Jak zbudować małą elektrownię wodną? Przewodnik inwestora









Niniejsza publikacja jest zaktualizowaną, poprawioną i uzupełnioną wersją Przewodnika opracowanego po raz pierwszy przez inż. Celso Penche w 1998 roku. Aktualizacji i gruntownego przeredagowania wersji angielskojęzycznej dokonano w roku 2004 w ramach projektu Komisji Europejskiej pn. Sieć Tematyczna Małej Energetyki Wodnej (Thematic Network on Small Hydropower - TNSHP).

Kolejnych aktualizacji i uzupełnień dokonywano przy okazji tłumaczeń na język niemiecki i szwedzki (2004), francuski (2005), hiszpański (2006) i włoski (2007). Tłumaczenia na język polski dokonano w roku 2010 w ramach projektu SHAPES - Działania Małej Energetyki Wodnej na Rzecz Promocji Efektywnych Rozwiązań (Small Hydro Action on Promotion of Efficient Solutions). Tekst niniejszego wydania uzupełniono o informacje dostosowane do potrzeb polskiego czytelnika.



Europejskie Stowarzyszenie Małej Energetyki Wodnej
European Small Hydropower Association - ESHA - info@esha.be
Tel. +32-2-5461945 - Faks +32-2-5461947
ESHA jest członkiem założycielem Europejskiej Rady ds Energii Odnawialnych,
European Renewable Energy Council, EREC

Jak zbudować małą elektrownię wodną?
Przewodnik inwestora

Niniejsze opracowanie stanowi polską wersję przewodnika ESHA *Guide on How to Develop a Small Hydropower Plant*, ESHA, Bruksela 2004, opracowaną w Instytucie Maszyn Przepływowych Polskiej Akademii Nauk (IMP PAN) w ramach projektu SHAPES (Działania Małej Energetyki Wodnej na Rzecz Promocji Efektywnych Rozwiązań), koordynowanego w latach 2007-2010 przez ESHA i finansowanego przez Komisję Europejską w ramach 6. Programu Ramowego (umowa TREN/07//FP6EN/S07.74894/038539 z dnia 1 sierpnia 2006 r.). Koszty prac redakcyjnych i publikacji zostały pokryte ze środków ww. projektu oraz ze środków Ministerstwa Nauki i Szkolnictwa Wyższego przeznaczonych na działalność statutową IMP PAN.

Publikacja ta nie może być powielana w części lub całości bez pisemnej zgody ESHA. Zawarte w niej informacje można cytować pod warunkiem wskazania źródła.

This document is the Polish version of the ESHA Guide on How to Develop a Small Hydropower Plant, ESHA, Brussels 2004. The document has been prepared in the Szewalski Institute of Fluid-Flow Machinery of the Polish Academy of Sciences (IMP PAN) under SHAPES (Small Hydro Action on Promotion of Efficient Solutions) project, co-ordinated by ESHA and financed by the European Commission in the period 2007-2010 within the 6th Framework Programme (contract TREN/07//FP6EN/S07.74894/038539 of August 1st, 2006). The expenses due to editorial work and publishing of the document were covered from the SHAPES means and those allocated by the Polish Ministry of Science and Higher Education for supporting the IMP PAN statutory activity.

This publication may not be reproduced in whole or in part without written permission of ESHA. Information may be quoted providing this document as the source.

Zespół Redakcyjny

dr Janusz Steller (IMP PAN) – Przewodniczący Zespołu

mgr inż. Adam Henke (IMP PAN), mgr inż. Julitta Jagielska (TEW)
dr inż. Maciej Kaniecki (IMP PAN), mgr inż. Katarzyna Trojanowska (TEW)

Adres Zespołu Redakcyjnego

Instytut Maszyn Przepływowych Polskiej Akademii Nauk
ul. Fiszera 14, 80-952 Gdańsk
tel.: +48 58 6995139, faks: +48 58 3416144, e-mail: steller@imp.gda.pl

Nr rejestracyjny opracowania IMP PAN

445/2010

European Small Hydropower Association
Instytut Maszyn Przepływowych PAN

Bruksela/Gdańsk 2010

SPIS TREŚCI

Przedmowa do wydania polskojęzycznego xiii
Przedmowa do wydania angielskojęzycznego xvi
Streszczenie merytoryczne xvii

1. WPROWADZENIE 1
   1.1. Potencjalnie niewyczerpane źródło darmowego paliwa 1
   1.2. Klasyfikacja małych elektrowni wodnych 4
      1.2.1. Definicja małej energetyki wodnej 4
      1.2.2. Podział elektrowni wodnych ze względu na spad 4
      1.2.3. Podział elektrowni wodnych ze względu na ich możliwości współpracy z systemem elektroenergetycznym 4
      1.2.4. Klasyfikacja elektrowni wodnych ze względu na sposób koncentracji piętrzenia 7
   1.3. Planowanie małej elektrowni wodnej 13
   Bibliografia 15

2. PODSTAWY HYDRAULIKI 16
   2.1. Wprowadzenie 16
   2.2. Przepływ wody w rurach 16
      2.2.1. Straty energii hydraulicznej wskutek tarcia 19
      2.2.2. Miejscowe straty energii hydraulicznej 26
         2.2.2.1. Straty na kratach (palisadach) ochronnych 26
         2.2.2.2. Straty na skutek skokowego rozszerzenia lub zwężenia 27
         2.2.2.3. Straty hydrauliczne w kolanach 30
         2.2.2.4. Straty na zaworach 31
      2.2.3. Przepływ nieustalony 31
   2.3. Przepływ wody przez kanały otwarte 34
      2.3.1. Klasyfikacja przepływów w kanałach otwartych 34
      2.3.2. Przepływy jednostajne w kanałach otwartych 35
      2.3.3. Przekrój efektywny w kanałach otwartych 36
      2.3.4. Zasady energetyczne dotyczące przepływów w kanałach otwartych 36
   Bibliografia 43

3. WYZNACZANIE PRZEPŁYWÓW WODY 44
   3.1. Wprowadzenie 44
   3.2. Wyniki rejestracji przepływu wody 45
   3.3. Wyznaczanie przepływów na podstawie pomiaru 46
      3.3.1. Metoda wodowskazowa 46
      3.3.2. Metody oparte o pomiar prędkości i przekroju poprzecznego 48
         3.3.2.1. Pomiar pola przekroju poprzecznego 48
         3.3.2.2. Pomiar prędkości przepływu 49
         3.3.2.3. Całkowanie pola prędkości 53
         3.3.2.4. Zalecenia końcowe 55
      3.3.3. Metody roztworowe 56
      3.3.4. Pomiary przy użyciu przelewów, przepustów i zwężek 57
      3.3.5. Metoda spadku hydraulicznego 59
   3.4. Charakterystyki przepływu w cieku wodnym 59
      3.4.1. Hydrogram 59
      3.4.2. Krzywe sum czasu trwania przepływów (FDC) 60
      3.4.3. Znormalizowane krzywe sum czasu trwania przepływów 62
      3.4.4. Krzywe sum czasu trwania przepływów dla konkretnych miesięcy lub innych okresów 64
   3.5. Wysokość spadu 64
      3.5.1. Wyznaczanie spadu niwelacyjnego (brutto) 64
      3.5.2. Określanie spadu użytecznego (netto) 65

3.6. Przepływ nienaruszalny 67
3.7. Określanie mocy i produkcji energii elektrowni 67
3.7.1. Zależność spadu od natężenia przepływu i ich wpływ na moc turbiny 69
3.7.2. Praca szczytowa 71
3.8. Moc gwarantowana 72
3.9. Wezbrania powodziowe 72
3.9.1. Wody powodziowe projektowe 76
3.9.2. Analiza statystyczna danych powodziowych 75
3.9.3. Modelowanie hydrologiczne zlewni 77
Bibliografia 77

4. METODOLOGIA OCENY LOKALIZACJI 79
4.1. Wprowadzenie 79
4.2. Kartografia 79
4.3. Badania geotechniczne 80
4.3.1. Zalecane metodologie 81
4.3.2. Metodologie. Studium rzeczywistego przypadku 82
4.3.2.1. Zapora 82
4.3.2.2. Kanał otwarty 84
4.3.2.3. Kanał w sztolni. 86
4.3.2.4. Budynek elektrowni 89
4.4. Analiza niepowodzeń 89
Bibliografia 95

5. BUDOWLE HYDROTECHNICZNE 96
5.1. Wprowadzenie 96
5.2. Zapory 96
5.2.1. Zapory ziemne i narzutowe 98
5.2.2. Zapory betonowe 99
5.2.3. Inne typy zapór 100
5.2.4. Obciążenia i stateczność zapór betonowych 101
5.2.5. Bezpieczeństwo zapór 103
5.3. Jazy i przelewy 104
5.3.1. Jazy 105
5.3.2. Jazy z zamknięciami 107
5.3.3. Inne rodzaje jazów i przelewów 111
5.4. Budowle rozpraszające energię 116
5.5. Ujęcia wody 117
5.5.1. Wiadomości ogólne 117
5.5.2. Rodzaje ujęć wody 118
5.5.3. Straty spadu 122
5.5.4. Kraty ochronne 123
5.5.5. Powstawanie wirów 126
5.6. Osadniki 128
5.6.1. Wiadomości ogólne 128
5.6.2. Efektywność osadnika 128
5.6.3. Projektowanie 129
5.7. Zamknięcia i zawory 130
5.8. Kanały otwarte 133
5.8.1. Projektowanie i wymiarowanie 133
5.8.2. Wykopy i stateczność 139
5.9. Rurociągi derywacyjne 142
5.10. Kanały odpływowe 156
Bibliografia 157

6. WYPOSAŻENIE ELEKTROMECHANICZNE 159
6.1. Budynek elektrowni 159
6.2. Turbiny wodne 161
6.2.1. Zasada działania turbin wodnych 162
6.2.2. Typy i rodzaje turbin oraz sposoby ich zabudowy 164
6.2.3. Szybkobieżność i podobieństwo 177
6.2.4. Projekt wstępny 181
6.2.5. Kryteria doboru turbiny 184
6.2.6. Sprawność turbiny 190
6.3. Inne maszyny hydrauliczne 193
6.4. Multiplikatory obrotów 194
6.4.1. Typy multiplikatorów obrotów 195
6.4.2. Projektowanie multiplikatora obrotów 196
6.4.3. Obsługa multiplikatora 197
6.5. Generatory 197
6.5.1. Konfiguracje generatorów 198
6.5.2. Układy wzbudzenia 199
6.5.3. Regulacja napięcia i synchronizacja 200
6.6. Sterowanie turbiną 200
6.7. Wyposażenie rozdzielnic 204
6.8. Sterowanie automatyczne 205
6.9. Pomocnicze wyposażenie elektryczne 206
6.9.1. Transformator potrzeb własnych 206
6.9.2. Zasilanie prądem stałym 206
6.9.3. Pomiar poziomu wody 206
6.9.4. Podstacja zewnętrzna 207
6.10. Przykłady 207
Bibliografia 209

7. ODDZIAŁYWANIE NA ŚRODOWISKO - JEGO OGRANICZANIE I KOMPENSACJA... 212
7.1. Wprowadzenie 212
7.2. Identyfikacja obciążeń i oddziaływań 213
7.3. Oddziaływanie podczas budowy 215
7.3.1. Zbiorniki wodne 215
7.3.2. Ujęcia wody, kanały otwarte, rurociągi derywacyjne, kanały odpływowe ... 216
7.4. Oddziaływania wynikające z eksploatacji elektrowni 216
7.4.1. Oddziaływania akustyczne 216
7.4.2. Oddziaływania na krajobraz 218
7.4.3. Oddziaływania biologiczne 226
7.5. Oddziaływania linii przesyłowych 244
7.5.1. Efekt wizualny 244
7.5.2. Oddziaływanie na stan zdrowia 244
7.6. Wnioski 245
Bibliografia 245

8. ANALIZA EKONOMICZNA 248
8.1. Wstęp 248
8.2. Podstawowe rozważania 248
8.3. Wartość pieniądza w czasie 251
8.4. Metody oceny ekonomicznej 253
8.4.1. Metody statyczne 254
8.4.2. Metody dynamiczne 255
8.4.3. Przykłady 257
8.5. Stawki i bodźce motywacyjne 262
Bibliografia 266

9. PROCEDURY ADMINISTRACYJNE 267
9.1. Wprowadzenie 267
9.2. Rodzaje procedur 269
9.2.1. Użytkowanie wody do celów energetycznych 269
9.2.2. Procedury środowiskowe 271
9.2.3. Konsultacje społeczne 276
9.2.4. Wymagania budowlane 276
9.2.5. Podłączenie do sieci 276
9.2.6. Inne procedury 276
9.3. Kilka przykładów praktycznych 277
9.3.1. Austria 277
9.3.2. Francja 278
9.3.3. Grecja 279
9.3.4. Irlandia 281
9.3.5. Polska 282
9.3.6. Portugalia 290
9.3.7. Szwajcaria 292
Bibliografia 293

ZAŁĄCZNIK A: SEKTOR MAŁEJ ENERGETYKI WODNEJ NA WEWNĘTRZNYM RYNKU ENERGETYCZNYM UE 294

WPROWADZENI E 294
A1. Cele 295
A2. Konstrukcja taryfikatorów energii elektrycznej i mechanizmy wsparcia dla OZE 299
A3. Bariery 304
A4. Rynek wewnętrzny 311
Bibliografia 323

Słownik ważniejszych terminów 325

SPIS RYSUNKÓW

Rysunek 1-1 Emisja CO_2 wyeliminowana dzięki nowym wdrożeniom OZE w 25 państwach członkowskich Unii Europejskiej 1
Rysunek 1-2 Procentowy udział różnych sektorów OZE-E w produkcji energii elektrycznej krajów Unii Europejskiej ze źródeł odnawialnych w roku 2006 2
Rysunek 1-3 Praca elektrowni wodnych na wykresie dobowym obciążenia 5
Rysunek 1-4 Praca elektrowni pompowej na wykresie dobowym obciążenia 7
Rysunek 1-5 Elektrownia niskospadowa przyjazowa 7
Rysunek 1-6 Usytuowanie elektrowni przy zaporach betonowych 8
Rysunek 1-7 Elektrownia przy istniejącej zaporze 8
Rysunek 1-8 Elektrownia niskospadowa z ujęciem lewarowym 9
Rysunek 1-9 Elektrownia z derywacją kanałową 9
Rysunek 1-10 Schemat derywacji ciśnieniowej koncentrującej spad elektrowni 10
Rysunek 1-11 Elektrownia z derywacją ciśnieniową poprowadzoną w korpusie zapory 10
Rysunek 1-12 Schemat elektrowni z derywacją mieszaną: kanałowo-rurociągową 11
Rysunek 1-13 Elektrownia zintegrowana z kanałem nawadniającym 12
Rysunek 1-14 Elektrownia na wydłużonym upuście przelewowym z wykorzystaniem kanału irygacyjnego 12
Rysunek 1-15 Elektrownia zintegrowana z siecią wodociągową 13

Rysunek 2-1 Rozkład prędkości w przepływie laminarnym i burzliwym 17
Rysunek 2-2 Linie gradientu hydraulicznego i energetycznego 19
Rysunek 2-3 μ w funkcji liczby Reynoldsa 22
Rysunek 2-4 Współczynniki strat krat ochronnych 27
Rysunek 2-5 Wartości K_c i K_{ex} w funkcji d/D 28
Rysunek 2-6 Współczynniki strat w dyfuzorach 29
Rysunek 2-7 Współczynniki strat wlotowych 29
Rysunek 2-8 Współczynniki strat dla przepływów w kolanach 30
Rysunek 2-9 Typowe współczynniki strat dla przepływów przez zawory 31
Rysunek 2-10 Typowe rozkłady prędkości podczas przepływów przez kanały otwarte 34
Rysunek 2-11 Ilustracja różnych typów przepływów niejednostajnych 35
Rysunek 2-12 Rozkłady ciśnienia dla kanałów z pionowo zakrzywionym korytem 36
Rysunek 2-13 Energia jednostkowa w funkcji głębokości strumienia wody 38
Rysunek 2-14 Diagram Moody'ego: Współczynniki tarcia dla rur 41
Rysunek 2-15 Ilustracja fal ciśnienia w rurach 42

Rysunek 3-1 Szkic koncepcyjny do budowy elektrowni wodnej 44
Rysunek 3-2 Pomiar poziomu wody w rzece, definicje 46
Rysunek 3-3 Krzywa konsumcyjna 47
Rysunek 3-4 Pomiar pola powierzchni przekroju poprzecznego 48
Rysunek 3-5 Pływak głębinowy 50
Rysunek 3-6 Zasada pomiaru pływakiem całkującym 50
Rysunek 3-7 Prędkość średnia w pionie 53
Rysunek 3-8 Wyznaczanie przepływu w kanale o przekroju prostokątnym 55
Rysunek 3-9 Krzywa przewodności w funkcji czasu 56
Rysunek 3-10 Pomiary przepływu za pomocą przelewów 57
Rysunek 3-11 Pomiar przepływu za pomocą przepustu o przekroju prostokątnym 58
Rysunek 3-12 Przykład hydrogramu 60
Rysunek 3-13 Przykład krzywej sum czasów trwania przepływów (FDC) 61
Rysunek 3-14 Przykład krzywej sum czasów trwania przepływów z podziałką logarytmiczną 61
Rysunek 3-15 Przykład znormalizowanej krzywej czasów trwania przepływów 62
Rysunek 3-16 Układ doprowadzenia wody (przykład 3.1) 65

Rysunek 3-17 Wyznaczanie przełyku instalowanego uwzględnieniem przepływu nienaruszalnego …… 68
Rysunek 3-18 Przykład krzywej sprawności turbiny w funkcji przepływu …… 69
Rysunek 3-19 Zmiana spadu netto w zależności od przepływu przez rzekę …….. 70
Rysunek 3-20 Wyciąg z polskiej klasyfikacji głównych budowli hydrotechnicznych [20] 74
Rysunek 3-21 Elementy modelu hydrologicznego 77

Rysunek 4-1 Schemat elektrowni Cordiñanes 82
Rysunek 4-2 Położenie zapory i struktura obydwu skarp rzeki 83
Rysunek 4-3 Przekrój geologiczny formacji koluwialnej 83
Rysunek 4-4 Schemat geomorfologiczny trasy kanału 84
Rysunek 4-5 Schematyczny przekrój sztolni pod koluwium 87
Rysunek 4-6 Wykładzina betonowa kształtująca końcowy przekrój sztolni 87
Rysunek 4-7 Uskok występujący w sztolni La Rienda 88
Rysunek 4-8 Rezultaty operacji wstrzykiwania zaprawy cementowej 89
Rysunek 4-9 Schemat układu doprowadzenia wody do elektrowni Ruahihi 90
Rysunek 4-10 Schemat wzdłużny elektrowni La Marea 92
Rysunek 4-11 Widok poziomy elektrowni La Marea 92

Rysunek 5-1 Zapora narzutowa warstwowa z rdzeniem uszczelniającym (EW Niedzica) 98
Rysunek 5-2 Typowa geometria zapór łukowych o pojedynczej i o podwójnej krzywiźnie … 100
Rysunek 5-3 Zapora kamienna z betonowym ekranem pionowym od strony odwodnej ……. 101
Rysunek 5-4 Zapory drewniane …… 101
Rysunek 5-5 Rozkład obciążeń zapór betonowych …… 102
Rysunek 5-6 Konstrukcje jazów stałych i ruchomych …… 105
Rysunek 5-7 Przykłady zabudowy progów przelewowych jazów stałych …… 106
Rysunek 5-8 Charakterystyki i wzory do obliczania przepustowości przelewów …… 105
Rysunek 5-9 Wielkości charakterystyczne i wzory do obliczania natężenia przepływu przez zamknięcia jazów ….....……. 108
Rysunek 5-9a Współczynniki przepływu dla zamknięć segmentowych w kanałach prostokątnych. Reprodukcja Arkusza Projektowania Hydraulicznego Korpusu Inżynierów Armii Stanów Zjednoczonych (USACE HDC 320-3) [25] 109
Rysunek 5-9b Współczynniki przepływu dla zamknięć segmentowych nad progiem przelewowym. Reprodukcja Arkusza Projektowania Hydraulicznego Korpusu Inżynierów Armii Stanów Zjednoczonych (USACE HDC 311-1) [25] .. 110
Rysunek 5-10 Grodze ruchome osadzane i przegubowe …….. 111
Rysunek 5-11 Jaz powłokowy …… 112
Rysunek 5-12 Zasada działania zamknięcia typu bezpiecznikowego „fusegate” …...……. 113
Rysunek 5-13 Schemat budowy przelewu lewarowego …….. 114
Rysunek 5-14 Schemat przelewu szybowego ……..…… 115
Rysunek 5-15 Przelew labiryntowy w widoku z góry …….. 116
Rysunek 5-16 Prądy wtórne w zakolach rzeki …… 119
Rysunek 5-17 Typowy układ ujęcia bocznego ……..... 120
Rysunek 5-18 Ujęcie tyrolskie ……..…… 121
5-18a Ujęcie wody tyrolskie (upadowe) …… 121
5-18b Ujęcie wody tyrolskie w wersji *EdF* …… 121
Rysunek 5-19 Przykład zoptymalizowanego ujęcia energetycznego …… 123
Rysunek 5-20 Układ kierownicy zanieczyszczeń …….. 124
Rysunek 5-21 Wzory do obliczania strat ciśnienia na kratach …… 125
Rysunek 5-22 Olejowo-hydrauliczna czyszczarka krat …… 126
Rysunek 5-23 Minimalna wartość zanurzenia …… 127
Rysunek 5-24 Osadnik …….. 128
Rysunek 5-25 Zasuwa klinowa ……..…… 130
Rysunek 5-26 Zawór motylowy ……..…….. 131
Rysunek 5-27 Zawór kulowy i obrotowy …… 131

Rysunek 5-28 Zasada budowy kanałów 139
Rysunek 5-29 Materiały używane do ochrony brzegów 140
Rysunek 5-30 Kanał umocniony prostokątny 140
Rysunek 5-31 Rurociąg derywacyjny 142
Rysunek 5-32 Rurociąg derywacyjny z podporami ruchomymi i złączami kompensacyjnymi . 143
Rysunek 5-33 Rurociąg stalowy łączony mechanicznie 144
Rysunek 5-34 Optymalizacja ekonomiczna średnicy rurociągu derywacyjnego 146
Rysunek 5-35 Rurociąg derywacyjny: schemat uproszczony do obliczeń strat tarcia i strat miejscowych 148
Rysunek 5-36 Komora wyrównawcza 154
Rysunek 5-37 Wysokość zwyżki ciśnienia w czasie 155

Rysunek 6-1 Schematyczny widok elektrowni niskospadowej 160
Rysunek 6-2 Schematyczny widok elektrowni wysoko- i średniospadowej 160
Rysunek 6-3 Schemat elektrowni i przekrojów pomiarowych 162
Rysunek 6-4 Przekrój przez dyszę z odchylaczem 164
Rysunek 6-5 Widok dwudyszowej poziomej turbiny Peltona 165
Rysunek 6-6 Rysunek rozstrzelony dwudyszowej pionowej turbiny Peltona 165
Rysunek 6-7 Zasada działania turbiny Turgo 166
Rysunek 6-8 Zasada działania turbiny o przepływie poprzecznym 167
Rysunek 6-9 Palisada łopatek kierownicy 169
Rysunek 6-10 Widok turbiny Francisa 169
Rysunek 6-11 Energia kinetyczna wody na wylocie z wirnika 170
Rysunek 6-12 Przekrój przez pionową turbinę Kaplana 171
Rysunek 6-13 Przekrój przez gruszkową turbinę rurową o podwójnej regulacji 172
Rysunek 6-14 Przekrój przez elektrownię z pionową turbina Kaplana 174
Rysunek 6-15 Przekrój przez elektrownię lewarową z turbiną typu semi-Kaplan 174
Rysunek 6-16 Przekrój przez elektrownię lewarową z odwróconą turbiną typu semi-Kaplan 174
Rysunek 6-17 Przekrój przez elektrownię z ukośnie zabudowaną turbiną Kaplana 174
Rysunek 6-18 Przekrój przez elektrownię z turbiną typu semi-Kaplan z przekładnią kątową w układzie ukośnym 174
Rysunek 6-19 Przekrój przez elektrownię z rurowa turbiną Kaplana w układzie studniowym ... 174
Rysunek 6-20 Przekrój przez elektrownię z turbiną Kaplana typu S 175
Rysunek 6-21 Kształty wirników turbin w zależności od ich wyróżnika szybkobieżności n_{sP}... 178
Rysunek 6-22 Wyróżnik szybkobieżności w funkcji spadu netto $H_n = E/g$ 180
Rysunek 6-23 Charakterystyka dyszy 182
Rysunek 6-24 Przekrój przez wirnik Francisa 182
Rysunek 6-25 Wirnik turbiny Kaplana 183
Rysunek 6-26 Zakresy zastosowań typów turbin 185
Rysunek 6-27 Granice kawitacji 189
Rysunek 6-28 Porównanie wyników pomiaru sprawności turbiny rzeczywistej zbudowanej bez badań laboratoryjnych i sprawności możliwej do osiągnięcia przy użyciu sprawdzonych metod projektowych 191
Rysunek 6-29 Schemat strat energii w elektrowni wodnej 192
Rysunek 6-30 Typowe sprawności małych turbin wodnych 192
Rysunek 6-31 Krzywe sprawności ślimaka hydroenergetycznego, koła wodnego nasiębiernego oraz turbin wodnych o pojedynczej i podwójnej regulacji [35] 194
Rysunek 6-32 Multiplikator obrotów zębaty do wałów równoległych 195
Rysunek 6-33 Multiplikator obrotów zębaty stożkowy 195
Rysunek 6-34 Multiplikator obrotów pasowy 195
Rysunek 6-35 Generator o osi pionowej, bezpośrednio sprzęgnięty z turbiną Kaplana 199
Rysunek 6-36 Mechaniczno-hydrauliczny regulator szybkości obrotowej turbiny Francisa 201
Rysunek 6-37 Schemat blokowy układu zasilania pojedynczej linii 204
Rysunek 6-38 Pomiar poziomu wody 207

Rysunek 7-1	Schemat węzła hydrotechnicznego elektrowni wodnej Cordiñanes	219
Rysunek 7-2	Przekrój wzdłużny elektrowni wodnej na Neckarze	225
Rysunek 7-3	Przykład krzywej sum czasów trwania przepływów	227
Rysunek 7-4	Przekrój poprzeczny koryta rzeki	232
Rysunek 7-5	Związek między przepływem ekologicznym a morfologią koryta rzeki	233
Rysunek 7-6	Układ progów prostokątnych	234
Rysunek 7-7	Przegrody przepławki w przekroju	236
Rysunek 7-8	Przepławka o szczelinach pionowych	236
Rysunek 7-9	Koryto i żebra przepławki Denila	237
Rysunek 7-10	Przekrój przez śluzę Borlanda	238
Rysunek 7-11	Urządzenie wabiące ryby	239
Rysunek 7-12	Schemat ekranu Coandy	241
Rysunek 7-13	Bariera bioakustyczna	242
Rysunek 8-1	Jednostkowy koszt 1 kW mocy zainstalowanej	249
Rysunek 8-2	Koszty inwestycyjne 1 kW mocy zainstalowanej przy określonym spadzie	250
Rysunek 8-3	Przeciętne koszty inwestycyjne charakterystyczne dla małych elektrowni wodnych według ESTIR	250
Rysunek 9-1	Regulacje prawne dotyczące przepływu nienaruszalnego w Szwajcarii	275
Rysunek 9-2	Procedura ubiegania się o pozwolenie na budowę MEW zgodnie ze stanem prawnym obowiązującym w Polsce w pierwszej połowie 2010 r.	283
Rysunek 9-3	Procedura ubiegania się o decyzję o warunkach zabudowy i zagospodarowania terenu (Polska, pierwsza połowa 2010 r.)	284
Rysunek 9-4	Schemat blokowy procesu przygotowywania projektu budowlanego MEW (Polska, pierwsza połowa 2010 roku)	285
Rysunek 9-5	Procedura ubiegania się o decyzję o uwarunkowaniach środowiskowych (Polska, pierwsza połowa 2010 r.)	287
Rysunek 9-6	Schemat blokowy portugalskich procedur administracyjnych	291
Rysunek A-1	Wzrost mocy zainstalowanej i produkcji energii elektrycznej w małych elektrowniach wodnych na terenie Unii Europejskiej w latach 2000-2010	298
Rysunek A-2	Instrumenty polityki wsparcia OZE	300
Rysunek A-3	Procent projektów OZE-E, przy których odnotowano problemy z przyłączeniem do sieci	307
Rysunek A-4	Zmiany średnich cen podstawowych nośników energii w latach 1997-2006	313
Rysunek A-5	Struktura cen energii elektrycznej w punkcie przyłączenia odbiorcy w roku 2008, €ct/kWh	313
Rysunek A-6	Intensywność zmian dostawcy energii elektrycznej wyrażona poprzez udział energii elektrycznej dostarczanej od zmienionego dostawcy do wielkich odbiorców przemysłowych (górny wykres) i gospodarstw domowych (dolny wykres).....	315
Rysunek A-7	Udział transakcji giełdowych w rynku energii elektrycznej na terenie UE w roku 2008	316
Rysunek A-8	Zestawienie mocy zainstalowanej z obciążeniem szczytowym systemu w różnych państwach Unii Europejskiej w roku 2008	317
Rysunek A-9	Zsynchronizowane systemy sieci przesyłowych w Europie	317
Rysunek A-10	Obciążenie szczytowe i możliwości jego pokrycia w wyniku wymiany transgranicznej w roku 2008	318
Rysunek A-11	Moc zainstalowana w elektrowniach na terenie państw członkowskich Unii Europejskiej w latach 1990-2007	321

SPIS FOTOGRAFII

Fot. 3-1	Stacja wodowskazowa na rzece	47
Fot. 3-2a	Młynek z wirnikiem o osi pionowej	51
Fot. 3-2b	Młynek z wirnikiem o osi poziomej	51
Fot. 3-3	Pomiar natężenia przepływu za pomocą młynków osadzonych na tyczce (Kanał Łączański pod Krakowem)	52
Fot. 4-1	Widok ogólny prawej skarpy rzeki	85
Fot. 4-2	Niestabilności lokalne spowodowane pracami ziemnymi	85
Fot. 4-3	Jedna ze skarp osuwowych, istniejących przed rozpoczęciem prac	85
Fot. 4-4	Widok koluwium Cordiñanes, pod którymi przebiega sztolnia	86
Fot. 4-5	Widok sztolni w trakcie budowy	88
Fot. 4-6	Betonowanie sztolni	88
Fot. 4-7	Wykładzina betonowa sztolni	88
Fot. 4-8	Efekty infiltracji pod kanałem	91
Fot. 4-9	Zbiornik La Marea	93
Fot. 4-10	Zapora uszkodzona przez sufozję	94
Fot. 4-11	Zapora uszkodzona przez sufozję	94
Fot. 4-12	Kanał uszkodzony przez ciśnienie oddolne	95
Fot. 5-1	Pokrywanie zapory membrana z geowłókniny	98
Fot. 5-2	Przykłady zapory ciężkiej typu RCC (*a*) i zapory filarowej (*b*)	99
Fot. 5-3	Przykład zapory łukowej	100
Fot. 5-4	Przerwanie małej zapory: wyrwa i powódź w dole rzeki	103
Fot. 5-5	Próg przelewu o kształcie praktycznym	107
Fot. 5-6	Grodze ruchome osadzane	111
Fot. 5-7	Grodze ruchome przegubowe	111
Fot. 5-8	Grodza sterowana nadmuchiwaną powłoką gumową	113
Fot. 5-9	Zamknięcia typu bezpiecznikowego „fusegate" (*Hydroplus)*	114
Fot. 5-10	Przelew szybowy	115
Fot. 5-11	Praca przelewów bocznych na kanałach doprowadzających wodę do MEW Skawina k/Krakowa	116
Fot. 5-12	Jaz z przelewem labiryntowym	116
Fot. 5-13	Ujęcie wody tyrolskie (upadowe), Picos de Europa (Asturia)	121
Fot. 5-14	Próg Coandy podczas pracy	121
Fot. 5-15	Prefabrykowane elementy kierownicy zanieczyszczeń	124
Fot. 5-16	Czyszczarka krat z hydraulicznymi siłownikami teleskopowymi	126
Fot. 5-17	Zasuwa regulacyjna z mechanizmem zębatkowym	131
Fot. 5-18	Napęd zasuwy za pomocą siłownika hydraulicznego	131
Fot. 5-19	Duży zawór motylowy	132
Fot. 5-20	Zawór motylowy z napędem hydraulicznym	132
Fot. 5-21	Zasuwa segmentowa i jego instalowanie na przyczółkach betonowych	133
Fot. 5-22	Kanał w Cordiñanes	140
Fot. 5-23	Przelew boczny	141
Fot. 5-24	Wyniesienie kanału	141
Fot. 5-25	Kanał samonośny	141
Fot. 5-26	Wytrysk wody z zaworu upustowego	155

Fot. 6-1	Widok typowego budynku elektrowni wodnej …….....	161
Fot. 6-2	Wirnik Peltona z dyszami zasilającymi …….....	166
Fot. 6-3	Turbina Francisa o osi poziomej ……	168
Fot. 6-4	Mechanizm kierownicy turbiny Francisa o osi poziomej ……	169
Fot. 6-5	Wirnik Francisa ……	169
Fot. 6-6	Wirnik turbiny Kaplana (Litostroj) ……	171
Fot. 6-7	Lewarowa turbina śmigłowa z wałem poziomym na jazie rzeki Wełny w pobliżu Jaracza w województwie wielkopolskim (zdjęcie z lat 90-tych) ……..	175
Fot. 6-8	Prototypowy hydrozespół VLH ……	177
Fot. 6-9	Współczesne koło wodne na hali montażowej firmy BEGA [34] ……	194
Fot. 6-10	Hydrozespół z śrubą Archimedesa (firma Ritz-Atro) przy młynie Diebacher Rödermühle na Soławie Frankońskiej [35] ……..	194
Fot. 6-11	Zespół olejowy ciśnieniowy zasilający siłownik kierownicy turbiny Francisa w Elektrowni Wodnej Borowo ……	202
Fot. 7-1	Zbiornik wodny Cordiñanes	219
Fot. 7-2	Jaz Cordiñanes …….....	220
Fot. 7-3	Zapora Wilhelmina w Szwecji ……	220
Fot. 7-4	Ujęcie wody w Cordiñanes ……..	221
Fot. 7-5	Etap budowy – prace ziemne ……	222
Fot. 7-6	Etap budowy – kanał betonowy ……...	222
Fot. 7-7	Etap budowy – ukończony kanał ……..	222
Fot. 7-8	Wlot sztolni podczas budowy ……...	223
Fot. 7-9	Wlot sztolni po przykryciu ……	223
Fot. 7-10	Budynek elektrowni ……	223
Fot. 7-11	Kanał odpływowy ……..	224
Fot. 7-12	Podstacja zlokalizowana w budynku elektrowni …….……	224
Fot. 7-13	Elektrownia na Neckarze ……	225
Fot. 7-14	Przepławka o konstrukcji rustykalnej ……	235
Fot. 7-15	Przepławka o szczelinach pionowych ……..	235
Fot. 7-16	Przepławka Denila ……	237
Fot. 7-17	Budynek elektrowni wodnej z przepławką dla ryb (po lewej stronie) ……	239
Fot. 7-18	Ekran Coandy ……...	241
Fot. 7-19	Efekt wizualny podstacji zewnętrznej ……	245

SPIS TABELI

Tabela 1-1 Wykorzystanie technicznego potencjału hydroenergetycznego w niektórych krajach europejskich 3

Tabela 2-1 Parametr chropowatości „e" dla różnych rur przemysłowych 20
Tabela 2-2 Współczynnik Manninga *n* dla kilku rur przemysłowych 24
Tabela 2-3 Współczynniki Hazena-Williamsa 26
Tabela 2-4 Dodatkowe straty na kratach ochronnych w przypadku napływu nieprostopadłego 27
Tabela 2-5 Parametry geometryczne różnych profili kanałów 40
Tabela 2-6 Wzory empiryczne do szacowania głębokości y_c w typowym kanale 40

Tabela 3-1 Typowe wartości współczynnika *n* Manninga dla cieków wodnych 63
Tabela 3-2 Minimalny przepływ techniczny przez turbiny 73
Tabela 3-3 Typowe kryteria projektowych wód powodziowych 77
Tabela 3-4 Sposób definiowania przepływu miarodajnego i kontrolnego wg przepisów obowiązujących w Polsce w roku 2010 [20] 79
Tabela 3-5 Prawdopodobieństwo wystąpienia powodzi 79

Tabela 5-1 Cechy charakterystyczne ujęć wody 118
Tabela 5-2 Parametry hydrauliczne dla przekrojów poprzecznych kanałów konwencjonalnych 134
Tabela 5-3 Optymalny profil dla różnych przekrojów kanału 135
Tabela 5-4 Minimalne wzniesienia korony stałych budowli hydrotechnicznych nad poziom wody 135
Tabela 5-5 Własności różnych materiałów 145

Tabela 6-1 Konfiguracje turbin Kaplana 173
Tabela 6-2 Zakres wyróżników szybkobieżności dla różnych typów turbin 179
Tabela 6-3 Zakres zastosowań różnych typów turbin 184
Tabela 6-4 Dopuszczalność zmian natężenia przepływu i spadu 186
Tabela 6-5 Synchroniczne szybkości obrotowe generatorów 189
Tabela 6-6 Szybkości obrotowe rozbiegowe turbin 190
Tabela 6-7 Typowe sprawności małych turbin wodnych 193
Tabela 6-8 Typowe sprawności małych generatorów 198

Tabela 7-1 Oddziaływania podczas budowy 214
Tabela 7-2 Oddziaływania podczas eksploatacji elektrowni 214
Tabela 7-3 Metody oparte o wartości hydrologiczne lub statystyczne 231
Tabela 7-4 Metody oparte o zasady fizjograficzne 231
Tabela 7-5 Wzory oparte o prędkość i głębokość wody 231
Tabela 7-6 Metody oparte na analizie multikryterialnej, uwzględniającej parametry ekologiczne 231

Tabela 8-1	Współczynnik wartości bieżącej (*PVF*) dla różnych okresów n i kosztów alternatywnych	252
Tabela 8-2	Analiza przepływów pieniężnych	258
Tabela 8-3	*NPV* a długość cykli życia projektu oraz stopa dyskontowa	259
Tabela 8-4	$R_{b/c}$ a długość cykli życia projektu oraz stopa dyskontowa	260
Tabela 8-5	*NPV*, $R_{b/c}$ oraz *IRR* dla różnych stawek cen energii elektrycznej (na poziomie r = 8% i cyklu życia projektu r = 35 lat)	260
Tabela 8-6	Przykład B – roczne przepływy pieniężne dla inwestycji finansowanej zewnętrznie	261
Tabela 8-7	Analiza finansowa wybranych europejskich małych elektrowni wodnych	262
Tabela 8-8	Ceny energii elektrycznej wyprodukowanej w małych elektrowniach wodnych w państwach Unii Europejskiej	263
Tabela 9-1	Prawo do użytkowania wód w państwach członkowskich Unii Europejskiej	270
Tabela 9-2	Okresy występowania faz rozwoju ryb w Polsce	274
Tabela A-1	Udział energii OZE-E w końcowym zużyciu energii elektrycznej wg dyrektywy 2001/77WE i danych EUROSTATu za rok 2007	296
Tabela A-2	Udział energii ze źródeł odnawialnych w końcowym zużyciu energii brutto wg dyrektywy 2009/28/WE i danych EUROSTATu za rok 2007	297
Tabela A-3	Mechanizmy wsparcia MEW w państwach UE-15	301
Tabela A-4	Mechanizmy wsparcia MEW w nowoprzyjętych państwach członkowskich UE	302
Tabela A-5	Liczba operatorów sieci przesyłowych (OSP) i rozdzielczych (OSD) oraz ceny energii elektrycznej netto dla gospodarstw domowych i odbiorców przemysłowych, €ct/kWh	314
Tabela A-6	Udział transakcji giełdowych w rynku energii elektrycznej w roku 2008	316
Tabela A-7	Stabilność systemów wsparcia i przyrosty produkcji energii elektrycznej w latach 1997-2007	320

PRZEDMOWA DO WYDANIA POLSKOJĘZYCZNEGO

Niniejsze opracowanie jest poprawioną, zaktualizowaną i uzupełnioną wersją podręcznika pn. *Layman's Guidebook on How to Develop a Small Hydro Site,* opracowanego przez inż. Celso Penche w 1998 roku i opublikowanego przez Europejskie Stowarzyszenie Małej Energetyki Wodnej (ESHA, *European Small Hydropower Association*) w wersji angielskiej, hiszpańskiej i włoskiej. Pierwszej aktualizacji i gruntownego przeredagowania wersji angielskojęzycznej dokonano w roku 2004 w ramach projektu Komisji Europejskiej pn. Sieć Tematyczna Małej Energetyki Wodnej (*TNSHP, Thematic Network on Small Hydropower*). W ramach tego samego projektu opracowano również wersję niemiecką (2004), szwedzką (2004) i francuską (2005). W latach 2006 i 2007 opracowano w ramach projektu SHERPA (Kampania Efektywnych Działań Promocyjnych na Rzecz MEW, *Small Hydro Energy Efficient Promotion Campaign Action*) wersję hiszpańską i włoską. Z uwagi na zaawansowany poziom części podręcznika, w tytułach kolejnych wersji zrezygnowano ze stosowania określenia "Przewodnik Laika" (*Layman's Guidebook*) na rzecz określeń "przewodnik" lub "podręcznik".

Wersja polska opracowana została w ramach projektu Komisji Europejskiej o akronimie SHAPES (Działania Małej Energetyki Wodnej na Rzecz Promocji Efektywnych Rozwiązań, *Small Hydro Action for Promotion of Efficient Solutions*), realizowanego w latach 2007-2010 w ramach 6. Programu Ramowego Unii Europejskiej przez konsorcjum 10 stowarzyszeń i instytucji zaangażowanych w działalność na rzecz małej energetyki wodnej. Prace koordynowała ESHA zgodnie z kontraktem TREN/07//FP6EN/S07.74894/038539 zawartym w dniu 1 sierpnia 2006 r. Z uwagi na zasady finansowania obowiązujące w 6. Programie Ramowym, koszty istotnej części prac redakcyjnych zostały pokryte ze środków Ministerstwa Nauki i Szkolnictwa Wyższego przeznaczonych na działalność statutową Instytutu Maszyn Przepływowych Polskiej Akademii Nauk. Część prac wykonana została nieodpłatnie przez członków Towarzystwa Elektrowni Wodnych.

Podstawą niniejszego opracowania jest tłumaczenie wykonywane z wersji angielskiej i francuskiej. W kwestiach szczegółowych sięgano jednak również do wersji hiszpańskiej i włoskiej. Po dłuższym namyśle zdecydowano się zachować w tytule określenie "przewodnik". Ta pozornie formalna decyzja wynika z przekonania, że budowa elektrowni wodnej jest zadaniem wymagającej dogłębnej wiedzy i umiejętności w bardzo różnych dziedzinach. Systematyczne omówienie poszczególnych zagadnień w jednym opracowaniu jest niezwykle trudne. W latach osiemdziesiątych ubiegłego stulecia podjął się go w Polsce zespół redakcyjny pod kierownictwem mgra inż. Mariana Hoffmanna, działający w ramach Centralnego Programu Badawczo-Rozwojowego pn. "Kompleksowy rozwój energetyki". Prace tego zespołu zakończyły się publikacją pt. „Małe elektrownie wodne. Poradnik”[1]. Poradnik ten do dziś jest źródłem usystematyzowanej wiedzy o budowie małych elektrowni wodnych w naszym kraju.

Blisko 10 lat później podobnego zadania podjęła się również ESHA. Jednak po latach przeróbek i uzupełnień dokonywanych przez różnych autorów, poszczególne rozdziały niniejszego opracowania reprezentują różny stopień zawansowania. Część informacji dotyczących hydrologii przypomina przegląd monograficzny, inne fragmenty - zwłaszcza dotyczące regulacji hydrozespołów i wyposażenia elektrycznego - zostały potraktowane bardziej pobieżnie niż w przypadku poradnika opracowanego pod redakcją M.Hoffmanna. Uzupełnienia dokonane przez zespół redakcyjny niniejszego wydania tylko częściowo poprawiły ten stan rzeczy. Zmiana jakościowa wymagałaby ingerencji daleko wykraczającej poza zakres prac przewidzianych projektem. Przekonanie, że potencjalny inwestor powinien sięgać również do innych publikacji jest zasadniczym powodem, dla którego ostatecznie pozostawiliśmy w tytule określenie "przewodnik", jako najlepiej oddające charakter opracowania.

[1] M. Hoffmann (red.), „Małe elektrownie wodne. Poradnik”, Nabba Sp. z o.o., Warszawa 1991

Mimo tych zastrzeżeń, Zespół Redakcyjny nie ma wątpliwości, że publikacja stanowi wartościowe źródło informacji dla potencjalnego inwestora MEW w Polsce i poza jej granicami. Dokonując zestawienia z zasłużonym "poradnikiem Hoffmanna" należy podkreślić aktualizację informacji o obowiązujących procedurach administracyjnych i zasadach analizy ekonomicznej, stosunkowo bogaty materiał z zakresu hydrauliki i hydrologii, a także budownictwa hydrotechnicznego (częściowo odnoszący się jednak do warunków poza granicami naszego kraju). Przewodnik zawiera też krótkie informacje o niektórych nowych elementach wyposażenia elektromechanicznego. Zaletą przewodnika jest duża liczba przykładów wykorzystywanych przy omawianiu poszczególnych zagadnień, chociaż część z nich odnosi się do warunków rzadko występujących w Polsce. Czytelnik może uznać także za interesujące informacje o sytuacji sektora MEW na terenie Unii Europejskiej, w tym - o uwarunkowaniach jej rozwoju narzuconych przez unijne akty prawne.

Zmiany redakcyjne w stosunku do wersji źródłowych są dość liczne, chociaż starano się nie zakłócić dotychczasowej struktury przewodnika. Najważniejsze ze zmian wymieniono poniżej.

1. Usunięto zauważone błędy w równaniach, zwłaszcza w rozdziałach 2, 6 i 8. Większość tych błędów miała charakter zwykłych pomyłek drukarskich. Mogły one jednak wprowadzić Czytelnika w błąd lub uniemożliwić mu wykorzystanie wzorów ze względów formalnych (J.Steller).
2. W rozdziale 5 wymieniono nieczytelne fragmenty rysunku 5-9, zastępując 2 wzory empiryczne wyrażeniami ze współczynnikami wyznaczanymi na podstawie wprowadzonych wykresów *US Army Corps of Engineers* (J.Steller).
3. Przeredagowano i uporządkowano część rozdziału 1 dotyczącą klasyfikacji elektrowni wodnych (A.Henke).
4. Uzupełniono rozdział 3 o informacje o pomiarze przepływu za pomocą pływaków oraz dodatkowe informacje dotyczące metody młynkowej (A.Henke).
5. Rozdziały 3 i 5 uzupełniono o definicje i zalecenia wynikające z polskich przepisów dotyczących budowli hydrotechnicznych (J.Steller, K.Trojanowska). Dodatkowo w rozdziale 5 zaktualizowano informacje o rurociągach derywacyjnych (P.Pill).
6. W rozdziale 6 wprowadzono informacje o zasadzie działania turbiny wodnej, o hydrozespołach VLH oraz o hydraulicznych maszynach grawitacyjnych (J.Steller). Uzupełniono lub wymieniono rysunki w części dotyczącej układu sterowania i wyposażenia elektrycznego (A.Henke, W.Janicki).
7. Rozdział 9 poważnie rozszerzono, wprowadzając dość szczegółowe informacje o obowiązujących w Polsce przepisach i procedurach postępowania administracyjnego (K.Trojanowska, J.Steller).
8. Załącznik 9A napisano praktycznie na nowo, umieszczając w nim zaktualizowane informacje dotyczące rynku energii elektrycznej oraz prawa obowiązującego dziś w Unii Europejskiej (J.Steller).
9. Gruntownie zaktualizowano wprowadzenia do rozdziałów 1, 7, 8 i 9, odnosząc je do aktualnie dostępnych dokumentów i informacji (J.Steller).
10. Zdecydowanie rozszerzono wykazy literatury do poszczególnych rozdziałów, zwracając szczególną uwagę na dostępne pozycje podręcznikowe i monograficzne oraz obowiązujące akty prawne (J.Steller).

Poza wymienionymi na stronie tytułowej członkami Zespołu Redakcyjnego, w pracach nad ostateczną postacią niniejszego podręcznika brały udział następujące osoby.

1. mgr inż. Waldemar Janicki (IMP PAN)
2. dr inż. Mariusz Lewandowski (IMP PAN, TEW)
3. mgr inż. Stanisław Lewandowski (TEW)
4. mgr inż. Paweł Pill (KWH Sp. z O.O.)
5. mgr inż. Edyta Zalewska (KWH Sp. z O.O.)

Treść niektórych rozdziałów była też konsultowana z p. mgrem inż. Bogusławem Kubą Puchowskim, prezesem Towarzystwa Rozwoju Małych Elektrowni Wodnych.

Dokonując aktualizacji niektórych informacji technicznych oraz informacji o rynku energii elektrycznej w Unii Europejskiej, Zespół Redakcyjny korzystał z pomocy następujących członków Zarządu ESHA

1. inż. Luigi Papetti (*Studio Frosio*)
2. prof. Bernhard Pelikan (ESHA, Uniwersytet Zasobów Naturalnych w Wiedniu)
3. inż. Ghislain Weisrock (*France Hydro-Électricité*, *Electrabel France*)

Wszystkim tym osobom należą się wyrazy szczerego uznania za włożony bezinteresownie wysiłek w doprowadzenie niniejszej pracy do końca.

Dr Janusz Steller
Przewodniczący Zespołu Redakcyjnego

Instytut Maszyn Przepływowych Polskiej Akademii Nauk
Towarzystwo Elektrowni Wodnych

Gdańsk, 2010

PRZEDMOWA DO WYDANIA ANGIELSKOJĘZYCZNEGO

Niniejszy przewodnik stanowi zaktualizowaną i dostosowaną do dzisiejszych warunków wersję publikacji „Jak zbudować małą elektrownię wodną? Przewodnik Laika“ (*Layman's Guidebook on How to Develop a Small Hydro Site*), wydanej przez Europejskie Stowarzyszenie Małej Energetyki Wodnej (*European Small Hydropower Association* – ESHA) w roku 1998, w ramach programu Komisji Europejskiej pn. ALTENER (Dyrektoriat Generalny Transportu i Energii, DG–TREN).

Chociaż przewodnik niniejszy oparty jest na wersji na oryginalnej, to został on całkowicie zaktualizowany i dostosowany do dzisiejszych warunków z uwagi na znaczące zmiany, do jakich doszło w sektorze w ostatnich latach, w szczególności w zakresie ochrony środowiska naturalnego i uregulowań prawno-administracyjnych. Nowe wersje, dostępne w języku angielskim, francuskim, niemieckim oraz w szwedzkim, stanowią nową jakość w porównaniu z istniejącymi już hiszpańskimi i włoskimi wersjami publikacji oryginalnej.

Przewodnik „Jak zbudować mały obiekt hydroenergetyczny“ stanowił przedmiot prac w ramach projektu Unii Europejskiej „Sieć Tematyczna Małej Energetyki Wodnej” (*Thematic Network on Small Hydropower*), finansowanemu przez Piąty Ramowy Program Badawczo-Rozwojowy (PR 5). Został on zaktualizowany i dostosowany do dzisiejszych warunków przez Komitet ds Nowelizacji, działający pod kierunkiem ESHA, która koordynowała jego prace. Członkami Komitetu byli m.in. wykonawcy projektu Francis Armand (ADEME), Anton Schleiss (EPFL-LCH), Erik Bollaert (EPFL-LCH), Pedro Manso (EPFL-LCH), Jochen Bard (ISET), Jamie O'Nians (IT Power), Vincent Denis (MHyLab), Bernhard Pelikan (ÖVFK), Jean-Pierre Corbet (SCPTH), Christer Söderberg (SERO), Jonas Rundqvist (SERO) oraz Luigi Papetti (Studio Frosio). Sieć dziękuje Steve'owi Cryerowi (BHA) za jego wkład.

Specjalne podziękowania należą się Celso Penche (ESHA), autorowi „Przewodnika Laika”, który dokonał przeglądu zawartości niniejszego przewodnika, zapewniając tym samym jego spójność i dokładność.

ESHA 2004

STRESZCZENIE MERYTORYCZNE

Budowa małej elektrowni wodnej nie jest łatwym zadaniem. Pod uwagę trzeba wziąć zagadnienia obejmujące wiele dziedzin: biznes, inżynierię, finanse, prawo i administrację. Wszystkie one są niezbędne na różnych etapach inwestycji, począwszy od wybrania lokalizacji, aż do momentu uruchomienia elektrowni.

Niniejszy przewodnik ujmuje wszystkie te zagadnienia razem oraz prezentuje je krok po kroku, stanowiąc tym samym użyteczne narzędzie dla potencjalnego inwestora MEW.

Przewodnik został podzielony na dziewięć rozdziałów, obejmujących podstawowe koncepcje, znaczenie pojęć oraz istotne zagadnienia techniczne.

Rozdział 1 – wprowadza podstawowe pojęcia, takie jak definicja małej elektrowni wodnej, rodzaje elektrowni, sposoby wykorzystywania dostępnych zasobów wodnych oraz daje ogólny przegląd zawartości przewodnika.

Rozdziały 2 do 9 – opisują kluczowe kroki niezbędne dla oceny proponowanego projektu, przed podjęciem decyzji o przystąpieniu do szczegółowego studium wykonalności.

Podstawowe zagadnienia opisywane w przewodniku to:

- *Topografia i geomorfologia terenu w przewidywanym miejscu budowy elektrowni*
- *Ocena zasobów wodnych i ich potencjału generacyjnego*
- *Wybór miejsca i ogólna koncepcja elektrowni*
- *Turbiny, generatory oraz ich sterowanie*
- *Ocena wpływu na środowisko oraz środki ograniczjące ten wpływ*
- *Ocena ekonomiczna projektu i możliwości finansowania*
- *Otoczenie instytucjonalne*
  oraz administracyjne procedury uzyskiwania niezbędnych pozwoleń

Lektura tego przewodnika dostarczy potencjalnemu inwestorowi MEW istotnych informacji oraz ułatwi mu zrozumienie różnorodnych zagadnień, etapów procesu inwestycyjnego oraz procedur, niezbędnych dla zbudowania, uruchomienia i eksploatacji małej elektrowni wodnej.

Bernhard Pelikan

Prezes ESHA

Bruksela 2004

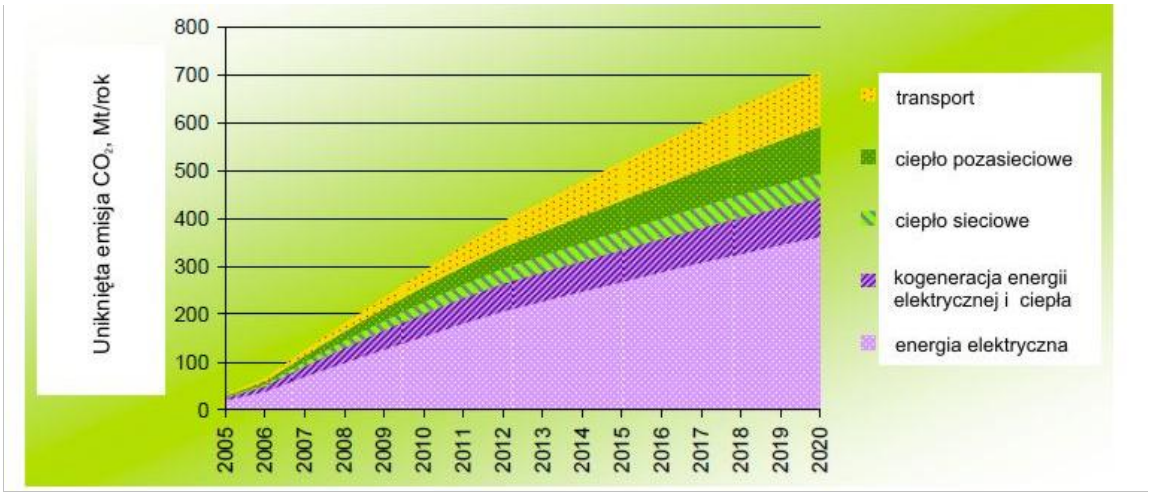
1. WPROWADZENIE[i]

1.1. Potencjalnie niewyczerpane źródło darmowego paliwa

Zgodnie z wnioskami „Trzeciej Konferencji Stron Ramowej Konwencji Narodów Zjednoczonych w sprawie Zmiany Klimatu" (UN FCCC), która miała miejsce w Kioto w grudniu 1997 roku [1], Unia Europejska (UE) uznała pilną potrzebę zajęcia się problemem zmiany klimatu. Przyjęła też cel zmniejszenia emisji gazów cieplarnianych o 8 procent do roku 2010 (w porównaniu z poziomami z roku 1990), podczas gdy w innych krajach uprzemysłowionych celem tym jest redukcja 5-procentowa. W związku z tym podjęto szereg działań koncentrujących się na zmniejszeniu konsumpcji energii i emisji dwutlenku węgla (CO_2). W szczególności, już w roku 2003 przyjęto dyrektywę o 2003/87/WE [2] o systemie handlu uprawnieniami do emisji gazów cieplarnianych. Realizacja postanowień tej dyrektywy jest przedmiotem ciągłego nadzoru ze strony Komisji Europejskiej. W obliczu postępujących zmian klimatycznych uznano wkrótce, że rok 2020 powinien być ostatnim rokiem globalnego wzrostu emisji gazów cieplarnianych i cele na lata następne sformułowano znacznie ambitniej. W preambule dyrektywy 2009/29/WE [3] - nowelizującej dyrektywę 2003/87/WE z dniem 1 stycznia 2013 r. - stwierdza się, co następuje:

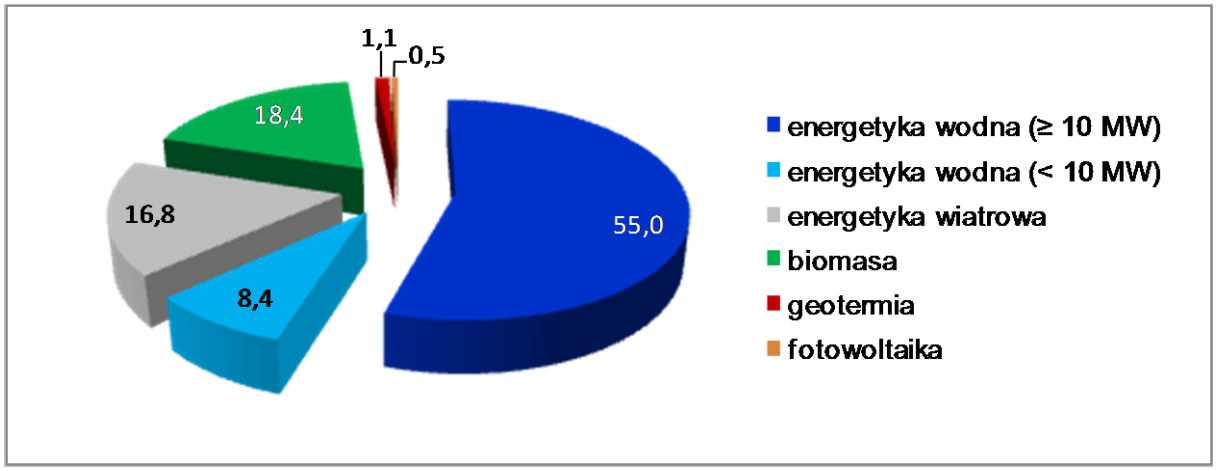
W marcu 2007 r. Rada Europejska zobowiązała się do zmniejszenia do 2020 r. łącznych emisji gazów cieplarnianych we Wspólnocie o co najmniej 20 % poniżej poziomów z 1990 r. oraz o 30 %, pod warunkiem, że inne kraje rozwinięte zobowiążą się do porównywalnej redukcji emisji, a bardziej zaawansowane gospodarczo kraje rozwijające się wniosą odpowiedni wkład stosownie do swoich zadań i do możliwości każdego z nich. Do roku 2050 światowe emisje gazów cieplarnianych powinny zostać zmniejszone o co najmniej 50 % poniżej ich poziomów z 1990 r. Do osiągnięcia takiego stopnia redukcji emisji powinny przyczyniać się wszystkie sektory gospodarki

Deklarację wysiłków na rzecz obniżenia emisji gazów cieplarnianych do roku 2020 o więcej niż 20 % Unia Europejska powtarzała wielokrotnie – między innymi podczas konferencji na temat zmian klimatycznych COP 14 w Poznaniu (2008) i COP 15 w Kopenhadze (2009). Wśród szeregu działań rynkowych i technicznych, których promocji służyć mają przyjmowane przez Unię akty legislacyjne, na szczególną uwagę zasługuje wzrost produkcji energii ze źródeł odnawialnych (OZE). Zgodnie z przyjętą w roku 2009 kolejną dyrektywą o promocji OZE [4], Unia Europejska podejmie wysiłki by udział tej produkcji w konsumpcji energii brutto wzrósł do 20 %. Jak wynika z ogłoszonej w roku 2007 Mapy Drogowej OZE [5], dzięki tym wysiłkom możliwa powinna być redukcja emisji CO_2 o blisko 700 mln ton rocznie (rysunek 1.1). Przynajmniej połowę tej redukcji powinno się uzyskać dzięki bezemisyjnym technologiom produkcji energii elektrycznej ze źródeł odnawialnych, a w szczególności z energetyki wiatrowej i wodnej.



Rysunek 1-1 Emisja CO_2 wyeliminowana dzięki nowym wdrożeniom OZE w 25 państwach członkowskich Unii Europejskiej [5]

Jak wynika z danych EUROSTATu oraz materiałów Europejskiego Stowarzyszenia MEW (ESHA – *European Small Hydropower Association*), w roku 2006 ze źródeł odnawialnych wyprodukowano około 490 TWh energii elektrycznej, co stanowiło blisko 15 % konsumpcji energii elektrycznej brutto. 55 % produkcji OZE-E pochodziło z tzw. „wielkiej" energetyki wodnej, a kolejne 8 % - z elektrowni wodnych o mocy do 10 MW (rysunek 1.2). W sumie wkład energetyki wodnej do produkcji OZE-E wynosił więc blisko 2/3. W tym samym czasie moc zainstalowana w elektrowniach wodnych korzystających z dopływu naturalnego wynosiła około 140 GW, z czego 13 GW przypadało na elektrownie wodne o mocy do 10 MW.



Rysunek 1-2 Procentowy udział różnych sektorów OZE-E w produkcji energii elektrycznej krajów Unii Europejskiej ze źródeł odnawialnych w roku 2006

Chociaż można uznać, że w dekadzie 2001÷2010 energetyka wodna stanowiła w Europie wciąż jeszcze dominującą technologię OZE-E, to jej udział w produkcji energii elektrycznej ze źródeł odnawialnych systematycznie spadał. Powolny wzrost mocy zainstalowanej w energetyce wodnej wynikał tylko częściowo ze znacznego wykorzystania potencjału hydroenergetycznego w wielu krajach Unii Europejskiej i wysokich jednostkowych nakładów inwestycyjnych. Wysoki stan wykorzystania potencjału hydroenergetycznego jest w wielu krajach mitem. Według dostępnych statystyk [6], wykorzystanie tzw. technicznego potencjału hydroenergetycznego w Europie wynosi około 47 %, a w Polsce - zaledwie 17 %. Sytuacja ta dotyczy także sektora MEW (elektrownie o mocy do 10 MW). Wg danych ESHA, pozyskanych w ramach zakończonego w roku 2008 projektu SHERPA (*Small Hydro Energy Efficient Promotion Campaign Action*), w sektorze tym możliwe jest zwiększenie produkcji rocznej z około 41 TWh w roku 2006 do blisko 80 TWh poprzez modernizację istniejących i budowę nowych elektrowni wodnych [7]. W Polsce istnieje możliwość ponad pięciokrotnego wzrostu produkcji - z około 900 GWh w roku 2006 do ponad 5 TWh (szacunkowa wartość potencjału technicznego dla elektrowni wodnych o mocy do 10 MW) w przyszłości.

Barierą skutecznie blokującą dalszy rozwój energetyki wodnej w Unii Europejskiej jest rozpowszechniane w jej państwach członkowskich przekonanie o szkodliwej ingerencji stopni wodnych w zastane środowisko przyrodniczego. Przekonanie to pozwoliło na takie sformułowanie i interpretację aktów prawnych stojących na straży ochrony zasobów wodnych i przyrody ożywionej, by można było je skutecznie wykorzystać do blokowania inicjatyw związanych nie tylko z energetyką wodną, ale również z ochroną przeciwpowodziową i szeroko rozumianą gospodarką wodną [8÷10]. Blokada ta dotknęła przede wszystkim rozwój dużych elektrowni wodnych, ale również małą energetykę wodną. Wyrazem determinacji przeciwników budowy elektrowni wodnych są takie działania, jak prawie całkowite uniemożliwienie budowy nowych stopni na Litwie [11], czy też niedawne próby wprowadzenia moratorium na budowę MEW w Polsce[i]. Nie ulega wątpliwości, że działania te są związane z bardzo jednostronnym postrzeganiem skutków budowy stopni piętrzących i zbiorników wodnych.

[i] R.Żurek, *Ryby płaczą w polskich rzekach,* Gospodarka wodna, 2008, nr 11, s.437, 2009, nr 8, s.301

Tabela 1-1: Wykorzystanie technicznego potencjału hydroenergetycznego w niektórych krajach europejskich [6]

L.p.	Kraj	Potencjał		Moc zainstalowana[ii]	Produkcja roczna	Wykorzystanie potencjału technicznego
		teoretyczny	techniczny			
		TWh	TWh	GW	TWh	%
1	Austria	150,0	56,2	11,9	37,2	66,2
2	Bułgaria	19,8	14,8	1,4	4,6	31,1
3	Czechy	13,1	3,4	1,0	2,4	70,1
4	Francja	200,0		25,2	64,6	89,7[iii]
5	Litwa	6,0	2,5	0,1	0,5	18,3
6	Niemcy	120,0	24,7[iv]	4,5	27,9	
7	**Polska**	**25,0**	**12,0**	**0,8**	**2,0**	**17,0**
8	Rumunia	70,0	40,0	6,3	16,0	39,9
9	Słowacja	10,0	6,6	1,8	4,3	64,8
10	Włochy	150,0	69,0	17,5	38,5	55,8
11	Albania	40,0	15,0	1,5	5,4	35,8
12	Norwegia	600,0		29,4	121,8	59,4[1]
13	Ukraina	45,0	23,5	4,5	12,2	51,9
	Europa	**2900,8**	**1120,5**	**178,8**	**531,0**	**47,4**

Uzyskanie szerokiego poparcia społecznego dla rozwoju energetyki wodnej jest zapewne możliwe, choć wymaga pracy organicznej związanej z upowszechnianiem wiedzy na temat wynikających stąd korzyści oraz dbałości o to, by nowe obiekty pozytywnie oddziaływały na otaczające je środowisko przyrodnicze (nawet wtedy, gdy wprowadzają do niego istotne zmiany). Działalność promocyjną na rzecz energetyki wodnej na terenie Unii Europejskiej prowadzi od lat Europejskie Stowarzyszenie MEW (ESHA). W poszczególnych krajach członkowskich działają organizacje pozarządowe reprezentujące sektor energetyki wodnej przed administracją rządową i samorządowa. W Polsce organizacjami takimi są Towarzystwo Elektrowni Wodnych (TEW) i Towarzystwo Rozwoju Małych Elektrowni Wodnych (TRMEW).

Polityka Unii Europejskiej, zobowiązująca poszczególne państwa członkowskie do wzrostu udziału OZE-E w ich bilansie energetycznym i zmniejszenia emisji gazów cieplarnianych, a także działalność organizacji pozarządowych związanych z sektorem OZE sprawiły, że w ciągu ostatniej dekady (2001-2010) w wielu państwach doszło do wyraźnej poprawy warunków ekonomicznych działania elektrowni wodnych. W Polsce świadectwem tych zmian są zmiany w Prawie Energetycznym [12], które doprowadziły do wprowadzenia rynku zielonych certyfikatów (praw majątkowych do świadectw pochodzenia energii elektrycznej). O ile stan taki się utrzyma, można więc liczyć na dalsze zainteresowanie sektorem ze strony potencjalnych inwestorów.

Z drugiej strony skutki zaniechań w zakresie budownictwa wodnego, objawiające się w wielu krajach katastrofalnymi powodziami, a w Polsce również systematycznym obniżaniem się poziomu wód gruntowych, sprzyjają coraz bardziej społecznemu poparciu dla budowy nowych piętrzeń i zbiorników wielozadaniowych służących między innymi energetyce wodnej.

[ii] Tylko elektrownie wykorzystujące dopływ naturalny

[iii] Wartość odniesiona do potencjału ekonomicznego

[iv] Wartość zdezaktualizowana

1.2. Klasyfikacja małych elektrowni wodnych

1.2.1. Definicja małej energetyki wodnej

W krajach UE brakuje porozumienia dotyczącego definicji MEW. W niektórych krajach, takich jak Portugalia, Hiszpania, Irlandia, a ostatnio Grecja i Belgia, za górną granicę uznano 10 MW. We Włoszech za granicę tę przyjęto 3 MW, w Szwecji – 1,5 MW, a w Polsce – 5 MW. Ostatnio we Francji wprowadzono limit 12 MW, jednak nie jako górną granicę mocy małej elektrowni wodnej, ale jako maksymalną wartość mocy zainstalowanej, przy której operator sieci ma jeszcze obowiązek zakupić energię ze źródła odnawialnego. W Wielkiej Brytanii za górny próg mocy MEW przyjmuje się z reguły 20 MW. Zależnie od przyjętych lokalnie rozwiązań operatorzy i administracja stosują dla małych elektrowni wodnych preferencje przy procedurach lokalizacyjnych czy przy zakupie energii elektrycznej w nich wytworzonej. Dla celów niniejszego przewodnika za małą elektrownię wodną uważana będzie każda elektrownia wodna o mocy nieprzekraczającej 10 MW. Wartość ta została przyjęta przez pięć krajów członkowskich, ESHA, Komisję Europejską oraz UNIPEDE (*Union Internationale des Producteurs et Distributeurs d'Electricité* – Międzynarodowa Unia Producentów i Dystrybutorów Energii Elektrycznej).

Wśród małych elektrowni wodnych wyróżnia się często mini-, mikro- i pikoelektrownie wodne. Również w tym przypadku podział na poszczególne kategorie nie jest jednoznaczny. Poniżej podano przykłady takiej klasyfikacji:

- minielektrownie wodne - do 2 MW (1 MW);
- mikroelektrownie wodne - do 500 kW (100 kW);
- pikoelektrownie wodne - do 20 kW (5 kW)

Liczby podane w nawiasach odpowiadają klasyfikacji przeważającej w źródłach polskich.

1.2.2. Podział elektrowni wodnych ze względu na spad

Zadaniem elektrowni wodnej jest przemiana energii potencjalnej wody związanej z różnicą poziomów jej zwierciadła na ujęciu i na odpływie (spad brutto) w energię elektryczną. Z reguły elektrownie wodne klasyfikuje się w zależności od spadu jako:

- elektrownie wysokospadowe - spad 100 m i więcej
- elektrownie średniospadowe - spad 30 ÷ 100 m
- elektrownie niskospadowe - spad 2 ÷ 30 m

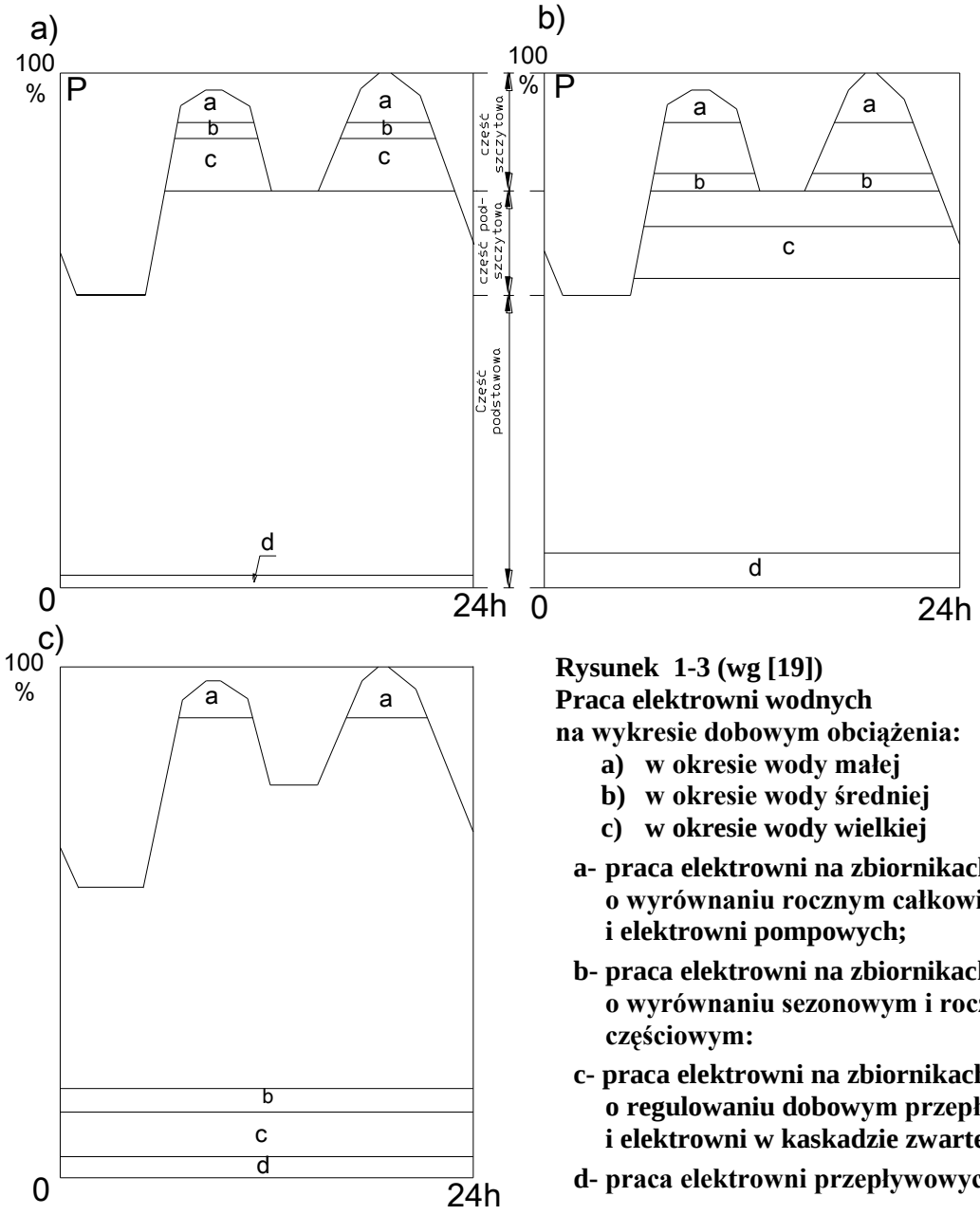
Podane zakresy nie są sztywne - służą jedynie kategoryzacji obiektów hydroenergetycznych.

1.2.3. Podział elektrowni wodnych ze względu na ich możliwości współpracy z systemem elektroenergetycznym

Wśród elektrowni wodnych wyróżnić można:

- elektrownie przepływowe
- elektrownie na zbiornikach o okresowym regulowaniu przepływu
- elektrownie w kaskadzie zwartej
- elektrownie pompowe i elektrownie z członem pompowym

Elektrownie te przystosowane są technicznie do różnego rodzaju współpracy z systemem elektroenergetycznym (rysunek 1.3)



Rysunek 1-3 (wg [19])
Praca elektrowni wodnych
na wykresie dobowym obciążenia:

- **a) w okresie wody małej**
- **b) w okresie wody średniej**
- **c) w okresie wody wielkiej**

a- praca elektrowni na zbiornikach o wyrównaniu rocznym całkowitym i elektrowni pompowych;

b- praca elektrowni na zbiornikach o wyrównaniu sezonowym i rocznym częściowym:

c- praca elektrowni na zbiornikach o regulowaniu dobowym przepływu i elektrowni w kaskadzie zwartej:

d- praca elektrowni przepływowych

Elektrownie przepływowe

Z elektrownią przepływową mamy do czynienia wtedy, gdy jej hydrozespoły wykorzystują dopływ naturalny chwilowy. Elektrownia przepływowa rozwija moc równoważną dopływowi w granicach swego przełyku zainstalowanego. Wartość mocy dyspozycyjnej jest zawarta w przedziale pomiędzy mocą osiągalną przy dopływie równym przełykowi zainstalowanemu elektrowni, a mocą osiągalną przy minimalnym przepływie. Przy przepływach większych od przełyku zainstalowanego nadmiar wody zostaje skierowany przez upusty jałowe. Przy dopływach niższych od minimalnego przełyku technicznego turbin (patrz rozdział 3), elektrownia musi zostać odstawiona. Również w tej sytuacji przepływ jest przepuszczany przez urządzenia upustowe.

Produkcja dobowa elektrowni jest zależna od przepływu średniego dobowego. Największą produkcję uzyskuje się zwykle utrzymując rzędną górnej wody na stałym najwyższym poziomie.

Elektrownie na zbiornikach o okresowym regulowaniu przepływu

Możemy tu wyróżnić elektrownie na zbiornikach o dobowym regulowaniu przepływu oraz na zbiornikach wielozadaniowych.

Elektrownie posiadające zbiornik o regulowaniu dobowym, mogą, niezależnie od dopływu chwilowego, oddawać dowolną moc w granicach mocy zainstalowanej w czasie zależnym od rozwijanej mocy, dopływu oraz pojemności zbiornika. Zależnie od charakteru obciążenia i potrzeb systemu energetycznego, mogą one pracować szczytowo. W celu ustabilizowania przepływu poniżej elektrowni pracującej szczytowo, wskazana jest budowa, bezpośrednio za elektrownią pracującą szczytowo, zbiornika wyrównawczego z elektrownią, która przekształca duży odpływ szczytowy na odpływ średni dobowy. Dziś możliwości pracy szczytowej elektrowni zbiornikowych są w wielu krajach Europy (w tym w Polsce) skutecznie blokowane metodami administracyjnymi z powołaniem na potrzebę ograniczenia wahań poziomu wody w zbiornikach ze względów środowiskowych.

Na zbiornikach o wyrównaniu sezonowym zazwyczaj priorytetowo traktowane są potrzeby gospodarki wodnej, do których dostosowuje się wykorzystanie energetyczne zasobów wodnych. Oznacza to np. utrzymywanie niskiego stanu warstwy retencyjnej przed okresem zwiększonych dopływów (w Polsce: na początku okresu roztopów wiosennych) i ostrożne gospodarowanie warstwą retencyjną w okresie suchym, celem zapewnienia dostatecznej ilości wody dla różnych potrzeb (np. rolnictwa, zaopatrzenia sieci wodociągowych itp.). Warstwa energetyczna jest stosunkowo niewielka i w okresie małych dopływów oraz dużego zapotrzebowania mocy szczytowej może zostać szybko wyczerpana. Maksymalną produkcję energii uzyskujemy, gdy poziom wody górnej utrzymywany jest na maksymalnej rzędnej warstwy energetycznej. Niezależnie od warstwy energetycznej i retencyjnej, wszystkie większe zbiorniki utrzymują warstwę rezerwy przeciwpowodziowej, którą poszerza się w okresie oczekiwania na nadejście wielkiej wody.

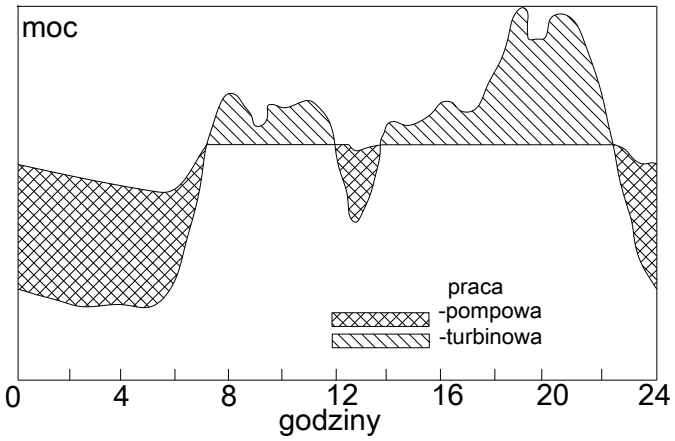
Elektrownie w kaskadzie zwartej

Szereg elektrowni przyjazowych lub przyzaporowych umiejscowionych w taki sposób na rzece, że cofka elektrowni niżej położonej stanowi wodę dolną elektrowni leżącej wyżej nazywamy kaskadą zwartą. Pierwsza elektrownia kaskady jest elektrownią regulacyjną, dyktującą sposób pracy elektrowniom pośrednim, pracującymi przewałowo. Ostatnia elektrownia jest elektrownią wyrównawczą, ze zbiornikiem umożliwiającym pracę z natężeniem przepływu zbliżonym do aktualnego dopływu do rzeki.

Elektrownie pompowe i z członem pompowym

Elektrownie pompowe spełniają rolę akumulatorów energii. W godzinach małego obciążenia systemu elektroenergetycznego pobierają energię z sieci na pompowanie wody z dolnego do górnego zbiornika, a w godzinach obciążeń szczytowych wykorzystują nagromadzoną energię wody do produkcji energii elektrycznej. Pełnią one funkcje regulacyjne w systemie elektroenergetycznym (rysunek 1.4). Pompowanie wody do zbiornika górnego dla zwiększenia mocy w pracy szczytowej może być zastosowane w każdej elektrowni pracującej na przepływie naturalnym, mającej dolny i górny zbiornik o wystarczającej pojemności.

Nawet najstarsze elektrownie tego typu nie zaliczają się w Europie do kategorii MEW. Niemniej, niekiedy rozważa się możliwość budowy małych elektrowni pompowych na potrzeby niewielkich systemów wydzielonych w odległych regionach.

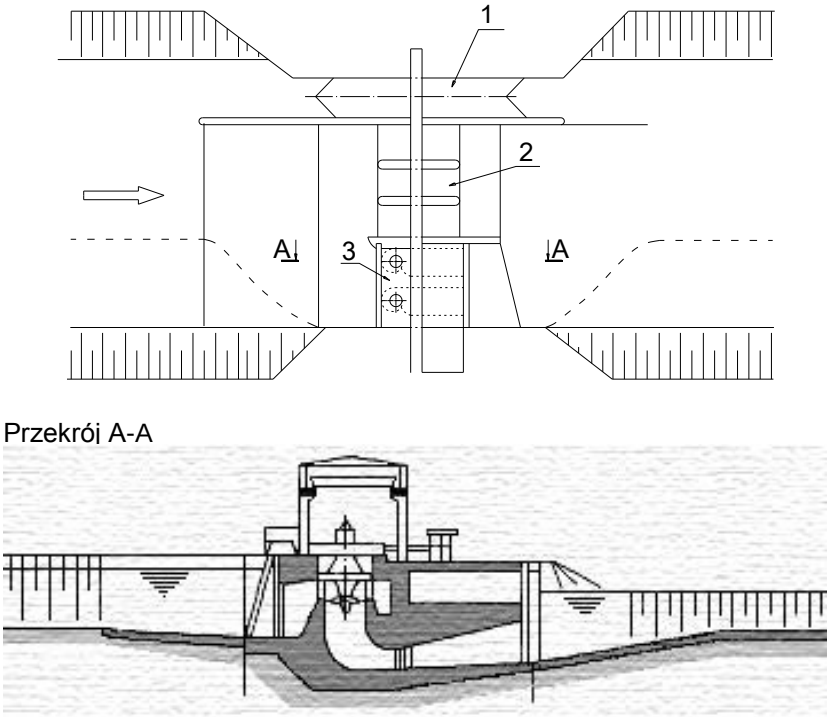


Rysunek 1-4 Praca elektrowni pompowej na wykresie dobowym obciążenia (wg [19])

1.2.4. Klasyfikacja elektrowni wodnych ze względu na sposób koncentracji piętrzenia

Elektrownie przyjazowe

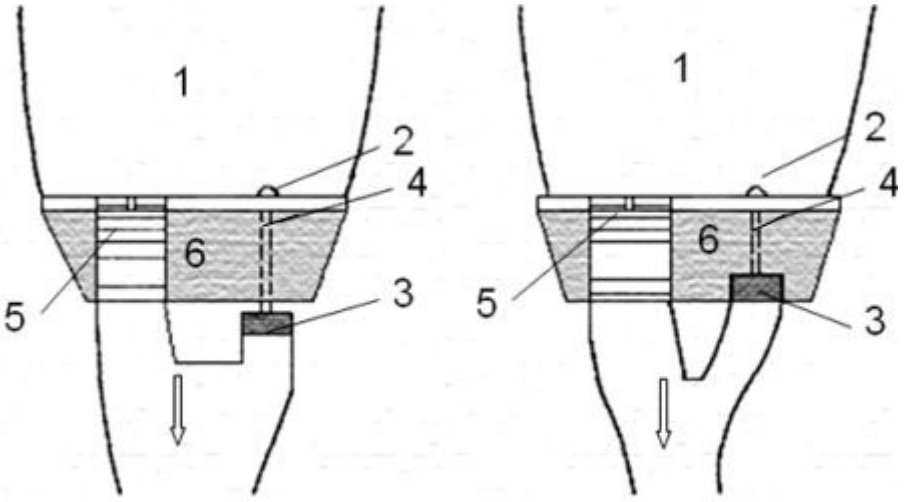
Elektrownie przyjazowe są budowane obok jazu i stanowią element piętrzący (rysunek 1.5). Najczęściej spotykane są na rzekach nizinnych.



Rysunek 1-5 Elektrownia niskospadowa przyjazowa: 1- śluza; 2-jaz; 3- elektrownia (wg [17])

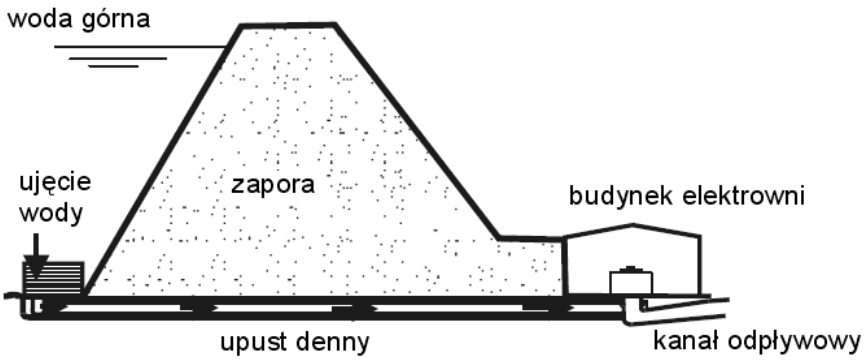
Elektrownie przyzaporowe

Typowe elektrownie przyzaporowe mogą być oddzielone od zapór lub wkomponowane w profil zapory. Elektrownia jest połączona ze zbiornikiem rurociągami umieszczonymi w korpusie zapory (rysunek 1.6).



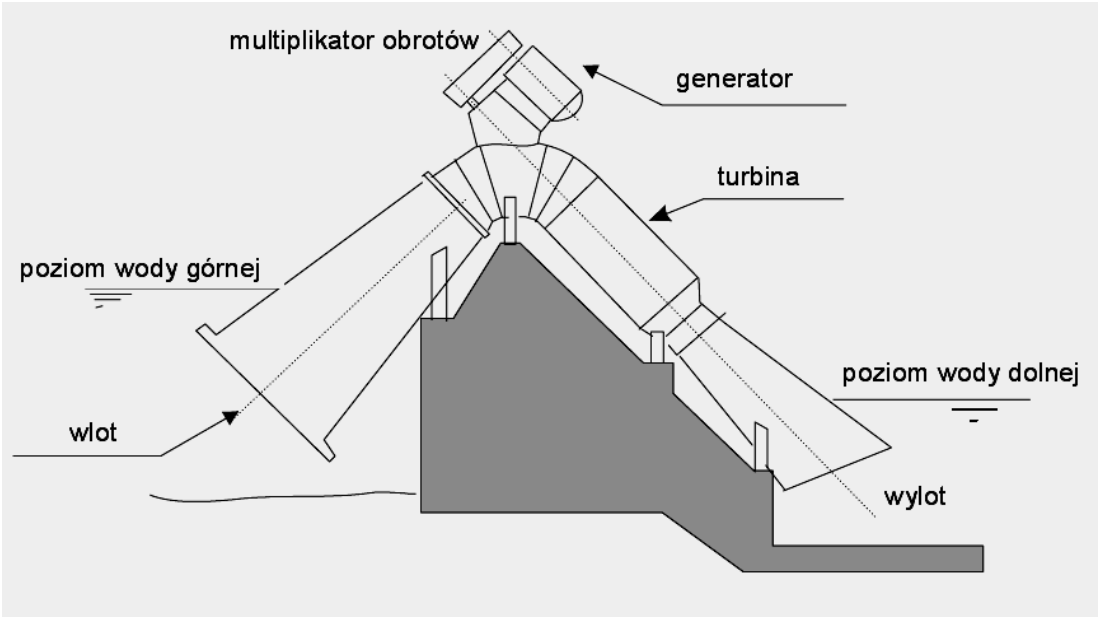
Rysunek 1-6 Usytuowanie elektrowni przy zaporach betonowych [17]:
a) układ klasyczny, b) układ z elektrownią w sekcji zapory,
l - zbiornik, 2 - ujęcie wody, 3 - elektrownia, 4 - rurociąg, 5 - przelew, 6 - zapora

Projektując małą elektrownię wodną nie można sobie pozwolić na budowę dużego zbiornika, umożliwiającego najbardziej racjonalne wykorzystanie energii stopnia. Koszt stosunkowo dużej zapory i przynależnych jej urządzeń byłby zbyt wysoki, by takie przedsięwzięcie było ekonomicznie uzasadnione. Jednakże, gdy zbiornik został już zbudowany do innych celów, takich jak ochrona przeciwpowodziowa, nawadnianie, pobór wody dla celów komunalnych, rekreacja itp. – możliwe staje się wytwarzanie energii elektrycznej przy zachowaniu wykorzystania przepływu zgodnie z podstawowym przeznaczeniem zbiornika oraz utrzymaniu przepływu ekologicznego. Głównym problemem jest połączenie wody górnej i dolnej kanałem wodnym i zabudowanie turbiny w tym kanale. Jeżeli zapora posiada już upust denny, to można zastosować rozwiązanie przedstawione na rysunku 1.7.



Rysunek 1-7 Elektrownia przy istniejącej zaporze

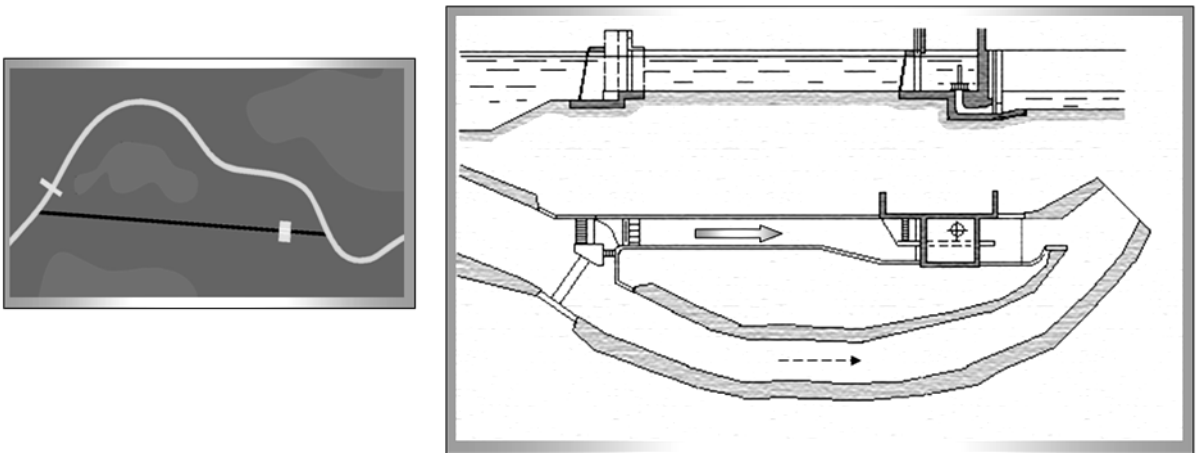
Jeżeli odległość pomiędzy poziomem piętrzenia wody górnej a koroną zapory nie jest zbyt duża, można zastosować ujęcie lewarowe. Zintegrowane ujęcia lewarowe (rysunek 1.8) pozwalają na eleganckie rozwiązania w elektrowniach o spadach do 10 metrów z hydrozespołami o mocy do około 1000 kW, chociaż istnieją wyjątki ujęć lewarowych elektrowni o mocy zainstalowanej do 11 MW (Szwecja) oraz ze spadem do 30,5 metra (USA). Turbina może być usytuowana albo na koronie zapory albo po stronie dolnej lub górnej wody. Hydrozespół może być dostarczony w stanie wstępnie skompletowanym przez producenta oraz zainstalowany bez większych trudności na zaporze.



Rysunek 1-8 Elektrownia niskospadowa z ujęciem lewarowym

Elektrownie z derywacją kanałową

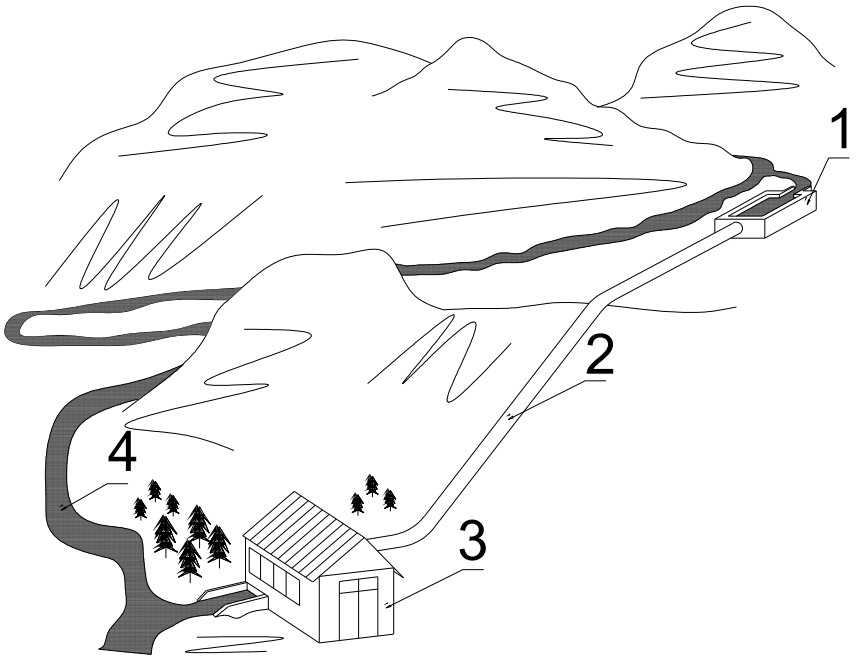
Rozwiązania z derywacją kanałową są stosowane na tych odcinkach rzeki, na których występują zakola. Budowa kanału skraca naturalny bieg rzeki, pozwalając na uzyskanie większego spadu niż wynosi spiętrzenie na jazie. W skład układu technologicznego wchodzą tutaj, prócz budynku elektrowni, kanał dopływowy górny z ujęciem wody i kanał odpływowy (rysunek 1.9).



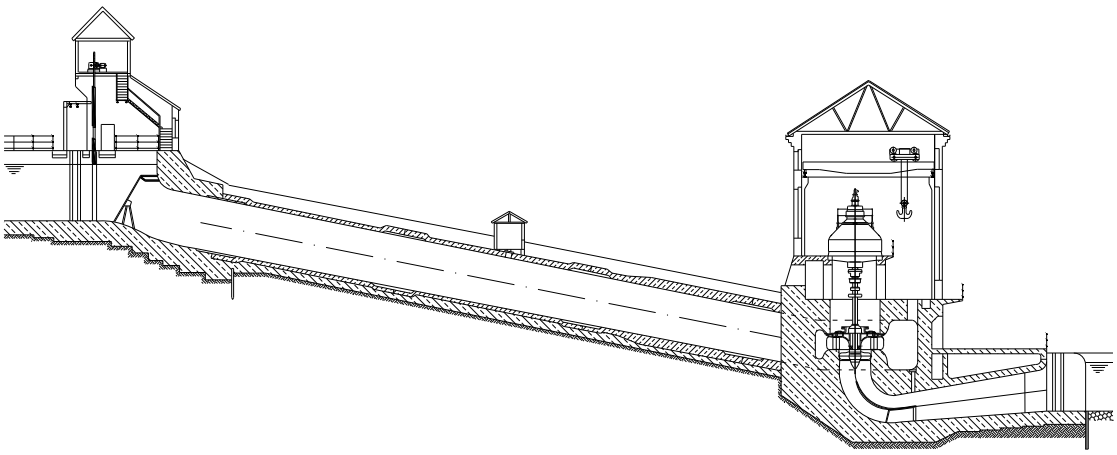
Rysunek 1-9 Elektrownia z derywacją kanałową (wg [17])

Elektrownie z derywacją ciśnieniową

Układy doprowadzania wody do elektrowni z zastosowaniem rurociągów ciśnieniowych są stosowane wszędzie tam, gdzie brak jest możliwości umieszczenia wlotu na turbinę bezpośrednio za ujęciem wody z niecki wlotowej. W obiektach średnio- i wysokospadowych budynek elektrowni jest często oddalony od ujęcia wody, a prowadzenie derywacji bezciśnieniowej na całym odcinku od ujęcia wody do wlotu na turbinę jest zwykle utrudnione lub niemożliwe. Wtedy derywacja ciśnieniowa stanowi dobre rozwiązanie zastępcze (rysunek 1.10, 1.11) lub uzupełniające (rysunek 1.12). Podobna sytuacja występuje często na obiektach niskospadowych (z wyłączeniem spadów najniższych, dla których turbinę instaluje się bezpośrednio za ujęciem wody).



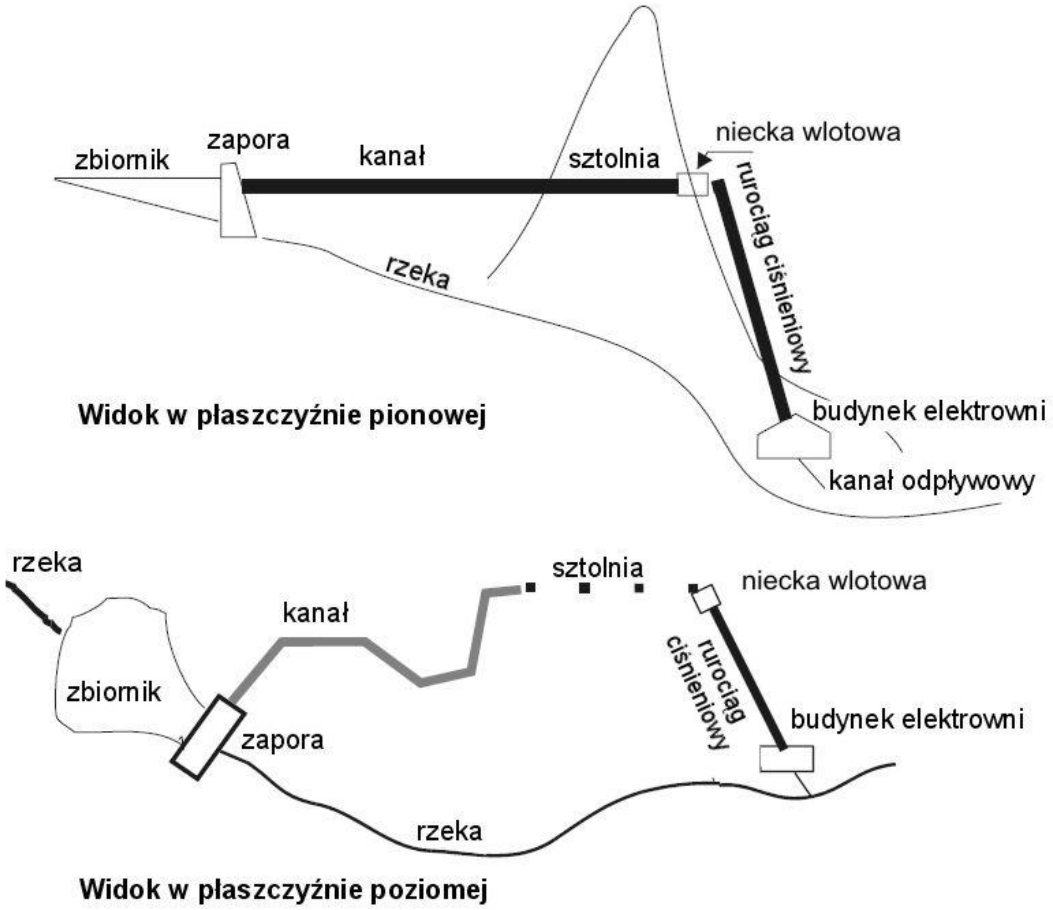
Rysunek 1-10 Schemat derywacji ciśnieniowej koncentrujacej spad elektrowni: l – ujęcie wody, 2 - rurociąg, 3 - elektrownia, 4 - starorzecze



Rysunek 1-11 Elektrownia z derywacją ciśnieniową poprowadzoną w korpusie zapory

Elektrownie z derywacją mieszaną: kanałowo-rurociągową

Układ elektrowni z derywacją kanałowo-rurociągową (rysunek 1.12) jest stosowany, gdy trasa derywacji jest bardzo długa, a warunki terenowe pozwalają na częściowe jej wykonanie w postaci tańszego niż rurociąg ciśnieniowy kanału otwartego. Kanał otwarty doprowadza wodę do niecki wlotowej, skąd woda płynie rurociągiem ciśnieniowym do budynku elektrowni.



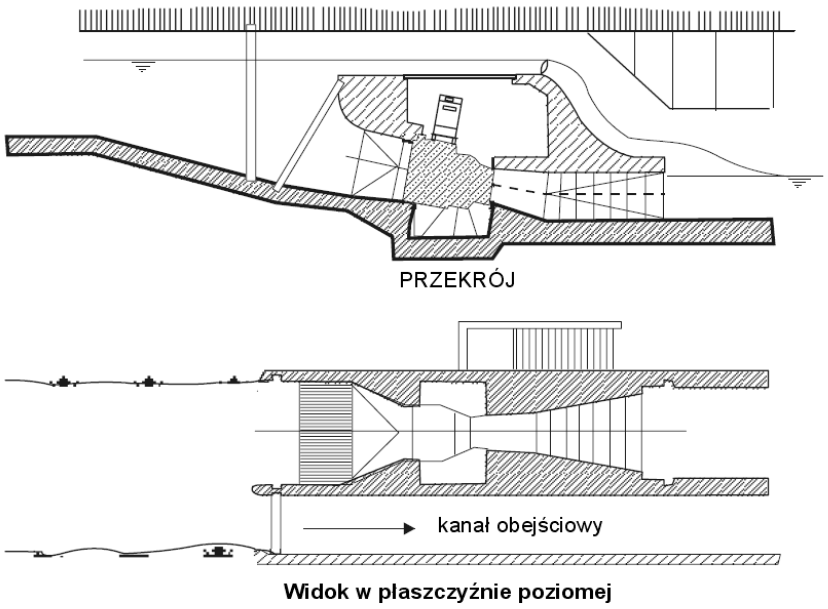
Rysunek 1-12 Schemat elektrowni z derywacją mieszaną : kanałowo - rurociągową

Elektrownie zainstalowane na innych obiektach hydrotechnicznych

Układ zintegrowany z kanałem nawadniającym

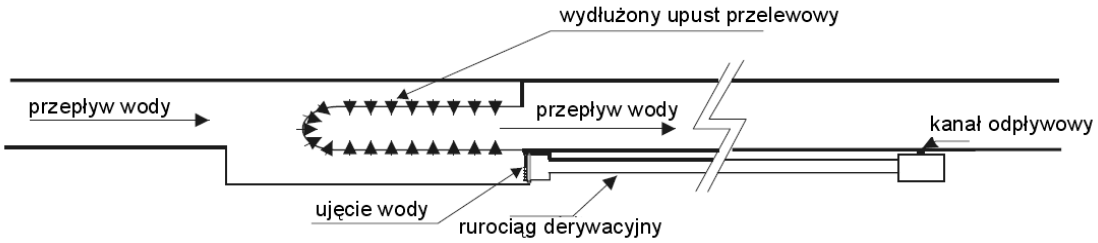
Kanał nawadniający można wykorzystać projektując na nim elektrownię w jednym z następujących układów:

- Kanał zostaje powiększony na tyle, by pomieścić ujęcie wody, siłownię, kanał odpływowy oraz obejście boczne. Na rysunku 1.13 pokazano układ tego typu, z siłownią wyposażoną w rurową turbinę Kaplana z przekładnią kątową. W celu zapewnienia przepływu wody nawadniającej elektrownia powinna być wyposażona w kanał obejściowy, jak na rysunku, wykorzystywany w przypadku odstawienia turbiny. Elektrownia powinna być projektowana wraz z kanałem, gdyż dodatkowe prace podczas eksploatacji kanału mogą być bardzo kosztowne.



Rysunek 1-13 Elektrownia zintegrowana z kanałem nawadniającym

- Jeżeli kanał już istnieje, to bardziej odpowiednią opcją jest układ pokazany na rysunku 1.12. Kanał powinien zostać lekko powiększony, by zmieścić ujęcie i przelew upustowy. By zredukować szerokość ujęcia do minimum, należy zainstalować przelew wydłużony. Rurociąg derywacyjny biegnący wzdłuż kanału doprowadza pod ciśnieniem wodę z ujęcia do turbiny. Woda przepływa przez turbinę, a następnie wraca do kanału nawadniającego przez krótki kanał odpływowy.



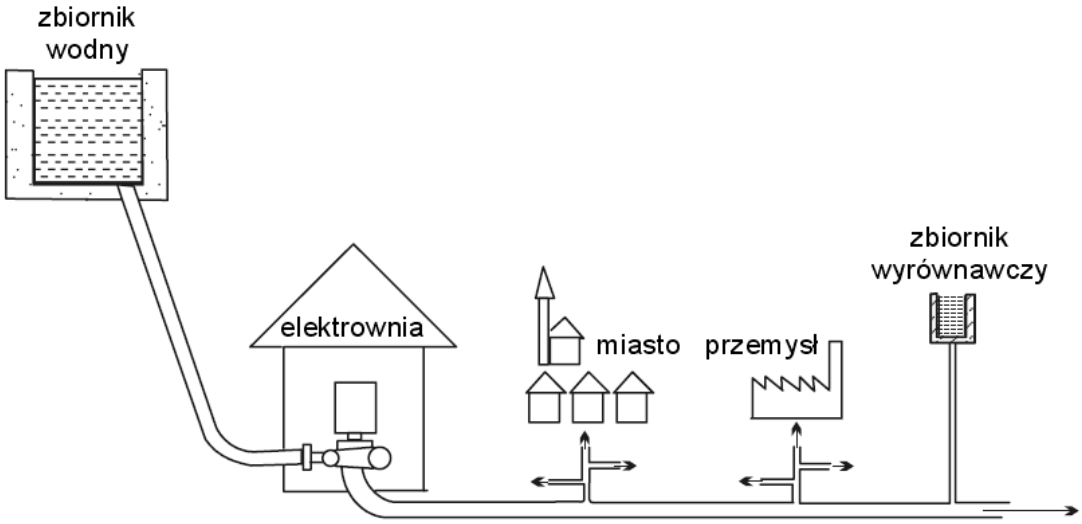
Rysunek 1-14 Elektrownia na wydłużonym upuście przelewowym z wykorzystaniem kanału irygacyjnego

Elektrownie zintegrowane z układem poboru wody

Wodę pitną dostarcza się ze zbiornika wodnego rurociągiem ciśnieniowym. Zazwyczaj w instalacji tego rodzaju dyssypację energii w dolnej części rurociągu, na wlocie do stacji filtrów, uzyskuje się za pomocą specjalnych zaworów. Zainstalowanie na końcu rurociągu turbiny, przetwarzającej energię, która w przeciwnym przypadku byłaby bezpowrotnie stracona, stanowi atrakcyjną opcję pod warunkiem, że unika się zjawiska uderzenia hydraulicznego. Zwyżki ciśnienia wywołane uderzeniem hydraulicznym są szczególnie krytyczne, gdy turbinę instaluje się na starym rurociągu.

Celem zapewnienia ciągłości dostaw wody, konieczne jest zainstalowanie układu zaworów obejściowych. W niektórych systemach wodociągowych woda z turbiny wypływa do zbiornika ze zwierciadłem swobodnym. Stały poziom tego zbiornika jest utrzymywany przez układ regulacji. W przypadku odstawienia mechanicznego lub awarii turbiny stały poziom zbiornika może być

utrzymywany również przez układ zaworów obejściowych. W przypadku zwyżki ciśnienia podczas awarii głównego zaworu obejściowego przeciwciężar otwiera szybko zawór pomocniczy. Otwieranie i zamykanie zaworów musi być na tyle wolne, by zmiany ciśnienia utrzymać w dopuszczalnych granicach.W układach, w których wylot z turbiny jest narażony na oddziaływanie przeciwciśnienia ze strony sieci wodociągowej (rysunek 1.15), układ regulacji musi być bardziej złożony.



Rysunek 1-15 Elektrownia zintegrowana z siecią wodociągową

1.3. Planowanie małej elektrowni wodnej

Ostateczny projekt lub układ elektrowni stanowią wynik złożonego procesu iteracyjnego, uwzględniającego oddziaływanie na środowisko oraz różne opcje techniczne. Są one następnie przedmiotem oceny kosztów i analizy ekonomicznej.

Chociaż przedstawienie szczegółowych wytycznych do oceny układu elektrowni nie jest zadaniem łatwym, można opisać podstawowe kroki, jakie należy poczynić przed podjęciem decyzji o przeprowadzeniu szczegółowego studium wykonalności. Kroki te obejmują:

- Zbadanie topografii i geomorfologii terenu
- Ocenę zasobów wodnych i potencjału hydroenergetycznego
- Wybór lokalizacji i opracowanie koncepcji wstępnej
- Ocenę oddziaływania na środowisko oraz dobór środków zaradczych
- Dobór turbin, generatorów i ich układów regulacji
- Ocenę ekonomiczną projektu oraz rozpoznanie możliwości finansowania
- Rozpoznanie ram instytucjonalnych oraz procedur administracyjnych wymaganych dla uzyskanie niezbędnych pozwoleń

Z przepływem wody przez kanały naturalne i wykonane przez człowieka, przez rurociągi nisko- i wysokociśnieniowe, z jej przelewaniem się przez korony stopni piętrzących oraz z napędem turbin wiąże się zastosowanie podstawowych zasad techniki wynikających z mechaniki płynów. W rozdziale drugim dokonano przeglądu tych zasad wraz z uproszczeniami wynikającymi z nabytego przez wieki doświadczenia w budowie układów hydraulicznych.

Ocenę ekonomicznej zasadności przedsięwzięcia należy rozpocząć od oceny zasobów wodnych w wybranym miejscu. Potencjał energetyczny piętrzenia jest proporcjonalny do wartości przepływu oraz spadu. Za wyjątkiem elektrowni na najniższe spady dla których wahania poziomu wody w kanale odpływowym mają bardzo istotne znaczenie, spad brutto można uznać zwykle za stały,

lecz zmienność przepływu w ciągu roku jest zjawiskiem typowym. Wybór najbardziej odpowiedniego wyposażenia hydraulicznego oraz ocena potencjału hydroenergetycznego wybranej lokalizacji na podstawie obliczeń rocznej produkcji energii, wymaga skorzystania z krzywej sum czasów trwania przepływów. Pojedynczy pomiar przepływu chwilowego w cieku charakteryzuje się niewielką miarodajnością.

Pomiar spadu brutto wymaga analizy topograficznej. Wyniki pomiarów za pomocą niwelatora i łaty geodezyjnej są wystarczająco dokładne, jednakże niedawny rozwój oprzyrządowania elektronicznego umożliwia zdecydowanie szybszą i łatwiejszą analizę topograficzną. Wyznaczenie krzywej sum czasów trwania przepływów jest znacznie łatwiejsze w miejscu opomiarowanym, niż w miejscu nieopomiarowanym, co wymaga głębszego zrozumienia hydrologii. W rozdziale trzecim przeanalizowano różne metody mierzenia ilości wody w cieku oraz omówiono modele hydrologiczne do obliczeń przepływu w miejscach nieopomiarowanych.

W rozdziale czwartym przedstawiono takie techniki stosowane dzisiaj do oceny lokalizacji, jak ortofotografia (zdjęcia lotnicze pokazujące rzeczywiste odległości oraz ukształtowanie terenu), RES, GIS, badania geomorfologii i geotektoniki itp. Przeanalizowano również niektóre błędy oraz podano sposoby ich uniknięcia.

W rozdziale piątym objaśniono podstawowe koncepcje oraz przeanalizowano szczegółowo budowle hydrotechniczne takie jak zapory, kanały, przelewy upustowe, ujęcia wody oraz rurociągi derywacyjne.

W rozdziale szóstym zajęto się wyposażeniem elektromechanicznym wykorzystywanym do konwersji energii potencjalnej mas wody w energię elektryczną. Nie opisano szczegółowo samych turbin, ale skupiono się na konfiguracji turbin, szczególnie na układach niskospadowych, i na procesie doboru turbiny, z naciskiem na kryterium szybkobieżności. Ponieważ MEW pracują zazwyczaj bezobsługowo, przedstawiono również systemy nadzoru i sterowania oparte na komputerach osobistych.

Ocena oddziaływania na środowisko może być konieczna dla uzyskania niezbędnej zgody na budowę elektrowni oraz użytkowanie wody. Pomimo że w kilku niedawnych pracach studialnych wykazano, że małe elektrownie wodne nie emitują do atmosfery żadnych zanieczyszczeń, nie wytwarzają toksycznych odpadów oraz nie przyczyniają się do zmian klimatycznych, projektanci powinni zastosować wszystkie niezbędne środki, by ograniczyć lokalne oddziaływania ekologiczne. Oddziaływania te oraz sposoby ich ograniczenia omówiono w rozdziale 7.

W rozdziale ósmym dokonano przeglądu metod ekonomicznej oceny przedsięwzięcia. Opisano różne metody analizy ekonomicznej, ilustrując je tabelami pokazującymi generowany przepływ środków.

W rozdziale dziewiątym, przedstawiono procedury administracyjne, przez które musi przebrnąć inwestor. Niestety ostatnia deregulacja dużej części sektora elektroenergetycznego w UE utrudniła procedury prace nad ich ujednoliceniem. Warto jednak wspomnieć, że w połowie lat dziewięćdziesiątych . ESHA opracowała dla XVII-go Dyrektoriatu Generalnego Komisji Europejskiej raport „Mała Energetyka Wodna. Ramy ogólne dla uregulowań prawnych oraz procedur wydawania pozwoleń w Unii Europejskiej" (*Small Hydropower. General Framework for Legislation and Authorisation Procedures in the European Union*), który - pomimo utraty aktualności - nadal zawiera informacje dotyczące szeregu ważnych aspektów. Raport jest dostępny na stronie internetowej ESHA www.esha.be .

Wśród innych ważnych spraw, jakie rozważyć powinien inwestor, wymienić należy taryfy za energię „zieloną" i podstawową oraz procedury administracyjne związane z przyłączeniem do sieci. Zależą one od krajowej polityki energetycznej oraz struktur instytucjonalnych każdego kraju. Ogólny przegląd tych zagadnień w kontekście sytuacji na rynku energii elektrycznej przedstawiono w Załączniku A do rozdziału dziewiątego.

Bibliografia

1. Protokół z Kioto do Ramowej Konwencji Narodów Zjednoczonych w sprawie zmian klimatu, sporządzony w Kioto dnia 11 grudnia 1997 r., Dz. U. z dnia 17 października 2005 r.
2. Directive 2003/87/EC of the European Parliament and of the Council of 13 October 2003 establishing a scheme for greenhouse gas emission allowance trading within the Community and amending Council Directive 96/61/EC, Official Journal of the European Union, L 275/32, 25.10.2003
3. Dyrektywa Parlamentu Europejskiego i Rady 2009/29/WE z dnia 23 kwietnia 2009 r. zmieniająca dyrektywę 2003/87/WE w celu usprawnienia i rozszerzenia wspólnotowego systemu handlu uprawnieniami do emisji gazów cieplarnianych, Dziennik Urzędowy UE, L 140/63, 5.6.2009
4. Dyrektywa Parlamentu Europejskiego i Rady 2009/28/WE z dnia 23 kwietnia 2009 r. w sprawie promowania stosowania energii ze źródeł odnawialnych zmieniająca i w następstwie uchylająca dyrektywy 2001/77/WE oraz 2003/30/WE. Dziennik Urzędowy UE, L 140/16, 5.6.2009
5. Komunikat Komisji do Rady i Parlamentu Europejskiego: „Mapa drogowa na rzecz energii odnawialnej. Energie odnawialne w XXI wieku: budowa bardziej zrównoważonej przyszłości" Bruksela, 10.1.2007, KOM(2006) 848 wersja ostateczna
6. 2008 World Atlas & Industry Guide, The International Journal on Hydropower & Dams
7. P. Punys, C. Söderberg, T. Söderlund, A. Wänn, „Strategic study for development of small hydropower in the European Union", ESHA/LHA/SERO, 2008
8. Dyrektywa 2000/60/WE Parlamentu Europejskiego i Rady z dnia 23 października 2000 r. ustanawiająca ramy wspólnotowego działania w dziedzinie polityki wodnej. Dziennik Urzędowy UE, L 327/1, 22.12.2000
9. Dyrektywa 92/43/EWG w sprawie ochrony siedlisk przyrodniczych oraz dzikiej fauny i flory, Dziennik Urzędowy UE, 1992 L 206/7, p.102-143
10. Dyrektywa 2009/147/WE z 30 listopada 2009 w sprawie ochrony dzikiego ptactwa, stanowiąca wersję skonsolidowaną wcześniejszej dyrektywy EWG 79/409/EWG z 2 kwietnia 1979 o ochronie dziko żyjących ptaków, Dziennik Urzędowy UE, 30 listopada 2009, L20/7,
11. P. Punys, "Rivers exempting from damming. Case study of lowlands", Hidroenergia'2006, Proceedings (CD-ROM), Crieff Hydro, Perthshire, Scotland, 7th to 10th June 2006
12. Prawo energetyczne, Ustawa z dnia 10 kwietnia 1997, Dz. U. z 1997 r. Nr 54, poz.348 (z późniejszymi zmianami)
13. J. Giesecke, E. Mosonyi, „Wasserkraftanlagen. Planung, Bau und Betrieb", Springer Verlag, Berlin/Heidelberg, 1998
14. В.И. Громов, Я.Н. Флексер, «Использование водной энергии», Государственное издательство сельскохозяйственной литературы, Москва 1952
15. J. Raabe, "Hydro Power. The design, use and function of hydromechanical, hydraulic and electrical equipment", VDI Verlag, 1985, ISBN 3-18-400616-6
16. J. Ravn, "Planning and implementation of hydropower projects", Hydropower Development Book Series, Vol.5, Norwegian Institute of Technology, Trondheim 1992
17. M. Hoffmann (red.), „Małe elektrownie wodne. Poradnik", Nabba Sp. z o.o., Warszawa 1991
18. A. Łaski, „Energetyka wodna. Rozwiązania i dobór parametrów", Wydawnictwa Naukowo-Techniczne, Warszawa, 1971
19. S. Michałowski, J. Plutecki, „Energetyka wodna", Wydawnictwa Naukowo-Techniczne, Warszawa, 1975

[i] Celso Penche (ESHA), Francis Armand (ADEME), Vincent Denis (MhyLab), Adam Henke (IMP PAN) i Christer Söderberg (SERO)

2. PODSTAWY HYDRAULIKI[i]

2.1. Wprowadzenie

Hydraulika opiera się na zasadach mechaniki płynów, chociaż wykorzystuje wiele związków empirycznych w celu uzyskania praktycznych rozwiązań inżynierskich. Do tej pory nie istnieje, i prawdopodobnie nigdy nie powstanie, ogólna metodyka matematycznej analizy ruchu płynów. W oparciu o doświadczenie, zgromadzone przez wiele lat badań i zgłębiania wiedzy, opracowano konkretne rozwiązania poszczególnych problemów. Doświadczenie to sięga 2500 lat wstecz, gdy w prowincji Syczuan w Chinach zbudowano potężne systemy nawadniające (działające do tej pory), oraz czasów budowy licznych akweduktów w Imperium Rzymskim.

W energetyce wodnej, hydraulika ma zastosowanie przy:

- Optymalizacji kanałów wodnych w celu zmniejszenia strat energii
- Projektowaniu przelewów upustowych oraz obiektów przeciwpowodziowych
- Projektowaniu szykan rozpraszających energię za przelewami upustowymi
- Kontroli procesów erozji i transportu rumowiska
- Sterowaniu takimi zjawiskami, jak:
  - Niestabilność kanałów wodnych spowodowana efektami dynamicznymi
  - Zasysanie powietrza do kanałów zamkniętych
  - Falowanie powierzchni wody w długich kanałach
  - Zwyżki ciśnienia w zamkniętych obiegach
  - Kawitacja w budowlach hydrotechnicznych oraz w maszynach i urządzeniach hydraulicznych
- Przeciwdziałaniu sedymentacji w zbiornikach, kolmatacji ujęć wody oraz uszkadzaniu obiegów i urządzeń hydraulicznych przez osady

Gruntowne zrozumienie zasad hydrauliki jest warunkiem koniecznym, by osiągnąć sukces przy budowie małych elektrowni wodnych.

W niniejszym rozdziale objaśniono podstawy hydrauliki, wyjaśniając jednocześnie niektóre z wymienionych wyżej zjawisk.

2.2. Przepływ wody w rurach

Z przepływem cieczy związana jest energia wynikająca z jej prędkości, ciśnienia lokalnego oraz pola sił masowych (grawitacyjnych). Energia przypadająca na jednostkę masy określana jest mianem hydraulicznej energii jednostkowej. Wyraża się ją w J/kg. W powszechnym użyciu jest także pojęcie wysokości energii hydraulicznej. Oznacza ono wysokość statycznego słupa cieczy o energii jednostkowej równej energii jednostkowej rozpatrywanego elementu cieczy w ruchu[1]. Prędkość przepływu wody przez przewód hydrauliczny (rurę) zależy bezpośrednio od różnicy wysokości energii hydraulicznej na jego końcach.

[1] W niniejszym podręczniku pojęcia wysokości energii i jednostkowej energii hydraulicznej bywają używane zamiennie

Wysokość energii hydraulicznej wody płynącej pod pewnym ciśnieniem w zamkniętym przewodzie, może być opisana równaniem Bernoulliego:

$$H_1 = h_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} \tag{2.1}$$

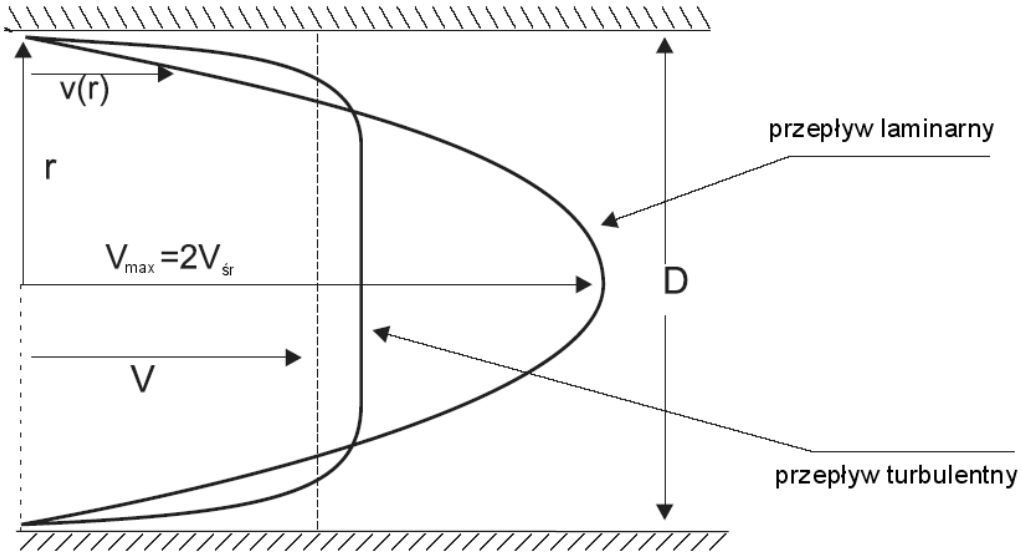
gdzie:

H_1 – całkowita wysokość energii hydraulicznej,
h_1 – wzniesienie nad pewien określony poziom odniesienia,
P_1 – ciśnienie statyczne,
γ – ciężar właściwy wody,
V_1 – prędkość wody,
g – przyspieszenie grawitacyjne.

Całkowita wysokość energii hydraulicznej jest zatem sumą algebraiczną wysokości energii potencjalnej (h_1), energii ciśnienia P_1/γ oraz energii kinetycznej $V_1^2/2g$, często nazywaną także energią prędkości.

To samo równanie pozostaje w mocy również w przypadku kanału otwartego, lecz człon P_1/γ należy wówczas zastąpić przez głębokość wody d_1.

Jeżeli pozwoli się wodzie płynąć bardzo powoli przez długą, prostą, szklaną rurę z małym otworem, do którego, na wlocie rury, wprowadzi się strużkę zabarwionej wody, to woda ta będzie płynąć po linii prostej wzdłuż całej długości rury. Takie zjawisko nazywamy przepływem laminarnym. Woda płynie warstwami, przypominającymi szereg cienkościennych koncentrycznych rurek. Zewnętrzna rurka wirtualna przylega do ścian prawdziwej rury, podczas gdy każda z kolejnych, wewnętrznych rurek porusza się z nieco większą prędkością, osiągając swoją maksymalną wartość w pobliżu osi rury. Rozkład prędkości ma kształt paraboli (Rys. 2-1), a średnia prędkości przepływu ma wartość 50 % maksymalnej prędkości w osi rury.



Rysunek 2-1 Rozkład prędkości w przepływie laminarnym i turbulentnym

Jeżeli natężenie przepływu stopniowo zwiększać, to osiąga się punkt, w którym przepływ laminarny nagle ulega zaburzeniu i zaczyna się mieszanie sąsiadujących z sobą warstw. Cząsteczki znajdujące się bliżej ścianek mieszają się z cząsteczkami ze środka strumienia, o większej prędkości, powodując ich spowolnienie. W tym momencie przepływ staje się burzliwy (turbulentny), a krzywa rozkładu prędkości zostaje wyraźnie spłaszczona. Pod koniec XIX wieku, Osborne Reynolds przeprowadził

eksperyment, który pokazał, że przejście od przepływu laminarnego do turbulentnego zależy nie tylko od prędkości przepływu, ale również od średnicy rury i współczynnika lepkości. Decydujące znaczenie ma stosunek sił bezwładności do sił lepkości. Stosunek ten znany jest jako liczba Reynoldsa. W przypadku rury o przekroju kołowym wyraża się on równaniem:

$$Re = \frac{D \cdot V}{\nu} \tag{2.2}$$

gdzie:

D jest średnicą rury [m],

V jest średnią prędkością płynu [m/s],

ν jest kinematycznym współczynnikiem lepkości płynu [m^2/s].

Doświadczenia pokazały, że w przypadku przepływów wody przez rury o przekroju kołowym krytyczna wartość liczby Reynoldsa wynosi około 2000. W rzeczywistości zmiana charakteru przepływu nie zawsze zachodzi dokładnie przy Re = 2000, lecz zależy od warunków eksperymentalnych. Dlatego też należy mówić raczej o obszarze przejścia laminarno-turbulentnego niż o punkcie przejścia.

Przykład 2.1

Przez rurę o średnicy 60 mm przepływa woda w temperaturze 20°C. Oblicz największą wartość natężenia przepływu, przy której przepływ będzie jeszcze laminarny.

Kinematyczny współczynnik lepkości wody w temperaturze 20°C wynosi $\nu = 1 \times 10^{-6}$ m^2/s.

Przyjmując ostrożnie Re = 2000 otrzymujemy

$$V = \frac{2000}{10^6 \times 0{,}06} \frac{\mathrm{m}}{\mathrm{s}} = 0{,}033 \frac{\mathrm{m}}{\mathrm{s}}$$

$$Q = A \cdot V = \frac{\pi}{4} \cdot (0{,}06)^2 \cdot 0{,}033 \frac{\mathrm{m}^3}{\mathrm{s}} = 3{,}73 \cdot 10^{-4} \frac{\mathrm{m}^3}{\mathrm{s}} = 0{,}373 \frac{\mathrm{l}}{\mathrm{s}}$$

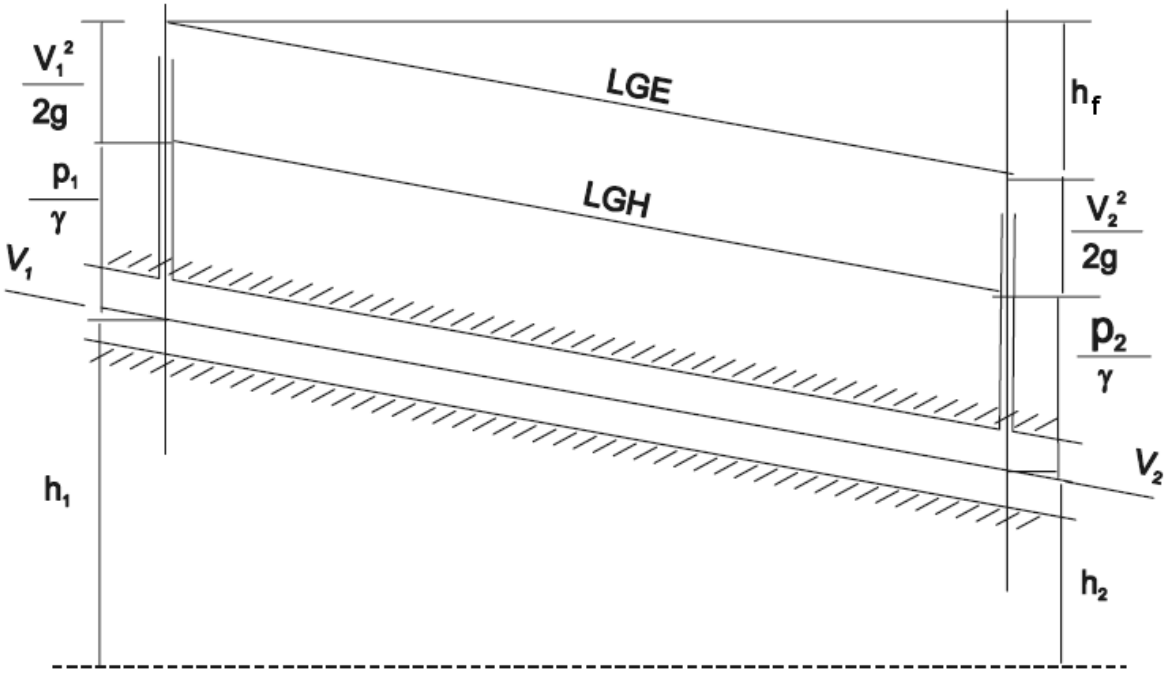
Straty energii podczas przepływu przez rurę zależą głównie od:

1. Tarcia o ścianki rury
2. Dyssypacji lepkiej wywołanej tarciem wewnętrznym płynącej cieczy.

Tarcie o ścianki zależy od chropowatości materiału ścianek oraz od gradientu prędkości przepływu bezpośrednio przy ściance. Gradient prędkości, jak widać na rys. 2.1, jest wyższy w przepływie turbulentnym niż w laminarnym. Dlatego, wraz z wzrostem liczby Reynoldsa, rosną również straty tarcia. Jednocześnie, przy przepływie bardziej burzliwym występuje bardziej intensywne mieszanie cząstek, co powoduje wyższą dyssypację energii. Straty energii podczas przepływu przez rurę rosną zatem w miarę wzrostu liczby Reynoldsa oraz chropowatości ścianki. Można wykazać, że w przypadku wody przepływającej pomiędzy dwoma przekrojami, występuje pewna strata wysokości energii h_f, ujęta w równaniu

$$\frac{V_1^2}{2g} + \frac{P_1}{\gamma} + h_1 = \frac{V_2^2}{2g} + \frac{P_2}{\gamma} + h_2 + h_f \tag{2.3}$$

Strata ta zależy przede wszystkim od tarcia wody o ściankę rury, a następnie – od tarcia wewnętrznego w przepływie. Na rysunku 2.2 LGH oznacza linię gradientu hydraulicznego (ciśnienia), a LGE oznacza linię gradientu energii. Jeżeli przekrój rury jest stały, to $V_1 = V_2$ i obie linie biegną równolegle.



Rysunek 2-2 Linie gradientu hydraulicznego i energetycznego

2.2.1. Straty energii hydraulicznej wskutek tarcia

Darcy i Weisbach zastosowali zasadę zachowania masy do objętości płynu pomiędzy dwoma przekrojami prostopadłymi do osi rury, co pozwoliło im na wyprowadzenie następującego równania dla ustalonych przepływów nieściśliwych:

$$h_f = f \cdot \left(\frac{L}{D}\right) \cdot \frac{V^2}{2g} \tag{2.4}$$

gdzie:

- f - współczynnik tarcia – wartość bezwymiarowa,
- L - długość rury w m,
- D - średnica rury w m,
- V - prędkość średnia w m/s,
- g - przyspieszenie ziemskie (9,81 m/s^2).

W przypadku przepływu laminarnego wartość f może zostać wyliczona bezpośrednio z równania:

$$f = \frac{64 \cdot \nu}{V \cdot D} = \frac{64}{Re} \tag{2.5}$$

Z równania (2.5) wynika, że dla przepływu laminarnego współczynnik tarcia f jest niezależny od chropowatości ścianek oraz odwrotnie proporcjonalny do liczby Reynoldsa. Fakt, że wzrost liczby Reynoldsa powoduje spadek współczynnika tarcia, nie oznacza jednak, iż zwiększając prędkość przepływu zmniejszamy straty tarcia.

Podstawiając za *f* w równaniu (2.4) wartość współczynnika tarcia z równania (2.5), otrzymujemy:

$$h_f = \frac{64 \cdot \nu}{V \cdot D} \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g} = \frac{32 \cdot \nu \cdot L \cdot V}{g \cdot D^2} \tag{2.6}$$

Widać stąd, że w przypadku przepływu laminarnego strata jednostkowej energii hydraulicznej jest wprost proporcjonalna do *V* i odwrotnie proporcjonalna do D^2.

Kiedy przepływ jest praktycznie turbulentny (*Re* >2000), współczynnik tarcia staje się słabiej zależny od liczby Reynoldsa i bardziej zależny od względnej wysokości chropowatości *e*/*D*, gdzie *e* reprezentuje średnią wysokość nieregularności na ściankach rury, a *D* jest średnicą rury. Niektóre wartości parametru chropowatości *e* przedstawiono w tabeli 2.1.

Tabela 2-1 Parametr chropowatości „e" dla różnych rur przemysłowych

Materiał	*e* [mm]
Polietylen	0,003
Włókno szklane z żywicą	0,003
Stal, rura przemysłowa bez szwu bez szwu (nowa)	0,025
Stal, rura bez szwu (lekko skorodowana)	0,250
Stal, rura bez szwu (galwanizowana)	0,150
Stal spawana	0,600
Żeliwo (emaliowane)	0,120
Azbestocement	0,025
Drewno	0,600
Beton (stalowa forma, gładkie łączenia)	0,180

Wiadomo, że nawet w przepływie turbulentnym tuż przy ściance rury istnieje bardzo cienka warstwa cieczy płynącej w sposób uporządkowany, zwana podwarstwą laminarną. Kiedy rośnie wartość *Re*, zmniejsza się grubość tej podwarstwy. Jeśli tylko wartość parametru chropowatości *e* jest zdecydowanie mniejsza niż grubość podwarstwy, rura jest uznawana za hydraulicznie gładką.

W hydraulicznie gładkiej rurze chropowatość powierzchni nie ma wpływu na współczynnik tarcia *f*. Dlatego von Karman wyprowadził dla takiego przypadku następujące równanie:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \cdot \log_{10}\left(\frac{Re \cdot \sqrt{f}}{2.51}\right) \tag{2.7}$$

Przy wysokich wartościach liczby Reynoldsa grubość podwarstwy staje się bardzo mała, a zależność współczynnika tarcia od *Re* ustaje na rzecz zależności od względnej wysokości chropowatości. W tym przypadku rura staje się hydraulicznie chropowata, a współczynnik tarcia opisuje podane przez von Karmana równanie:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \cdot \log_{10}\left(3.7 \cdot \frac{D}{e}\right) \tag{2.8}$$

Dla przypadku rury, która nie jest ani gładka ani chropowata, Colebrook i White zaproponowali równanie:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \cdot \log_{10}\left(\frac{e}{3.7 \cdot D} + \frac{2.51}{Re \cdot \sqrt{f}}\right) \tag{2.9a}$$

które można też zapisać, posługując się średnią prędkością przepływu w rurze, *U*, w sposób następujący:

$$U = -2\sqrt{2g \cdot D \cdot \frac{h_f}{L}} \cdot \log\left(\frac{e}{3.7 \cdot D} + \frac{2.51 \cdot \nu}{D\sqrt{2g \cdot D \cdot \frac{h_f}{L}}}\right) \tag{2.9b}$$

Równania 2.7 i 2.9 trudno rozwiązać metodami analitycznymi, co zachęciło Moody'ego do sporządzenia swojego znanego diagramu „współczynników tarcia dla przepływu przez rurę" (rys. 2.15).

Na podstawie diagramu wyróżnić można cztery różne strefy przepływów:

1. Strefa przepływu laminarnego (obszar zacieniowany), w którym *f* jest liniową funkcją *Re* (równanie 2.5)
2. Niedokładnie określona strefa krytyczna (obszar zacieniowany)
3. Strefa przejściowa, zaczynająca się na rurach gładkich (równanie 2.7) i kończąca się kreskowaną linią, w której *f* zależy zarówno od *Re* jak i *e*/*D* (równanie 2.9a)
4. Strefa rozwiniętej turbulencji, w której *f* zależy tylko od *e*/*D* (równanie 2.8)

Przykład 2.2

Oblicz, korzystając z wykresu Moody'ego, straty tarcia w spawanej rurze stalowej, o średnicy 900 mm, na długości 500 m, przy natężeniu przepływu 2,3 m^3/s.

Średnia prędkość przepływu wody wynosi $\frac{4Q}{\pi \cdot D^2} = 1{,}886 \frac{\text{m}}{\text{s}}$

Z tabeli 2.1 wynika

E = 0,6 mm, skąd $\frac{e}{D}$ = 0,6/900 = 0,000617

$Re = DU/\nu = (0{,}9 \times 1{,}886)/1{,}31 = 1{,}3 \times 10^6$ ($\nu = 1{,}31 \times 10^{-6}$ m^2/s)

Z wykresu Moody'ego odczytujemy wartość f = 0,019 dla e/D =0,00062 i $Re = 1{,}3 \times 10^6$

Z równania (2.4):

$$h_f = 0{,}019 \cdot \frac{500}{0{,}9} \cdot \frac{1{,}886^2}{2 \cdot 9{,}81} = 1{,}91 \text{ [m H}_2\text{O]}$$

W praktyce, wzór Colebrooka-White'a (2.9) oraz diagram Moody'ego, pozwalają na rozwiązanie typowych zagadnień przepływów w rurach zamkniętych, takich jak:

1. Obliczyć h_f przy danych U (lub Q), D i e
2. Obliczyć D przy danych U (lub Q), h_f i e
3. Obliczyć U (lub Q) przy danych D, h_f i e
4. Obliczyć e przy danych U (lub Q), D i h_f

Zagadnienia 3 i 4 mogą zostać rozwiązane bezpośrednio, przy wykorzystaniu formuły (2.9b), podczas gdy pozostałe zagadnienia wymagają rozwiązań iteracyjnych. Diagram Moody'ego umożliwia bezpośrednie rozwiązanie zagadnień 1 i 4. Alternatywnie, jeśli trzeba wyznaczyć maksymalną prędkość przepływu wody w rurze o średnicy D i długości L, przy której nie zostanie przekroczona strata tarcia h_f, wystarczy użyć zmiennej niezależnej μ:

$$\mu = \frac{1}{2} f \cdot Re^2 \tag{2.10}$$

Podstawiając za Re wartość liczby Reynoldsa wyznaczoną z równania (2.2), oraz za f – wartość współczynnika tarcia wyznaczoną z równania (2.4), otrzymuje się wyrażenie:

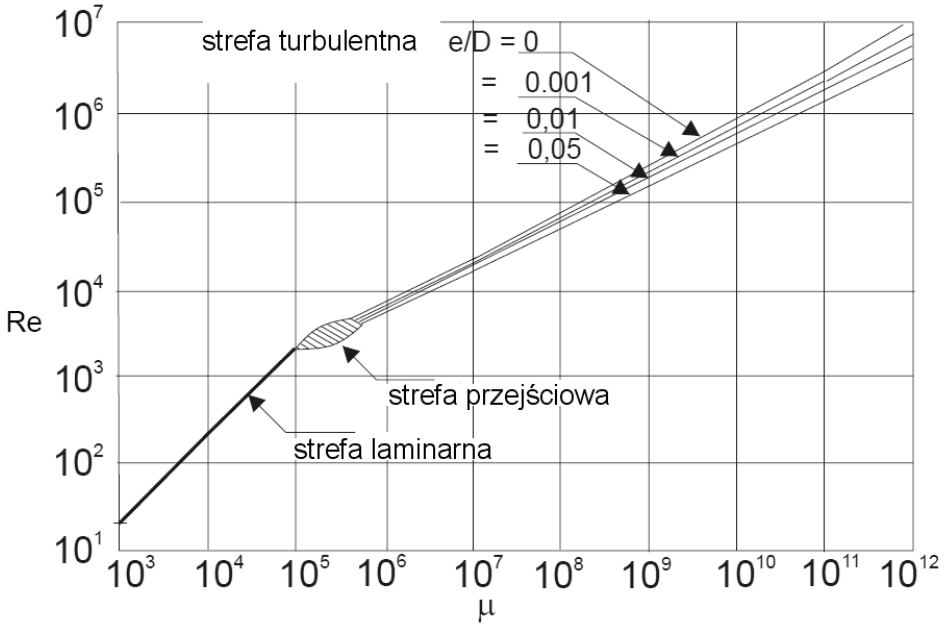
$$\mu = \frac{g \cdot D^3 \cdot h_f}{L \cdot \nu^2} \tag{2.11}$$

w którym wszystkie parametry są znane.

Po obliczeniu μ, wyznacza się f z równania (2.10) i podstawia do (2.9), by otrzymać:

$$Re = -2\sqrt{2\mu} \cdot \log_{10}\left(\frac{e}{3{,}7 \cdot D} + \frac{2{,}51}{\sqrt{2\mu}} \right) \tag{2.12}$$

Wykres zależności umożliwiającej wykreślenie Re w funkcji U dla różnych wartości e/D pokazano na rysunku 2.3, stanowiącym wariant diagramu Moody'ego, z którego wartość Re da się oszacować bezpośrednio.



Rysunek 2-3 μ w funkcji liczby Reynoldsa

Przykład 2.3

Oszacuj natężenie przepływu wody o temperaturze 10°C, która spowoduje strat tarcia o wysokości 2 m/km w stalowej rurze spawanej o średnicy 1,5 m.

Po wyznaczeniu μ, odpowiednie wartości podstawia się do równania (2.12), przyjmując e/D = 0,6/1500=4×10^{-4}, a następnie wyznacza się prędkość średnią U i natężenie przepływu Q:

$$\mu = \frac{9{,}81 \cdot 1{,}5^3 \cdot 2}{1000 \cdot \left(1{,}31 \cdot 10^{-6}\right)} = 3{,}86 \cdot 10^{10}$$

$$Re = -2\sqrt{2 \cdot 3{,}86 \cdot 10^{10}} \cdot \log_{10}\left(\frac{4 \cdot 10^{-4}}{3{,}7} + \frac{2.51}{\sqrt{2 \cdot 3{,}86 \cdot 10^{10}}}\right) = 2{,}19 \cdot 10^{6}$$

$$V = \frac{Re \cdot \nu}{D} = \frac{2{,}19 \cdot 10^{6} \cdot 1{,}31 \cdot 10^{-6}}{1{,}5} = 1{,}913 \text{ [m/s]}$$

$$Q = V \cdot A = 3{,}38 \text{ m}^3/\text{s}$$

W oparciu o równanie Colebrooka-White'a opracowano również inne formuły, pozwalające na obliczanie strat tarcia w rurze, przy zadanym przepływie, średnicy rury i pewnym współczynniku chropowatości.

Formuły empiryczne

Na przestrzeni ubiegłych lat opracowano wiele formuł opartych o zebrane doświadczenie. Nie są one oparte na ścisłych zasadach fizyki, czasem nawet nie są wymiarowo spójne, lecz intuicyjnie oparto je na przekonaniu, iż tarcie w wypełnionej wodą, zamkniętej rurze jest:

1. niezależne od ciśnienia wody
2. wprost proporcjonalnie do jej długości
3. odwrotnie proporcjonalne do pewnej potęgi jej średnicy
4. proporcjonalne do pewnej potęgi prędkości wody
5. zależne od chropowatości w przepływie turbulentnym.

Jedna z tych formuł, szeroko używana do szacowania przepływu w otwartych kanałach, lecz nadająca się do zastosowania również w przewodach zamkniętych, została wyprowadzona przez Manninga (Stricklera). Zgodnie z tą formułą

$$Q = \frac{1}{n} \cdot \frac{A^{\frac{5}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}}}{P^{\frac{2}{3}}} \tag{2.13}$$

gdzie:

n jest współczynnikiem chropowatości Manninga [s/$m^{1/3}$], $K_{Strickler} = 1/n$

P jest zwilżoną częścią obwodu [m]

A jest polem przekroju rury [m^2]

S jest hydraulicznym gradientem lub stratą wysokości energii przypadającą na jednostkę długości (h_f/L)

Stosując powyższą formułę do rury o przekroju kołowym, otrzymuje się:

$$S = \frac{10{,}29 \cdot n^2 \cdot Q^2}{D^{5{,}333}} \tag{2.14}$$

$$S = \frac{4^{\frac{10}{3}} \cdot n^2 \cdot Q^2}{\pi^2 \cdot D^{\frac{16}{3}}} \tag{2.14a}$$

Wartości współczynnika Manninga *n* dla kilku rur przemysłowych przedstawiono w tabeli 2.2.

Tabela 2-2 Współczynnik Manninga *n* dla kilku rur przemysłowych

Materiał	*n*
Stal spawana	0,012
Polietylen (PE)	0,009
PCV	0,009
Azbestocement	0,011
Stal ciągniona	0,015
Żeliwo	0,014
Klepki drewniane (nowe)	0,012
Beton (formy stalowe z gładkim wykończeniem)	0,014

W przykładzie 2.4 oraz bardziej dokładnie w przykładzie 2.5 porównać można wyniki zastosowania równania Colebrooka-White'a oraz formuły Manninga.

Przykład 2.4

Używając parametrów z przykładu 2.2, oblicz straty tarcia używając formuły Manninga.

Przyjmując $n = 0{,}012$ dla stalowej rury spawanej uzyskuje się

$$\frac{h_f}{L} = \frac{10.29 \cdot 0.012^2 \cdot 1.2^2}{0.9^{5.333}} = 0.00374,$$

skąd dla $L = 500$ m, otrzymujemy $h_f = 1{,}87$ m, co jest wartością tylko trochę niższą od wartości oszacowanej przy pomocy diagramu Moody'ego.

Przykład 2.5

Korzystając z równania Colebrooka i formuły Manninga, oblicz straty tarcia w spawanych rurach o długości 500 m, średnicach 500 mm, 800 mm, 1200 mm i 1500 mm, przy średnich prędkościach przepływu 4 m/s.

D [mm]	500	800	1200	1500
Q [m^3/s]	0,785	2,011	4,524	7,069
V [m/s]	4	4	4	4
L [m]	500	500	500	500

Stosując funkcję Colebrooka-White'a otrzymujemy:

e [mm]	0,6	0,6	0,6	0,6
h_f [m]	17,23	9,53	5,73	4,35

Stosując formułę Manninga otrzymujemy:

n	0,012	0,012	0,012	0,012
h_f [m]	18,40	9,85	5,73	4,26

Można zauważyć, że wyniki uzyskane formułą Manninga niewiele się różnią od wyników rozwiązania równania Colebrooka. Wyjątkiem są rury o małych średnicach, dla których wartości uzyskane metodą Manninga są wyższe od wartości uzyskanych metodą Colebrooka. W rzeczy samej, obydwie formuły dają zgodne wyniki dla e/D = 9,17E-3 i wartości rozbieżne o 5 % dla e/D w przedziale 9E-4 do 5E-2 w strefie turbulentnej (Dubois, 1998). W tym zakresie przepływów, zależność pomiędzy współczynnikiem Darcy'ego-Weisbacha i Manniga przedstawia się następująco:

$$S = \frac{f}{D} \cdot \frac{U^2}{2g} \;;\; f = \frac{2g \cdot 4^{\frac{4}{3}} \cdot n^2}{D^{\frac{1}{3}}} \tag{2.14b}$$

W Ameryce Północnej, dla rur o średnicy większej niż 5 cm i prędkości poniżej 3 m/s, zazwyczaj używa się formuły Hazena-Williamsa:

$$h_f = \frac{6.87 \cdot L}{D^{1,165}} \cdot \left(\frac{V}{C}\right)^{1,85} \tag{2.15}$$

gdzie:

V - prędkość przepływu [m/s]

D - średnica rury [m]

L długość rury [m]

C współczynnik Hazena-Williamsa (tabela 2.3)

Tabela 2-3 Współczynniki Hazena-Williamsa

Rodzaj rury	*C*
Azbestocement	140
Żeliwo	
- nowe	130
- po 10 latach	107-113
- po 20 latach	89-100
- po 30 latach	75-90
Beton	
odlew miejscowy - formy stalowe	140
odlew miejscowy - formy drewniane	120
odlew metodą odśrodkową	135
Stal	
pokryta smołą lub i asfaltem	150
nowa, nie pokryta	150
rowkowana	110
Klepki drewniane (nowe)	120
Rury z tworzywa sztucznego	135-140

2.2.2. Miejscowe straty energii hydraulicznej

Oprócz strat tarcia, woda przepływająca przez rurociągi doznaje strat energii hydraulicznej, wynikających ze zmian geometrii na wlotach, zagięciach, kolanach, połączeniach, kratach, zaworach i na nagłych zwężeniach lub rozszerzeniach przekroju. Te straty również zależą od prędkości i są wyrażone przez eksperymentalny współczynnik *K*, pomnożony przez energię kinetyczną $V^2/2g$.

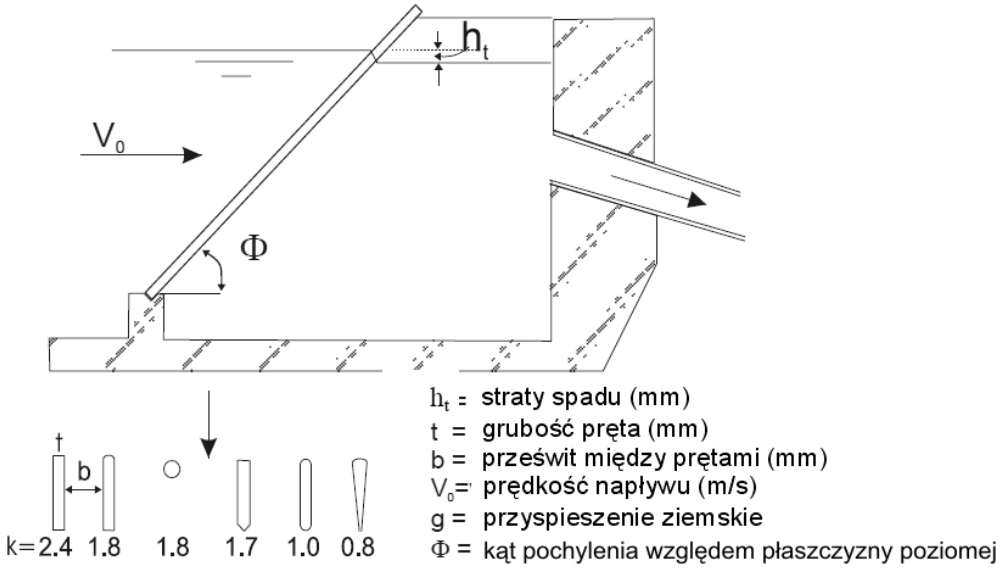
2.2.2.1. Straty na kratach (palisadach) ochronnych

Palisada ochronna jest potrzebna praktycznie zawsze zarówno na wlotach rur ciśnieniowych, jak i ujęć wody do elektrowni. Jej zadaniem jest zapobieganie przedostawaniu się pływających zanieczyszczeń do układu hydraulicznego. Niestety, przepływ wody przez kraty również powoduje straty energii hydraulicznej. Pomimo, że zazwyczaj są one niewielkie, należy je niekiedy uwzględnić w podczas szacowania możliwości hydraulicznych stopnia. Można je wyliczyć za pomocą formuły wyprowadzonej przez Kirschmera:

$$h_t = k \cdot t \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^{\frac{4}{3}} \left(\frac{V_0^2}{2g}\right) \sin \Phi \qquad (2.16)$$

z parametrami zdefiniowanymi na rys. 2.4.

Jeżeli krata nie jest prostopadła do przepływu, lecz jest ustawiona pod kątem β w stosunku do jego kierunku (β przybiera wartość 90° dla kraty zamocowanej na bocznej ścianie kanału), to wystąpią dodatkowe straty hydrauliczne. Wynik obliczeń przy użyciu formuły (2.16) należy wówczas przemnożyć przez współczynnik korygujący κ przedstawiony w tabeli 2.4 (wg Mosonyi'ego).



Rysunek 2-4 Współczynniki strat krat ochronnych

Tabela 2-4 Dodatkowe straty na kratach ochronnych w przypadku napływu nieprostopadłego

t/b β	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2
0°	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
10°	1,06	1,07	1,08	1,09	1,10	1,11	1,12	1,14	1,50
20°	1,14	1,16	1,18	1,21	1,24	1,26	1,31	1,43	2,25
30°	1,25	1,28	1,31	1,35	1,44	1,50	1,64	1,90	3,60
40°	1,43	1,48	1,55	1,64	1,75	1,88	2,10	2,56	5,70
50°	1,75	1,85	1,96	2,10	2,30	2,60	3,00	3,80	…
60°	2,25	2,41	2,62	2,90	3,26	3,74	4,40	6,05	…

2.2.2.2. Straty na skutek skokowego rozszerzenia lub zwężenia

Kiedy w rurze występuje skokowe zwężenie, dochodzi do straty energii hydraulicznej związanej ze wzrostem prędkości przepływu oraz z dużymi turbulencjami wywołanymi zmianą geometrii. Układ linii prądu jest na tyle skomplikowany, że przynajmniej na razie nie udaje się matematycznie zanalizować tego zjawiska. Straty szacowane są poprzez mnożenie energii kinetycznej związanej z przepływem przez rurę o mniejszym przekroju (przekrój 2) przez współczynnik kontrakcji K_c, zależny od stosunku średnic rury d/D, zgodnie z wzorem:

$$h_c = K_c \cdot \left(\frac{V_2^2}{2g} \right) \tag{2.17}$$

W przypadku stosunku d/D, nie przekraczającego wartości 0,76, współczynnik K_c można wyznaczyć w przybliżeniu ze wzoru:

$$K_c = 0.42 \left(1 - \frac{d^2}{D^2} \right) \tag{2.18}$$

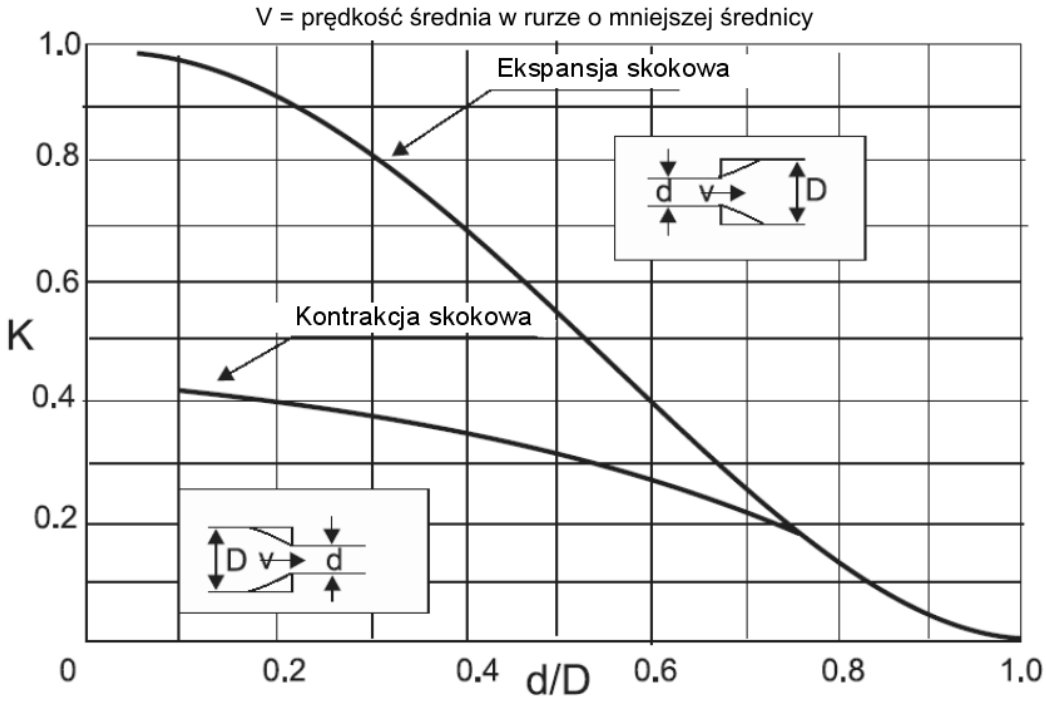
W przypadku skokowego zwiększenia przekroju współczynnik K_c zostaje zastąpiony przez współczynnik ekspansji K_{ex}.

W tym przypadku straty hydrauliczne mogą zostać wyznaczone z prawa zachowania pędu, zgodnie ze wzorem:

$$h_{ex} = \frac{(V_1 - V_2)^2}{2g} = \left(1 - \frac{V_2}{V_1}\right)^2 \frac{V_1^2}{2g} = \left(1 - \frac{A_1}{A_2}\right)^2 \frac{V_1^2}{2g} = \left(1 - \frac{d^2}{D^2}\right)\frac{V_1^2}{2g} \tag{2.19}$$

gdzie V_1 jest prędkością wody w rurze o mniejszej średnicy.

Na rysunku 2.5 przedstawiono graficznie współczynniki K_c i K_{ex} w funkcji d/D.

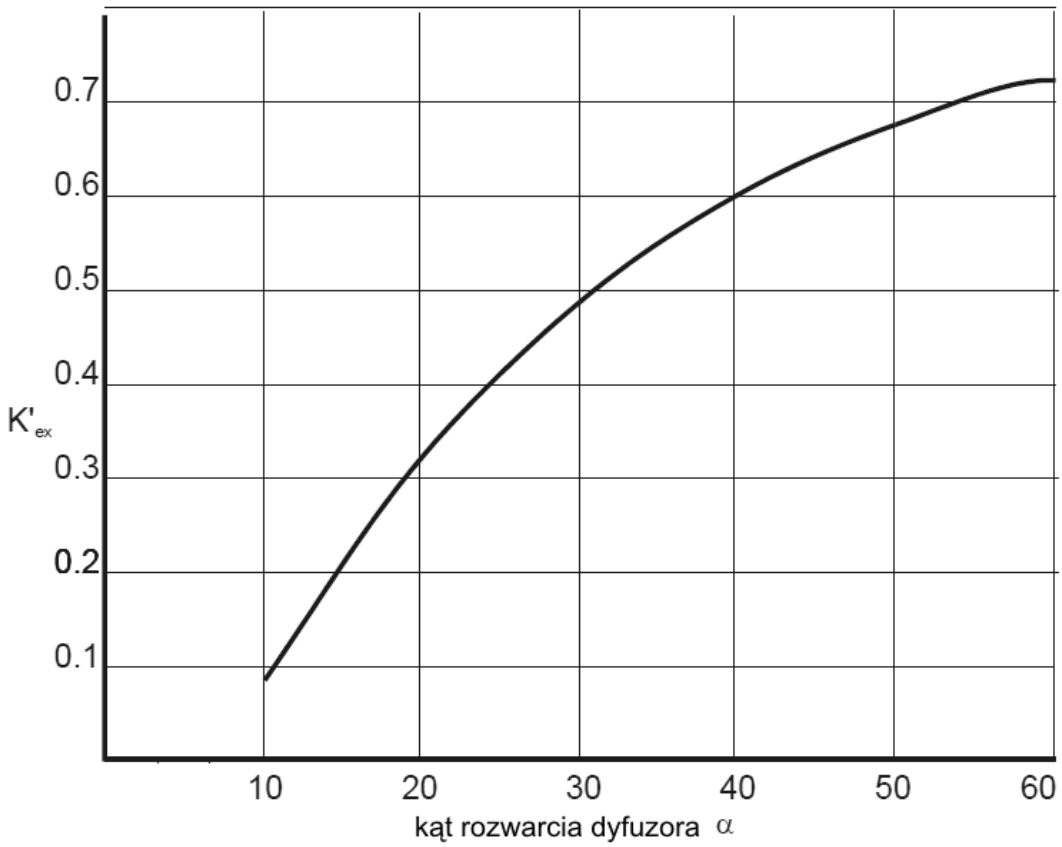


Rysunek 2-5 Wartości K_c i K_{ex} w funkcji d/D

Straty hydrauliczne można ograniczyć stosując elementy umożliwiające stopniową zmianę przekroju - konfuzor w przypadku kontrakcji lub dyfuzor w przypadku ekspansji.

W konfuzorze wartości strat zmieniają się ze zmianą kąta konfuzora. Wartości eksperymentalne K_c przedstawiono w tabeli poniżej:

Kąt	K_c
30°	0,02
45°	0,04
60°	0,07



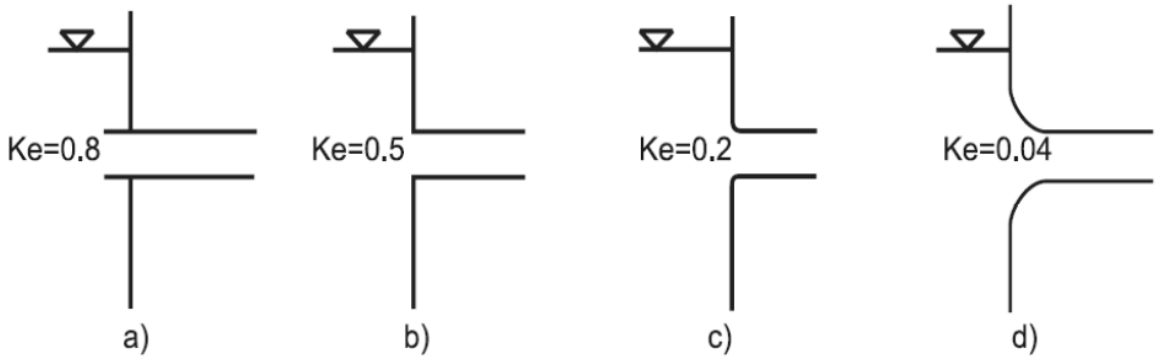
Rysunek 2-6 Współczynniki strat w dyfuzorach

W przypadku dyfuzora analiza zjawiska jest bardziej złożona. Na rysunku 2.6 pokazano wartości K_{ex} wyznaczone eksperymentalnie dla różnych kątów dyfuzora. Straty można przedstawić wzorem:

$$h'_{ex} = K'_{ex} \frac{V_1^2 - V_2^2}{2g} \tag{2.20}$$

Zanurzona rura doprowadzająca wodę do zbiornika stanowi ekstremalny przypadek skokowej ekspansji, w którym V_2, z uwagi na stosunek przekroju zbiornika do przekroju rury, może być uważane za zerowe, a wysokość strat wynosi $V_1^2/2g$.

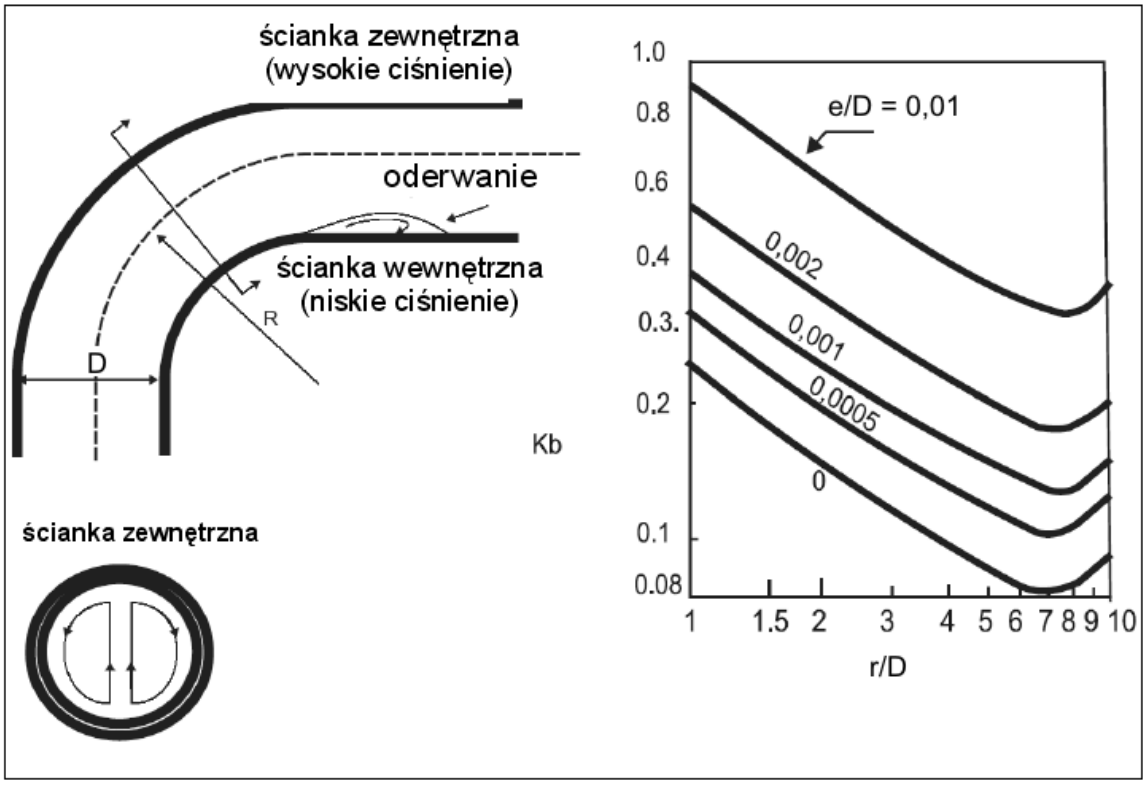
Z drugiej strony, przepływ ze zbiornika do rury jest ekstremalnym przypadkiem skokowej kontrakcji. Na rysunku 2.7 pokazano wartości współczynnika K_e, przez który mnoży się wysokość energii kinetycznej w rurze $V_2^2/2g$.



Rysunek 2-7 Współczynniki strat wlotowych

2.2.2.3. Straty hydrauliczne w kolanach

Podczas przepływu przez kolano następuje wzrost ciśnienia wzdłuż zewnętrznej ścianki, a zarazem jego spadek wzdłuż ścianki wewnętrznej. Brak równowagi ciśnienia powoduje przepływ wtórny, pokazany na rysunku 2.8. Złożenie tych dwóch przepływów tworzy przepływ spiralny, który zostaje wyhamowany przez tarcie lepkie na długości około 100 średnic rury. Straty hydrauliczne powstające w tych warunkach zależą od promienia kolana i od średnicy rury. Ponadto, przepływ wtórny generuje wtórne straty tarcia, zależne od chropowatości względnej *e*/*D*.

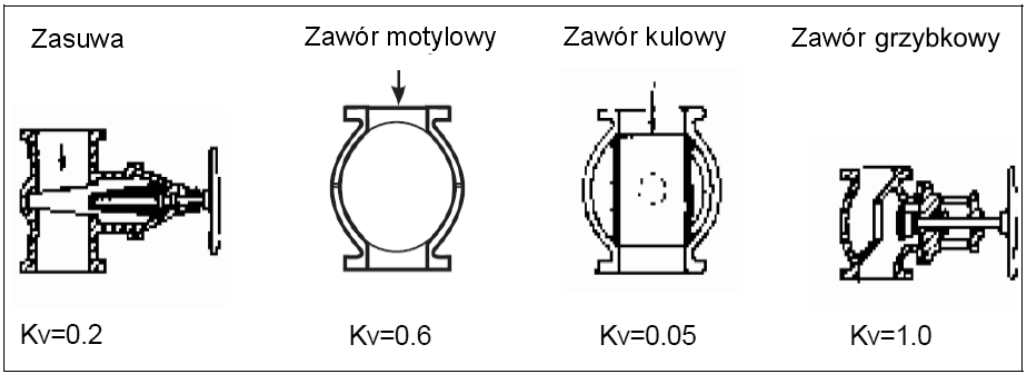


Rysunek 2-8 Współczynniki strat dla przepływów w kolanach

Na rysunku 2.8, zaczerpniętym z [3], pokazano wartości K_b dla różnych wartości współczynnika *R*/*D* i różnych chropowatości względnych *e*/*D*. Powszechnie uważa się również, że w bezszwowych rurach stalowych, straty w kolanach o kącie poniżej 90°, są proporcjonalne do kąta kolana. Problem się komplikuje, gdy kolejne kolana występują po sobie, uniemożliwiając stabilizację przepływu na końcach. Na szczęście takie przypadki rzadko występują w małych elektrowniach wodnych.

2.2.2.4. Straty na zaworach.

Zawory i zasuwy są stosowane w małych elektrowniach wodnych do oddzielenia elementów układu hydraulicznego od jego pozostałej części, w związku z czym są albo całkowicie zamknięte, albo całkowicie otwarte. Zadanie regulacji przepływu przypisane jest układom regulacyjnym turbiny (np. łopatkom kierownicy lub zaworom iglicowym). Straty spowodowane przepływem przez zawory zależą od typu zaworu oraz od jego wykonania. Na rys 2.9 pokazano wartości współczynnika K_v, dla różnych typów zaworów.



Rysunek 2-9 Typowe współczynniki strat dla przepływów przez zawory

2.2.3. Przepływ nieustalony

W przepływach ustalonych, których natężenie uważa się za stałe w czasie, ciśnienie robocze w każdym punkcie rurociągu zasilającego określone jest wysokością słupa wody nad tym punktem. Gdy nastąpi nagła zmiana przepływu, np. gdy operator elektrowni lub układ regulacji zbyt szybko zamknie lub otworzy zasuwy, nagła zmiana prędkości wody może spowodować pojawienie się niebezpiecznie dużych pulsacji ciśnienia.

Wywołana fala ciśnienia znana jest pod nazwą uderzenia hydraulicznego. Skutki tego zjawiska mogą być dramatyczne. Rurociąg zasilający może zostać rozerwany z powodu zbyt dużego ciśnienia lub też może się zapaść, jeżeli ciśnienie spadnie poniżej ciśnienia atmosferycznego. Chociaż skok ciśnienia wywołany zjawiskiem uderzenia hydraulicznego ma charakter przejściowy, jego wielkość może być kilkakrotnie wyższa od ciśnienia statycznego wynikającego ze spadu. Zgodnie drugim prawem dynamiki Newtona, siła spowodowana nagłą zmianą prędkości, wynosi:

$$F = m\frac{dV}{dt} \tag{2.21}$$

Gdyby prędkość słupa wody mogła zostać skokowo zredukowana do zera, to wynikająca stąd siła stałaby się nieskończenie wielka. Na szczęście w praktyce nie jest to możliwe; zawór mechaniczny wymaga pewnego czasu na pełne zamknięcie, ścianki rury nie są doskonale sztywne, a słup wody, pod dużymi ciśnieniami, nie jest nieściśliwy.

Poniższy opis, zapożyczony za zgodą autora, Allena R. Inversina, z Dodatku F jego książki „Micro-Hydropower Sourcebook", jest jednym z najlepszych fizycznych wyjaśnień tego procesu. Rysunek 2.16, dołączony pod koniec tego rozdziału, ilustruje, jak zmiana prędkości przepływu, spowodowana nagłym zamknięciem zasuwy lub zaworu na końcu rury, powoduje powstanie fali ciśnienia, która przemieszcza się wzdłuż rury.

Początkowo woda płynie z prędkością V_0, co pokazano w (a). Kiedy zasuwa zostaje zamknięta, płynąca woda ma tendencję do dalszego przepływu, co wynika z jej pędu. Ponieważ pęd ten zostaje fizycznie zatrzymany poprzez zamknięcie zasuwy, „kumuluje się" on przed nią, energia kinetyczna elemen-

tu płynu, znajdującego się bezpośrednio przy zasuwie, zostaje zamieniona w energię ciśnienia, co powoduje lekką kompresję wody oraz poszerzenie przekroju rury w tym punkcie (b). To samo dzieje się z kolejnymi elementami wody (c), co wymusza ruch czoła fali zwiększonego ciśnienia wzdłuż rury, do momentu aż prędkość wody V_0 zaniknie, woda zostanie sprężona, a rura ulegnie poszerzeniu na jej całej długości (d). W tym momencie cała energia kinetyczna wody została zamieniona na energię odkształcenie wody (na skutek zwiększonej kompresji) i rury (na skutek zwiększonego naprężenia).

Ponieważ woda w zbiorniku pozostaje pod stałym ciśnieniem statycznym, a woda w rurze jest poddana obecnie wyższemu ciśnieniu, przepływ zmienia kierunek i woda zostaje zmuszona płynąć z prędkością V_0 z powrotem do zbiornika (e). Podczas przepływu sprężonej wody w kierunku zbiornika, ciśnienie w rurze powraca do wartości normalnego ciśnienia statycznego. Fala „rozładowująca" ciśnienie porusza się w kierunku zasuwy (f), do czasu, aż energia naprężeń nie zostanie zamieniona z powrotem w energię kinetyczną (g). Jednakże, inaczej niż w przypadku (a), woda płynie teraz w kierunku przeciwnym, oraz, z uwagi na swój pęd, „stara się" utrzymać tę prędkość. Powoduje to rozciągnięcie elementu wody najbliżej zasuwy, oraz zmniejszenie ciśnienia i skurczenie się rury (h). To samo dzieje się z kolejnymi elementami wody, a fala ujemnego ciśnienia rozprzestrzenia się w kierunku zbiornika (i) aż do chwili, gdy cała rura ulegnie kompresji, a woda znajdzie się pod zmniejszonym ciśnieniem (j). Ta fala ujemnego ciśnienia miałaby wartość bezwzględną taką samą jak początkowa fala ciśnienia dodatniego, gdyby założyć brak strat tarcia. Prędkość przepływu powraca do wartości zerowej, ale obniżone ciśnienie w rurze, w porównaniu z ciśnieniem w zbiorniku, wymusza przepływ wody z powrotem do rury (k). Fala ciśnienia przemieszcza się z powrotem w kierunku zasuwy (e) do momentu aż cały cykl nie zostanie zakończony i rozpocznie się cykl następny (b). Prędkość, z którą przemieszcza się czoło fali jest funkcją prędkości rozchodzenia się dźwięku w wodzie zmodyfikowaną przez własności sprężyste materiału, z którego wykonana jest rura. W rzeczywistości rurociąg zasilający jest zazwyczaj pochylony, lecz efekt pozostaje ten sam, wraz z falami ciśnienia dodawanymi do i odejmowanymi od ciśnienia statycznego wzdłuż całej rury. Ponadto efekt tłumienia, wywołany przez tarcie w rurze, powoduje stopniową dyssypację energii kinetycznej przepływu oraz zmniejszanie się w czasie amplitud oscylacji ciśnienia. Pomimo że niektóre zawory zamykają się praktycznie natychmiast, zazwyczaj proces zamknięcia trwa co najmniej kilku sekund. Jeżeli jednak zawór zostanie zamknięty przed powrotem początkowej fali ciśnienia do zasuwy na końcu rurociągu (g), to ciśnienie szczytowe nie ulegnie zmianie – cała energia kinetyczna zawarta w wodzie przy zasuwie, zostanie zamieniona w energię naprężeń, wynikiem czego będzie taka sama wartość ciśnienia, jak podczas natychmiastowego jej zamknięcia. Jednakże, jeżeli do czasu powrotu fali ciśnienia do zasuwy (g) zasuwa została zamknięta tylko częściowo, niecała energia kinetyczna zostanie zamieniona w energię naprężeń, a tym samym ciśnienie szczytowe będzie niższe. Jeżeli zasuwa będzie dalej zamykana, tworząca się dodatnia fala ciśnienia będzie redukowana przez falę ciśnienia ujemnego (h), powstałą zaraz po rozpoczęciu zamykania zasuwy. Oznacza to, że jeżeli zasuwa jest otwierana i zamykana w dłuższym czasie niż czas potrzebny fali ciśnienia, by przebyć drogę do zbiornika i z powrotem do zasuwy, wartości ciśnienia zostają zredukowane. Czas ten, zwany czasem krytycznym T_c, określony jest równaniem:

$$T_c = \frac{2L}{c} \tag{2.22}$$

gdzie c jest prędkością fali. Prędkość fali, równa prędkości dźwięku w wodzie, wynosi w przybliżeniu 1420 m/s. Jednakże prędkość fali w rurze, z którą fala ciśnienia przemieszcza się wzdłuż rury – jest funkcją sprężystości wody i materiału, z którego wykonana jest rura.

Prędkość fali opisuje wyrażenie:

$$c = \sqrt{\frac{\frac{k}{\rho}}{1+\frac{k \cdot D}{E \cdot t}}} \tag{2.23}$$

gdzie:

k = moduł odkształcenia objętościowego wody, 2.2×10^9 N/m^2

ρ = gęstość wody, 1000 kg/m^3

D = wewnętrzna średnica rury [m]

E = moduł sprężystości materiału konstrukcyjnego rury [N/m^2]

t = grubość ścianek [mm]

Jeżeli zawór jest już zamknięty, gdy fala ciśnienia znajduje się w drodze powrotnej ($t < T_c$), to cała energia kinetyczna wody zostanie zamieniona w zwyżkę ciśnienia, której wysokość, wyrażona w metrach słupa wody, wyniesie[1]:

$$\frac{\Delta P}{\rho g} = \frac{c}{g}\Delta V \tag{2.24}$$

gdzie ΔV jest zmianą prędkości wody. W praktyce można przyjąć, że ΔV jest równe początkowej prędkości przepływu V_0. Jeśli jednak t jest większe niż T_c, to fala ciśnienia dociera do zaworu przed jego całkowitym zamknięciem, co zapobiega generacji nadciśnienia o pełnej amplitudzie, ponieważ powracająca fala ujemnego ciśnienia kompensuje częściowo przyrost ciśnienia przy zaworze. W tym przypadku maksymalne nadciśnienie może zostać wyliczone z następującej uproszczonej formuły Allieviego, znanej również jako formuła Michauda:

$$\frac{\Delta P}{\rho g} = \frac{2L}{gt}\Delta V \tag{2.25}$$

gdzie:

L – całkowita długość rury (m)

$\Delta P/\rho g$ – różnica pomiędzy początkowym ciśnieniem statycznym $P_o/\rho g$, a maksymalnym ciśnieniem osiągniętym w rurociągu (w metrach słupa wody)

t – czas zamykania zaworu (s)

Zatem całkowite ciśnienie dynamiczne w rurociągu zasilającym wyniesie:

$$P = P_0 + \Delta P \tag{2.26}$$

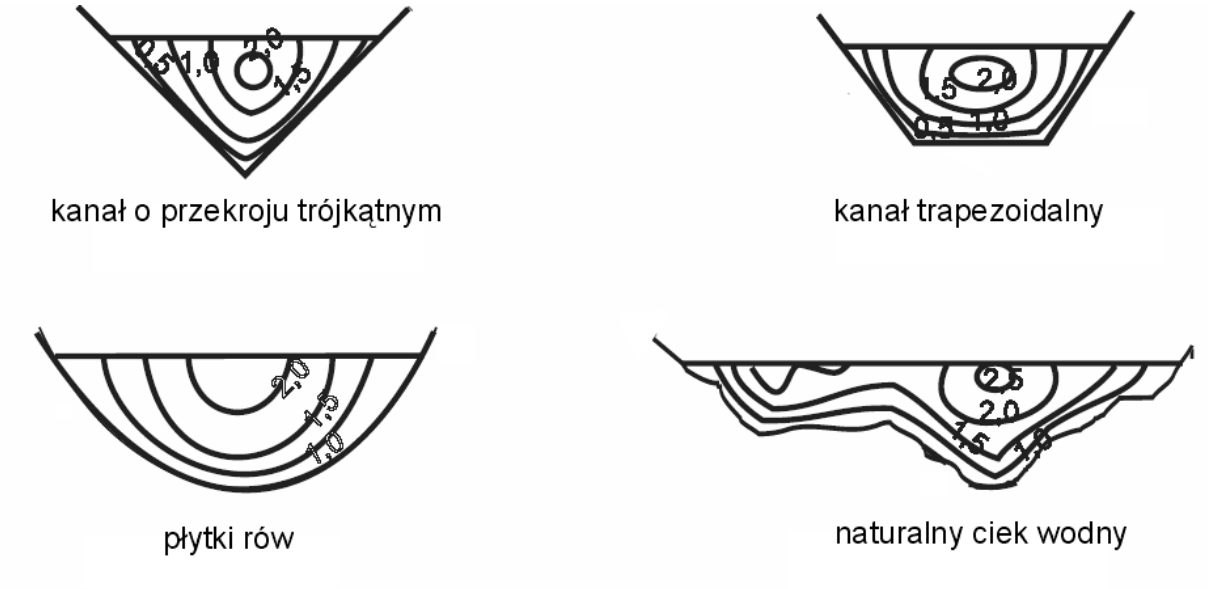
Przedstawione w rozdziale piątym przykłady dotyczące projektowania rurociągów zasilających powinny pomóc wyjaśnić powyższy model fizyczny zjawiska. Przy dokładniejszych obliczeniach należałoby uwzględnić nie tylko sprężystość cieczy i materiału rury, ale również straty hydrauliczne. Obliczenia matematyczne są dość pracochłonne i wymagają zastosowania komputerów. Zainteresowani czytelnicy znajdą przykłady metod obliczeniowych oraz opracowanych zagadnień między innymi w publikacjach Chaudry'ego, Foxa i Parmakiana.

[1] Wzór ten znany jest jako wzór N. Żukowskiego

2.3. Przepływ wody przez kanały otwarte

Podczas gdy woda w rurach ciśnieniowych wypełnia cały przekrój, to w kanałach otwartych występuje zawsze powierzchnia swobodna. Na powierzchnię swobodną wody oddziałuje zazwyczaj ciśnienie atmosferyczne, zwane też zerowym ciśnieniem odniesienia, i uznawane za stałe wzdłuż całej długości kanału. W pewnym sensie, pominięcie tego ciśnienia ułatwia analizę zagadnienia, lecz z drugiej strony powoduje powstanie nowego dylematu, związanego z nieznanym *a priori* kształtem powierzchni swobodnej. Głębokość wody zmienia się wraz warunkami przepływu i jej oszacowanie w warunkach przepływu niestacjonarnego stanowi część problemu.

W każdym kanale, nawet prostoliniowym, formuje się trójwymiarowy rozkład prędkości. Jedna z dobrze znanych zasad mechaniki płynów stwierdza, że każda cząsteczka, w kontakcie ze stałą stacjonarną powierzchnią, ma zerową prędkość. Na rysunku 2.10 pokazano izolinie prędkości (izotachy) w kanałach o różnym profilu. Matematyczna analiza zagadnienia wymaga wykorzystania teorii warstwy przyściennej, natomiast przedmiotem analizy inżynierskiej jest prędkość średnia *V*.



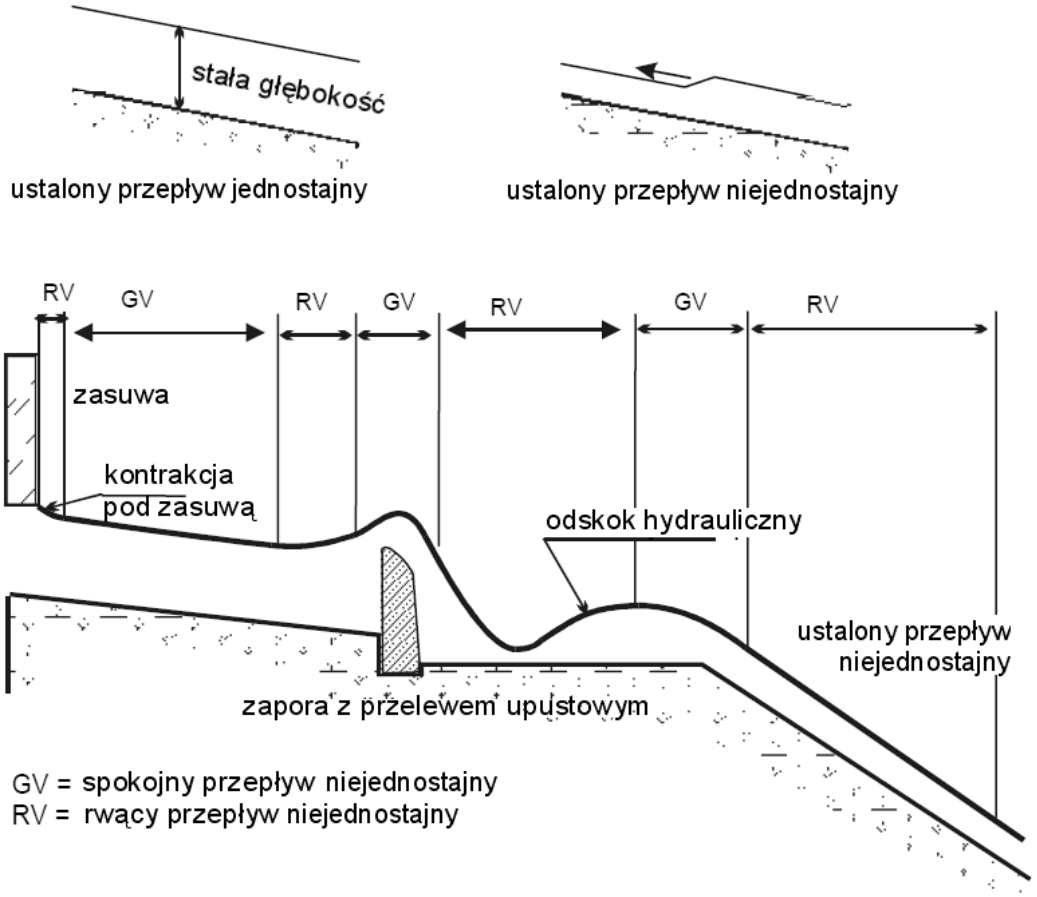
Rysunek 2-10 Typowe rozkłady prędkości podczas przepływów przez kanały otwarte

2.3.1. Klasyfikacja przepływów w kanałach otwartych

Przepływ w kanale jest uznawany za ustalony wtedy, gdy głębokość wody w dowolnym miejscu kanału nie zmienia się w czasie, a za nieustalony wtedy, gdy głębokość ta zmienia się w czasie. Przepływ w kanale otwartym jest uznawany za jednostajny, gdy natężenie przepływu i głębokość wody w dowolnym miejscu kanału są stałe w czasie. Z kolei uznaje się go za niejednostajny, gdy tylko natężenie przepływu i/lub głębokość wody zmieniają się wzdłuż długości. Jednostajny przepływ nieustalony jest rzadkim zjawiskiem - mówiąc o przepływie jednostajnym ma się zwykle na myśli ustalony przepływ jednostajny. Ustalony przepływ niejednostajny klasyfikuje się często jako spokojny lub rwący.

Na rysunku 2.11 przedstawiono różne rodzaje przepływów: ustalony jednostajny, spokojny nieustalony oraz rwący niejednostajny. Przepływ nieustalony ma miejsce wtedy, gdy głębokość strumienia cieczy lub natężenie przepływu zmienia się na długości kanału, np. podczas propagacji pod prąd małej fali zaburzającej, wynikającej z zamykania lub otwierania zasuwy lub zwiększenia przepływu w kanale kolektora.

Podobnie jak przy analizie przepływu w rurach ciśnieniowych, przepływ przez kanały otwarte również podlega prawu Bernoulliego i równanie (2.1) pozostaje w mocy. Straty energii podczas przepływu od przekroju 1 do przekroju 2, są oznaczane symbolem h_L.



Rysunek 2-11 Ilustracja różnych typów przepływów niejednostajnych

2.3.2. Przepływy jednostajne w kanałach otwartych

Z definicji przepływ jest uznawany za jednostajny wtedy, gdy:

1. Głębokość wody, pole przekroju oraz prędkość wody w każdym przekroju kanału są stałe
2. Linia gradientu energii, linia powierzchni swobodnej i linia dna kanału są równoległe

W oparciu o te założenia, Chezy stwierdził, że:

$$V = C\sqrt{R_h S_e} \tag{2.27}$$

gdzie:

C – współczynnik oporu Chezy'ego

R_h – promień hydrauliczny przekroju kanału (patrz podrozdział 2.3.3)

S_e – spadek linii dna kanału

Wartość C próbowano określić wielokrotnie. Manning, na podstawie eksperymentów własnych oraz innych badaczy, wyprowadził następującą zależność empiryczną:

$$C = \frac{1}{n} \cdot R_h^{\frac{1}{6}} \tag{2.28}$$

gdzie n jest dobrze znanym współczynnikiem szorstkości Manninga (patrz rozdział 5, tabela 5.1).

Podstawiając *C* z równania (2.27) do równania (2.28) otrzymujemy formułę Manninga dla przepływów jednorodnych:

$$V = \frac{1}{n} \cdot R_h^{\frac{2}{3}} \cdot S_e^{\frac{1}{2}} \tag{2.29}$$

lub alternatywnie:

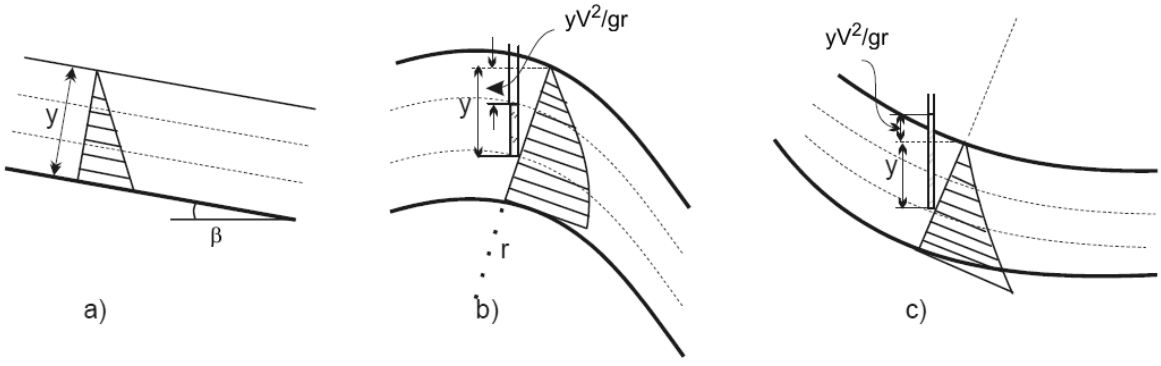
$$Q = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R_h^{\frac{2}{3}} \cdot S_e^{\frac{1}{2}} \tag{2.30}$$

Parametr $AR_h^{2/3}$ jest określany jako wskaźnik przekroju dla wzoru Manninga. Jego wartość dla różnych przekrojów kanałów podano w tabeli 2.5. Wzór Manninga jest całkowicie empiryczny, a współczynnik *n* nie jest bezwymiarowy. Wzór ten zachowuje ważność tylko w jednostkach układu SI. Ponadto podane wzory mają zastosowanie tylko do kanałów z płaskim dnem. Analiza naturalnych cieków wodnych jest bardziej skomplikowana i powyższe wzory mogą być stosowane tylko w pierwszym przybliżeniu.

2.3.3. Przekrój efektywny w kanałach otwartych

Z równania (2.32) można wywnioskować, że w kanale o określonym polu przekroju *A* i zadanym spadku *S* przepływ rośnie wraz z promieniem hydraulicznym. Oznacza to, że promień hydrauliczny jest wskaźnikiem efektywności. Jako, że promień jest stosunkiem pola przekroju *A* do obwodu zwilżanego *P*, najbardziej efektywny jest przekrój, w którym obwód zwilżany jest najmniejszy. Ze wszystkich możliwych przekrojów, najkrótszy obwód zwilżany posiada przekrój o kształcie. Niestety, kanał o przekroju półkolistym jest drogi w wykonaniu, oraz trudny do utrzymania. Dlatego takie rozwiązanie stosuje się tylko do kanałów o małych przekrojach, wykonanych z elementów prefabrykowanych. Poza przekrojem półkolistym, najbardziej efektywnym przekrojem trapezoidalnym jest połówka sześciokąta równobocznego. W małych elektrowniach wodnych najczęściej stosuje się kanały o przekroju prostokątnym. Są one proste w budowie i łatwe w utrzymaniu. W rozdziale piątym rozważono wybór przekroju kanału ze względów budowlanych, sprawnościowych, objętości prac ziemnych, metod konstrukcyjnych itp.

2.3.4. Zasady energetyczne dotyczące przepływów w kanałach otwartych



Rysunek 2-12 Rozkłady ciśnienia dla kanałów z pionowo zakrzywionym korytem

Przepływy jednorodne w kanałach otwartych są zazwyczaj stacjonarne. Niestacjonarne przepływy jednorodne występują rzadko. Jeżeli linie prądu są równoległe i przyjmujemy powierzchnię swobodną wody jako płaszczyznę odniesienia, to suma wysokości energii potencjalnej „*h*" oraz energii ciśnienia P/γ jest stała i równa głębokości wody. W praktyce większość przepływów jednorodnych oraz dużą część stacjonarnych przepływów zróżnicowanych można przyjąć za równoległe do dna.

W kanałach o stałym spadku mniejszym niż 6º (rysunek 2.12a), wysokość ciśnienia w dowolnym punkcie zanurzonym jest równa odległości mierzonej w kierunku pionowym pomiędzy powierzchnią

swobodną, a tym punktem (głębokość wody). Rozkład ciśnień jest z reguły trójkątny. Jednak jeżeli woda płynie po wypukłym podłożu takim jak przelew, to siła odśrodkowa działa w kierunku przeciwnym niż grawitacja, co powoduje, iż rozkład ciśnień wygląda, jak na rysunku 2.12b. Wysokość energii ciśnienia jest określona różnicą pomiędzy głębokością, a wysokością energii potencjalnej związanej z polem sił odśrodkowych mv^2/r, gdzie m oznacza masę elementu cieczy, a r - promień krzywizny wypukłego toru ruchu. Jeżeli tor ten jest wklęsły, to wysokość energii potencjalnej związanej z polem sił odśrodkowych dodaje się do głębokości, a rozkład ciśnień wygląda jak na rysunku 2.12c.

Ostatecznie, wysokość ciśnienia dla przepływów wzdłuż linii prostej, po torze wklęsłym lub wypukłym, daje się zapisać w postaci:

$$\frac{P}{\gamma} = y \quad (a); \qquad \frac{P}{\gamma} = y - y\frac{V^2}{rg} \quad (b); \qquad \frac{P}{\gamma} = y + y\frac{V^2}{rg} \quad (c) \tag{2.31}$$

gdzie:

- γ – ciężar właściwy wody
- y – głębokość mierzona od powierzchni swobodnej do punktu, $y = h\cos\alpha$
- h – głębokość warstwy cieczy mierzona w kierunku normalnym do dna kanału
- V – prędkość wody w tym punkcie
- r – promień krzywizny toru ruchu elementu cieczy

Energia jednostkowa w przekroju kanału lub wysokość energii, mierzona względem dna kanału wynosi:

$$E = y + \alpha\frac{V^2}{2g}. \tag{2.32}$$

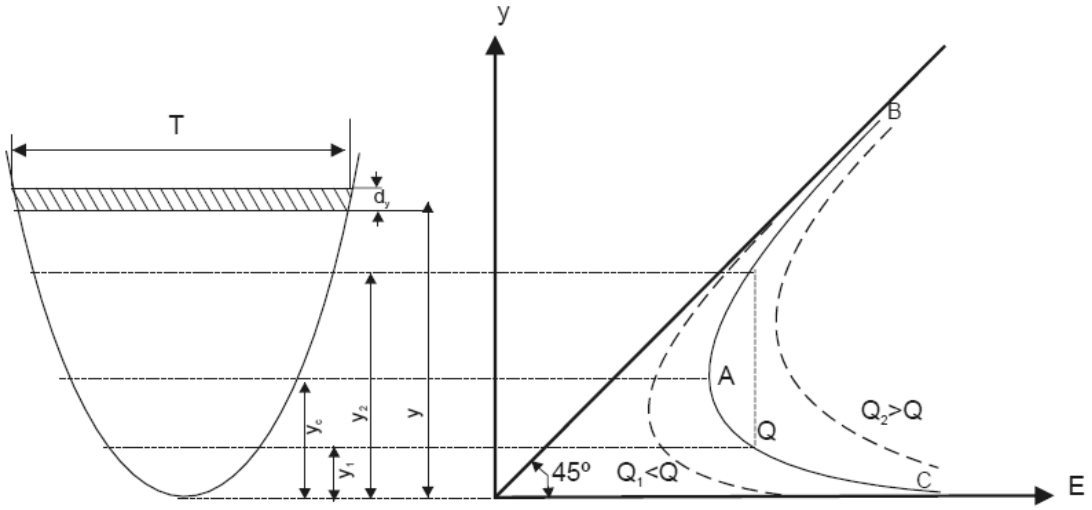
α jest współczynnikiem, który uwzględnia rzeczywisty rozkład prędkości w rozpatrywanym przekroju kanału, gdzie średnia prędkość wynosi V. Współczynnik ten może przyjmować wartości od 1,05 dla rozkładu bardzo jednorodnego do 1,20 dla rozkładu bardzo nieregularnego. Jednak w pierwszych przybliżeniach można przyjąć wartość $\alpha = 1$, co jest rozsądną wartością, gdy spadek jest mniejszy niż 0,018 ($\beta < 1{,}03^\circ$). Równanie 2.32 przyjmuje wówczas postać:

$$E = y + \frac{V^2}{2g} \tag{2.33}$$

W przekroju kanału o polu powierzchni zwilżanej A, przez którą przepływa strumień objętości Q, ciecz będzie wykazywać jednostkową energię hydrauliczną:

$$E = y + \frac{Q^2}{2gA^2} \tag{2.34}$$

Równanie 2.34 pokazuje, iż przy zadanym natężeniu przepływu Q energia jednostkowa w określonym przekroju zależy wyłącznie od głębokości strumienia wody. Kiedy głębokość strumienia wody y, przy pewnym natężeniu przepływu Q, wykreśli się w zależności od energii jednostkowej E, to otrzymuje się krzywą energii jednostkowej, z dwiema liniami granicznymi, jak to pokazano na rysunku 2.13. Granicą dolną jest oś pozioma, do której gałąź AC przybliża się asymptotycznie, granicą górną i asymptotą gałęzi AB jest linia $E = y$. Wierzchołek A krzywej energii jednostkowej reprezentuje głębokość y, przy której strumień objętości Q może przepływać przez przekrój z minimalną energią. Przy każdej energii jednostkowej E większej niż energia odpowiadająca punktowi A zawsze występować mogą dwie głębokości wody. Przy głębokości mniejszej przepływ odbywa się z większą prędkością, skutkiem czego energia jest wyższa – nazywamy go przepływem nadkrytycznym. Przy głębokości większej przepływ odbywa się z prędkością mniejszą, lecz również z wyższą energią – taki przepływ nazywamy podkrytycznym.



Rysunek 2-13 Energia jednostkowa w funkcji głębokości strumienia wody

W stanie krytycznym energia jednostkowa osiąga minimum, a jej wartość można obliczyć przyrównując do zera pierwszą pochodną energii jednostkowej (równanie 2.34) względem „y":

Równanie 2.34 pokazuje, iż przy zadanym natężeniu przepływu *Q* energia jednostkowa w określonym przekroju zależy wyłącznie od głębokości strumienia wody. Jeśli głębokość strumienia wody *y*, przy pewnym natężeniu przepływu *Q*, wykreśli się w zależności od energii jednostkowej *E*, to otrzymuje się krzywą energii jednostkowej, z dwiema liniami granicznymi, jak to pokazano na rysunku 2.13. Granicą dolną jest oś pozioma, do której gałąź AC przybliża się asymptotycznie, granicą górną i asymptotą gałęzi AB jest linia $E = y$. Wierzchołek A krzywej energii jednostkowej reprezentuje głębokość *y*, przy której strumień objętości *Q* może przepływać przez przekrój z minimalną energią. Przy każdej energii jednostkowej *E* większej niż energia odpowiadająca punktowi A zawsze występować mogą dwie głębokości wody. Przy głębokości mniejszej przepływ odbywa się z większą prędkością, skutkiem czego energia jest wyższa – nazywamy go przepływem nadkrytycznym. Przy głębokości większej przepływ odbywa się z prędkością mniejszą, lecz również z wyższą energią – taki przepływ nazywamy podkrytycznym. W stanie krytycznym energia jednostkowa osiąga minimum, a jej wartość można obliczyć przyrównując do zera pierwszą pochodną energii jednostkowej (równanie 2.34) względem „y":

$$\frac{dE}{dy} = -\frac{Q^2}{gA^3}\frac{dA}{dy} + 1 = 0 \tag{2.35}$$

W pobliżu powierzchni swobodnej mamy $dA/dy = T$, gdzie *T* jest maksymalną szerokością kanału w danym przekroju (patrz rys. 2.13). Z definicji przyjmuje się:

$$Y = \frac{A}{T} \tag{2.36}$$

Parametr *Y* jest znany jako „głębokość hydrauliczna" przekroju i odgrywa kluczową rolę przy badaniu przepływów w kanałach.

Podstawiając w równaniu (2.35) T za dA/dy i Y za A/T, otrzymujemy:

$$Fr = 1 \tag{2.37a}$$

gdzie

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gY}} \tag{2.37b}$$

Wielkość Fr jest bezwymiarowa i znana jako liczba Froude'a. Gdy $Fr = 1$, jak w równaniu (2.37a), to przepływ jest w stanie krytycznym. Przepływ jest w stanie nadkrytycznym, gdy $Fr > 1$ i podkrytycznym, gdy $Fr < 1$. Na rysunku 2.13, linia AB reprezentuje przepływ nadkrytyczny, a linia AC przepływ podkrytyczny. Jak pokazano na rys.2.13, dla tego samego przekroju można narysować rodzinę podobnych krzywych, odpowiadających różnym wartościom natężenia przepływu Q. Dla większych przepływów krzywa przesuwa się w prawo, a dla niższych w lewo.

W stanie krytycznym $y = y_c$, gdzie y_c jest głębokością krytyczną, którą można wyznaczyć z równania (2.37a). Dla kanału prostokątnego, krytyczna głębokość określona jest równaniem:

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \tag{2.38}$$

gdzie $q = Q/b$ jest natężeniem przepływu przypadającym na jednostkę szerokości kanału. Tabela 2.5 pokazuje charakterystyki geometryczne różnych profili kanałów, a tabela 2.6, zaczerpnięta od Strauba (1982), przedstawia formuły empiryczne używane do szacowania y_c w kanałach nieprostokątnych.

Przykład 2.6

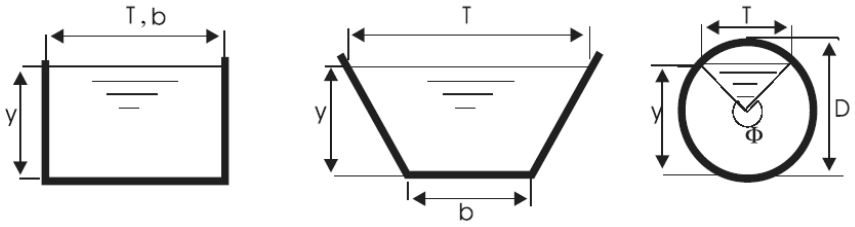
Oblicz krytyczną głębokość przepływu o natężeniu 17 m^3/s dla kanału o przekroju trapezoidalnym, w którym b = 6 m, a tangens kąta odchylenia ścianki bocznej od pionu wynosi z = 2

Celem skorzystania z tabeli 2.6, wyznaczamy $\Psi = \alpha Q^2/g = 29{,}46$ dla $\alpha = 1$. Rozwiązania przedstawione w tabeli obowiązują, jeśli $0{,}1 < q/b^2 < 0{,}4$. Ponieważ $q/b^2 = 0{,}19$, rozwiązanie jest miarodajne. Z tabeli 2.6 obliczamy

$$y_c = 0{,}81\left(\frac{\Psi}{z^{0,75}b^{1,25}}\right)^{0,27} - \frac{b}{z}\Psi = 0{,}86 \text{ m}$$

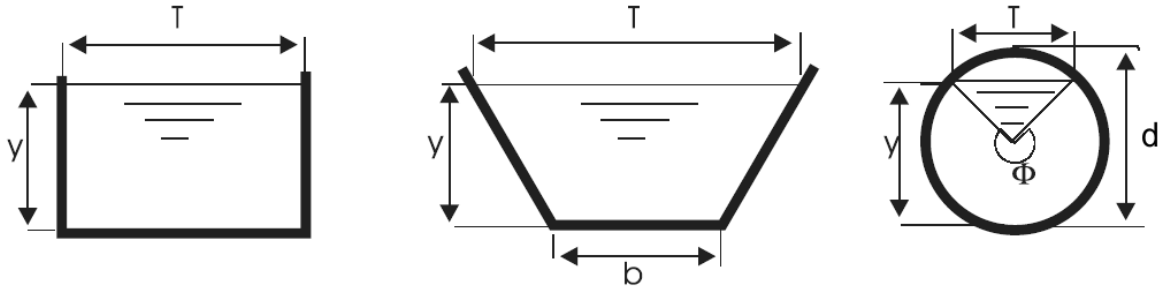
Oszacowanie głębokości krytycznej, jak również nadkrytycznych i podkrytycznych, pozwala wyznaczyć profil powierzchni swobodnej w takich przypadkach, jak nagłe zwiększenie pochylenia kanału, przepływ przed zasuwą, przelewami itp.

Tabela 2-5 Parametry geometryczne różnych profili kanałów

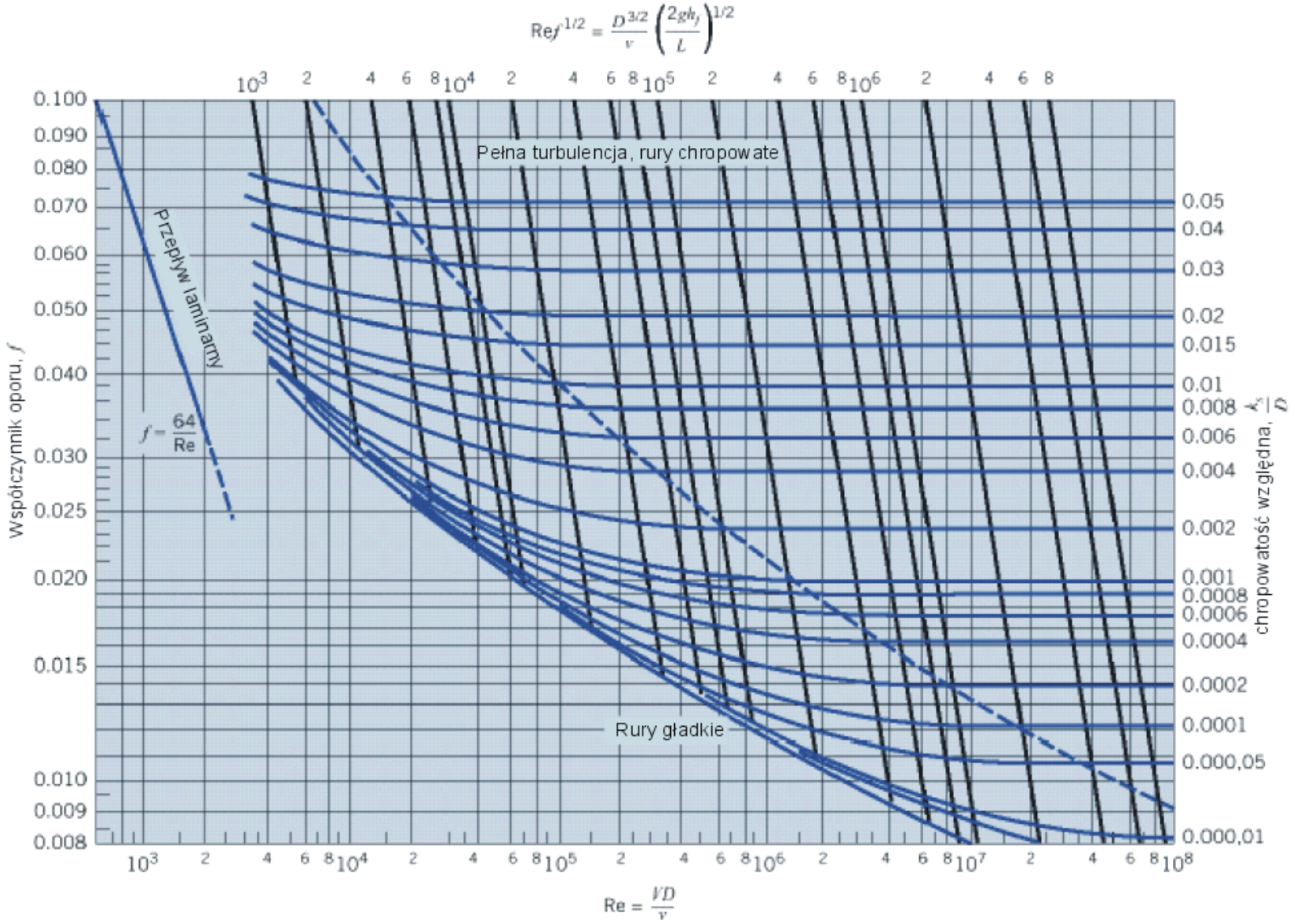


Pole powierzchni A	by	$(b + zy)y$	$\frac{1}{8}\left(\Phi - \cos\frac{\Phi}{2}\right)D^2$
Obwód zwilżany P	$b+2y$	$b + 2y\sqrt{1+z^2}$	$\Phi D/2$
Szerokość górnej krawędzi przekroju T	b	$b+2zy$	$D\sin\frac{\Phi}{2}$
Promień hydrauliczny R	$\frac{by}{b+2y}$	$\frac{(b+zy)y}{b+2y\sqrt{1+z^2}}$	$\frac{\Phi-\cos(\Phi/2)}{\Phi}\frac{D}{4}$
Głębokość hydrauliczna D	y	$\frac{(b+zy)y}{b+2zy}$	$\frac{\Phi-\cos(\Phi/2)}{\sin(\Phi/2)}\frac{D}{8}$
Wskaźnik przekroju (formuła Chezy'ego)	$\frac{(by)^{1,5}}{\sqrt{b+2y}}$	$\frac{[(b+zy)y]^{1,5}}{\left(b+2y\sqrt{1+z^2}\right)^{0,5}}$	$\frac{[\Phi-\cos(\Phi/2)]^{3/2}}{2\Phi^{1/2}}D^{2,5}$
Wskaźnik przekroju (formuła Manninga)	$\frac{(by)^{5/3}}{(b+2y)^{2/3}}$	$\frac{[(b+zy)y]^{5/3}}{\left(b+2y\sqrt{1+z^2}\right)^{2/3}}$	$\frac{[\Phi-\cos(\Phi/2)]^{5/3}}{(4\Phi)^{2/3}}D^{8/3}$

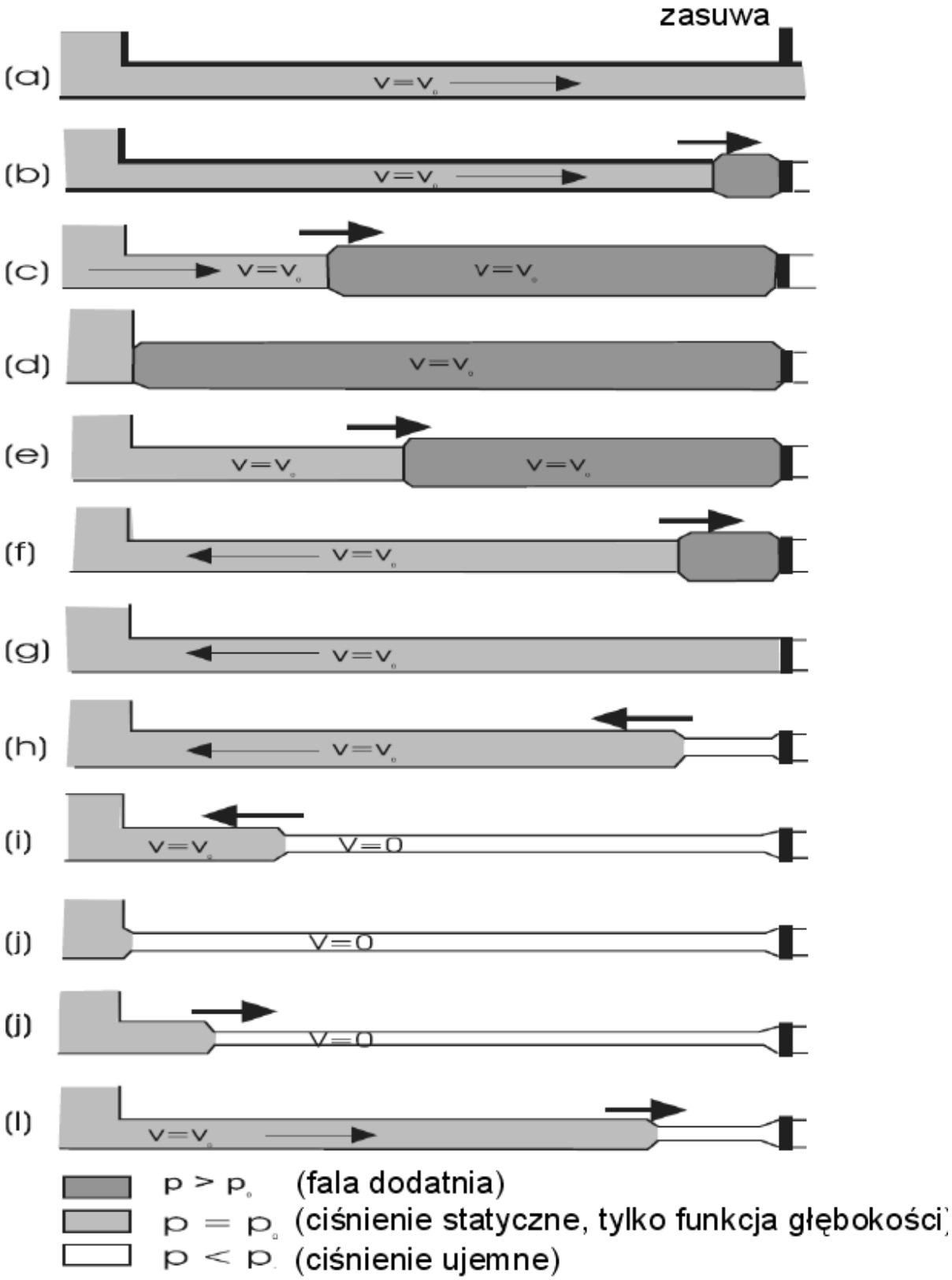
Tabela 2-6 Wzory empiryczne do szacowania głębokości y_c w typowym kanale (oznaczenia wg przykładu 2.6)



$\left(\frac{\Psi}{b^2}\right)^{1/3}$	$0{,}81\left(\frac{\Psi}{z^{0,75}b^{1,25}}\right)^{0,27} - \frac{b}{30z}$	$\left(\frac{1{,}01}{d^{0,25}}\right)\Psi^{0,25}$



Rysunek 2-14 Diagram Moody'ego: Współczynniki tarcia dla rur



Rysunek 2-15 Ilustracja fal ciśnienia w rurach
(za zgodą A.R.Inversina, autora „Micro-Hydropower Sourcebook”

Bibliografia

1. N.H.C. Hwang and Carlos Hita, "Fundamentals of Hydraulic Engineering Systems", Prentice Hall Inc., Englewood Cliffs, New Jersey 1987
2. F.H. White, "Fluid Mechanics", McGraw-Hill Inc. USA
3. A. Piqueras, "Evacuación de Broza" (w języku kastylijskim), ESHA Info nº 9 summer 1993
4. L. Allievi, "The theory of waterhammer", Transactions ASME, 1929
5. H. Chaudry, "Applied Hydraulic Transients", Van Nostrand Reinhold Co. 1979
6. V.L. Streeter and E.B. Wylie, "Hydraulic Transients", McGraw-Hill Book Co., New York 1967
7. J. Parmakian, "Waterhammer analysis", Dover Publications, New York 1963
8. R.H. French, "Hidráulica de canales abiertos" (w języku kastylijskim), McGraw-Hill/Interamericana de Mexico, 1988
9. V.T. Chow, "Open Channel Hydraulics", McGraw-Hill Book Co., New York 1959
10. V.L. Streeter, E.B. Wylie, "Fluid Mechanics", McGraw-Hill Book Co., New York 1975
11. A.C Quintela, « Hidráulica » (po portugalsku), Ed. Calouste Gulbenkian Foundation, 1981
12. J. Dubois, "Comportement hydraulique et modélisation des écoulements de surface" Communication LCH n° 8, EPFL, Lausanne 1998.
13. E. Mosonyi, "Water power development", Vol. I and II, Akadémiai Kiadó, Budapest, 1987/1991
14. W. King, E.F. Brater, "Handbook of hydraulics", McGraw-Hill Book Co., New York 1963
15. R. Silvester, "Specific Energy and Force Equations in Open-Channel Flow", Water Power, March 1961
16. A. R. Inversin, "Micro-Hydropower Sourcebook", NRECA International Foundation, Washington, D.C.
17. И.Е. Идельчик, „Справочник по гидравлическим сопротивлениям". Государственное Энергетическое Издательство, Москва/Ленинград, 1960
18. М.Д.Чертоусов, «Специальный курс гидравлики», Государственное Энергетическое Издательство, Ленинград/Москва, 1960

Literatura w języku polskim:

19. Mechanik. Poradnik techniczny. Tom IV, cz. 1, Wyd. IV, Państwowe Wydawnictwa Techniczne, Warszawa, 1960
20. J. Sielski, "Hydraulika stosowana", Wydawnictwo Politechniki Gdańskiej, Gdańsk 1979
21. J. Klugiewicz, „Hydraulika", Akademia Techniczno-Rolnicza w Bydgoszczy, Bydgoszcz, 1993
22. J. Sawicki, „Przepływy ze swobodną powierzchnią", PWN, Warszawa, 1998

[i] Jonas Rundqvist (SERO), Pedro Manso (EPLF) i Celso Penche (ESHA)

3. WYZNACZANIE PRZEPŁYWÓW WODY

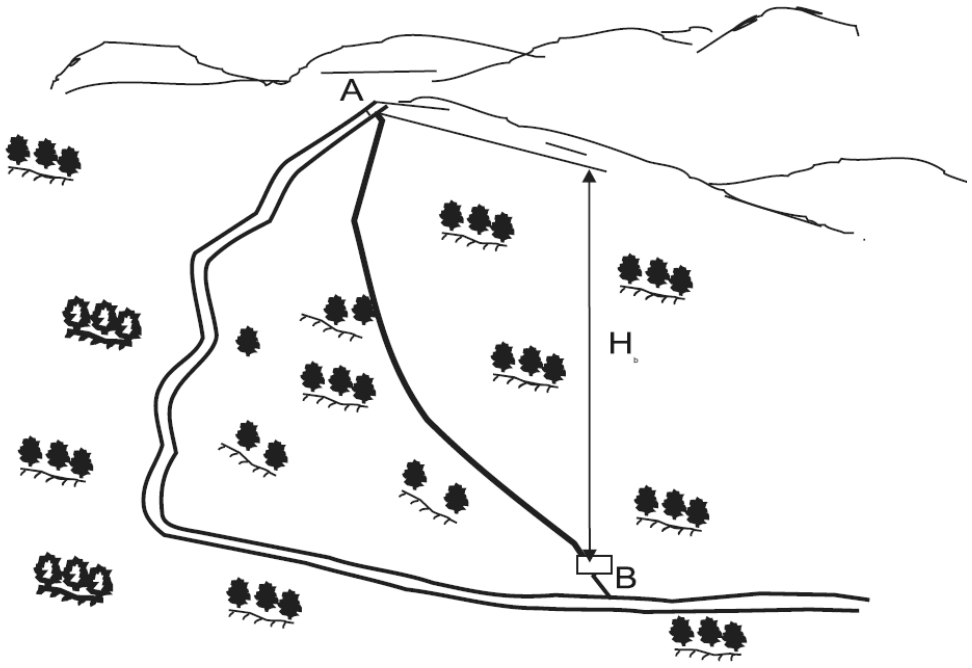
3.1. Wprowadzenie

Wytwarzanie energii elektrycznej we wszystkich elektrowniach wodnych zależy od dostępnego przepływu wody i jej piętrzenia. To sprawia, iż produkcja energii w dużej mierze zależy od lokalizacji elektrowni. Po pierwsze wymagany jest pewny i wystarczający przepływ wody. Po drugie warunki topograficzne miejsca muszą umożliwiać koncentrację stopniowego spadku rzeki w jednym miejscu w sposób zapewniający spad wystarczający do generacji energii. Spad ten można wytworzyć za pomocą zapór lub prowadząc wodę w sztucznym kanale, np. biegnącym wzdłuż do rzeki, lecz charakteryzującym się niskimi stratami spadu w porównaniu z naturalnym ciekiem. Często stosuje się kombinację obydwu sposobów.

Zaplanowanie energetycznego wykorzystania odcinka rzeki lub konkretnego miejsca jest jednym z największych wyzwań, przed którymi staje inżynier hydroenergetyk. W rzeczy samej istnieje nieograniczona liczba sposobów praktycznego wykorzystania potencjału rzeki lub konkretnej lokalizacji.

Inżynier hydroenergetyk musi znaleźć optymalne rozwiązanie dla konfiguracji elektrowni, łącznie z rodzajem zapory, układem doprowadzenia wody, mocą zainstalowaną, usytuowaniem różnych budowli itp. Jego sukces zależy od doświadczenia i prawie „artystycznego" talentu, gdyż ściśle matematyczna optymalizacja nie jest możliwa z racji liczby możliwości i warunków specyficznych dla konkretnej lokalizacji.

Gdy lokalizacja została już uznana za topograficznie odpowiednią do energetycznego wykorzystania, pierwszym zadaniem jest zbadanie ilości wody do dyspozycji. W przypadku cieków nieopomiarowanych, dla których nie są dostępne wyniki wieloletnich obserwacji przepływów, trzeba sięgnąć do metod hydrologicznych, badań opadów i przepływów wody, pomiaru zlewni, obszarów odpływu, ewapotranspiracji oraz geologii.



Rysunek 3-1 Szkic koncepcyjny do budowy elektrowni wodnej

Na rysunku 3.1 pokazano, w jaki sposób woda płynąca z punktu A do punktu B, o rzędnych Z_A i Z_B, traci energię potencjalną związaną z różnicą poziomów. Strata ta występuje niezależnie od tego, czy woda płynie ciekiem wodnym, czy też przez otwarty kanał, rurociąg zasilający i turbinę. Energia potencjalna tracona w jednostce czasu to tzw. moc surowa, którą można wyrazić za pomocą równania:

$$P = Q \cdot H_g \cdot \gamma$$

gdzie

P oznacza moc traconą przez wodę w kW

Q – natężenie przepływu w m^3/s

H_g – spad brutto w m, $H_g = Z_A - Z_B$

γ – ciężar właściwy wody (9,81 kN/m^3)

Woda może podążać korytem rzeki, tracąc energię wskutek tarcia i turbulencji, co powoduje nieznaczny wzrost jej temperatury. Może też płynąć z punktu A do B przez sztuczny układ doprowadzający o małych oporach hydraulicznych, z turbiną na jego dolnym końcu. W tym przypadku większość energii zostanie zużyta na napęd turbiny, a mała część mocy zostanie stracona na tarcie w układzie doprowadzającym. Energia tracona podczas przepływu przez turbinę ulegnie przemianie na energię mechaniczną, a następnie, napędzając generator, w energię elektryczną.

Celem projektanta jest redukcja kosztów budowy przy zachowaniu jak największej ilości mocy dostępnej do napędu generatora. W celu oceny potencjału hydroenergetycznego niezbędna jest znajomość zmian przepływu w ciągu roku oraz dostępnego spadu brutto. Najbardziej korzystna sytuacja wystąpiłaby, gdyby służba hydrologiczna zainstalowała stację wodowskazową w pobliżu rozpatrywanego przekroju, co umożliwiałoby regularne zbieranie danych przez wiele lat.

Niestety, regularne pomiary na odcinkach rzek, gdzie proponuje się budowę małych elektrowni wodnych, zdarzają się dość rzadko. Jednak, jeżeli taka sytuacja ma miejsce, to wystarczy skorzystać z jednej z kilku metod oceny przepływów wieloletnich oraz wyznaczania krzywej sum czasów trwania przepływu (metody te zostaną objaśnione w dalszej części przewodnika).

Niezależnie od tego, czy prowadzono regularne pomiary wodowskazowe, czy też nie, pierwszym krokiem jest zawsze rozpoznanie, czy istnieją rejestry pomiaru przepływu w danym odcinku rzeki. Jeżeli nie, to należy sprawdzić, czy zapisów takich nie ma dla innych odcinków tej samej rzeki lub pobliskiej rzeki, co pozwoliłoby na ich odtworzenie dla odcinka będącego przedmiotem zainteresowania. W przypadku braku takich danych spodziewane przepływy w rzece można oszacować na podstawie ilości opadów w zlewni, nachyleniu terenu i współczynnikach spływu gruntów występujących w zlewni

3.2. Wyniki rejestracji przepływu wody

W Europie wyniki rejestracji przepływów można uzyskać w krajowych instytutach hydrologicznych. Można rozróżnić kilka typów zapisów, z których każdy jest przydatny do oceny potencjału hydroenergetycznego w rozważanej lokalizacji. Obejmują one:

- Wyniki pomiaru przepływu w kilku punktach wodowskazowych
- Charakterystyki przepływu w tych miejscach, takie jak przepływ średni, krzywe trwania przepływu (wyrażone jako natężenie przepływu i uogólnione w formie odpływów z jednostki powierzchni zlewni)
- Mapy odpływów jednostkowych, itd.

W ramach Organizacji Narodów Zjednoczonych działa Światowa Organizacja Meteorologiczna (*World Meteorogical Organisation* – WMO), ze służbą informacji hydrologicznej (INFOHYDRO), której zadaniem jest dostarczanie informacji o:

- Organizacjach narodowych i międzynarodowych (rządowych i pozarządowych)
- Instytucjach i agencjach zajmujących się hydrologią
- Działalności tych organizacji w dziedzinie hydrologii i dziedzinach pokrewnych
- Najważniejszych rzekach i jeziorach o znaczeniu międzynarodowym
- Sieciach krajowych stacji obserwacji hydrologicznych – numery stacji i czas rejestracji
- Krajowych bankach danych hydrologicznych – status danych, sposoby ich obróbki i archiwizacji
- Międzynarodowych bankach danych związanych z hydrologią i zasobami wodnymi

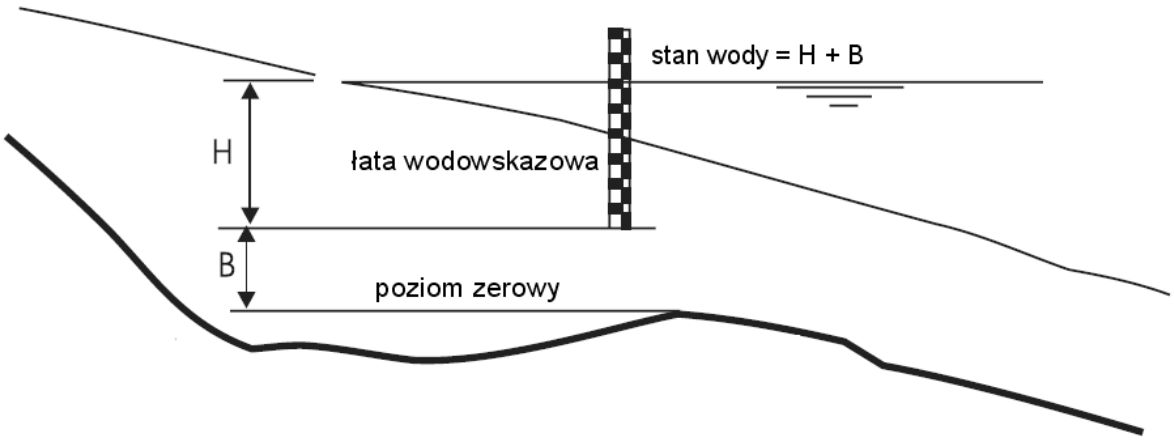
Dodatkowe informacje można otrzymać na stronie www.wmo.ch.

3.3. Wyznaczanie przepływów na podstawie pomiaru

Jeżeli brakuje danych o rozkładzie przepływów w czasie, to najlepiej mierzyć przepływ bezpośrednio przez co najmniej rok. Jednorazowy pomiar przepływu chwilowego w cieku wodnym przedstawia niewielką wartość. Do pomiarów można wykorzystać jedną z kilku metod.

3.3.1. Metoda wodowskazowa

Jest to konwencjonalna metoda dla średnich i dużych rzek, wymagająca pomiaru przekroju rzeki i średniej prędkości wody płynącej przez ten przekrój. Metoda nadaje się do wyznaczania przepływu przez rzekę przy minimalnym wysiłku. Do opomiarowania należy wybrać odpowiednie miejsce na względnie prostym odcinku rzeki, charakteryzującym się spokojnym przepływem (rysunek 3.2). Wybrany przekrój powinien mieć regularnie zmieniającą się szerokość i jednoznacznie określone granice.

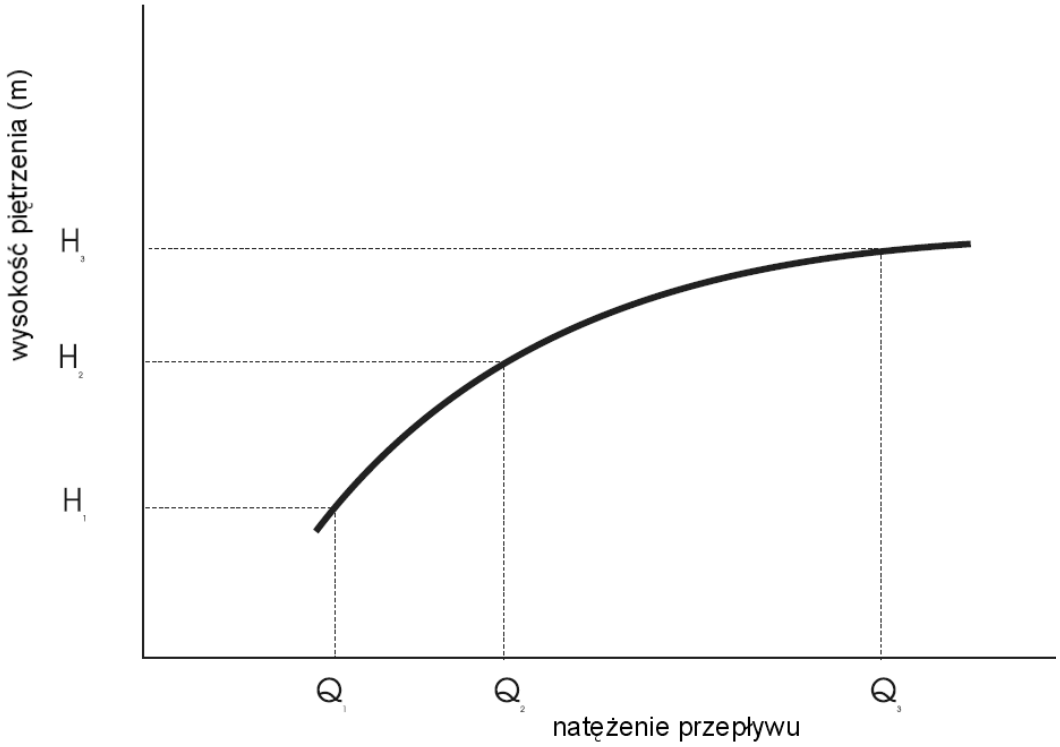


Rysunek 3-2 Pomiar poziomu wody w rzece, definicje

Wraz ze zmianą przepływu zmienia się poziom zwierciadła wody (zwany stanem wody). Poziom ten mierzony jest codziennie o tej samej godzinie poprzez odczyt z łaty z oznaczoną podziałką w metrach i centymetrach. Na współczesnych stacjach pomiarowych zamiast łaty, która wymaga regularnych obserwacji, można skorzystać z któregokolwiek z kilku dostępnych przetworników poziomu wody, których sygnał jest rejestrowany automatycznie. Celem wywzorcowania obserwacji lub zapisów pięt-rzenia, przez kilka miesięcy prowadzi się okresowe pomiary przepływu w zakresie od najniższych do najwyższych stanów wody. Na fotografii 3.1 pokazano przykładową stację wodowskazową na rzece.



Fot.3-1 Stacja wodowskazowa na rzece



Rysunek 3-3 Krzywa konsumcyjna

Związek pomiędzy stanem wody a natężeniem przepływu zwany jest krzywą konsumcyjną lub wodowskazową (rysunek 3.3). Krzywa ta pozwala określić przepływ wody w rzece na podstawie odczytu stanu wody. By wykreślić tę krzywą, należy jednocześnie odczytywać natężenie przepływu i stan wody. Zdecydowanie zaleca się, by rozpoczynając pomiary przy niskich przepływach wykorzystać dane oparte na współczynniku „n" Manninga. Później można wykorzystać metodę spadku hydraulicznego (podrozdział 3.3.5) do szacowania wysokich przepływów, których zazwyczaj nie można zmierzyć innymi metodami.

Po graficznym wyznaczeniu krzywej konsumcyjnej, w oparciu o pewną liczbę odczytów, można już zapisać ją w formie matematycznej, co ułatwia interpretację odczytów stanu wody. Krzywą konsumcyjna (rys. 3.3) można przybliżyć funkcją:

$$Q = a(H + B)^n \tag{3.1}$$

gdzie:

a, n – stałe
H – zmierzony lub zarejestrowany stan wody w rzece
B – stała wodowskazu

By obliczyć wartość *B* (patrz rys. 3.2), należy zarejestrować dane z pomiarów przy dwóch przepływach:

$$Q_1 = a(H_1 + B)^n$$
$$Q_2 = a(H_2 + B)^n$$

Po odczytaniu z krzywej rzędnej punktu (Q_3, H_3), gdzie Q_3 jest zdefiniowane, jako pierwiastek iloczynu Q_1 i Q_2 (indeksy na rysunku 3.3 nie są miarodajne), otrzymuje się równanie:

$$Q_3 = \sqrt{Q_1 \cdot Q_2} = a(H_3 + B)^n = \sqrt{a(H_1 + B)^n \cdot a(H_2 + B)^n},$$

skąd

$$(H_3 + B)^2 = (H_1 + B) \cdot (H_2 + B)$$

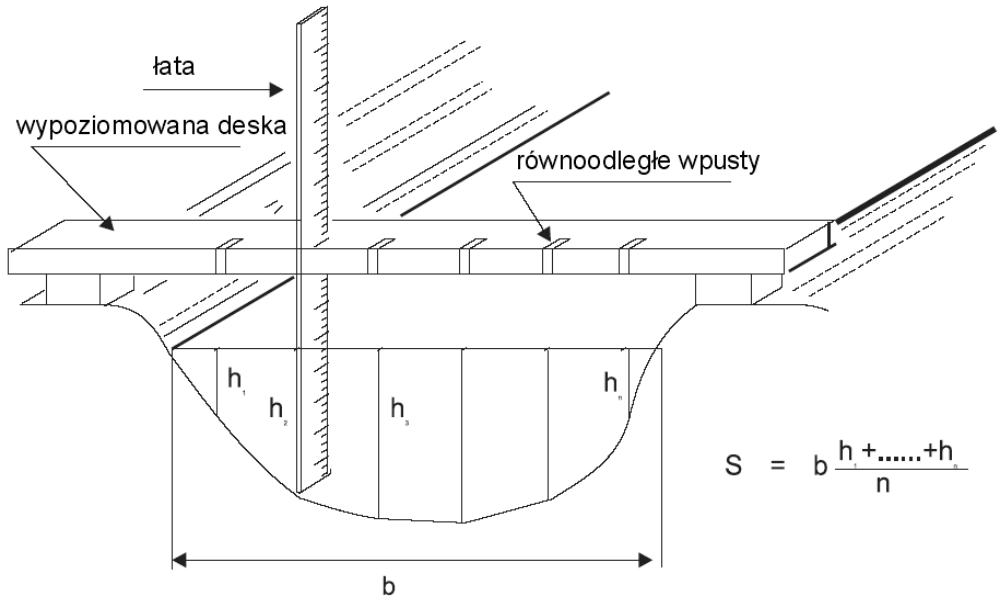
i

$$B = \frac{H_3^2 - H_1 H_2}{H_1 + H_2 - 2H_3}$$

Zalecenia dotyczące stosowania tej techniki przedstawiono w odpowiedniej normie ISO.

3.3.2. Metody oparte o pomiar prędkości i przekroju poprzecznego

3.3.2.1. Pomiar pola przekroju poprzecznego



Rysunek 3-4 Pomiar pola powierzchni przekroju poprzecznego

Celem obliczenia pola przekroju naturalnego cieku wodnego, należy go podzielić na szereg trapezów (rysunek 3.4). Po zmierzeniu boków trapezów przymiarami liniowymi, jak to pokazano na rysunku 3.4, pole przekroju można wyznaczyć ze wzoru:

$$S = b\frac{h_1 + h_2 + ... + h_n}{n}$$

3.3.2.2. Pomiar prędkości przepływu

Ponieważ prędkość przepływu w kierunku porzecznym i pionowym nie jest stała, konieczny jest pomiar prędkości wody w kilku punktach, by uzyskać średnią wartość w pionie pomiarowym lub w całym przekroju hydrometrycznym. Jest na to kilka sposobów, z których dwa przedstawiono poniżej.

Wyznaczanie prędkości średnich metodami pływakowymi

Metoda maksymalnej prędkości powierzchniowej

Na małych rzekach z dużymi prędkościami lub na małych rzekach gdzie trzeba wykonać pomiary w krótkim czasie, ograniczyć się można ustaleniem jedynie maksymalnej prędkości powierzchniowej. W tym celu na środek rzeki rzuca się około 10 pływaków i spośród nich wybiera się dwa, które najszybciej przepłynęły pomiędzy dwoma wybranymi przekrojami poprzecznymi

Najprostszy pływak to krążek wykonany ze suchego drewna o średnicy 10 ÷ 20 cm. Stosuje się również butelki częściowo napełnione wodą w takiej ilości, aby nad wodą wystawała tylko szyjka butelki. Dokładność pomiaru pływakami powierzchniowymi wynosi 8 ÷ 15 %.

Największa prędkość powierzchniowa jest średnią arytmetyczną prędkości ruchu dwóch obranych pływaków, przy czym różnica prędkości tych pływaków nie może przekroczyć 10 %. Prędkość średnią w mierzonych przekrojach na szerokości kanału możemy wyznaczyć ze wzoru:

$$V_{śr} = 0{,}85\ V_p$$

Bardziej dokładnych obliczeń prędkości średniej w całym przekroju poprzecznym można dokonać posługując się wzorem Matakiewicza:

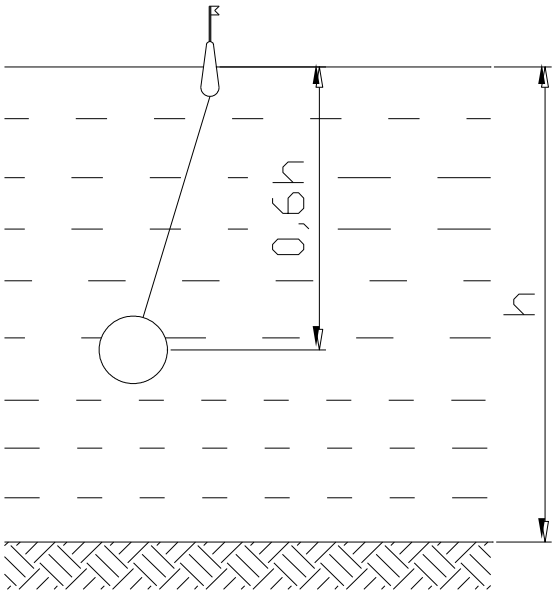
$$\frac{v_s}{v_p} = 0{,}59 + 0{,}02h + \frac{0{,}006}{i}$$

gdzie: v_s – prędkość średnia [m/s]
v_p – największa prędkość powierzchniowa w przekroju [m/s]
h – wartość liczbowa średniej głębokości przekroju [m]
i – wartość liczbowa spadku lokalnego [‰]

Przepływ wyznaczamy mnożąc prędkość średnią przez pole przekroju.

Metoda pływaka głębinowego

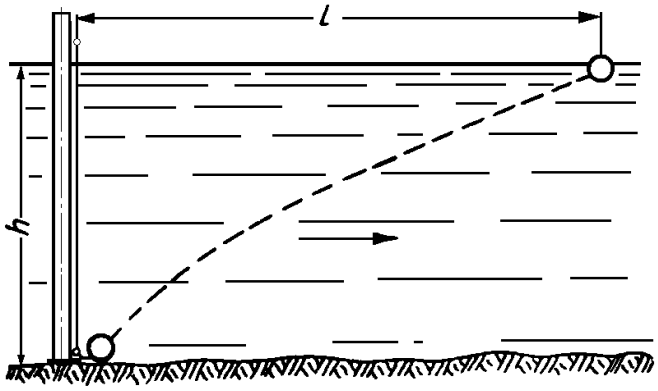
Układ pomiarowy z pływakiem głębinowym składa się z powierzchniowego pływaka, który podtrzymuje i wskazuje ruch połączonego z nim pływaka zanurzonego (rysunek 3.5). Ponieważ pływak wierzchni jest znacznie mniejszy niż zanurzony, można przyjąć, że wskazuje on prędkość strumienia cieku na głębokości ruchu pływaka zanurzonego. Pływak zanurzony opuszcza się zazwyczaj na głębokość około 0,6h ponieważ otrzymuje się wtedy średnią prędkość w całym pionie.



Rysunek 3-5 Pływak głębinowy

Metoda pływaka całkującego

Pływak całkujący daje bardziej dokładne wyniki niż inne typy pływaków. Pływak ten składa się z kuli o średnicy 2 ÷ 4 cm wykonanego z materiału lżejszego od wody, np. ze styropianu. Kulę tę przymocowuje się nicią przeprowadzoną pod dolną częścią listwy (patrz rysunek 3.6) i łączy z liną.



Rysunek 3-6 Zasada pomiaru pływakiem całkującym

Po zanurzeniu listwy do wody i szarpnięciu liny, nitka przerwie się i kula zacznie wypływać na powierzchnię, przebywając jednocześnie pewną odległość w kierunku przepływu wody. Ponieważ kula, podnosząc się, przechodzi przez wszystkie punkty znajdujące się na różnych głębokościach cieku, to jej średnia prędkość przemieszczania się wzdłuż kierunku przepływu jest zbliżona do średniej prędkości przepływu między dolnym a górnym położeniem. Prędkość tę oblicza się ze wzoru:

$$v_{śr} = \frac{L}{t}$$

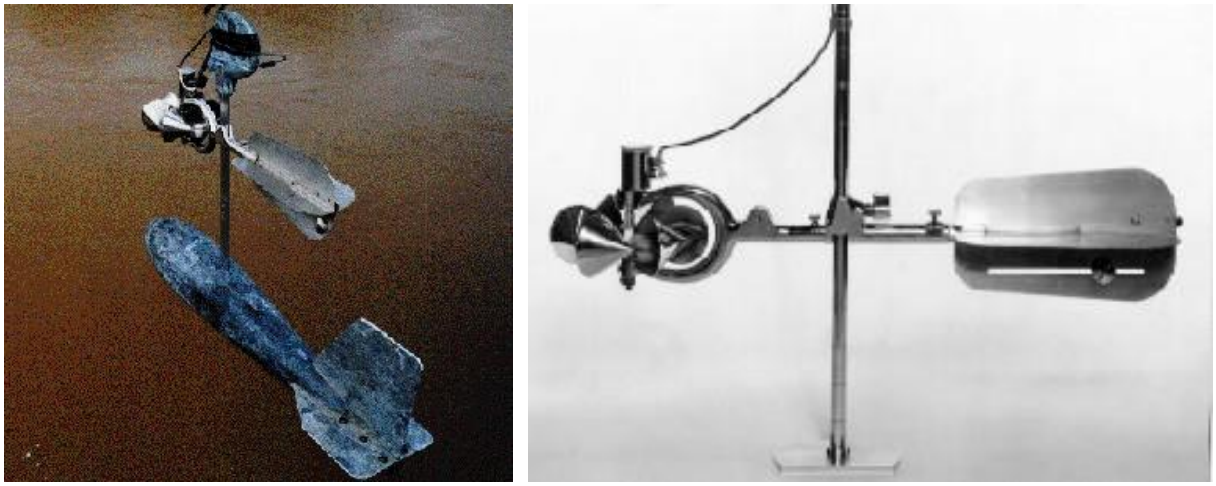
gdzie: L – odległość od punktu zanurzenia pływaka do miejsca ukazania się go na powierzchni wody [m]

t – czas od chwili przerwania nitki do ukazania się na powierzchni wody [s]

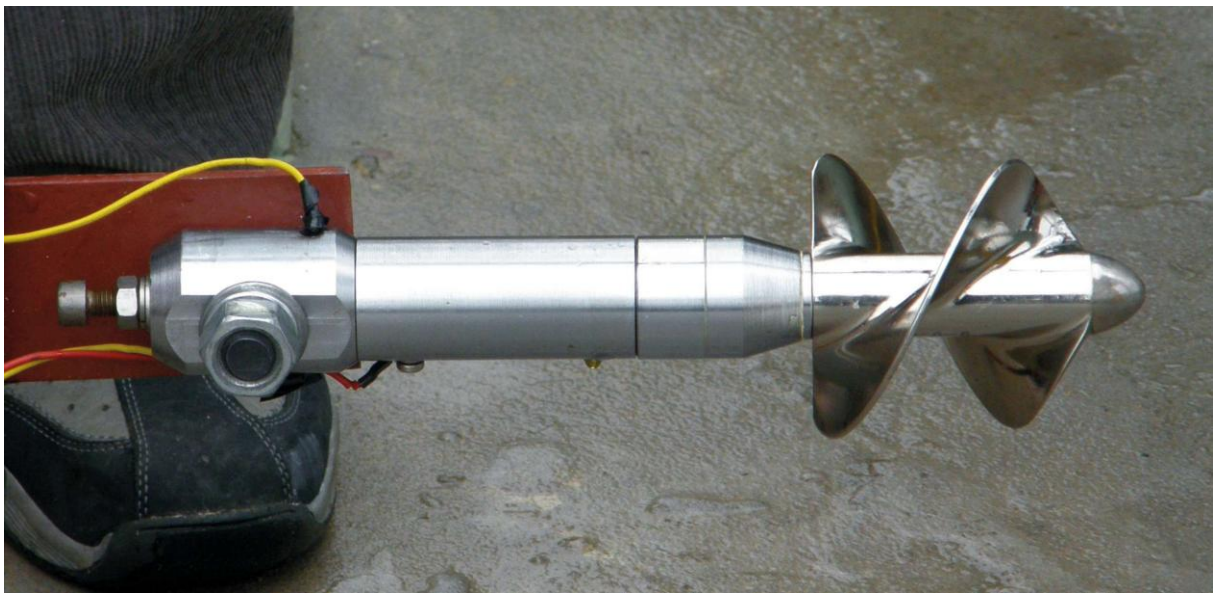
Wyznaczanie prędkości przepływu przy użyciu młynka hydrometrycznego

Młynek hydrometryczny jest przyrządem do pomiaru lokalnej prędkości przepływu. Młynki te można podzielić na dwa typy:

- Młynek z wirnikiem o osi pionowej z czarkami: Przyrząd ten wyposażony jest w wirnik z małymi stożkowymi czarkami, rozmieszczonymi w płaszczyźnie poziomej i wirującymi wokół osi zawieszenia (Fot. 3.2a). Młynki te wykorzystuje się przy niższych prędkościach niż młynki z wirnikiem poziomym. Ich zaletą jest dobre zabezpieczenie łożysk przed wodami zamulonymi. Wirnik można naprawić w warunkach terenowych. Instrument obciąża się balastem celem utrzymania go dokładnie pod obserwatorem.
- Młynek z wirnikiem poziomym (śrubą) z łopatkami (Fot. 3.2b): Wirnik obraca się na poziomym wałku, który utrzymywany jest równolegle do linii prądu przez płetwy ogonowe. Zaletą wirnika jest wywoływanie mniejszych zakłóceń przepływu oraz mniejsze ryzyko uszkodzenia przez zanieczyszczenia.



Fot.3-2a Młynek z wirnikiem o osi pionowej



Fot.3-2b Młynek z wirnikiem o osi poziomej

Obroty wirnika generują impulsy elektryczne przesyłane przewodem do obserwatora. Impulsy te są zliczane przez pewien krótki czas, np. 1 lub 2 minuty. Wyniki zliczania służą do wyznaczenia prędkości wody na podstawie krzywych wzorcowania przyrządu (dzięki zastosowaniu technologii mikroprocesorowej, współczesne przyrządy pozwalają obliczyć i wyświetlić wynik prawie natychmiast). Przemieszczając młynek w kierunku pionowym i poziomym w szereg położeń (o określonych współrzędnych w przekroju), można uzyskać kompletną mapę prędkości w przekroju i stąd obliczyć natężenie przepływu.

W przypadku średnich i wielkich rzek, pomiar wykonuje się opuszczając młynek z mostu. Jeżeli most nie jest jednoprzęsłowy, mamy do czynienia z rozbieżnym i zbieżnym przebiegiem liniami prądu, wywołanym oddziaływaniem filarów, co może być źródłem znaczących błędów pomiarowych. Jednakże w wielu przypadkach w miejscu pomiaru, które powinno być usytuowane w prostym i regularnym odcinku rzeki, w ogóle nie ma mostu. W takich przypadkach, szczególnie, jeżeli pomiar jest dokonywany na głębokiej wodzie i podczas powodzi, potrzebna jest stabilna łódź wraz z utrzymującą ją liną, oraz lżejszą liną pomiarową pozwalającą na ustalenie dokładnego położenia w płaszczyźnie poziomej.



Fot.3-3 Pomiar natężenia przepływu za pomocą młynków osadzonych na tyczce (Kanał Łączański pod Krakowem)

Z uwagi na znaczący napór na łódź z przynajmniej dwuosobową załogą, należy użyć pewnie zamocowanej liny. Z tego powodu odpowiednio duże drzewa w konkretnym miejscu często decydują o jego wyborze. Alternatywnie, w przypadku bardzo dużych rzek, młynek utrzymywany jest za pomocą dźwignic linomostowych bezpośrednio z wózka linowego. W tym ostatnim przypadku położenie przyrządu ustalane jest za pomocą lin pomocniczych z brzegów rzeki lub z samego wózka linowego.

W trakcie śledzenia prędkości trzeba zawsze mierzyć głębokości, ponieważ profil przekroju może ulegać poważnym zmianom podczas wezbrań powodziowych. Obserwatorzy powinni także pamiętać o takich elementarnych zasadach, jak sprawdzenie stanu wody przed i po pomiarze natężenia przepływu oraz pochylenia powierzchni wody poprzez dokładną niwelację względem kołków w praktycznie uzasadnionej odległości górę i w dół cieku od miejsca pomiaru natężenia przepływu, do np. 500 m w każdym kierunku.

Wraz ze wzrostem prędkości wody przy dużych wezbraniach, obciążony młynek, zawieszony na odchylającej się linie, jest coraz bardziej spychany w dół rzeki. W takich przypadkach pozycję młynka można w miarę dokładnie określić mierząc kąt odchylenia liny. Balast można zwiększać, ale tylko w rozsądnych granicach.

Młynki montuje się też na tyczkach (Fot.3.3), ale to wymaga niekiedy wyposażenia łódki w sztywną konstrukcję do ich utrzymywania. Najlepszym rozwiązaniem jest stabilna platforma na obiekcie pływającym typu katamaran. W przypadku pomiaru w głębokich rzekach tyczki są podatne na drgania i zginanie, chyba że się wykorzysta pręty o dużej średnicy, w którym to przypadku całe oprzyrządowanie staje się ciężkie i nieporęczne.

Pomiar przepływomierzem elektromagnetycznym

Przepływomierz elektromagnetyczny (e/m) jest instrumentem mierzącym indukowany prąd elektryczny. Nie posiada części ruchomych i zamontowany jest w całości w zamkniętej, opływowej sondzie. Sonda może być zamocowana na tyczkach i utrzymywana na różnych głębokościach, lub zawieszona na linie.

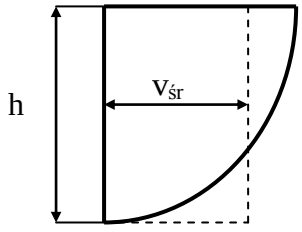
Zaletą sondy e/m są małe rozmiary i większy zakres pomiarowy niż w przypadku młynków hydrometrycznych. Jest szczególnie przydatna przy pomiarze małych prędkości, tam gdzie młynki hydrometryczne stają się zawodne. Jej czułość oraz mniejsza wrażliwość na wplątujące się rośliny i zanieczyszczenia powoduje, że jest ona atrakcyjna w przypadku cieków mocno zanieczyszczonych lub niosących z sobą dużo roślinności.

Każda sonda jest wyposażona w skrzynkę do sterowania z powierzchni, wyświetlacz cyfrowy oraz baterie. Do standardowego wyposażenia należy komplet tyczek ze stali nierdzewnej. Najnowsze modele mają wbudowane obwody do ładowania baterii.

3.3.2.3. Całkowanie pola prędkości

Natężenie przepływu w wybranym przekroju pomiarowym najlepiej jest wyznaczać, wykreślając wyniki pomiaru prędkości w przekroju z powiększoną podziałką pionową. Następnie rysuje się izotachy (linie jednakowej prędkości), a pola powierzchni obszarów pomiędzy nimi wyznacza się metodą planimetrowania.

Alternatywnie, przekrój pomiarowy można podzielić liniami pionowymi na przedziały pomiarowe, wyznaczyć wartości średnie prędkości w każdym przedziale, a następnie wykorzystać je przy całkowaniu pola prędkości w całym przekroju. W metodzie tej pole powierzchni żadnego przedziału pomiarowego nie powinno przekraczać 10 procent całkowitego pola powierzchni przekroju.



Rysunek 3-7 Prędkość średnia w pionie

Dokładne ustalenie prędkości średniej w pionie wymaga całkowania profilu prędkości (rysunek 3.7). Można tego dokonać albo metodą bezpośrednią (np. za pomocą pływaka całkującego) albo całkując profil wyznaczony na podstawie pomiaru prędkości lokalnych na różnych głębokościach metodą graficzną lub numeryczną. Na podstawie licznych badań stwierdzono, że do sporządzenia zupełnie do-

kładnego wykresu prędkości w pionie wystarczy często wykonać pomiary prędkości w kilku punktach– sprawy te są również regulowane normami.

Najbardziej właściwe jest obranie punktów pomiaru prędkości w następujących miejscach:

a) na powierzchni wody
b) na głębokości 0,2 *h* od powierzchni wody (*h* – głębokość cieku)
c) na głębokości 0,6 *h* od powierzchni wody
d) na głębokości 0,8 *h* od powierzchni wody
e) przy dnie

Jeżeli nie jest wymagana zbytnia dokładność, to można ograniczyć się do pomiaru prędkości w trzech punktach w pionie, a także w dwóch lub w jednym. Pomiar bezpośrednio przy dnie i na powierzchni wody nie jest możliwy w przypadku użycia metody młynkowej.

Do obliczenia prędkości średniej w pionie stosowano przez długi czas następujące sposoby:

a) wykreślno – mechaniczny
b) wykreślno – analityczny
c) analityczny

Dziś zastępuje się je często metodami numerycznymi, np. wykorzystującymi funkcje sklejane. W ciągłym użyciu są też metody arytmetyczne, wyprowadzone w oparciu o teoretyczne profile prędkości. Poniżej przedstawiono arytmetyczną metodę wyznaczania prędkości średniej w pionie jako najprostszą i niewymagającą sporządzania wykresu prędkości. Wartość prędkości średniej oblicza się, zależnie od liczby pomierzonych prędkości w pionie, za pomocą jednego z następujących wzorów:

1) przy pomiarze prędkości w pięciu punktach:

$$v_{śr} = \frac{v_p + 3v_{0,2h} + 3v_{0,6h} + 2v_{0,8h} + v_d}{10}$$

2) przy pomiarze w trzech punktach:

$$v_{śr} = \frac{v_{0,2h} + 2v_{0,6h} + v_{0,8h}}{4}$$

3) przy pomiarze w dwóch punktach:

$$v_{śr} = \frac{v_{0,2h} + v_{0,8h}}{2}$$

4) przy pomiarze w jednym punkcie

$$v_{śr} = v_{0,6h}$$

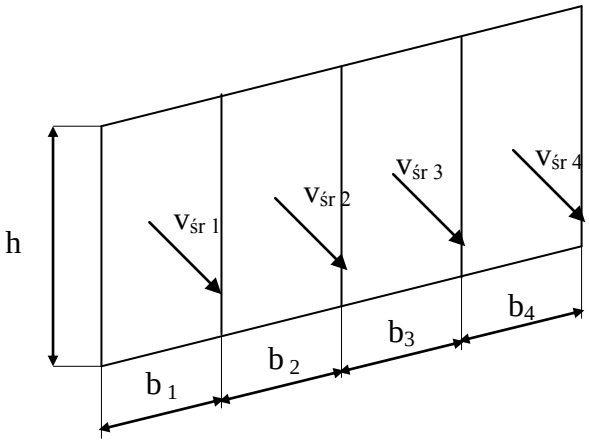
Ze wszystkich tych wzorów najbardziej dokładne wyniki daje obliczenie prędkości średniej za pomocą pięciu punktów, następnie za pomocą 3 punktów i wreszcie za pomocą dwóch punktów. Najmniej dokładne jest obliczenie prędkości za pomocą pomiaru w jednym punkcie, ma ono jednak ogromne znaczenie praktyczne. Na podstawie wielu obserwacji stwierdzono bowiem, że prędkość zmierzona na głębokości 0,6 *h* od powierzchni wody jest w przybliżeniu równa prędkości średniej w pionie, przy czym odchylenie od prędkości rzeczywistej wynosi około 6 %.

Najprostszy, ale i najmniej dokładny sposób całkowania rozkładu prędkości średnich, vśr, polega na obliczeniu sumy iloczynów

$$Q = \Sigma\, v_{śri} \times b_i \times h_i \quad (i = 1,2,3...),$$

gdzie b_i oznacza szerokość przedziału pomiarowego, a h_i – głębokość wody odpowiadająca temu przedziałowi.

W przypadku prostokątnego kanału dolotowego (rysunek 3.8), możemy ułatwić sobie zadanie wyznaczając średnią prędkość w przekroju, jako średnią arytmetyczną z prędkości średnich w pionach i mnożąc ją przez pole przekroju poprzecznego kanału.



Rysunek 3-8 Wyznaczanie przepływu w kanale o przekroju prostokątnym

Bardziej dokładne obliczenia wymagają zastosowania zaawansowanych metod całkowania, uwzględniających m.in. ciągłość rozkładu prędkości i obecność warstwy przyściennej w pobliżu krawędzi przekroju hydrometrycznego. Odpowiednie zalecenia można znaleźć w normach ISO 748 i 3564 oraz w innych publikacjach, np. [3].

3.3.2.4. Zalecenia końcowe

Ponieważ każda rzeka jest inna, przed rozpoczęciem wyznaczania natężenia przepływu metodami opartymi o pomiar prędkości lokalnej pożądana jest staranna ocena szerokości rzeki, jej głębokości, spodziewanych prędkości podczas powodzi, mocowań lin, dostępu do mostów, łódek itd.

Wyniki pomiaru należy zawsze sprawdzić korzystając z metody spadku hydraulicznego opisanej w podrozdziale 3.3.4 oraz uzyskanej wartości współczynnika Manninga „n”. W ten sposób rozbudowuje się wiedzę o wartościach współczynnika „n” dla różnych stanów rzeki, co może okazać się najbardziej przydatne przy ekstrapolacji krzywej konsumcyjnej.

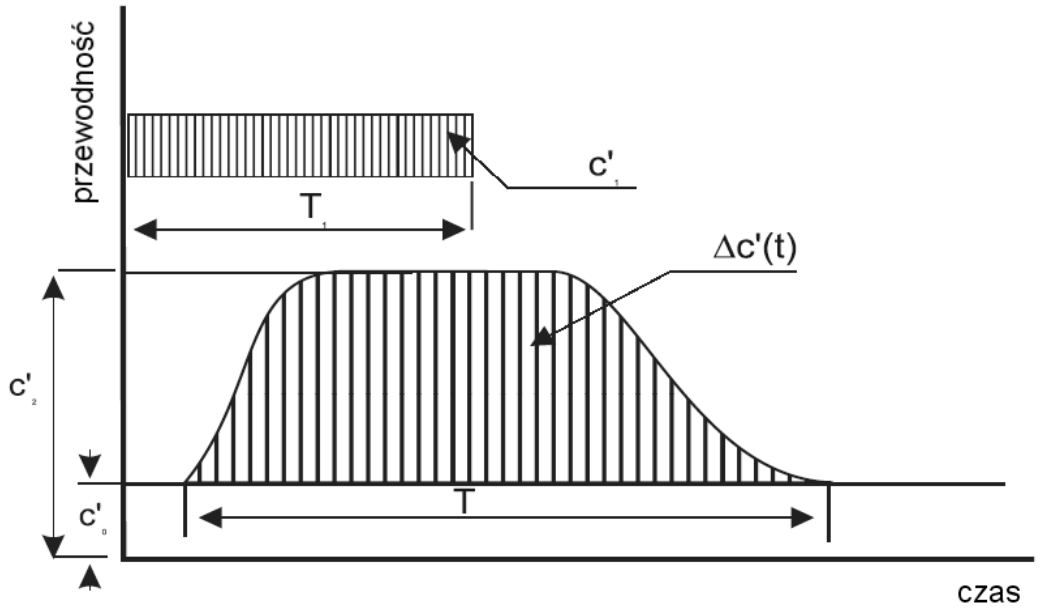
Dla zapewnienia zgodności technik pomiaru przepływu za pomocą sond i młynków hydrometrycznych, ISO opublikowała wiele różnych zaleceń. Katalog zaleceń ISO można znaleźć na stronie internetowej http://www.iso.org/iso/iso_catalogue.htm

3.3.3. Metody roztworowe

Badanie metodami roztworowymi jest szczególnie wskazane w przypadku małych burzliwych cieków, w których głębokość i natężenie przepływu nie sprzyjają pomiarowi przepływu sondami lub młynkami hydrometrycznymi, i w których wznoszenie specjalnych konstrukcji przepływowych okazałoby się zbyt kosztowne. Metoda wymaga wstrzyknięcia czynnika chemicznego do przepływającej wody i próbkowaniu jej w pewnej odległości w dole rzeki, po całkowitym wymieszaniu czynnika z wodą. Czynnik chemiczny może być podawany ze stałym natężeniem, do chwili, gdy próbkowanie w dolnym odcinku wykaże stałe stężenie lub może być zaaplikowany jednorazowo, w pojedynczej dawce, najszybciej, jak to możliwe. W tym drugim przypadku, próbkowanie wody po pewnym czasie ujawnia zależność stężenia od czasu. W obu przypadkach stężenie czynnika w próbkach jest wykorzystywane do obliczenia jego stężenia w płynącej wodzie, co pozwala na określenie wartości natężenia przepływu.

Analiza próbek przeprowadzana jest za pomocą zautomatyzowanej procedury kolorymetrycznej, w której określa się stężenie bardzo małych ilości związków chromu, porównując je ze stężeniem w próbce wstrzykiwanego roztworu. Przeprowadzenie analizy wymaga użycia kosztownego specjalistycznego sprzętu.

Ostatnio zamiast powyższych procedur zaczęto stosować metodę opracowaną przez Littlewooda, wymagającą tylko prostego i względnie taniego sprzętu. Metoda ta opiera się na pomiarze przewodności elektrycznej roztworów zwykłej soli (NaCl) w strumieniu wody i jest wersją metody badania względnych parametrów roztworów, opracowanej przez Aastada i Sognena.



Rysunek 3-9 Krzywa przewodności w funkcji czasu

Natężenie przepływu wyznaczane jest na podstawie pomiaru zmian przewodności wody, w krótkich odstępach czasu, w odległości długości mieszania od miejsca, w którym stopniowo wpuszczana jest do przepływającej wody, ze stałym natężeniem (q), znana objętość (V) silnego roztworu soli (c^*). Pomiar ten umożliwia wykreślenie krzywej przewodności w funkcji czasu T, jak to pokazano na rysunku 3.9. Średnia rzędnych krzywej reprezentuje średnią różnicę przewodności pomiędzy roztworami soli a wodą pobraną z punktu wstrzyknięcia.

Jeżeli mała objętość *v* pewnego silnego roztworu zostanie dodana do dużej objętości *V* przepływającej wody oraz zostaną zmierzone różnice w przewodności Δc^*, to natężenie przepływu będzie określone wzorem:

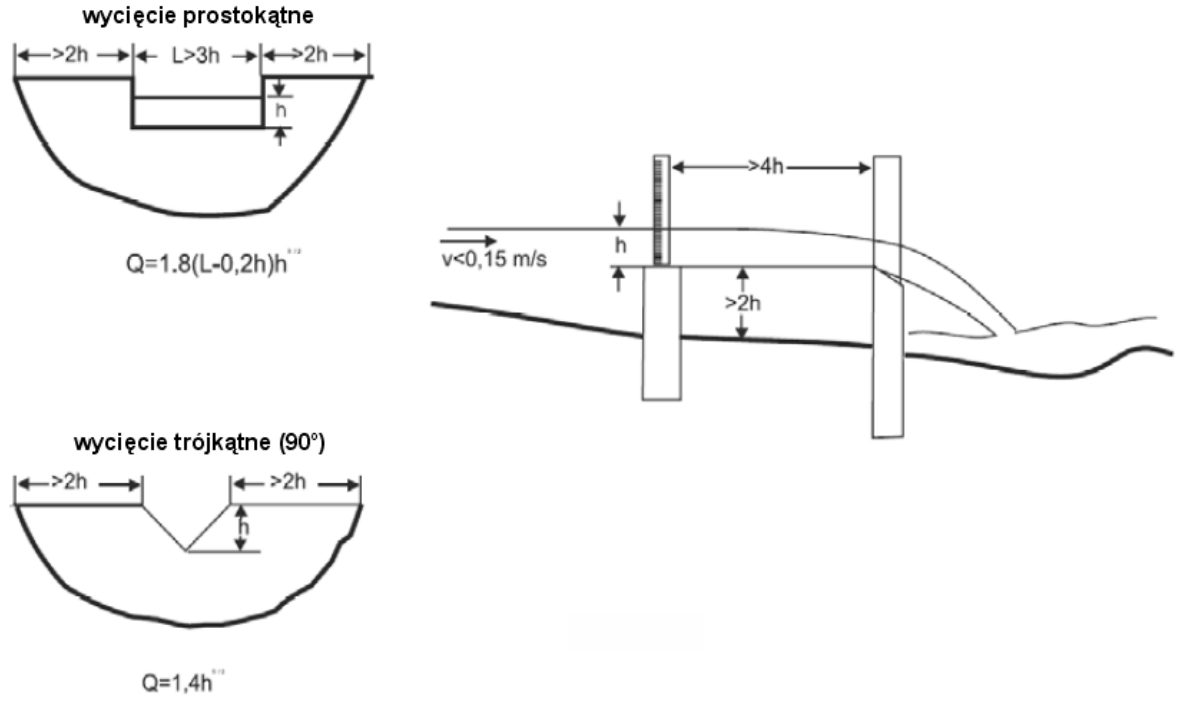
$$Q = \frac{V}{T_2} \cdot \frac{V^*}{v} \cdot \frac{\Delta c^*}{\overline{\Delta c'}} \tag{3.5}$$

gdzie:

- v – objętość wstrzykniętego roztworu
- T_2 – czas przejścia fali roztworu [s]
- V – objętość silnego roztworu dodanego do większej objętości
- V^* - objętość przepływającej wody
- Δc^* - zmiana przewodności [Ω^{-1}] wynikająca z rozcieńczenia objętości *v* w *V**
- $\Delta c'$ – średnia rzędnych krzywej przewodności w czasie

3.3.4. Pomiary przy użyciu przelewów, przepustów i zwężek

Jeżeli ciek, na którym przewiduje się budowę elektrowni wodnej, jest stosunkowo mały (na przykład charakteryzuje się natężeniem przepływu < 4 m^3/s), to można wybudować tymczasowy przelew pomiarowy. Jest to niski mur lub zapora w poprzek strumienia/rzeki, na której zaplanowano pomiary, wybudowana z wycięciem (otworem przelewowym), przez które może zostać skanalizowana cała woda. Na podstawie licznych badań ustalono dokładne formuły dla obliczania przepływu przez takie wycięcia. Prosty, liniowy pomiar różnicy poziomu wody przed przelewem i rzędnej dolnej krawędzi wycięcia wystarcza, by określić natężenie przepływu. Jednakże należy zwrócić uwagę, by mierzyć poziom wody w pewnej odległości przed przelewem (co najmniej 4 głębokości wycięcia). Należy też zadbać, by na wycięciach nie pojawiały się zanieczyszczenia oraz by krawędzie korony przelewu/wycięcia były ostre i fazowane od strony dolnej wody.



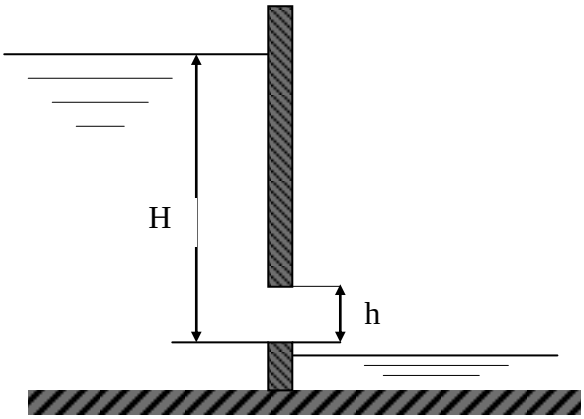
Rysunek 3-10 Pomiary przepływu za pomocą przelewów

Można użyć kilka typów wycięć:

- wycięcia prostokątne,
- wycięcia w kształcie litery V,
- wycięcia trapezoidalne.

Wycięcie typu V jest najbardziej dokładne przy bardzo małych przepływach, lecz wycięcia trapezowe i prostokątne nadają się do znacznie szerszego zakresu przepływów. Same wycięcia mogą być wykonane z blach metalowych lub z twardego struganego drewna, z ostrymi krawędziami, zgodnie z wymiarami przedstawionymi na rysunku 3.10.

Na podobnej zasadzie oparty jest pomiar przez przepust o przekroju prostokątnym (rysunek 3.11)



Rysunek 3-11 Pomiar przepływu za pomocą przepustu o przekroju prostokątnym

Strumień objętości przez otwór prostokątny oblicza się za pomocą wzoru:

$$Q = \varphi\mu bh\sqrt{2g(H-\mu h)}$$

gdzie: φ - współczynnik prędkości, dla wlotów nieopływowych $\varphi = 0{,}85$

μ - współczynnik zwężenia, dla otworów prostokątnych $\mu = 0{,}60$

b – szerokość przepustu [m]

h – wysokość przepustu [m]

g – przyspieszenie ziemskie [m/s^2]

H – głębokość wody spiętrzonej, liczona od dolnej krawędzi przepustu [m]

Po podstawieniu odpowiednich wartości otrzymamy następujący wzór na obliczenie przepływu:

$$Q = 2{,}3bh\sqrt{H-0{,}6h}$$

Z kilku powodów jest to metoda mniej dokładna niż pomiar typowym przelewem mierniczym, ale bardzo łatwa do zastosowania na jazach z regulowanymi zastawkami.

Inna dosyć dokładna metoda polega na wykorzystaniu przepływu przez zwężkę, którą stanowi kanał o specjalnie dobranym regularnym kształcie, poprzedzający odcinek kanału o dowolnym przekroju. Efekt zwężki uzyskuje się w wyniku kontrakcji bocznej lub zmiany głębokości kanału. Przebieg zmian przekroju jest podobny, jak w przypadku zwężki Venturiego. Takie konstrukcje mają przewagę nad przelewami, ponieważ nie blokują przepływu i nie powodują piętrzenia wody na dopływie. Ponadto mogą być bardzo dokładne. Zwężki mogą być też wykorzystywane w charakterze stałych stacji pomiarowych.

Dla zapewnia zgodności technik pomiarowych ISO opublikowała szereg różnych norm międzynarodowych.

3.3.5. Metoda spadku hydraulicznego

Metoda opiera się na niektórych zasadach hydrauliki opisanych w rozdziale drugim i jest przydatna w przypadku wysokich przepływów, dla których zastosowanie innych metod wiąże się z dużymi trudnościami. W metodzie tej zakłada się wykorzystanie palików wodnych lub innych znaczników poziomu wody powyżej i poniżej miejsca pomiaru przepływu. Znaczniki te można następnie wykorzystać do obliczenia spadku (S). Należy przeprowadzić również pomiary przekroju celem wyznaczenia jego pola powierzchni (A) oraz promienia hydraulicznego przekroju (R). Znając te parametry możemy obliczyć natężenie przepływu korzystając z formuły Manninga:

$$Q = \frac{A \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2}}{n} \tag{3.6}$$

Metoda jest czasem krytykowana za zbyt dużą zależność od wartości n. Ponieważ dla cieków naturalnych wartość n wynosi około 0,035, błąd w szacowaniu n rzędu 0,001 powoduje błąd w obliczeniach przepływu rzędu 3 %. Ten błąd można obniżyć wykreślając wartości n w funkcji stanu wody dla każdych z mierzonych przepływów – tak, aby dobór n dla dużych przepływów nie był przypadkowy, lecz pochodził z wykresu. Jeżeli da się zmierzyć spadek przy stanach powodziowych, to ta metoda może okazać się najlepsza dla towarzyszących im przepływów. Typowe wartości współczynnika Manninga n dla cieków wodnych podano w tabeli 3.1.

Tabela 3-1 Typowe wartości współczynnika *n* Manninga dla cieków wodnych

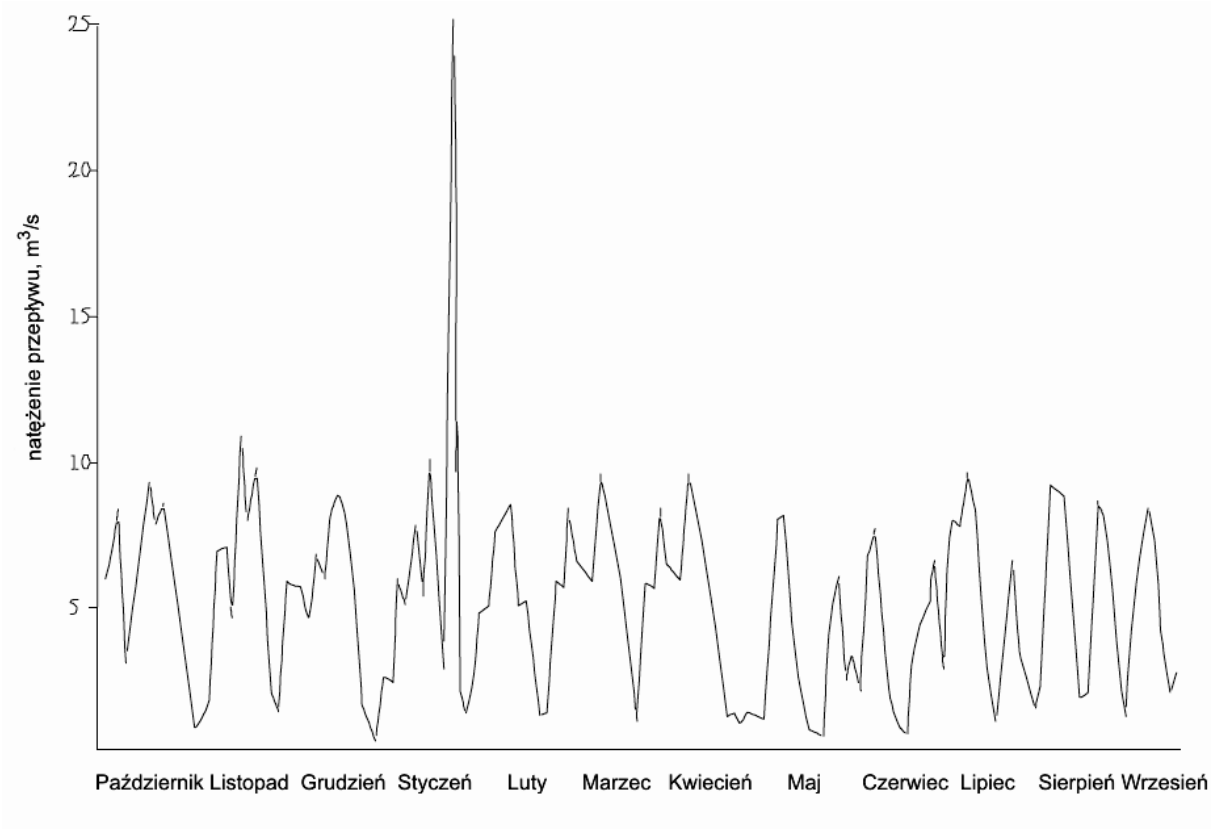
Cieki wodne	***n***
Naturalne czyste kanały wodne ze spokojnym przepływem	0.030
Standardowy naturalny strumień lub rzeka w stabilnych warunkach	0.035
Rzeka z płyciznami, meandrami i zauważalną roślinnością wodną	0.045
Rzeka lub strumień z belkami, kamieniami, płyciznami i zaroślami	0.060

3.4. Charakterystyki przepływu w cieku wodnym

Program pomiarów przepływu, realizowany w określonym miejscu przez szereg lat, prowadzi do opracowania tabeli przepływów. Dane te są użyteczne pod warunkiem ich uporządkowania w użytecznej formie.

3.4.1. Hydrogram

Jedną z możliwości takiego uporządkowania jest sporządzenie hydrogramu – ciągłej linii, która pokazuje przepływ w czasie, w porządku chronologicznym (patrz rysunek 3.12)



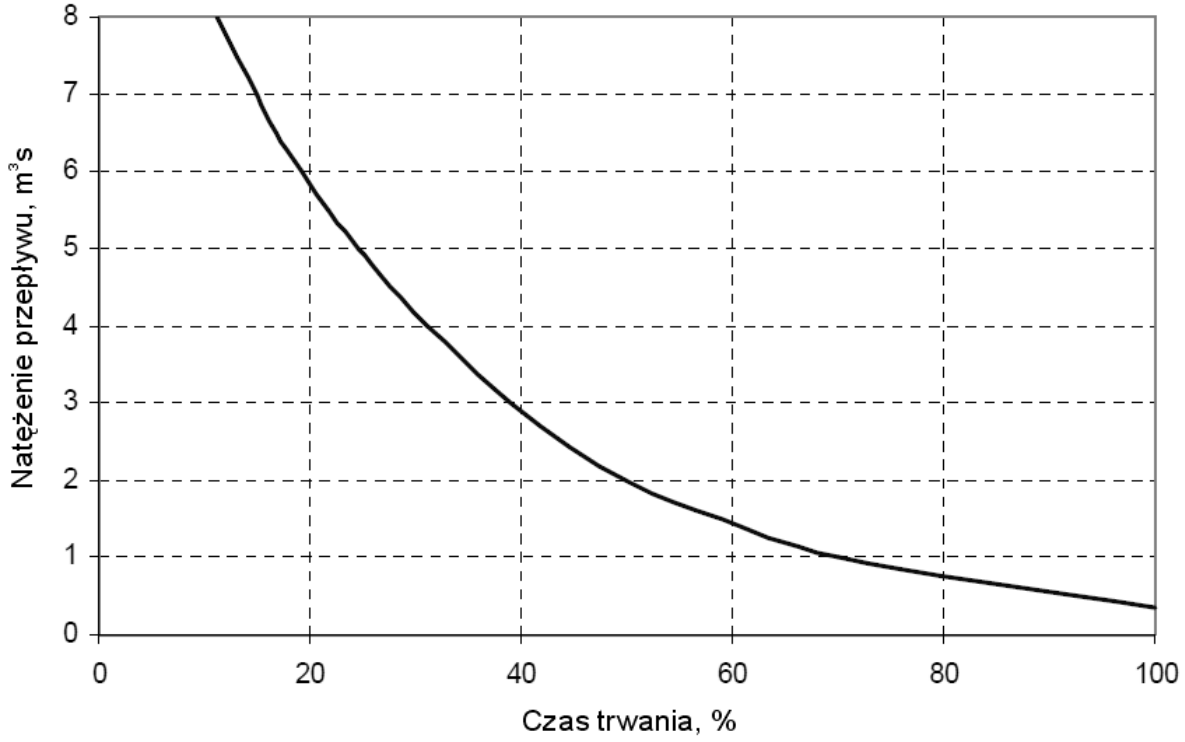
Rysunek 3-12 Przykład hydrogramu

3.4.2. Krzywe sum czasu trwania przepływów (FDC)

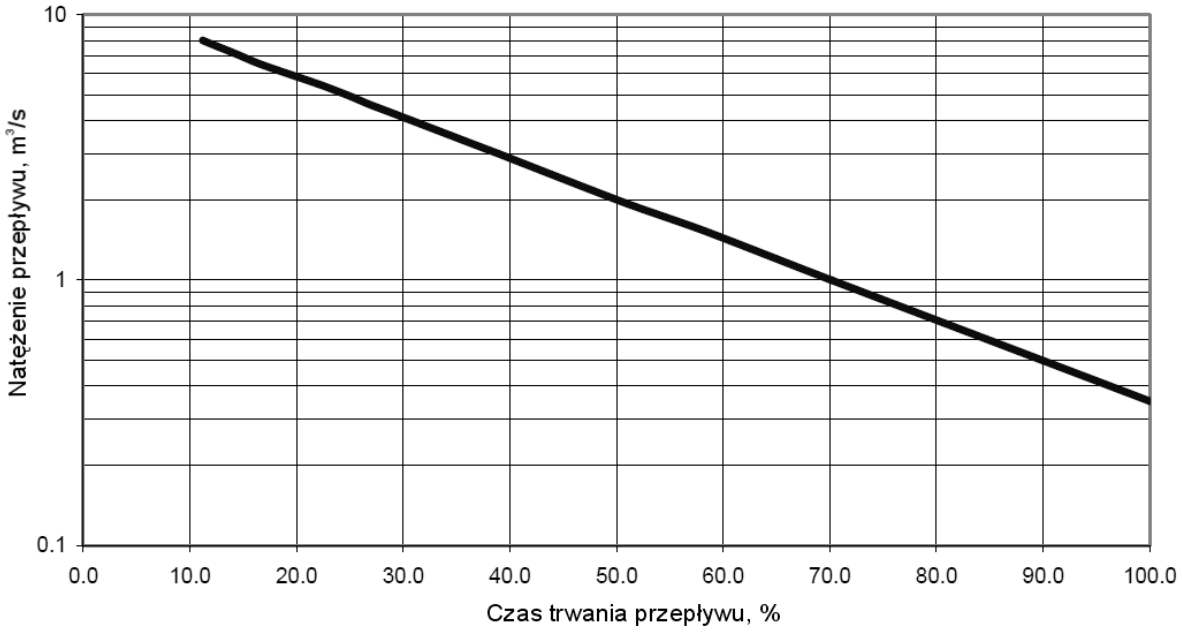
Inna metoda organizacji danych dotyczących natężenia przepływu polega na wykreśleniu krzywej sum czasów trwania przepływów (FDC). Krzywa ta wskazuje względną długość okresu, w ciągu którego natężenie przepływu jest równe lub większe od pewnej określonej wartości w zadanym przekroju rzeki. Można ją uzyskać z hydrogramu porządkując dane według ich wartości, a nie chronologicznie. Poszczególne przepływy dzienne w ciągu roku przypisuje się do kolejnych kategorii, tak, jak to pokazano poniżej:

	Liczba dni	Udział dni w roku
Przepływ 8,0 m^3/s i większy	41	11,23
Przepływ 7,0 m^3/s i większy	54	14,90
Przepływ 6,5 m^3/s i większy	61	16,80
Przepływ 5,5 m^3/s i większy	80	21,80
Przepływ 5,0 m^3/s i większy	90	24,66
Przepływ 4,5 m^3/s i większy	100	27,50
Przepływ 3,0 m^3/s i większy	142	39,00
Przepływ 2,0 m^3/s i większy	183	50,00
Przepływ 1,5 m^3/s i większy	215	58,90
Przepływ 1,0 m^3/s i większy	256	70,00
Przepływ 0,35 m^3/s i większy	365	100,00

Po naniesieniu powyższych liczb na wykres, uzyskuje się krzywą przedstawioną na rysunku 3.13. Rzędne punktów tej krzywej są takie same, jak rzędne punktów z rysunku 3.12. Punkty zostały jednak uporządkowane według wartości rzędnych, a nie chronologicznie.



Rysunek 3-13 Przykład krzywej sum czasów trwania przepływów (FDC)



Rysunek 3-14 Przykład krzywej sum czasów trwania przepływów z podziałką logarytmiczną

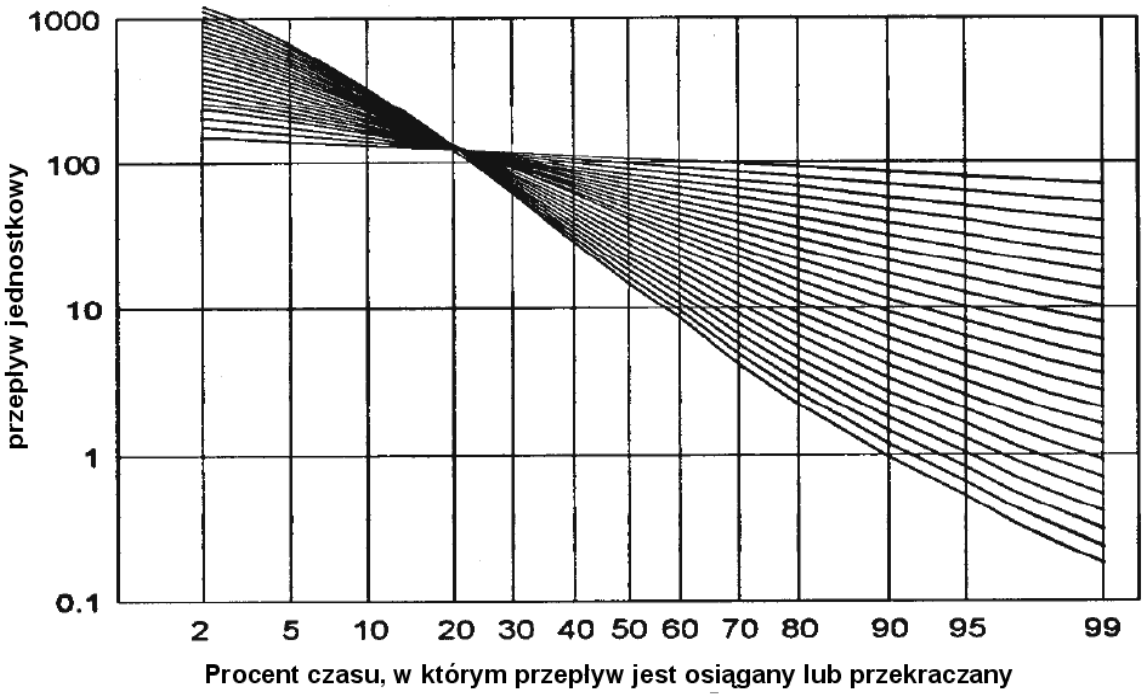
Ponieważ większość stacji wodowskazowych (w Unii Europejskiej) jest skomputeryzowana, najprostszy sposób wyznaczenia krzywej FDC polega na przeniesieniu danych cyfrowych na arkusz obliczeniowy, uporządkowaniu ich w kolejności malejącej, a następnie sklasyfikowaniu ich tak, jak to przedstawiono w powyższej tabelce. Po wykonaniu tego zadania, pozostaje wykorzystać ten sam arkusz do wykreślenia krzywej sum czasów trwania przepływów (takiej, jak krzywa wykreślona na rysunku 3.8)

W przypadku wielu rzek szczytowe natężenie przepływu może być dwa lub więcej rzędów wielkości wyższe od natężenia minimalnego. Wygodniej jest wówczas nanosić punkty na krzywą sum czasów trwania przepływów korzystając z podziałki logarytmicznej na osi rzędnych (Q). Na wykresach logarytmicznych przepływy rozkładają się tak, że krzywa sum czasów trwania przepływów zbliżona jest do prostej. Wykres z rysunku 3.13 z podziałką logarytmiczna wzdłuż osi rzędnych pokazano na rysunku 3.14.

3.4.3. Znormalizowane krzywe sum czasu trwania przepływów

Krzywe sum czasów trwania przepływów można porównywać przedstawiając je w postaci znormalizowanej. Przepływy dzieli się najpierw przez pola powierzchni zasilających je zlewni, a następnie przez ważony opad średnioroczny nad obszarami zlewni. Uzyskiwane natężenia przepływu, wyrażone w m^3/s lub l/s na jednostkę powierzchni i opadu rocznego (zwykle [$m^3/s/km^2/m$]), można wówczas porównywać bezpośrednio. Na rysunku 3.15 pokazano 20 krzywych sum czasów trwania przepływów, odpowiadających zlewniom o różnej strukturze geologicznej. Krzywe wykreślono w podwójnej podziałce logarytmicznej. Rodzina krzywych sum czasów trwania przepływu dla danego regionu wykazuje wpływ geologii przetworzonej przez człowieka na kształt krzywych. Jeśli krzywe sum czasu trwania przepływów z różnych zlewni normalizuje się poprzez średni przepływ ze zlewni, to do opisu całej krzywej można wykorzystać pewne niskoprzepływowe estymatory statystyczne, takie jak Q95.

Inna metoda normalizacji krzywych sum czasu trwania przepływów polega na wyrażeniu Q poprzez stosunek $Q/Q_{śr}$, gdzie $Q_{śr}$ jest przepływem średnim. Zastosowanie takiej rzędnej pozwala na porównywanie charakterystyk hydrologicznych wszystkich rzek, wielkich i małych, na tym samym wykresie. Jeśli dysponuje się dostateczną liczbą rejestracji z sąsiednich rzek ze zlewniami o podobnej topografii, to metody te mogą okazać się bardzo użyteczne przy wyznaczaniu przepływów w miejscach nieopomiarowanych. Jeśli znamy krzywą sum trwania przepływów dla innego odcinka tej samej rzeki, to możliwe jest wyznaczenie tej krzywej dla odcinka rozpatrywanego przy użyciu proporcji pól powierzchni odpowiadających im zlewni.



Rysunek 3-15 Przykład znormalizowanej krzywej czasów trwania przepływów

Jeśli dla danej lokalizacji nie ma żadnych wyników pomiaru przepływu, to konieczne jest skorzystanie z danych dotyczących opadów. Dane średnioroczne są zwykle dostępne w agencjach krajowych. Zawsze trzeba starać się dotrzeć do danych lokalnych wskazujących na wahania sezonowe. Jeśli to się nie uda, zaraz po rozpoczęciu studiów przygotowawczych należy zainstalować w zlewni standardowy pluwiometr (deszczomierz). Nawet wyniki rejestracji jednorocznej są pomocne przy opracowywaniu krzywej trwania przepływów.

Pierwszy krok polega na oszacowaniu przepływu dziennego średniorocznego $Q_{śr.}$ W Wielkiej Brytanii przepływ średni szacuje się stosując metodykę bilansu opadów zlewni, zgodnie z którą przyjmuje się, że długotrwały odpływ średnioroczny opadów ze zlewni równy jest różnicy między normalnym opadem rocznym (*NOR*), a parowaniem aktualnym (*EA*). Wartości *NOR* oraz parowania potencjalnego dla zlewni szacuje się z map opadów i parowania potencjalnego (*EP*).

Parowanie aktualne szacuje się na podstawie parowania potencjalnego, posługując się współczynnikiem *r*, który rośnie z *NOR*. W przypadku zlewni z rocznym opadem średnim przekraczającym 850 mm, zakłada się, że parowanie aktualne równe jest parowaniu potencjalnemu. Związek z *NOR* wyraża się w sposób następujący:

$r = 0{,}00061 \times NOR + 0{,}475$ dla $NOR < 850$ mm
$r = 1{,}0$ dla $NOR > 850$ mm

Parowanie aktualne oblicza się z formuły $EA = r \times EP$.

Średnioroczną głębokość odpływu (*SGO* w milimetrach) z obszaru zlewni (*POW* w km^2) przelicza się na średnie natężenie przepływu za pomocą wzoru

$$Q_m = (SGO \times POW)/ 31536$$

Chociaż przepływ średnioroczny daje wyobrażenie o potencjale energetycznym cieku, to potrzebna jest bardziej głęboka wiedza o stanach przepływu. Wiedzą taką można uzyskać z krzywej sum czasów trwania przepływów. Krzywa ta zależy od rodzaju gruntu, na który spada deszcz, oraz od ukształtowania terenu zlewni. Jeśli grunt charakteryzuje się wysoką przepuszczalnością (piasek), to zdolność filtracji jest wysoka i przepływ w ciekach powierzchniowych jest zasilany przez wody podziemne. Jeśli grunt jest nieprzepuszczalny (skała), to będziemy mieli do czynienia ze zjawiskiem odwrotnym. Zlewnie o wysokiej przepuszczalności i poważnym zasilaniu wodami gruntowymi sprzyjają zatem bardziej regularnym przepływom, z mniejszymi fluktuacjami niż w przypadku zlewni skalistych, gdzie zmienność przepływu jest duża i odzwierciedla w znacznie większym stopniu występowanie opadów. W zlewniach względnie płaskich i o dużej powierzchni obszarów bezodpływowych przepływ jest bardziej ustabilizowany, ponieważ ciek jest zasilany głównie poprzez filtrację i spływ wód podziemnych. W zlewniach o dużym nachyleniu występują znacznie większe różnice pomiędzy przepływami ekstremalnymi, zmiany natężenia przepływu zaś są dużo bardziej gwałtowne, niż w przypadku zlewni płaskiej.[1]

Na przykład, w Wielkiej Brytanii wyróżniono 29 grup gruntów o różnych własnościach fizycznych i hydrologicznych. System klasyfikacji określa się jako klasyfikację hydrologii typów gruntów HOST (*Hydrology of Soil Types*). Mierząc powierzchnie przynależne tym kategoriom w obszarze zlewni i odnosząc je do całej powierzchni zlewni, można obliczyć współczynnik spływu BFI (*Base Flow Index).* Znając współczynnik spływu zlewni, z rysunku 3.10 można wybrać znormalizowaną krzywą

[1] Przykładem bardzo „szybkiej" zlewni może być zlewnia miejska, kiedy to urbanizacji ulegają wzgórza sąsiadujące z ciekiem, bez jednoczesnej suplementacji utraconej retencji gruntowej (zbiorniki retencyjne), cały zaś spływ powierzchniowy kierowany jest do kanalizacji burzowej mającej ujście w cieku – taki układ powoduje, że trwający godzinę lokalny deszcz nawalny może spowodować znaczne zagrożenie powodziowe. Taka sytuacja wystąpiła w Gdańsku 10 lipca 2001 roku, kiedy krótkotrwałe lokalne oberwanie chmury spowodowało zatopienie terenu Dolnego Miasta.

sum czasów trwania przepływów. Mnożąc rzędne wybranej krzywej sum czasów trwania przepływów przez przepływ średni $Q_{śr}$ w zlewni uzyskuje się krzywą sum czasów trwania przepływów odpowiadającą konkretnej lokalizacji.

W Hiszpanii rozkład gruntów identyfikuje na podstawie Mapy Gruntów Wspólnot Europejskich (CEC, 1985), która oparta jest na Klasyfikacji Gruntów Świata (*Soil Classification of the World*) FAO/UNESCO. W opomiarowanych zlewniach, stanowiących przedmiot studium, występuje dziewiętnaście rodzajów gruntów.

W rzeczy samej istnieje cały szereg modeli wododziałów, które pozwalają na obliczenie odpływu z określonej zlewni z uwzględnieniem średniego opadu dziennego, potencjalnej ewapotranspiracji, kompozycji gruntu, pochylenia i powierzchni zlewni, długości cieku i innych parametrów. Wszystkie te programy pozwalają na analizę topnienia śniegu i jego wkład do przepływu, a także na tworzenia map obszarów zalewowych, map głębokości wód powodziowych oraz oddziaływania powodzi.

3.4.4. Krzywe sum czasu trwania przepływów dla konkretnych miesięcy lub innych okresów

Wiedza, kiedy – w ciągu roku – będzie do dyspozycji woda umożliwiająca produkcję energii elektrycznej, jest zawsze sprawą ważną. Wiedza taka jest konieczna, kiedy rozważa się ekonomiczne aspekty budowy elektrowni przyłączanych do sieci, w których niezależni producenci są opłacani według taryf zależnych od pory roku i dnia.

Krzywe czasów trwania przepływów można opracować dla poszczególnych okresów, jak i dla poszczególnych lat. Normalną praktyką jest przygotowywanie krzywych dla sześciu miesięcy „zimowych" i „letnich". Jeśli trzeba, można je przygotować również dla poszczególnych miesięcy. Jest to po prostu sprawa wydzielenia zapisów przepływu dla wybranego miesiąca z każdego roku rejestracji i potraktowania tych danych, jako całej populacji. Jeśli nie ma dostatecznej liczby wyników rejestracji przepływu, to można posłużyć się wynikami rejestracji opadów.

3.5. Wysokość spadu

3.5.1. Wyznaczanie spadu niwelacyjnego (brutto)

Spad niwelacyjny (zwany również spadem brutto) to różnica rzędnych zwierciadła wody przed (woda górna) i za (woda dolna) planowanym obiektem hydroenergetycznym.

W warunkach terenowych pomiar spadu brutto prowadzi się zwykle przy użyciu przyrządów geodezyjnych. Wymagana dokładność ogranicza liczbę metod pomiarowych.

W przeszłości najlepszym sposobem pomiaru spadu brutto była niwelacja za pomocą niwelatora i łaty geodezyjnej, jednakże była to powolna procedura. Dokładne pomiary wykonywano również za pomocą tachymetru, a pomiary mniej dokładnie – za pomocą klinometru lub poziomnicy Abneya. Dziś, dzięki zastosowaniu teodolitów cyfrowych i laserowych poziomnic elektronicznych i, w szczególności, dzięki pełnym stacjom elektronicznym, zadanie to uległo znacznemu uproszczeniu.

Współczesne poziomnice elektroniczne wyświetlają automatycznie, w ciągu kilku sekund, wysokość i odległość z niepewnością poniżej 1 mm. Wyposażone są też w pamięć umożliwiająca przechowywanie licznych danych. W pracach geodezyjnych szeroko wykorzystuje się także systemy GPS (*Global Positioning Systems*), a podręczny odbiornik GPS jest znakomitym narzędziem do ustalania położenia w warunkach terenowych i zgrubnego odwzorowywania topografii terenu.

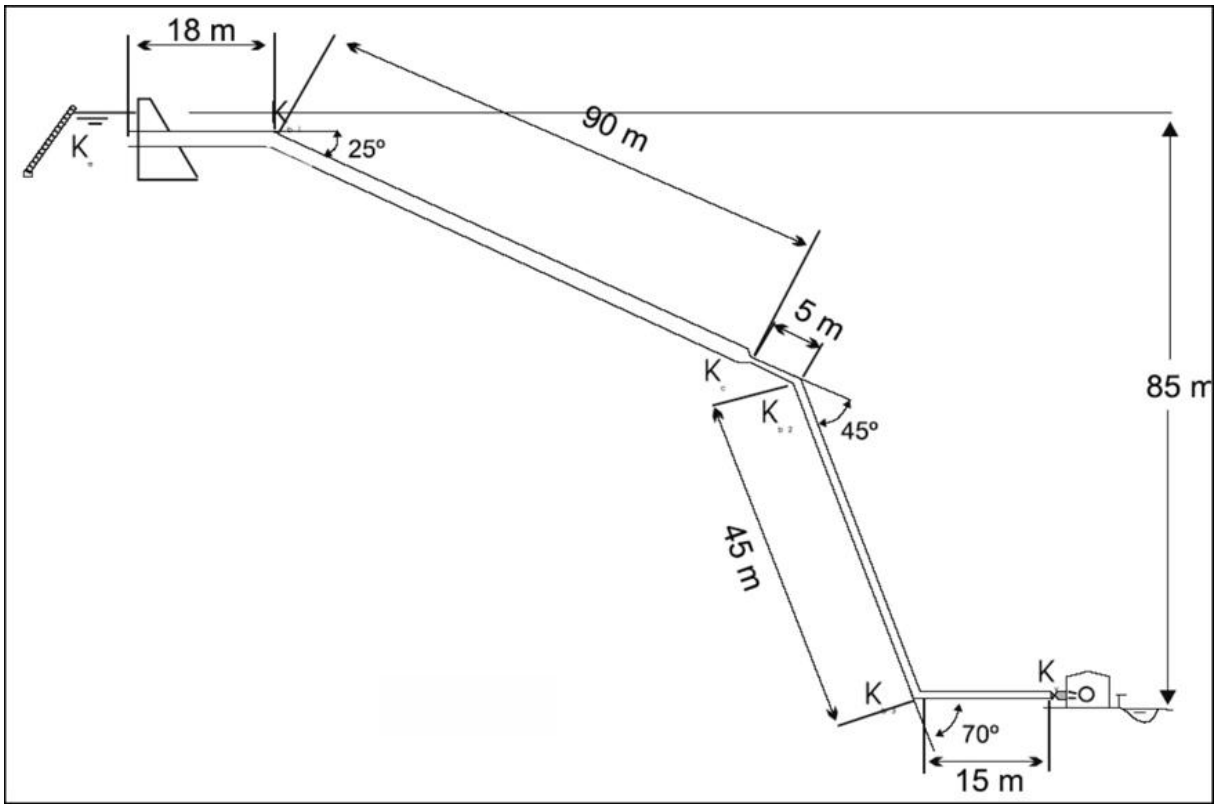
3.5.2. Określanie spadu użytecznego (netto)

Spad netto opisuje energię jednostkową (energię przypadającą na jednostkę ciężaru wody), jaką przepływająca woda traci w turbinie. Energia ta wyrażona jest w metrach słupa wody. Z uwagi na zależność przyspieszenia ziemskiego od współrzędnych geograficznych, nie jest to parametr precyzyjnie opisujący warunki pracy turbiny i we współczesnych normach często bywa zastępowany przez energię odniesioną do jednostki masy cieczy, wyrażoną w J/kg. Elementy teorii ułatwiające zrozumienie pojęcia energii jednostkowej przedstawiono w podrozdziale 6.2.1.

W pierwszym przybliżeniu można przyjąć, że spad netto uzyskuje się odejmując od spadu niwelacyjnego straty spadu na kratach, straty tarcia w rurociągu, na jego łukach i w zaworach itp. Nie wolno zapomnieć, że wypływ wody z niektórych turbin odbywa się nad zwierciadłem dolnej wody (dotyczy to np. turbin Peltona). W końcu wypływ wody z turbiny z pewną prędkością oznacza również stratę energii kinetycznej. Przykład 3.1 ułatwia wyjaśnienie przedstawionego tu stanu rzeczy.

Przykład 3.1

Na rysunku 3.13 przedstawiono układ rurociągów doprowadzających wodę do małej elektrowni wodnej. Nominalne natężenie przepływu wynosi 3 m^3/s, a spad brutto - 85 m. Średnica rurociągu wynosi 1,5 m na pierwszym odcinku oraz 1,2 m na odcinku drugim. Promień krzywizny łuku równy jest czterem średnicom rury. Na wlocie ujęcia wody umieszczono kraty pochylone pod kątem 60° do płaszczyzny poziomej. Krata wykonana jest ze stalowych płaskowników o grubości 12 mm. Prześwit między płaskownikami wynosi 70 mm. Oszacować całkowitą stratę spadu.



Rysunek 3-16 Układ doprowadzenia wody (przykład 3.1)

Z doświadczenia wiadomo, że prędkość na wlocie krat powinna wynosić między 0,25 m/s a 1,0 m/s. Wymagane pole powierzchni krat można oszacować ze wzoru

$$S = \frac{1}{K_t}\left(\frac{t}{t+b}\right)\frac{Q}{V_0}\frac{1}{\sin\alpha}$$

gdzie S jest polem powierzchni wyrażonym w [m^2], t – grubością płaskownika [mm], b – prześwitem między płaskownikami [mm], Q – natężeniem przepływu [m^3/s], V_0 – prędkością wody na wlocie i K_1 – współczynnikiem równym 0,80 w przypadku, gdy krata jest wyposażona w automatyczną czyszczarkę. Przyjmując V_0 = 1 m/s, otrzymuje się S = 5,07 m^2.

Ze względów praktycznych można założyć użycie kraty o powierzchni 6 m^2, co odpowiada prędkości napływu V_0 = 0.85 m/s. Wartość ta nie budzi zastrzeżeń. Strata spadu związana z przepływem przez kratę, wyznaczona z równania Kirschmera, wynosi

$$h_r = 2{,}4\left(\frac{12}{70}\right)^{3/4}\frac{0{,}85^2}{2\cdot 9{,}81}\cdot\sin(60°) = 0{,}007 \qquad \text{[m]}$$

Strata tarcia na pierwszym odcinku rurociągu jest określona prędkością wody, równą 1,7 m/s. Wlot do rurociągu został prawidłowo zaprojektowany, w związku z czym współczynnik strat wynosi K_e = 0,04 (patrz rysunek 2.11). Strata spadu na pierwszym odcinku rurociągu, określona z wzoru Manninga, wynosi:

$$\frac{h_F}{L} = 0{,}00177; \quad h_f = 0{,}19\ \text{m}$$

Współczynnik strat hydraulicznych w pierwszym łuku wynosi K_b = 0,85 (połowa odpowiedniej straty na łuku o kącie 90°); w drugim K_b = 0,12, a w trzecim K_b = 0,14. Rura stożkowa o kącie zbieżności 30° daje stratę kontrakcji równą h_c = 0,02 m (dla stosunku średnic równego 0,8 i prędkości wody w mniejszej rurze = 2,65 m/s).

Wysokość strat tarcia w drugim odcinku liczona jest w taki sam sposób, jak dla odcinka pierwszego i wynosi

$$\frac{h_F}{L} = 0{,}0169; \quad h_f = 1{,}10\ \text{m}$$

Dlatego straty spadu wywołane tarciem szacuje się na:

0,19 + 1,10 = 1,29 [m]

Współczynnik strat w zasuwie wlotowej wynosi K_v = 0,15.

Dodatkowe miejscowe straty hydrauliczne są zatem następujące:

• na kratach ochronnych		0,007 m
• na wlocie rurociągu	0,040 × 0,147	0,059 m
• na pierwszym łuku	0,085 × 0,147	0,013 m
• na drugim łuku	0,120 × 0,359	0,043 m
• na trzecim łuku	0,140 × 0,359	0,050 m
• w konfuzorze	0,020 × 0,359	0,007 m
• w zasuwie wlotowej	0,150 × 0,359	0,054 m
wysokość strat miejscowych razem		0,233 m

Całkowite straty spadu wyniosą zatem 1,52 m, co oznacza stratę 1,8 % spadu. Jest to wartość zupełnie rozsądna.

3.6. Przepływ nienaruszalny

Niekontrolowany pobór wody z cieku (np. w celu zasilania nią turbiny) może doprowadzić do prawie całkowitego wysuszenia jego odcinków z silnym oddziaływaniem na biocenozę wodną nawet wtedy, gdy woda powraca do cieku niedaleko ujęcia.

Aby uniknąć takiej sytuacji, pozwolenie na skierowanie wody na turbinę lub na pobór wody z rzeki lub strumienia prawie zawsze określa obowiązek pozostawienia pewnego przepływu nienaruszalnego. Na przepływ nienaruszalny używa się różnych określeń, zależnie od kraju lub administratora wód. Wśród stosowanych terminów wymienić można „przepływ resztkowy", „przepływ ekologiczny", „przepływ biologiczny".

Przepływem nienaruszalnym nazywa się tę ilość wody, która powinna przepływać jako minimum w danym przekroju poprzecznym rzeki ze względów biologicznych i społecznych. Pod uwagę bierze się:

- zachowanie życia biologicznego w wodach płynących
- wymagania wędkarskie,
- ochronę przyrody,
- wymagania sportu i turystyki wodnej,
- zachowanie piękna krajobrazu.

Przepływ nienaruszalny należy starannie określić, gdyż przy zbyt niskiej wartości dojdzie do szkód w biocenozie wodnej cieku. Z drugiej strony, zawyżona wartość tego przepływu wpływa negatywnie na produkcję energii, zwłaszcza w okresach niskich przepływów, obniżając tym samych przychody z elektrowni.

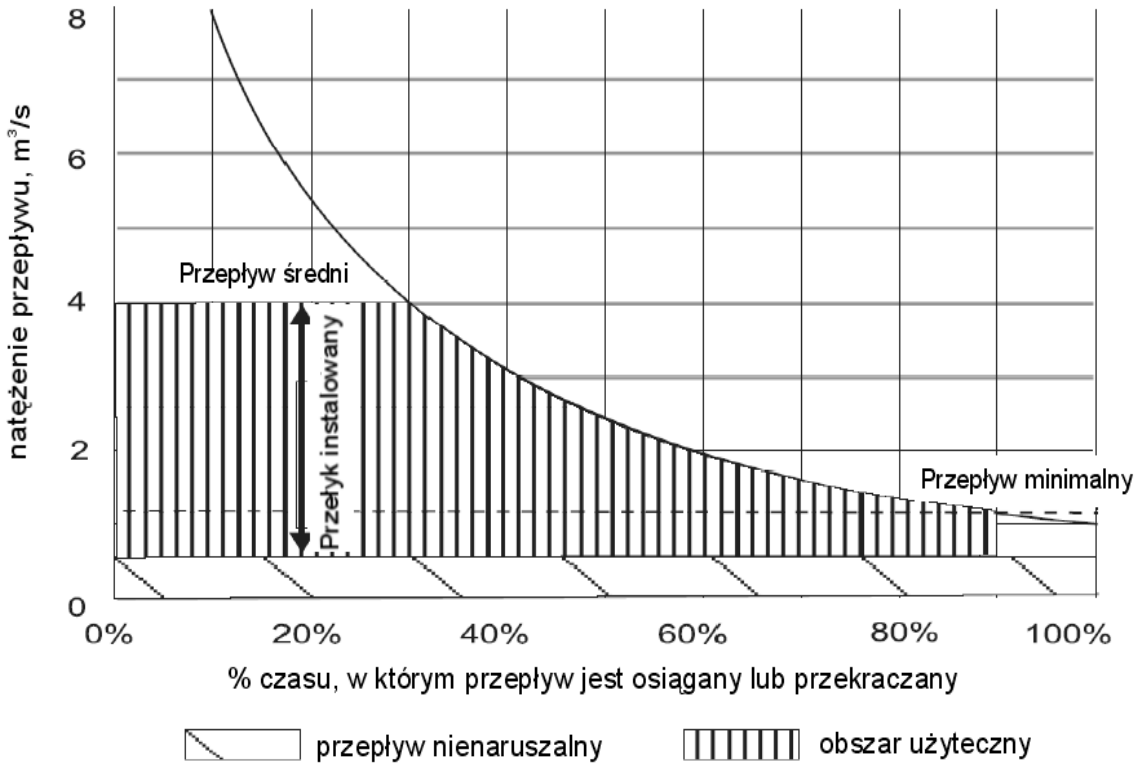
W Europie stosuje się różne metody wyznaczania przepływu nienaruszalnego. Niektóre z nich omówiono w rozdziałach 7 i 9 niniejszego podręcznika. Bardziej szczegółowe informacje znaleźć można w materiałach projektu Tematycznej Sieci MEW, zamieszczonych na stronie internetowej ESHA. Omówienie metod stosowanych w Polsce przedstawiono w monografii [24].

3.7. Określanie mocy i produkcji energii elektrowni

Krzywa sum czasów trwania przepływów dostarcza narzędzi do prawidłowego doboru przełyku instalowanego (przepływu projektowego) elektrowni, a po uwzględnieniu przepływu nienaruszalnego i minimalnego przepływu technicznego przez turbinę – szacunkową moc elektrowni i średnioroczną produkcję energii.

Na rysunku 3.17 pokazano krzywą sum czasów przepływów dla ocenianej lokalizacji. Przełyk instalowany dobiera się w wyniku optymalizacji iteracyjnej. Uzyskiwany w ten sposób optymalny przełyk instalowany jest z reguły znacznie wyższy niż przepływ średnioroczny pomniejszony o przepływ nienaruszalny. Kiedy już określono przełyk instalowany i oszacowano spad netto, należy dobrać odpowiedni typ turbiny (patrz rozdział 6).

Na rysunku 3.17 pokazano również użyteczny obszar krzywej sum czasów trwania przepływów. Każda dobrana turbina posiada pewien minimalny przełyk techniczny (z niższym natężeniem przepływu turbina albo nie może pracować albo pracuje z bardzo niską sprawnością), a jej sprawność jest funkcją przepływu eksploatacyjnego.



Rysunek 3-17 Wyznaczanie przełyku instalowanego z uwzględnieniem przepływu nienaruszalnego

Średnioroczną produkcję energii (E w kWh) oblicza się z funkcji

$$E = E(Q_{med}, H_{netto}, \eta_{turbina}, \eta_{przekładnia}, \eta_{transformator}, \gamma, T)$$

gdzie:

Q_{med}	=	mediana natężenia przepływu w przedziale krzywej czasów trwania przepływów, [m^3/s]
H_{netto}	=	spad netto przy przepływie Q_{med}, [m]
$\eta_{turbina}$	=	sprawność turbiny w funkcji Q_{med}
$\eta_{generator}$	=	sprawność generatora
$\eta_{przekładnia}$	=	sprawność przekładni
$\eta_{transformator}$	=	sprawność transformatora
γ	=	ciężar właściwy wody (9,81 kN/m^3)
T	=	liczba godzin, w czasie których występuje przepływ Q_{med} .

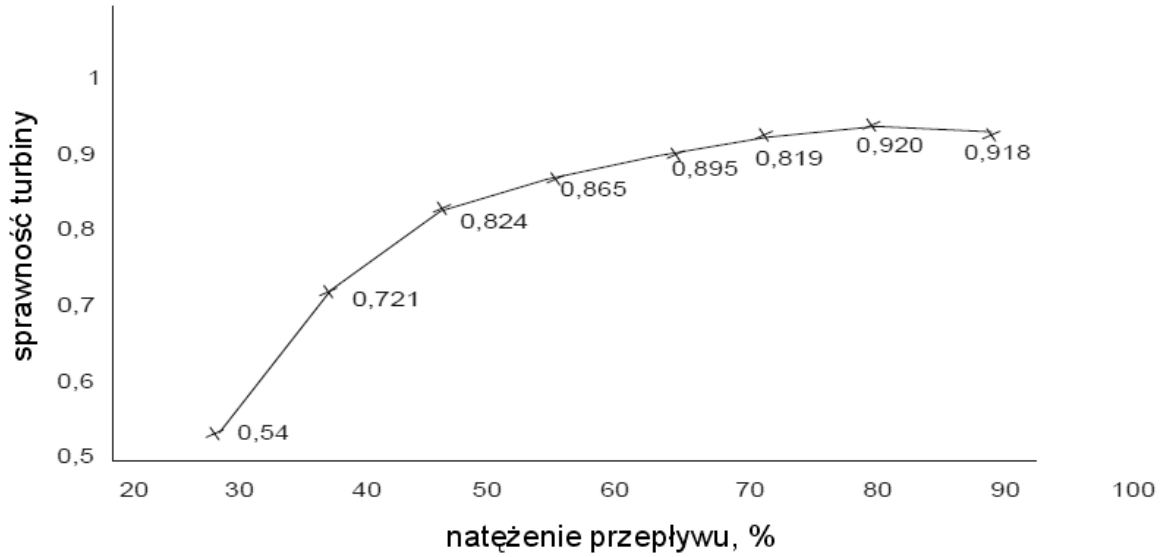
Produkcję energii można obliczyć dzieląc obszar użyteczny na przylegające do siebie pionowe paski o szerokości 5 %. Końcowy pasek przetnie krzywą sum czasów trwania na rzędnej Q_{min} lub Q_{res}, zależnie od tego, która wartość jest większa. Dla każdego paska oblicza się wartość Q_{med}, określa się odpowiadającą jej wartość $\eta_{turbina}$ z odpowiedniej krzywej sprawności, a następnie oblicza się wkład paska do produkcji energii z równania:

$$E = W \times Q_{med} \times H_{netto} \times \eta_{turbina} \times \eta_{przekładnia} \times \eta_{transformator} \times \gamma \times T$$

gdzie:

W	=	szerokość paska = 0,05 dla wszystkich pasków z wyjątkiem ostatniego, dla którego potrzebne są obliczenia
T	=	liczba godzin w roku
γ	=	ciężar właściwy wody (9,81 kN/m^3)

Średnioroczną produkcję energii uzyskuje się ostatecznie sumując wkłady energetyczne wszystkich pasków. Moc każdej turbiny [kW] jest dana przez iloczyn jej przełyku instalowanego [m^3/s], spadu netto [m], sprawności turbiny [%] oraz ciężaru właściwego wody [kNm^{-3}].



Rysunek 3-18 Przykład krzywej sprawności turbiny w funkcji przepływu

Na rysunku 3.18 przedstawiono sprawność jednej z turbin wodnych w funkcji przepływu, a w tabeli 3.2 podano minimalny przepływ techniczny dla różnych typów turbin, jako procent ich przełyku instalowanego. Podane wartości mają charakter orientacyjny. Szczegóły techniczne dotyczące turbin i ich wyposażenia omówiono w rozdziale 6.

Tabela 3-2 Minimalny przepływ techniczny przez turbiny

Typ turbiny	**Q_{min} (% Q_{inst})**
Francis	50
Semikaplan	30
Kaplan	15

Typ turbiny	**Q_{min} (% Q_{inst})**
Pelton	10
Turgo	20
Śmigłowa	75

3.7.1. Zależność spadu od natężenia przepływu i ich wpływ na moc turbiny

Zależnie od przepływu przez rzekę i przepływu przez turbiny może dochodzić do znaczących zmian spadu.

Poziom wody górnej może zmieniać się z przepływem. Jeśli regulacja pracą zbiornika wlotowego dokonywana jest za pomocą jazu przelewowego bez jakichkolwiek zamknięć ruchomych, to w przypadku dużych wezbrań poziom wody będzie rosnąć z przepływem. Jednakże, jeśli odpływ ze zbiornika wlotowego jest regulowany zamknięciami celem zapewnienia pracy przy określonym poziomie zbiornika, to poziom wody pozostanie w pewnych granicach stały nawet podczas dużych wezbrań. W okresach niskich przepływów poziom wody górnej może być również niższy z uwagi na pobory wody.

Straty spadu w układzie doprowadzenia wody zmieniają się z przepływem. W miarę wzrostu przepływu przez turbinę rosną też straty spadu. Spad netto zmienia się zatem z przepływem. Z tego powodu zawsze powinno się wskazywać, jakiemu natężeniu przepływu spad ten odpowiada. Dobrze zwymiarowany układ z małymi stratami spadu pozwala ograniczyć względny wpływ tych zmian na produkcję energii elektrycznej.

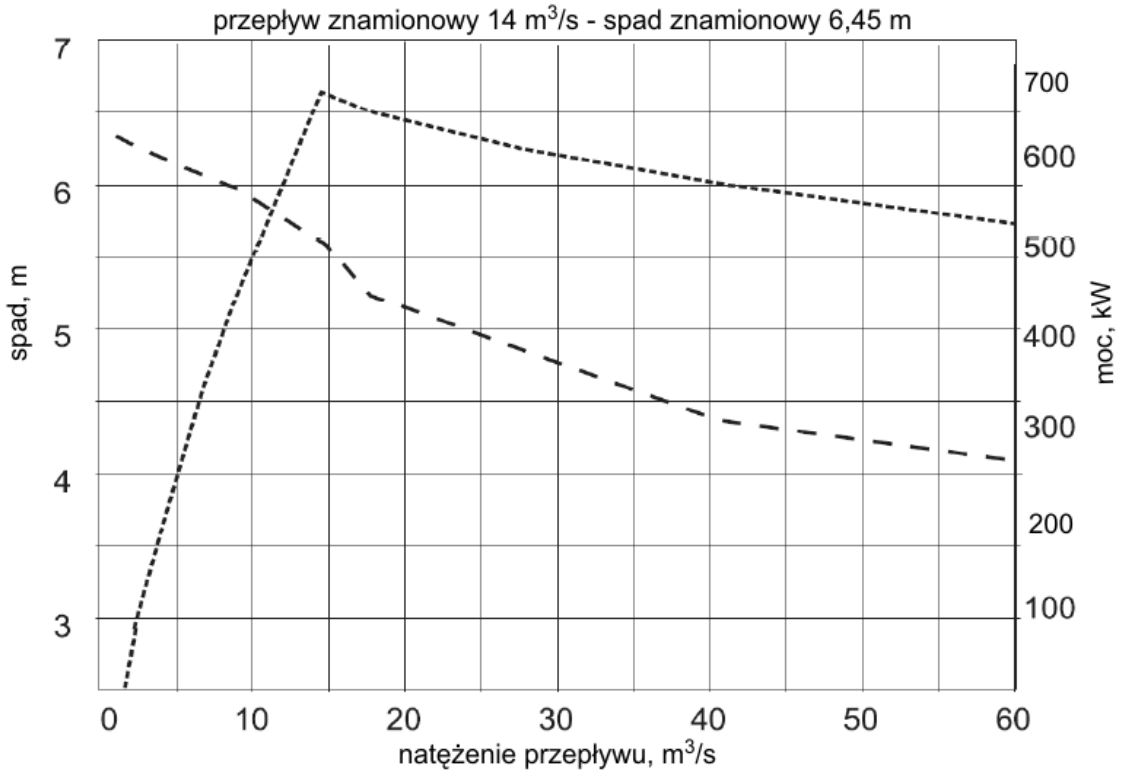
Poziom wody dolnej może również zmieniać się z przepływem. Podobnie, jak w przypadku ujęcia wody, zmiany te mogą być bardzo niewielkie, jeśli dysponuje się możliwością regulacji poziomu wody dolnej, np. w postaci zbiornika z regulowanymi zamknięciami. W przypadku odpływu wody do naturalnego cieku poziomy wody mogą jednak zmieniać się bardzo znacząco.

W przypadku elektrowni średnio- i wysokospadowych spad może być uważany za stały, ponieważ zmiany poziomu wody górnej są małe w porównaniu ze spadem. Inaczej jest w elektrowniach niskospadowych. Zmiany przepływu w rzece mogą powodować znaczące, lecz zróżnicowane, zmiany poziomu wody górnej i dolnej. W rezultacie spad może ulec poważnej zmianie w porównaniu ze spadem nominalnym.

Jeśli turbina pracuje ze stałym otwarciem przy spadzie brutto $H_1 = Z_g - Z_d$, innym niż spad nominalnym, $H_{nom,}$ to przepływ przez turbinę wynosi

$$Q_1 = Q_{nom} \cdot \sqrt{\frac{H_1}{H_{nom}}} \tag{3.7}$$

Gdy cała napływająca woda (z wyjątkiem ewentualnego upustu na przepływ nienaruszalny w starym korycie cieku) przepływa przez turbiny, to lustro wody górnej jest zwykle utrzymywane nieco poniżej poziomu progu przelewu w budowli piętrzącej. Dopuszczalny poziom piętrzenia względem korony budowli określają zwykle przepisy krajowe[1]. Jeśli przepływ wody przekracza maksymalny przełyk turbiny, to nadwyżka przepływu przelewa się przez przelew. Poziom wody górnej, odpowiadający różnym przepływom przez przelew można łatwo obliczyć. W takim przypadku, mierząc spiętrzenie na progu przelewu, uzyskujemy jednocześnie poziomu zwierciadła wody na wlocie oraz natężenie przepływu przez rzekę (z wyłączeniem przepływu przez turbiny).



Rysunek 3-19 Zmiana spadu netto w zależności od przepływu przez rzekę

[1] W Polsce sprawy te reguluje załącznik nr 6 do Rozporządzenia Ministra Środowiska z dnia 20 kwietnia 2007 w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budowle hydrotechniczne i ich usytuowanie (Dz.U. 2007/86 poz.579) [20]

Oszacowanie poziomu wody dolnej jest trudniejsze. Ośrodek Hydrologiczny Korpusu Inżynierów Armii Stanów Zjednoczonych (HEC - *The Hydrologic Engineering Centre of the US Army Corps of Engineers*) w Davis (Kalifornia) opracował program komputerowy HEC RAS, który można bezpłatnie pobrać z Internetu (http://www.usace.army.mil). Chociaż program jest dostępny bezpłatnie i łatwy do użycia, to wyniki zawsze zależą od jakości danych. Na rysunku 3.19 pokazano przykład, jak spad zmienia się z przepływem w rzeczywistym przypadku i jaki jest wpływ tych zmian na moc dostarczana przy różnych natężeniach przepływu przez rzekę.

3.7.2. Praca szczytowa

Ceny energii elektrycznej w godzinach szczytu mogą być znacznie wyższe niż o innej porze dnia. Jest to powód zainteresowania możliwością retencjonowania wody w powiększonej niecce wlotowej lub w sztucznym zbiorniku, w sposób umożliwiający pracę z maksymalną mocą podczas szczytu[1]. Należy zwrócić uwagę, że małe elektrownie wodne z reguły nie posiadają możliwości akumulacji wody w objętości większej niż potrzeba na kilka godzin pracy w szczycie. Aby obliczyć tę objętość, należy wziąć pod uwagę:

Q_R = przepływ w rzece [m^3/s]
Q_{nom} = przepływ nominalny turbiny [m^3/s]
Q_P = przepływ niezbędny do pracy w godzinach szczytu [m^3/s]
Q_{OP} = przepływ niezbędny do pracy poza godzinami szczytu [m^3/s]
t_P = liczba godzin szczytowych w ciągu dnia
t_{OP} = liczba godzin pozaszczytowych w ciągu dnia (24 - t_P)
Q_{res} = przepływ nienaruszalny [m^3/s]
Q_{tmin} = minimalny przepływ techniczny przez turbiny [m^3/s]
H = spad [m]

Objętość V_R można wyznaczyć ze wzoru:

$$V_R = 3600 \cdot t_P \cdot (Q_P - (Q_R - Q\text{res})) \tag{3.8}$$

Jeśli zbiornik powinien zostać napełniony poza godzinami szczytu, to

$$t_P\,(Q_P - (Q_R - Q_{res})) \le t_{OP}\,(Q_R - Q_{res}) \tag{3.9}$$

skąd:

$$Q_P \le \frac{(t_{OP} - t_P)}{t_P}(Q_R - Q_{res}). \tag{3.10}$$

Przepływ do dyspozycji podczas pracy w godzinach pozaszczytowych wyniesie ostatecznie:

$$Q_{OP} = \frac{24(Q_R - Q_{res}) - t_P Q_P}{t_{OP}} > Q_{\min} \tag{3.11}$$

[1] Taki sposób pracy kaskad zwartych małych elektrowni wodnych był dość powszechny w Polsce do lat 80-tych.

3.8. Moc gwarantowana

Moc gwarantowaną definiuje się jako moc, która może być dostarczana przez określoną elektrownię przez pewien czas w ciągu dnia z pewnością równą przynajmniej 90 - 95 %. Elektrownie przepływowe posiadają niską moc gwarantowaną, moc gwarantowana elektrowni zbiornikowych jest zaś znaczna.

Jeśli elektrownia ma być podłączona do sieci elektroenergetycznej, w której działa kilka rodzajów elektrowni i w której elektrownie wodne są rozproszone geograficznie, jak to ma miejsce w Europie, to moc gwarantowana poszczególnych elektrowni może nie mieć istotnego znaczenia. Jeśli jednak małą elektrownię wodną zbudowano jako jedyne źródło zasilania wydzielonego obszaru, to moc gwarantowana jest nadzwyczaj istotna. Niesprostanie popytowi może prowadzić do deficytu mocy i blackoutu.

3.9. Wezbrania powodziowe

Przepływ w cieku wodnym jest swego rodzaju paliwem elektrowni, lecz przepływ w postaci wezbrania powodziowego jest również potencjalnym zagrożeniem dla wszystkich budowli posadowionych w wodzie. Dlatego badania hydrologiczne muszą dotyczyć nie tylko ilości wody, jaką można wykorzystać do produkcji, ale również częstości i rozmiarów powodzi – tak, aby określić projektowe wezbranie powodziowe, które elektrownia powinna przetrwać. Wezbranie to jest scharakteryzowana nie tylko przez szczytowe natężenie przepływu, ale również przez swój pełny hydrogram, to znaczy przebieg przepływów w trakcie tego wydarzenia.

3.9.1. Wody powodziowe projektowe

Ważną sprawą jest rozróżnienie między napływającą falą powodziową (wielką wodą), a wymaganą zdolnością przepustową przelewu, gdyż pod uwagę wziąć należy znaczący efekt spłaszczenia fali powodziowej w zbiorniku.

W przypadku zapór o wysokim ryzyku powodziowym, rozważa się zwykle dwa różne kryteria:

1. **Maksymalna projektowa fala powodziowa**, którą urządzenia powinny przyjąć bez ryzyka uszkodzenia zapory lub innych poważnych szkód budowli hydrotechnicznych. Taką falę określa się zwykle, jako maksymalną wodę powodziową prawdopodobną.

2. **Normalna projektowa fala powodziowa**, którą urządzenia powinny przyjąć pozostając w normalnych warunkach eksploatacyjnych. Taką falę określa się zwykle, jako wodę powodziową z określonym okresem powrotu.

W terminologii polskiej maksymalnej projektowej fali powodziowej odpowiada pojęcie **przepływu kontrolnego**, Q_k, tzn. przepływu, dla którego sprawdza się bezpieczeństwo budowli w wyjątkowym układzie obciążeń.

Normalnej projektowej fali powodziowej odpowiada pojęcie **przepływu miarodajnego**, Q_m, tzn. przepływu, dla którego projektuje się budowle hydrotechniczne.

W przypadku zapór o średnim i niskim ryzyku powodziowym, w wymaganiach często nie uwzględnia się efektów amortyzujących zbiornika i żąda się, by zdolność przepustowa przelewu zawsze przekraczała szczytowy przepływ podczas powodzi z określonym okresem powrotu, zwykle między 100 i 1000 lat[1].

[1] Polskie przepisy [20] dopuszczają możliwość uwzględnienia "gwarantowanej zdolności retencyjnej zbiornika" niezależnie od ryzyka powodziowego.

Wymagania dotyczące projektowych fali powodziowych są zwykle określone w przepisach krajowych lub w zaleceniach przemysłowych. Zwykle rozróżnia się budowle o wysokim, średnim i niskim stopniu zagrożenia. Polskie przepisy od wielu lat wyróżniają 4 klasy bezpieczeństwa budowli hydrotechnicznych. Wyciąg z obowiązującej w Polsce klasyfikacji przedstawiono na rysunku 3-20 za Rozporządzeniem Ministra Środowiska z dnia 20 kwietnia 2007 w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budowle hydrotechniczne i ich usytuowanie [20] . Zgodnie z objaśnieniami zawartymi w cytowanym rozporządzeniu:

a) Klasyfikacji tej nie podlegają budowle piętrzące o wysokości piętrzenia nieprzekraczającej 2,0 m i gromadzące wodę w ilości poniżej 0,2 mln m^3 pod warunkiem, że ich zniszczenie nie zagraża terenom zabudowanym.

b) Ww. budowle powinny spełniać warunki techniczne dla budowli klasy IV.

c) Klasa budowli powinna być ustalona w projekcie budowlanym zatwierdzanym przez właściwy organ administracji architektoniczno-budowlanej.

d) Budowle hydrotechniczne należy zaliczać do klasy najwyższej spośród klas ustalonych na podstawie poszczególnych wskaźników

Poniżej, w tabeli 3.3 przedstawiono typowe wymagania dotyczące projektowych przepływów powodziowych wg klasyfikacji trójstopniowej, natomiast w tabeli 3.4 - definicję przepływów miarodajnych i kontrolnych zgodnie z obowiązującą w Polsce klasyfikacją czterostopniową. W przypadku rzek i potoków na terenach górskich i podgórskich wartość Q_k wynikającą z analizy statystycznej należy statystycznej należy powiększyć o średni błąd oszacowania na poziomie ufności 0,84 [20].

Tabela 3-3 Typowe kryteria projektowych wód powodziowych

Budowla	Woda powodziowa projektowa
Wysokie ryzyko	Maksymalna projektowa fala powodziowa: maksymalną woda powodziowa prawdopodobna Alternatywnie: woda 10 000-letnia Normalna projektowa fala powodziowa: Woda 1 000-letnia
Ryzyko średnie	Woda od 100- do 1000-letniej
Ryzyko niskie	Zwykle woda 100-letnia, chociaż w niektórych krajach brak jest formalnych wymagań

W przypadku wody stuletniej uważa się, że prawdopodobieństwo jej wystąpienia w ciągu roku wynosi 1/100. Innymi słowy, okres powrotu jest odwrotnością częstości występowania. W tabeli poniżej przedstawiono prawdopodobieństwo wystąpienia powodzi w przeciągu różnych przedziałów czasu.

Ekonomicznie optymalny czas powrotu projektowej wody powodziowej dla konkretnej zapory, po uwzględnieniu nieznacznych kosztów zwiększenia zdolności przepustowej przelewu oraz kosztów awarii, jest zwykle większy niż 100 lat, nawet w przypadku budowli o niskim ryzyku. Jak wynika z tabeli 3-4, polskie przepisy nie dopuszczają krótszego czasu powrotu przepływu kontrolnego dla budowli wszystkich klas.

Załącznik nr 2

KLASYFIKACJA GŁÓWNYCH BUDOWLI HYDROTECHNICZNYCH

Lp.	Nazwa, charakter lub funkcja budowli	Opis i miano wskaźnika		Wartość wskaźnika dla klasy				Uwagi
				I	II	III	IV	
1	2	3		4	5	6	7	8
1	Budowle stałe piętrzące wodę, których awaria powoduje utratę pojemności zbiornika lub może spowodować zatopienie falą wypływającą przez zniszczoną lub uszkodzoną budowlę	Wysokość piętrzenia H [m]	a) na podłożu skalnym	H>30	15<H≤30	5<H≤15 m	2<H≤5	Wysokość piętrzenia określona w § 3 pkt 4
			b) na podłożu nieskalnym	H>20	10<H≤20	5<H≤10	2<H≤5	
		c) Pojemność zbiornika V [mln m^3]		V> 50	20<V≤50	5<V≤20	0,2<V≤5	Pojemność przy maksymalnym poziomie piętrzenia (Max PP)
		d) Obszar zatopiony przez falę powstałą przy normalnym poziomie piętrzenia F [km^2]		F>50	10<F≤50	1<F≤10	F≤1	Obszar zatopiony jest to obszar, na którym głębokość wody przekracza 0,5 m
		e) Liczba ludności na obszarze zatopionym w wyniku zniszczenia budowli L [osób]		L>300	80<L≤300	10<L≤80	L≤10	Poza stałymi mieszkańcami do liczby ludności wlicza się również załogi fabryk, biur, urzędów itp. oraz osoby przebywające w ośrodkach zakwaterowania zbiorowego (hotele, domy wczasowe itp.)
4	Elektrownie wodne i budowle piętrzące wchodzące w skład elektrowni cieplnych i jądrowych	Moc elektrowni P [MW]		P>150	50<P≤150	5<P≤50	P≤5	

Rysunek 3-20 Wyciąg z polskiej klasyfikacji głównych budowli hydrotechnicznych [20]

Tabela 3-4 Sposób definiowania przepływu miarodajnego i kontrolnego wg przepisów obowiązujących w Polsce w roku 2010 [20]

Załącznik nr 4

PRAWDOPODOBIEŃSTWO POJAWIANIA SIĘ PRZEPŁYWÓW MIARODAJNYCH I KONTROLNYCH DLA STAŁYCH BUDOWLI HYDROTECHNICZNYCH

Lp.	Rodzaj budowli	Przepływy	Prawdopodobieństwo pojawienia się p% dla klasy			
			I	II	III	IV
1	Budowle posadowione na podłożu łatwo rozmywalnym, zbudowanym z gruntów nieskalistych, rumoszu skalnego lub miękkich skał oraz wszystkie budowle ziemne, ale bez wałów przeciwpowodziowych	miarodajny (Q_m)	0,1	0,3	0,5	1,0
		kontrolny (Q_k)	0,02	0,05	0,2	0,5
2	Pozostałe budowle, w tym wały przeciwpowodziowe	miarodajny (Q_m)	0,5	1,0	2,0	3,0
		kontrolny (Q_k)	0,1	0,3	0,5	1,0

Tabela 3-5 Prawdopodobieństwo wystąpienia powodzi

Przedział czasu	10 lat	50 lat	100 lat	200 lat
Częstość (okres powrotu)				
0,01 (100)	9,6 %	39 %	63 %	87 %
0,001 (1 000)	1 %	5 %	9,5 %	18 %
0,0001 (10 000)	0,1 %	0,5 %	1 %	2 %

3.9.2 Analiza statystyczna danych powodziowych

W zasadzie istnieją dwie metody określania projektowej fali powodziowej:

- Analiza statystyczna wyników rejestracji przepływu
- Modelowanie hydrologiczne zlewni

Analizę statystyczną stosuje się zwykle w przypadku budowli o mniejszym znaczeniu, których awaria nie spowodowałaby dramatycznych konsekwencji dla życia i ludności, podczas gdy modelowanie hydrologiczne wymagane jest w przypadku zapór o dużym znaczeniu, potencjalnie niebezpiecznych w przypadku awarii. Celem modelowania hydrologicznego jest określenie maksymalnej wody powodziowej prawdopodobnej, którą zakłada się projektując zaporę i przelew.

Analiza częstotliwości jest metodą statystyczną obliczania prawdopodobieństwa wystąpienia zdarzenia na podstawie szeregu zdarzeń wcześniejszych. Technika określania okresów powrotu przepływu powodziowego jest prosta i opiera się na rejestracji maksymalnych przepływów w ciągu roku. Do wyznaczenia okresów powrotu trzeba wybrać rozkład prawdopodobieństwa odpowiadający rozważanemu zjawisku. Zazwyczaj, do analizy występowania wód powodziowych zaleca się stosowanie rozkładu logarytmicznego Pearsona III, gdyż dopuszcza on rozkłady niesymetryczne wokół wartości średniej, co się często zdarza w hydrologii, chociaż rozkład logarytmiczno-normalny jest wciąż szeroko stosowany.

Rozkład niesymetryczny opisywany jest współczynnikiem asymetrii. Rozkład logarytmiczny Pearsona III i obliczenia współczynnika asymetrii są bardzo czułe na krótkie serie danych. Dlatego zaleca się stosowanie współczynnika asymetrii modyfikowanego, który nie jest oparty wyłącznie na rzeczywistych danych pomiarowych, lecz uwzględnia także doświadczenia wynikające z analiz prowadzonych dla określonego regionu geograficznego.

W metodzie graficznej roczne maksymalne fale powodziowe porządkuje się według ich amplitudy, a następnie wykreśla na papierze do wykresów probabilistycznych określonych rozkładów. Na osi rzędnych odkłada się z reguły wartości, a na osi odciętych – prawdopodobieństwo wystąpienia fali o określonej amplitudzie. Dane powinny ułożyć się, z możliwie dobrym przybliżeniem, wzdłuż linii prostej. Wykres można stosować później do interpolacji, ekstrapolacji oraz porównań. W przypadku ekstrapolacji błędy powiększają się i dlatego zalecana jest ostrożność przy interpretacji wyników przewidywań.

W metodzie analitycznej oblicza się wartość średnią, odchylenie standardowe i współczynnik asymetrii (w przypadku użycia metody logarytmicznej Pearsona III) wartości logarytmu zarejestrowanego natężenia przepływu. Dla założonej częstotliwości odczytuje się z wykresu współczynnik częstotliwości. Logarytmy wysokości fal powodziowych odpowiadające pewnym częstotliwościom oblicza się następnie jako wartości średnie, dodając do nich odchylenie standardowe przemnożone przez odpowiedni współczynnik częstotliwości. Ostatecznie logarytmy zamienia się na fizyczne wartości przepływów.

Obie metody są objaśnione bardziej szczegółowo w standardowych podręcznikach hydrologii. W charakterze przykładu poniżej obliczono wodę 100-letnią używając metody analitycznej dla rozkładu logarytmiczno-normalnego i rozkładu logarytmicznego Pearsona III opartego o poniższy ciąg maksymalnych przepływów rocznych:

Lata	1970	1971	1972	1973	1974	1975	1976	1977	1978	1979
Przepływ [m^3/s]	65	32	45	87	34	29	26	35	42	41
Lata	1980	1981	1982	1983	1984	1985	1986	1987	1988	1989
Przepływ [m^3/s]	36	29	55	46	31	26	34	31	39	61

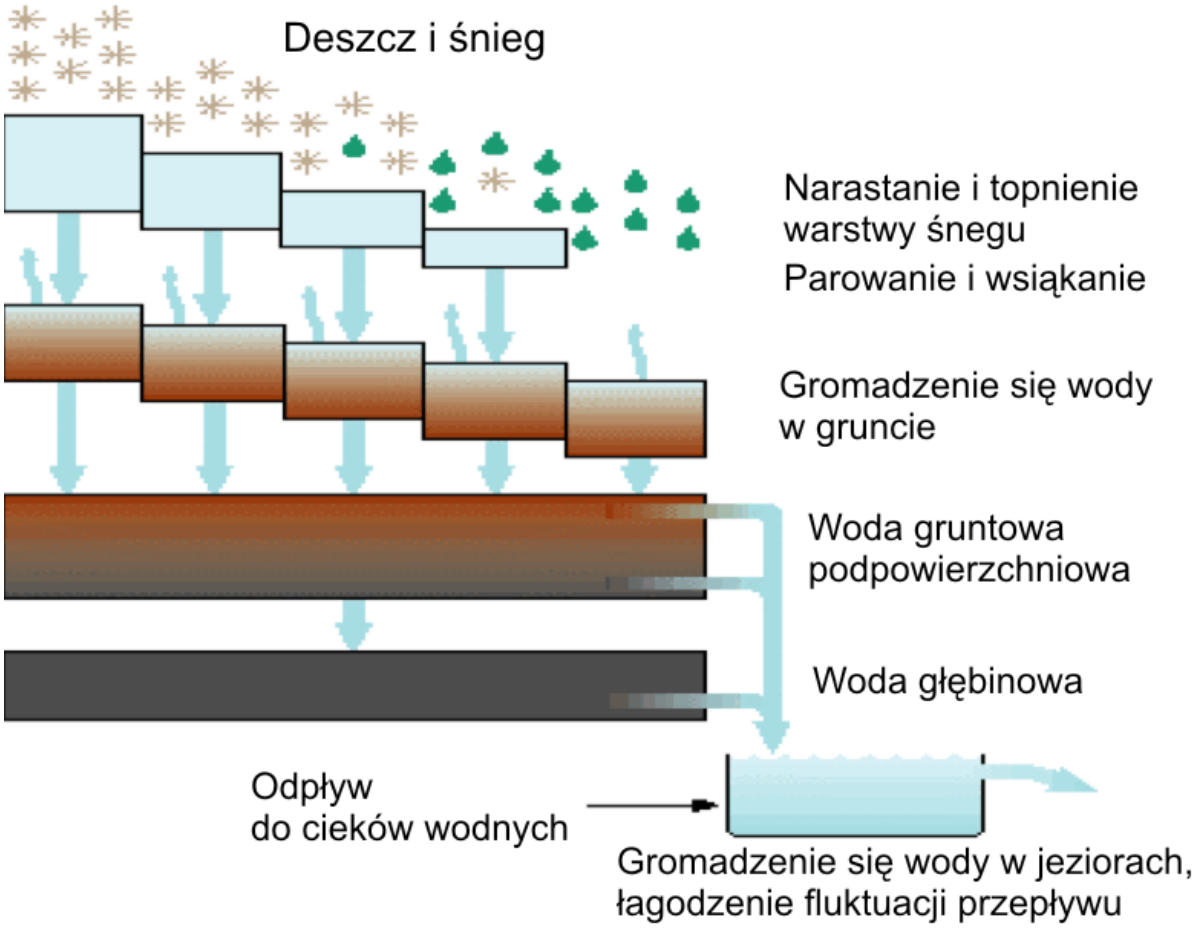
Obliczenia postępują według następujących kroków:

1: Obliczanie logarytmów zarejestrowanych wartości przepływów
2: Obliczenia wartości średnich logarytmów
3: Obliczenia odchylenia standardowego logarytmów
(3b: obliczenia współczynnika asymetrii dla rozkładu logarytmicznego Pearsona III)
4: Odczytanie współczynnika częstości dla wybranego prawdopodobieństwa (f = 0,01)
5: Obliczanie logarytmu przepływu stuletniego
6: Wyznaczenie wartości przepływu stuletniego z jego logarytmu

Stosując rozkład logarytmiczno-normalny, średni przepływ roczny maksymalny w ciągu stulecia ocenia się na 83 m^3/s, a stosując rozkład logarytmiczny Pearsona III otrzymuje się wartość prawie 25 % wyższą lub 103 m^3/s. Która wartość jest bardziej prawidłowa? Przykład ten ilustruje, że nawet, gdy metody są dość proste, dobra profesjonalna ocena jest niezbędna, by określić stosowalność metody i dokonać jej doboru.

3.9.3. Modelowanie hydrologiczne zlewni

Celem wyznaczenia projektowej fali powodziowej stosując modelowanie hydrologiczne, do modelu hydrologicznego zawierającego różne elementy wprowadza się opad projektowy. Opad projektowy jest związany z innymi czynnikami krytycznymi, takimi jak przepuszczalność i wilgotność gleby, topnienie śniegu, ilość wody podziemnej itp. Konieczne jest zatem, aby w ocenę taka zaangażowani byli eksperci.



Rysunek 3-21 Elementy modelu hydrologicznego

Bibliografia

1. José Llamas, “Hidrología. General. Principios y Aplicaciones”. Servicio Editorial de la Universidad del País Vasco, 1933
2. A.T. Troskolański.: “Hydrometry. Theory and practice of hydraulic measurements”, Pergamon Press/PWT, Warsaw, 1960
3. Å.Killingtveit, N.R. Sælthun, "Hydrology", Hydropower Development Book Series, Vol.7, Norwegian Institute of Technology, Trondheim 1995
4. J.Steller, A. Adamkowski, A. Henke, W. Janicki, M. Kaniecki, Z. Krzemianowski, "Performance tests of hydraulic units in low-head small hydropower installations", referat wygłoszony podczas konferencji Hidroenergia’2010, Lozanna (Szwajcaria), 16-19 czerwca 2010, Opr. IMP PAN nr 303/2010

Wybrane normy i przepisy międzynarodowe oraz krajowe

5. ISO 1438:2008, “Hydrometry - Open channel flow measurement using thin-plate weirs”
6. ISO 2537:1988,
“Liquid flow measurement in open channels – Rotating element current-meters”
7. ISO 3546:1988, “Measurement of clean water flow in closed conduits.
Velocity-area method using current-meters in full conduits and under regular flow conditions”
8. ISO 9555-1:1994 “Measurement of liquid flow in open channels
– Tracer dilution methods for the measurement of steady flow – Part 1: General”
9. ISO 3846:2008,
“Hydrometry - Open channel flow measurement using rectangular broad-crested weirs”
10. ISO 3847:1977, “Liquid flow measurement in open channels by weirs and flumes
– End-depth method for estimation of flow in rectangular channels with a free overfall”
11. ISO 4360:2008 “Hydrometry - Open channel flow measurement using triangular profile weirs”
12. ISO 4362:1992 “Measurement of liquid flow in open channels – Trapezoidal profile”
13. ISO/TR 9210:1992 “Measurement of liquid flow in open channels
- Measurement in meandering rivers and in streams with unstable boundaries”
14. ISO 9825:2005,
“Hydrometry - Field measurement of discharge in large rivers and rivers in flood”
15. PN-EN ISO 748:2009, „Hydrometria - Pomiar natężenia przepływu cieczy w korytach otwartych z wykorzystaniem młynków hydrometrycznych lub pływaków”
16. PN-ISO 1070:2001, “Pomiary przepływu w korytach otwartych - Metoda spadek-powierzchnia”
17. PN-ISO 1100-1:2002, “Pomiary przepływu w korytach otwartych
- Część 1: Zakładanie i użytkowanie stacji pomiarowej”
18. PN-ISO 1100-2:2002, “Pomiary przepływu w korytach otwartych
- Część 2: Określanie krzywej natężenia przepływu”
19. PN-ISO 4359:2007, “Pomiary przepływu cieczy w korytach otwartych
- Koryta pomiarowe prostokątne, trapezowe i U-kształtne”
20. Rozporządzenia Ministra Środowiska z dnia 20 kwietnia 2007 w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budowle hydrotechniczne i ich usytuowanie (Dz.U. 2007/86 poz.579)

Literatura w języku polskim

21. E. Czetwertyński, „Hydrologia”, PWN, Poznań/Warszawa 1955
22. M. Hoffmann (red.), “Małe elektrownie wodne. Poradnik”, Nabba Sp. z O.O. , Warszawa 1991
23. J. Klugiewicz, “Hydrologia”, Wydawnictwo Uczelniane Uniwersytetu Technologiczno-Przyrodniczego, Bydgoszcz 2007
24. K. Witkowski, A. Filipkowski, M.J. Gromiec, "Obliczanie przepływu nienaruszalnego. Poradnik". IMGW, Warszawa, 2008

4. METODOLOGIA OCENY LOKALIZACJI[i]

4.1. Wprowadzenie

Wybór lokalizacji zależy przede wszystkim od dostępnego spadu niwelacyjnego (brutto) i przepływu. Oba te parametry mają zasadnicze znaczenie przy doborze miejsca budowy elektrowni wodnej.

W rozdziale trzecim opisano różne metody określania przepływu strumienia wody. W niniejszym rozdziale ograniczono się do prezentacji innych badań niezbędnych do oceny potencjalnej lokalizacji.

Spad niwelacyjny (brutto) można ocenić szybko – już to poprzez pomiary geodezyjne w terenie, już to poprzez użycie GPS (*Global Positioning System*) albo przez użycie techniki ortofotografii. Dostępną jednostkową energię hydrauliczną (lub spad netto) w funkcji przepływu można łatwo obliczyć posługując się zasadami hydrauliki. Zagadnienia te są opisane w podrozdziałach 3.4.5 i 6.2.1.

Wybór najodpowiedniejszego rozwiązania technicznego jest rezultatem procesu iteracyjnego, w którym najistotniejszymi czynnikami są topografia terenu i zagadnienia środowiskowe. Dogłębna znajomość szczegółów lokalizacji jest niezbędna, by uniknąć nieoczekiwanych wydarzeń w fazie eksploatacji elektrowni. Metody analizy i oceny podlegają ostatnio istotnym transformacjom, głównie dzięki wprowadzeniu nowoczesnych technik, które stanowią cenną pomoc w wykonaniu koncepcji projektu i redukcji nakładów inwestycyjnych

4.2. Kartografia

W krajach uprzemysłowionych na ogół są dostępne dokładne i aktualne mapy. Terytorium UE zostało zdigitalizowane (albo jest w trakcie digitalizacji) i mapy w podziałce 1: 5000 są już dostępne. W Polsce na stronie www.geoportal.gov.pl dostępne są ortofotomapy i mapy katastralne w skali od 1:1000, mapy sytuacyjno-wysokościowe w skali od 1:2500 i mapy topograficzne w skali od 1:5000. Tymczasem w krajach rozwijających się inżynier będzie mieć szczęście, jeśli uda mu się znaleźć mapę w podziałce 1:25000.

Fotografie lotnicze mogą zastąpić mapy, jeśli te ostatnie nie są dostępne w żądanej skali. Jednakże różnią się one od map w dość ważnym aspekcie. Mapa zawiera skalę zmienną jednolicie lub w sposób kontrolowany, zależnie od wyboru odwzorowania mapy. Fotografia lotnicza, przeciwnie – nie zawiera skali zmiennej w sposób stały lub jednolity. Oprócz niedokładności wynikających z niedoskonałości systemu optycznego, które mogą być traktowane jako nieistotne we wszystkich zastosowaniach praktycznych, dwa ważne czynniki są odpowiedzialne za zmienność skali fotografii: rzeźba terenu (ziemia, która – jakiekolwiek nie byłoby ukształtowanie terenu – nie jest pozioma) oraz odchylenie osi optycznej aparatu.

Nowoczesne aparaty fotograficzne korygują deformacje pochodzące od odchylenia osiowego. Co więcej, fotografie lotnicze mogą być wizualizowane w trybie stereoskopowym lub w trzech wymiarach. Efekt stereoskopowy pozwala geologom identyfikować typy skał, określać struktury geologiczne i wykrywać niestabilności stoków. Dzięki temu inżynier może zgromadzić dane niezbędne do projektowania zapory, kanałów, czy rurociągów derywacyjnych.

Zależnie od wymaganej dokładności, digitalizowane fotografie mogą być geokodowane (powiązane ze współrzędnymi i typem odwzorowania) i ortorektyfikowane. Deformacje pochodzące z systemu optycznego aparatu są korygowane poprzez użycie naziemnych punktów kontrolnych zaczerpniętych z map, z danych kontrolnych lub z GPS-u. Taki sposób postępowania pozwala na ograniczenie kosztów ortorektyfikacji zdjęć lotniczych. Procedura ta pozwala zachować rozdzielczość od 30 cm do jednego metra na bazie zdigitalizowanych ortofotografii.

Za pomocą takiej dokumentacji można prawidłowo usytuować ujęcie wody, wytyczyć przebieg otwartego kanału, rurociągów derywacyjnych oraz budynku elektrowni z precyzją wystarczającą do wykonania studiów wykonalności. Fotografie stereoskopowe pozwalają często także na wykrycie problemów geologicznych, w szczególności dotyczących stabilności terenu.

4.3. Badania geotechniczne

Bardzo często nie docenia się potrzeby wykonywania badań geologicznych w terenie. W wielu przypadkach prowadzi to do pożałowania godnych konsekwencji (sufozja, osunięcia terenu itp.) - patrz opis katastrof.

Na szczęście w wielu krajach dostępne są dobre mapy geologiczne, pozwalające już w pierwszym przybliżeniu ocenić bezpieczeństwo budowy zapory, stabilność stoków i przepuszczalność gruntu. Konieczne jest jednak uzupełnienie tych danych poprzez prace w terenie: odwierty i pobieranie próbek.

Budowle hydrotechniczne powinny być posadowione na poziomowanych fundamentach, posiadać odpowiednio ukształtowane ściany boczne i odpowiednią grubość. Nie powinny być też narażone na niestabilność. Istnieje dużo różnych programów obliczających stabilność istniejących stoków przy użyciu różnych metod, zaczynając od prostych algorytmów dwuwymiarowych po zaawansowane algorytmy trójwymiarowe, z wielobarwną analizą graficzną. Lista możliwych błędów, w szczególności w zakresie konfiguracji kanałów, jest tak wielka, że już w początkowej fazie projektu zaleca się wykonanie choćby minimalnego studium geomorfologicznego terenu. Problem jest szczególnie istotny w przypadku elektrowni w wysokich górach, gdzie konstrukcja może być poddawana zarówno niekorzystnym warunkom pogodowym, jak i działaniu różnych czynników geomorfologicznych, takich jak obsuwanie się terenu, pełzanie gruntu (soliflukcja), rotacyjne i poślizgowe osuwanie się podłoża lub spadanie gruzu skalnego.

Zapora i związany z nią zbiornik mogą być zagrożone niestabilnością formacji powierzchniowych w obszarze ich oddziaływania, ale także sam fakt retencji wody może wpływać na te formacje. Jeśli zapora musi być zbudowana na luźnym gruncie, to zmienność poziomu wody może pociągać za sobą niestabilność zawilgoconych stoków zbiornika.

Na wytyczenie przebiegu otwartego kanału wpływ mają różne cechy geomorfologiczne terenu wzdłuż jego brzegów, co - łącznie z dużym nachyleniem stoków - może potencjalnie prowadzić do niestabilności. Formacje koluwialne, produkt wietrzenia mas skalnych i procesów soliflukcji - bardzo aktywne w otoczeniu górskim, gdzie podpowierzchniowa warstwa gleby jest sezonowo lub całorocznie wilgotna – należą do czynników zmniejszających stabilność kanału. W takich przypadkach należy zalecać, między innymi, takie rozwiązania, jak drenaż lub wykonanie ekranów szczelnych w kanałach, np. poprzez torkretowanie (natryskiwanie betonu).

Usytuowana na wylocie kanału niecka wlotowa rurociągu derywacyjnego pełni rolę mini-zbiornika. Wymaga się często, żeby wszystkie odcinki retencjonującego wodę obwałowania podlegały analizie stabilności, niezależnie od ich konfiguracji. Generalnie wytyczenie rurociągu derywacyjnego w strefach o dużym nachyleniu zbocza może powodować problemy związane z zakotwieniem oraz efektem wizualnym. Fundamenty budynku elektrowni, budowane często na starej terasie aluwialnej na dnie doliny, mogą powodować problemy, które najczęściej można rozwiązać stosując różne techniki wzmacniania podłoża, np. zastrzyki z betonu (patrz 4.2.2.4).

4.3.1. Zalecane metodologie

Stosować można wiele technik geomorfologicznych. Do najczęściej wykorzystywanych należą:

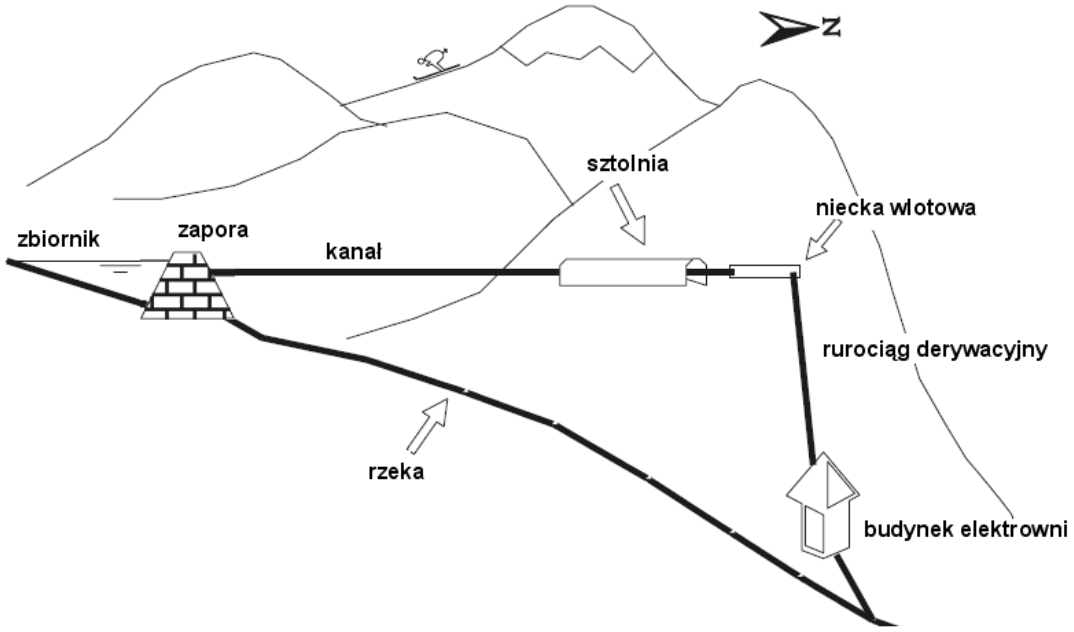
- **Fotogeologia**. Jak wspomniano powyżej – fotogrametria (w skali od 1: 10000 do 1: 5000) pozwala geologowi zidentyfikować typy skał, określić struktury geologiczne i wykryć niestabilność stoków.
- **Mapy geomorfologiczne**. Rezultaty analizy fotogrametrycznej i rezultaty badań terenowych mogą zostać przedstawione wspólnie na jednej mapie geomorfologicznej. Mapa ta oparta jest na mapie topograficznej. Wykreśla się ją w skali od 1: 10000 do 1:5000. Prosta legenda musi pozwolić na reprezentację wszystkich formacji powierzchniowych, wpływających na projektowane budowle hydrotechniczne.
- **Analizy laboratoryjne.** Tradycyjne badania laboratoryjne polegające na klasyfikowaniu i analizie granulometrycznej gruntu oraz jego konsolidacji trójosiowej, ułatwiają określenie kategorii formacji powierzchniowej. Otrzymane rezultaty należy uwzględnić na mapie geomorfologicznej.
- **Badania geofizyczne**. Badania geofizyczne, elektryczne bądź sejsmiczne (refrakcyjne) pogłębiają wiedzę o miąższości formacji powierzchniowej, położeniu strefy poślizgu terenu, wewnętrznej cyrkulacji wody oraz objętości potencjalnie niestabilnych formacji.
- **Geologiczna analiza strukturalna**. Pomimo tego, że właściwie nie jest to technologia geomorfologiczna, może ona pomóc w rozwiązywaniu problemów związanych ze zlewnią, a także problemów wynikających z konieczności derywacji w sztolniach drążonych w masywach skalnych. Za pomocą tej metody można zidentyfikować niestabilność skał i sufozję w fundamentach budowli hydrotechnicznych, unikając w ten sposób dramatycznych zdarzeń w fazie eksploatacji.
- **Badania bezpośrednie** - wiercenia. Metoda ta nie jest typowa dla małych elektrowni wodnych. Jednakże, gdy zapora lub jaz muszą być zbudowane na warstwach nieskonsolidowanych, niezbędny jest program wierceń, a następnie badań laboratoryjnych uzyskanych próbek. Niektóre z zalecanych badań to:
    1. Badania przepuszczalności w otworach, takie jak test Lugeona lub test niskiego ciśnienia – celem określenia cyrkulacji wody w fundamentach.
    2. Badania laboratoryjne w celu określenia wytrzymałości próbek na ściskanie, a następnie – wyznaczenia ich charakterystyk konsolidacyjnych.

W przypadku wysokich zapór można zalecić uzupełnienie powyższych badań o sejsmiczne próby refrakcji geofizycznej pozwalające na wyznaczenie modułu odkształcenia dynamicznego masywu skalnego.

4.3.2. Metodologie. Studium rzeczywistego przypadku

Zakres wyżej wymienionych studiów można pokazać na przykładzie krótkiego raportu na temat technik geomorfologicznych użytych w przypadku wysokogórskiej elektrowni Cordiñanes, zlokalizowanej w Masywie Centralnym gór Picos de Europa (Leon, Hiszpania). Rysunek 4.1 pokazuje schematycznie węzeł hydrotechniczny zawierający:

- Zaporę grawitacyjną o wysokości 11,5 m od podstawy,
- Zbiornik o pojemności 60 000 m^3,
- Kanał otwarty długości 2475 m (z czego 776 m w sztolni),
- Niecka wlotowa na końcu sztolni,
- Rurociąg derywacyjny o średnicy 1,4 m, długości 650 m i spadku 190 m ,
- Budynek elektrowni.



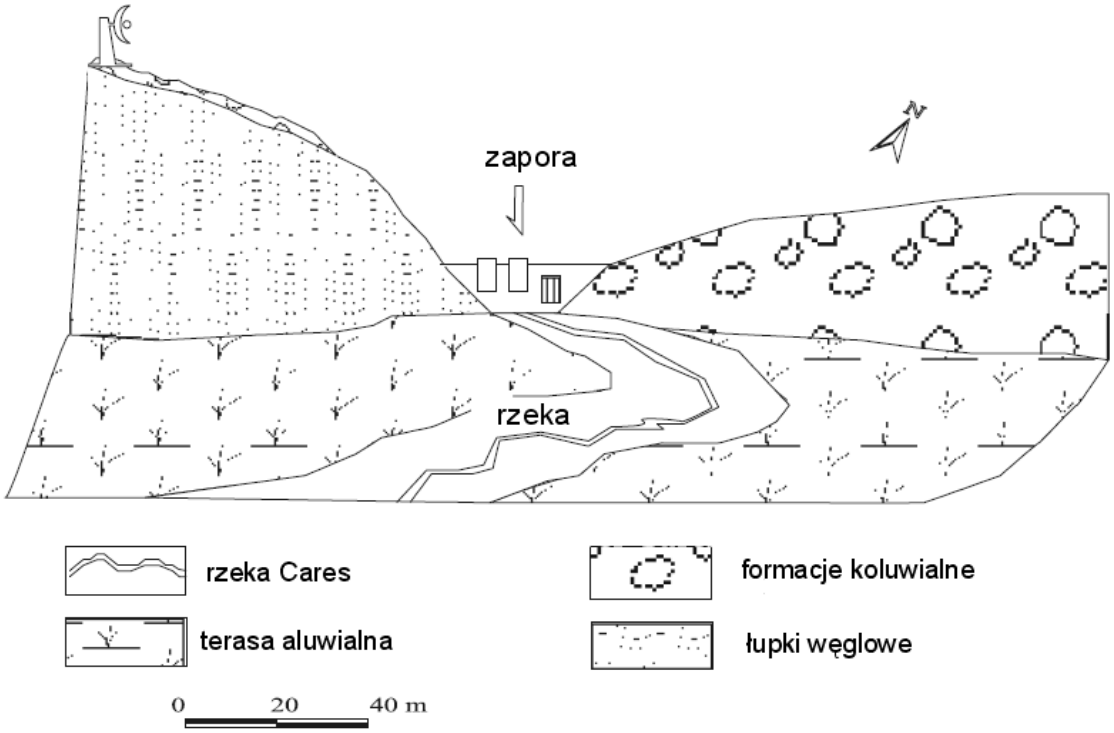
Rysunek 4-1 Schemat elektrowni Cordiñanes

4.3.2.1. Zapora

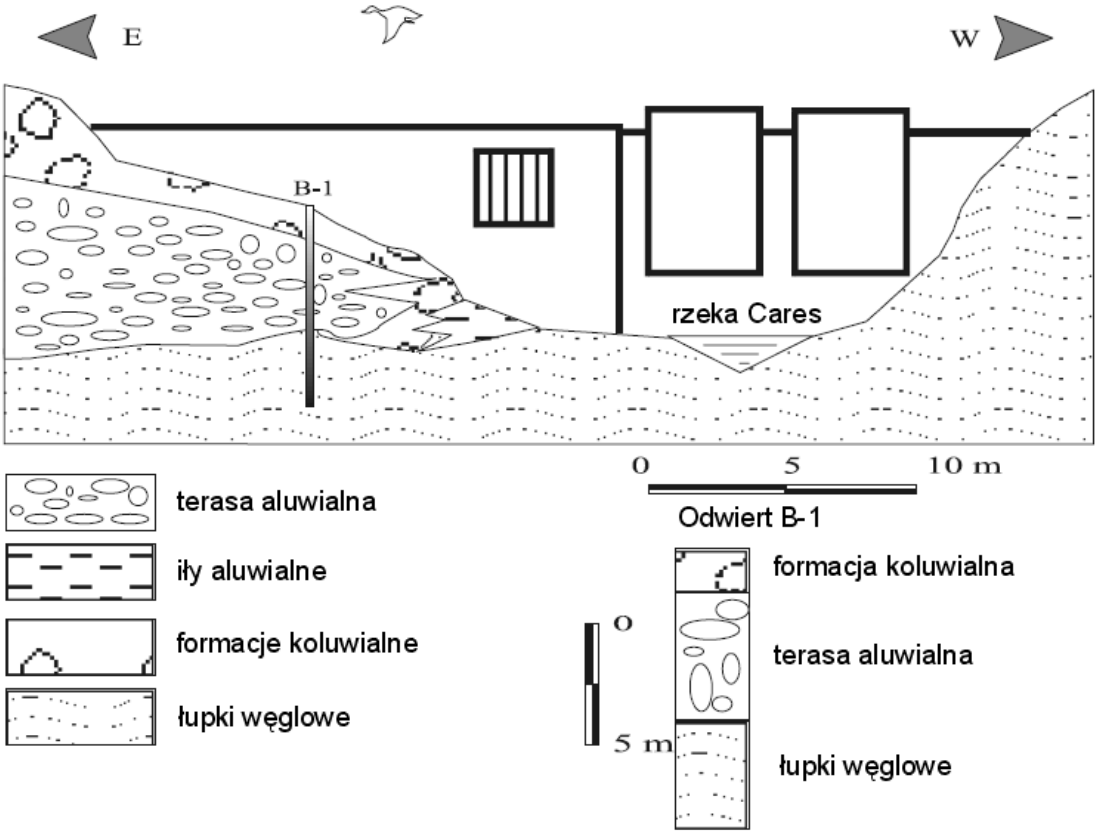
Przepisy międzynarodowe wymagają analizy stabilności gruntu, na którym mają stanąć fundamenty, o ile istnieje niebezpieczeństwo uskoku lub osunięcia. Jeśli to niezbędne, wymagane może być przeprowadzenie dodatkowych odwiertów.

Na rysunku 4.2 pokazano umiejscowienie zapory i całkowicie różne struktury geomorfologiczne po obu brzegach: ta na lewym, sztywniejsza, jest utworzona przez warstwy poziome łupków, podczas gdy ta na prawym, mniej sztywna, jest formacją koluwialną.

Na rysunku 4.3 pokazano złożoność geologiczną lokalizacji. Odwiert B-1 na przykład pokazuje istnienie terasy aluwialnej pod formacją koluwialną. Każdy typ gruntu zachowuje się odmiennie pod wpływem obciążeń wywołanych przez fundamenty zapory.



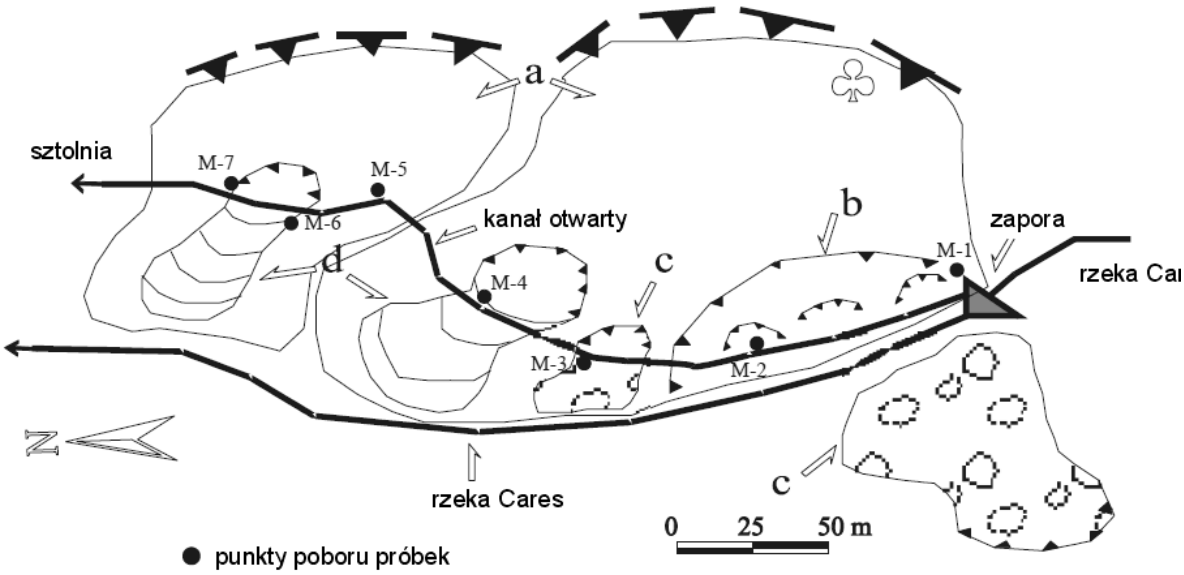
Rysunek 4-2 Położenie zapory i struktura obydwu skarp rzeki



Rysunek 4-3 Przekrój geologiczny formacji koluwialnej

4.3.2.2. Kanał otwarty

Schemat geomorfologiczny trasy kanału pokazano na rysunku 4.4. Można na nim zobaczyć dwie duże strefy niestabilności (b i c) na prawym brzegu rzeki. Na fotografiach 4.1 i 4.2 widać ogólny prawego brzegu rzeki oraz szczegół jednej z niestabilności lokalnych, powstałych podczas prac ziemnych. Jedno z urwisk osuwających się przed początkiem robót pokazano na fotografii 4.3.



a) strefy ogólnej niestabilności
b) blizny uskoków
c) aluwia skalne
d) soliflukcja (pełzanie gruntu)

Rysunek 4-4 Schemat geomorfologiczny trasy kanału

Fundamenty kanału muszą odpowiadać dwóm kryteriom:

- Stabilności: kanały są strukturami sztywnymi i nie dopuszczają deformacji.
- Przepuszczalności: kanały nie przenoszą sił naporu i wyporu.

Badania geologiczne powinny dopomóc w ustaleniu zaleceń, pozwalających na uniknięcie osiadania w kanale, oraz na zaprojektowanie drenażu zapobiegającego pojawieniu się naprężeń odgórnych i oddolnych.



Fot. 4-1 Widok ogólny prawej skarpy rzeki



Fot. 4-2 Niestabilności lokalne spowodowane pracami ziemnymi



Fot. 4-3 Jedna ze skarp osuwowych, istniejących przed rozpoczęciem prac

4.3.2.3. Kanał w sztolni

Przy budowie sztolni należy brać pod uwagę, co następuje:

- uwarunkowanie prac ziemnych od formacji geologicznych,
  które trzeba będzie trawersować (lita skała lub formacje powierzchniowe).
- stabilność i szczelność sztolni.

Oznacza to, że trzeba znać szczegółowo formacje geologiczne występujące w drążonym masywie.

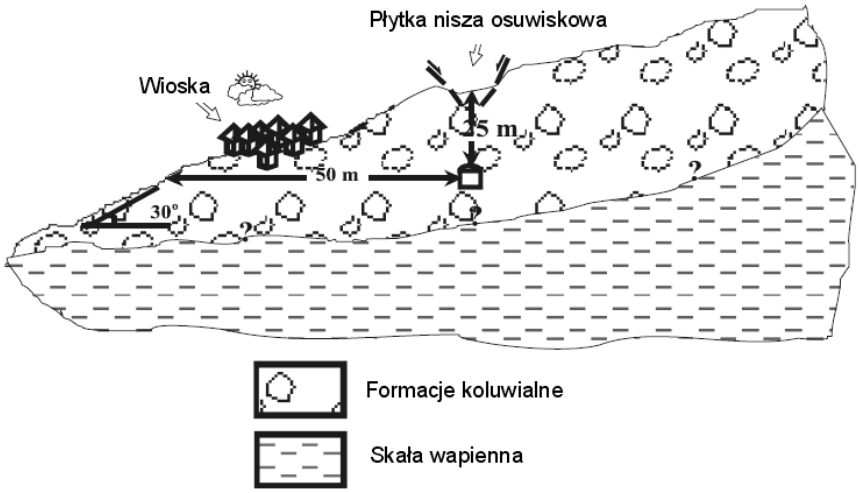
Na fotografii 4.4 pokazano koluwium Cordiñanes, pod którym przechodzi sztolnia. Na rysunku 4.5 przedstawiono schematycznie przekrój sztolni pod koluwium, a na rysunku 4.6 - wykładzinę betonową kształtującą jego odcinek końcowy.



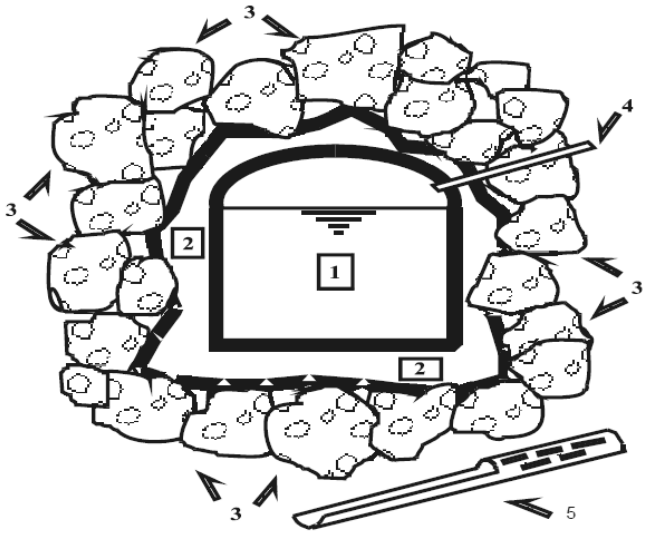
Fot. 4-4 Widok koluwium Cordiñanes, pod którym przebiega sztolnia

Prace ziemne były szczególnie trudne z powodu wielkiej różnorodności i heterogeniczności bloków skalnych o zmiennych rozmiarach - od zwykłych kamieni do skał o objętości wielu metrów sześciennych. Charakterystyka terenu nie pozwalała na użycie większych ładunków wybuchowych. Co więcej, nie można było użyć specjalistycznego sprzętu do drążenia tunelów. Wykopy musiały być wykonywane metr po metrze, z wykorzystaniem małych ładunków wybuchowych, stosowanych w celu zmniejszenia rozmiarów bloków skalnych, których inaczej nie dałoby się usunąć (fotografia 4.5).

Betonowanie także sprawiało trudności. Strefa 2 z rysunku 4.6 została wypełniona zastrzykami zaprawy. Zaprawa ta nie tylko wypełniła pustą przestrzeń, lecz objęła także konstrukcję wsporczą sztolni i umożliwiła wzmocnienie luźnego gruntu wokół sztolni. A ponieważ grunt był bardzo przepuszczalny, zainstalowano system drenażu w celu uniknięcia oddziaływania ciśnienia filtracyjnego bocznego i oddolnego wód gruntowych na ściany i dno sztolni..



Rysunek 4-5 Schematyczny przekrój sztolni pod koluwium



1. **Kanał w sztolni**
2. **Wstrzyknięty cement**
3. **Formacje koluwialne**
4. **Dren**
5. **Szczegół przewodu drenażowego**

Rysunek 4-6 Wykładzina betonowa kształtująca końcowy przekrój sztolni

Budując sztolnię prowadzącą przez masyw skalny należy brać pod uwagę jego dwie ważne właściwości geologiczne:

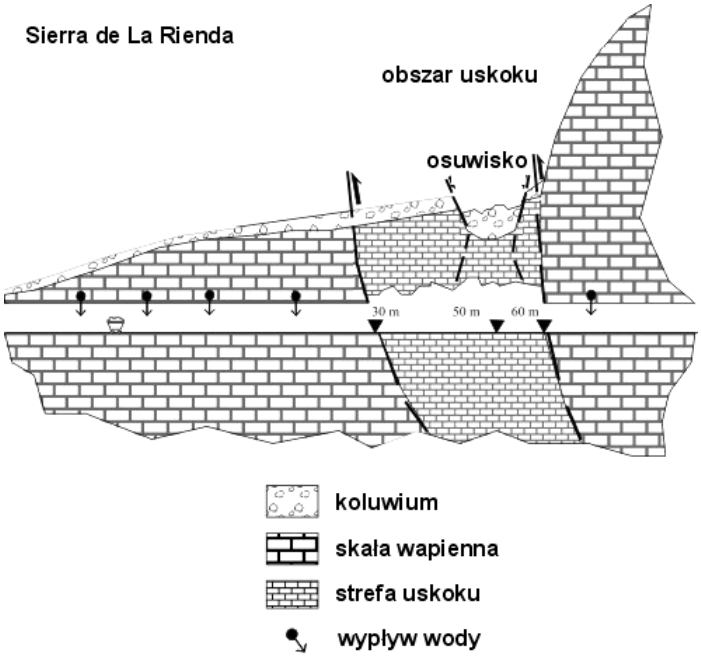
- Zmienność struktury skalnej wzdłuż wytyczonej trasy, która może mieć decydujący wpływ na zastosowaną metodę budowy.
- Stabilność strukturalną masywu wzdłuż wytyczonej trasy. Nawet, jeśli masyw jest spójny w sensie litologicznym, to rozkłady potencjalnych nieciągłości w płaszczyznach stratyfikacji, ciosów i spękań, będą dalekie od równomiernego. Znajomość wszystkich nieciągłości powinna opierać się na szczegółowych badaniach struktury geologicznej.

Oprócz względnie małych nieciągłości opisanych powyżej, autor koncepcji zabudowy musi równocześnie brać pod uwagę wielkie nieciągłości tektoniczne – duże fałdy, uskoki, uskoki odwrócone – które wpływają nie tylko na same prace budowlane, ale również na przyszłą eksploatację sztolni.



Fot. 4-5 Widok sztolni w trakcie budowy

Na rysunku 4.7 widoczny jest uskok istniejący w sztolni La Rienda, drugiej części tunelu Cordiñanes, w pobliżu niecki wlotowej. Z powodu sił i odkształceń przenoszonych w przeszłości przez ten masyw skalny, skały napotykane na początku zmieniły się całkowicie. Zachowanie się wyrobiska było bardzo odmienne od zachowania reszty masywu. Dzięki znajomości tego uskoku sztolnia mogła być drążona bez nieoczekiwanych zdarzeń. Jak to pokazują fotografie 4.6 i 4.7, w tej strefie sztolni zastosowano zupełnie odmienną konstrukcję wsporczą niż w innych sektorach.



Rysunek 4-7 Uskok występujący w sztolni La Rienda



Fot. 4-6 Betonowanie sztolni

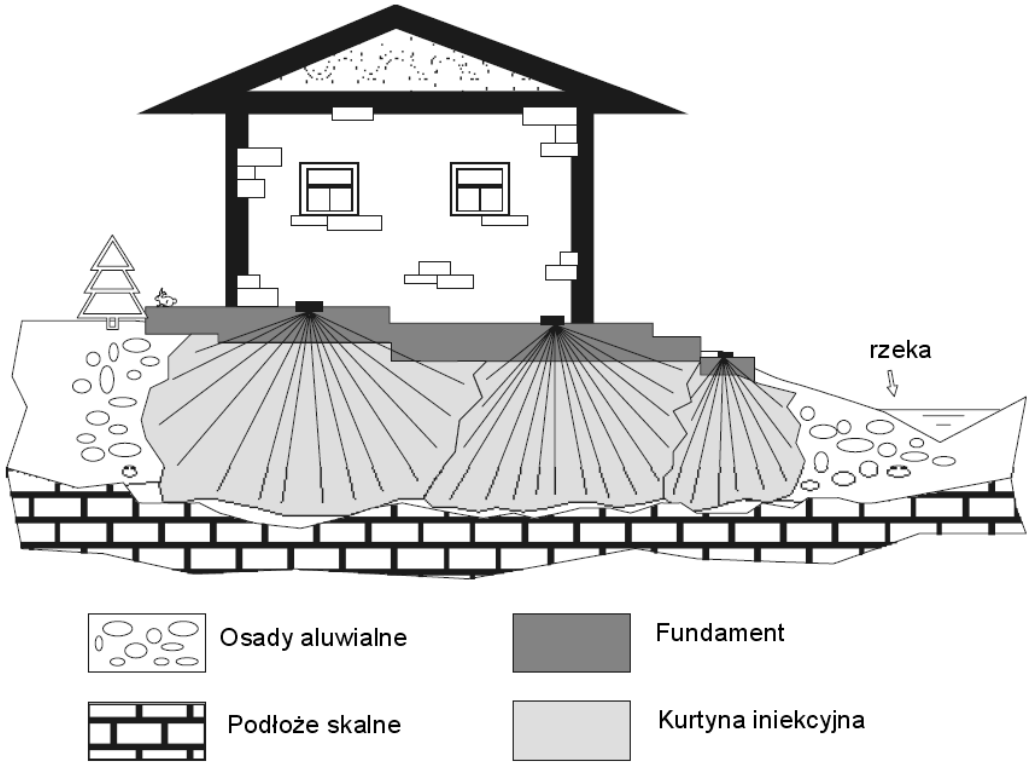


Fot. 4-7 Wykładzina betonowa sztolni

4.3.2.4. Budynek elektrowni

Jeśli fundamenty budynku elektrowni spoczywają na skale, w czasie prac ziemnych zdejmuje się warstwę wierzchnią, wystawioną na działanie warunków atmosferycznych. Jeśli natomiast elektrownia jest usytuowana na terasie aluwialnej blisko brzegu rzeki, która nie zapewnia warunków dobrego fundamentowania, to grunt musi być wzmocniony.

Tradycyjne zastrzyki cementu sprawiają pewne trudności i, w licznych przypadkach, uzyskiwane rezultaty nie są satysfakcjonujące, zwłaszcza jeżeli teren jest równie heterogeniczny i przepuszczalny jak na terasie aluwialnej. Nowa technika strugowej iniekcji zaprawy cementowej (*jet grouting*) może zagwarantować zagęszczenie gruntu, zastępując osady aluwialne wstrzykniętą kurtyną. Technika ta, szeroko używana przez Departament Energetyki Stanów Zjednoczonych (*Department of Energy*, USA) w celu uniknięcia sufozji w podziemnych zbiornikach odpadów toksycznych, jest jednak bardzo kosztowna. Rysunek 4.8 pokazuje schematycznie rezultat takiego zastosowania technologii *jet grouting* celem wzmocnienia podłoża budynku elektrowni.



Rysunek 4-8 Rezultaty operacji wstrzykiwania zaprawy cementowej

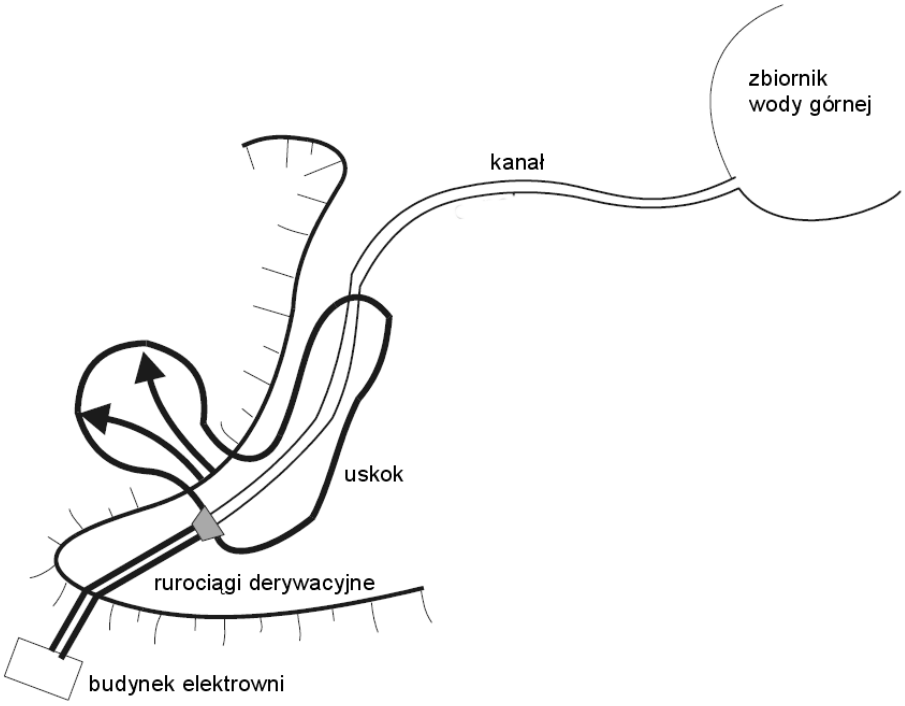
4.4. Analiza niepowodzeń

Podczas konferencji HIDROENERGIA'95 dwóch znanych ekspertów, Bryan Leyland z Nowej Zelandii oraz Freddy Isambert z Francji, zaprezentowało dwa niezależne referaty na temat analizy niepowodzeń w dziedzinie wykonawstwa i eksploatacji małych elektrowni wodnych. Pan Leyland, zacytował Sir Winstona Churchilla (słynnego premiera Wielkiej Brytanii), który twierdził, że "ten, kto ignoruje historię, jest skazany na jej powtarzanie". W tym kontekście zwrócił uwagę, że jeśli nie chce się powtarzać błędów innych, to powody ich niepowodzeń powinny zostać przeanalizowane i zrozumiane. Według p. Isamberta „badania konkretnych przypadków wykazały, że duża liczba małych elektrowni wodnych ulega awarii z powodu błędów popełnionych podczas projektowania, budowy lub eksploatacji". Autorzy zaprezentowali liczne przykłady elektrowni, których rozruch nie powiódł się, lub które uległy awarii wkrótce po uruchomieniu, powodując poważne straty finansowe i ogromne opóźnienia.

W biuletynie ESHA Info no. 15 Profesor Emil Mosonyi napisał, “niezbędna jest uczciwa i otwarta dyskusja o niepowodzeniach w celu wyciągnięcia z nich nauki i uniknięcia ich powtarzania”. Cytując Marka Tuliusza Cycerona (106-43 p.n.e.) stwierdził: “każda istota ludzka może popełnić błąd, ale tylko idiota upiera się przy powtarzaniu swego błędu”. Spośród przypadków niepowodzeń przedstawionych podczas konferencji HIDROENERGIA oraz 50 innych, opisanych w publikacji ASCE *Lessons Learned from the Design, Construction and Operation of Hydroelectric facilities*, 28 dotyczy elektrowni o mocy niższej niż 10 MW, zaś cztery z nich omówiono poniżej. Pokazują one wagę dogłębnych studiów stabilności kanałów oraz wpływu ciśnienia wody w gruncie na budowle hydrotechniczne.

Kanał Ruahihi (Nowa Zelandia)

Jak pokazano na rysunku 4.9, węzeł hydrotechniczny składa się z kanału o długości 2000 metrów, poprowadzonego wzdłuż stoku do rurociągów derywacyjnych o długości 750 metrów, wykonanych z betonu i stali. Sam kanał został wykopany w miękkim ignimbrycie (osady po wybuchu wulkanicznym) i wyłożony odmianą glinki wulkanicznej.



Rysunek 4-9 Schemat układu doprowadzenia wody do elektrowni Ruahihi

Brunatny popiół wysechł i popękał podczas budowy. Z powodu swoich nietypowych właściwości nie uszczelnił jednak pęknięć, gdy kanał został wypełniony wodą, powodując jej infiltrację do położonego poniżej ignimbrytu. Gdy stwierdzono te przecieki, zainstalowano przewody drenażowe przy podstawie zbocza. Nie tylko nie wyeliminowało to problemu, ale pogłębiło go, ułatwiając przepływ wody i tworzenie kawern poprzez wypłukiwanie gruntu.

Dzień po oficjalnym otwarciu elektrowni duża część kanału nagle się zapadła. Fotografia 4.8 pokazuje rozmiary katastrofy.



Fot. 4-8 Efekty infiltracji pod kanałem

Sprawdzono liczne opcje i ostatecznie zadecydowano, że jedynym skutecznym rozwiązaniem będzie zastąpienie uszkodzonej sekcji kanału rurociągiem o długości 1100 metrów. Oznaczało to jednak wydłużenie derywacji ciśnieniowej z 750 do 1850 metrów. Oryginalne rury betonowe mogły wytrzymać jedynie niewielkie nadciśnienie, w związku z czym trzeba było ograniczyć uderzenie hydrauliczne.

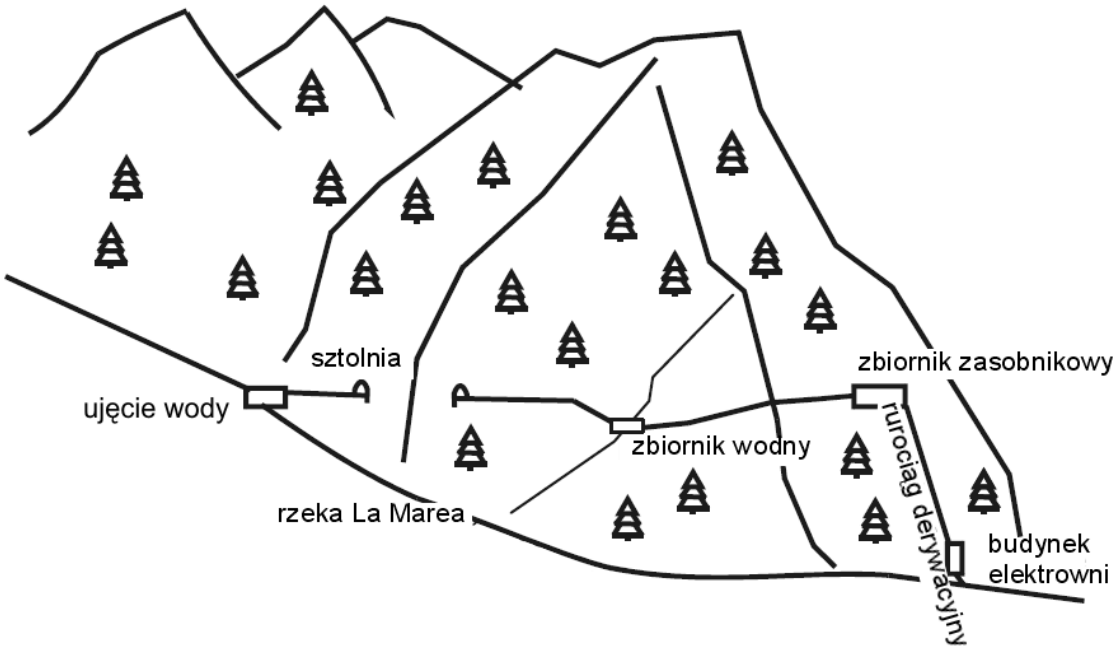
W celu ograniczenia nadciśnienia w przewodach do wartości co najwyżej 3 %, niezbędna stała się modyfikacja zaworów upustowych oraz zaworów wlotowych. Instalacja komory wyrównawczej była niemożliwa, gdyż teren nie przeniósłby takiego ciężaru. Na szczęście doskonała współpraca z dostawcą wyposażenia pozwoliła zakończyć prace naprawcze przed terminem i poniżej zakładanego budżetu.

Nauki wyniesione z tej awarii są następujące:

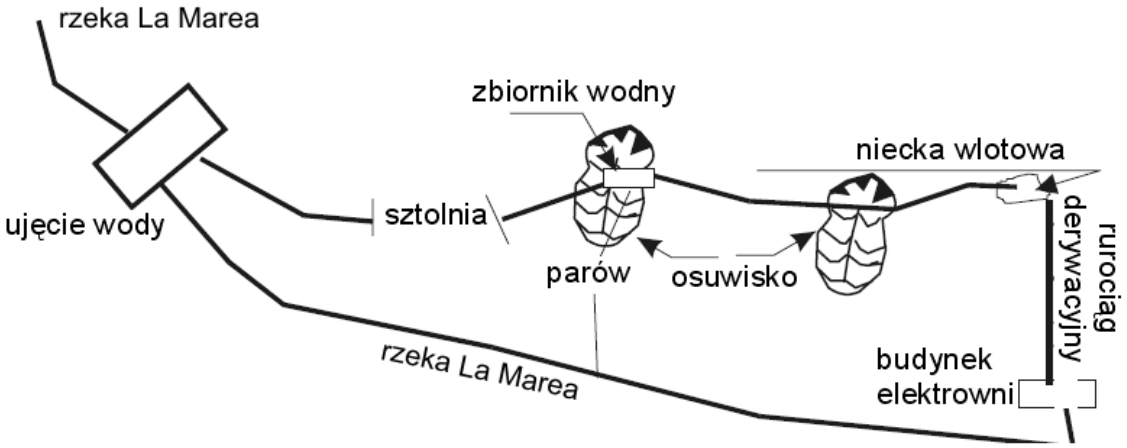
- Charakterystyki materiałów wulkanicznych są bardzo zmienne, a często niekorzystne; należy wykonać analizę gruntu i ocenę ryzyka,
- Kiedy kanał przecieka, to przed wyborem środków zaradczych i wprowadzeniem ich w życie należy upewnić się, czy należycie zidentyfikowano problem i jego przyczyny
- Kiedy alternatywą jest porzucenie zniszczonej instalacji, należy rozważyć tę przyczynę awarii, która wydaje się niemożliwa! Nie ma już wiele do stracenia!

Kanał La Marea (Hiszpania)

Elektrownia La Marea wyposażona jest w jedną turbinę Francisa o mocy zainstalowanej 1100 kW i przełyku 1,3 m^3/s, pracującą przy spadzie 100 m. Na rysunkach 4.10 oraz 4.11 pokazano schemat elektrowni z małą zaporą na Rio Marea, zawierającą ujecie wody i wyposażoną w przepławkę dla ryb.



Rysunek 4-10 Schemat wzdłużny elektrowni La Marea



Rysunek 4-11 Schemat poziomy elektrowni La Marea

Kanał o przekroju prostokątnym, wykonany z betonu zbrojonego (wymiary 3 × 2 m) i prowadzący od ujęcia wody, przechodzi w kanał o innych wymiarach i kształcie, prowadzony w sztolni o długości 600 m. Kanał kończy się zbiornikiem, zbudowanym w celu retencjonowania wody na potrzeby pracy szczytowej elektrowni. Zapory boczne zbiornika, zbudowane z zagęszczanej mieszaniny piasku i gliny, okazały się (niestety) niewystarczająco szczelne. Od tego zbiornika kolejny kanał - zbudowany na tym odcinku z betonowych elementów prefabrykowanych ze stalową blachą pomiędzy nimi - prowadzi wodę do niecki wlotowej, usytuowanej 100 metrów powyżej budynku elektrowni.

Kanał został poprowadzony spadzistym stokiem z silnie zwietrzałego piaskowca. Obfite deszcze spłynęły dwukrotnie kanałem - podczas jego budowy i w czasie oddawania go do eksploatacji. Wkrótce po otwarciu zasuwy wlotowej zbiornik napełnił się, woda zaś zaczęła przesiąkać do gruntu. Zwilgotniały piaskowiec nie był w stanie oprzeć się obciążeniom ścinającym, w związku z czym obsunięcie terenu przerwało brzeg zbiornika. Duża masa materiału dotarła do starego koryta rzeki i została osadzona na jej brzegu.

Właściciel elektrowni zbudował nowy zbiornik z betonu zbrojonego. Co najmniej do roku 2004 nie był on wykorzystywany. Później przeciekać zaczął drugi odcinek kanału, wykonany z elementów prefabrykowanych. Grunt został nasączony wodą i, nie mogąc oprzeć się obciążeniom ścinającym, osunął się rotacyjnie, znosząc około 200 metrów kanału. Po awarii zastąpiono go rurociągiem niskociśnieniowym wykonanym ze stali spawanej. Rurociąg biegnie pod zbiornikiem retencji dobowej (fotografia 4.9), uszczelniony jest przez powłokę termoplastyczną i kończy się na niecce wlotowej.



Fot. 4-9 Zbiornik La Marea

Nauki wyniesione z tej awarii są następujące:

- Zwietrzały piaskowiec nie jest w stanie powstrzymać osunięcia terenu, zwłaszcza na stokach o kącie nachylenia do poziomu większym od 35°.
- Kanały prowadzące wodę należy budować zapewniając ich szczelność oraz wyposażając w drenaż zapobiegający niepożądanemu oddziaływaniu na otaczający teren.
- Na spadzistym stoku rozwiązaniem lepszym niż kanał otwarty może być rurociąg niskociśnieniowy, gdyż jest wodoszczelny, a jego zakotwienie na stoku będzie wymagać jedynie kilku punktów stałych.

Sufozja pod zaporą (Francja)

Przypadek ten dotyczy małej zapory z elektrownią o mocy 600 kW, składającą się z podziemnego przepustu, rurociągu derywacyjnego i maszynowni. Gdy obsługa zauważyła mały wyciek poniżej podstawy zapory, zbiornik został osuszony, po czym wykonano przekop w celu sprawdzenia połączenia konstrukcji z jej fundamentem. Odkryto wówczas, że pomiędzy nawodną i odwodną stroną zapory utworzył się kanał, oraz że fundamenty zapory spoczywają na niezabezpieczonym przepuszczalnym gruncie osadowym. W tych warunkach zapora mogłaby zawalić się na skutek uszkodzenia jej fundamentów (fotografie 4.10÷11).

Brak analizy geomorfologicznej i nieodpowiednia zmiana koncepcji budowy zapory mogły spowodować lokalną katastrofę budowlaną.



Fot. 4-10 Zapora uszkodzona przez sufozję



Fot. 4-11 Zapora uszkodzona przez sufozję

Kanał derywacyjny elektrowni niskospadowej o mocy 2 MW

Kanał derywacyjny o szerokości 5 m i długości 500 m biegł wzdłuż rzeki, która znana była z tego, że często i gwałtownie przybiera. Podczas powodzi stulecia turbiny zostały zatrzymane, a wszystkie zawory zamknięte. Kanał derywacyjny opróżnił się prawie zupełnie na skutek przecieków i został zniszczony poprzez siły ciśnienia filtracyjnego wód spływowych spowodowane wielką wodą (fotografia 4.12). W tym przypadku przyczyną awarii była niewłaściwa ocena niektórych parametrów hydraulicznych i stabilności konstrukcji w fazie projektowania.



Fot. 4-12 Kanał uszkodzony przez ciśnienie filtracyjne wód spływowych

Można byłoby podać inne liczne przypadki, pokazujące skutki złej oceny pewnych parametrów w fazie projektowania lub budowy.

Takie badanie przypadków wskazuje, na dużą liczbę i różnorodność parametrów mogących doprowadzić do awarii. Stanowią dowód na to, że projekt, budowa i nadzór nad budową muszą być bezwarunkowo powierzane wyspecjalizowanym i kompetentnym firmom i inżynierom. Ilustrują także doskonale sentencję, że nadmierna oszczędność zawsze jest kosztowna i że najdroższymi badaniami są te, których nie wykonano!

BIBLIOGRAFIA

1. USBR, "Design of Small Dams",
   A Water Resources Technical Publication, Washington DC, 1987
2. B. Nilsen, A. Thidemann, " Rock engineering", Norwegian Institute of Technology,
   Hydropower Development Book Series, Vol.9, Trondheim, 1992
3. N. Frosio, "Civil works degradation: a natural evolution or an original sin?",
   Hidroenergia'2010, Paper 6A.05, Lozanna (Szwajcaria), 16-19 czerwca 2010

[i] Luigi Papetti (Studio Frosio), Jonas Rundqvist (SERO) i Celso Penche (ESHA)

5. BUDOWLE HYDROTECHNICZNE [1]

5.1. Wprowadzenie

Na elektrownię wodną składa się pewna liczba budowli, których założenia projektowe zależą od rodzaju elektrowni, warunków miejscowych, dostępności materiałów konstrukcyjnych, oraz od lokalnych i regionalnych tradycji budowlanych danego kraju. W skład węzła hydroenergetycznego elektrowni wodnej wchodzą zazwyczaj następujące budowle i urządzenia hydrotechniczne:

Budowle piętrzące i urządzenia hydrotechniczne
związane z przepływem wody poza ciągiem technologicznym elektrowni wodnej:

- Zbiornik
- Zapora
- Jaz
- Urządzenia upustowe
- Urządzenia rozpraszające energię
- Przepławka dla ryb
- Urządzenia umożliwiające zachowanie przepływu nienaruszalnego

Elementy ciągu technologicznego elektrowni wodnej

- Ujęcie wody
- Urządzenia zabezpieczające ujęcia: kraty, czyszczarki
- Kanały
- Sztolnie
- Rurociągi derywacyjne
- Budynek elektrowni

Niniejszy rozdział jest poświęcony założeniom projektowym tych budowli i urządzeń oraz ich najczęściej stosowanym rozwiązaniom konstrukcyjnym.

5.2. Zapory

Zapory i jazy pozwalają skierować wodę płynącą rzeką do ciągu technologicznego elektrowni wodnej. Mogą jednocześnie dodatkowo piętrzyć wodę i zapewnić możliwość jej retencjonowania. Wybór rodzaju zapory zależy głównie od lokalnych warunków topograficznych i geotechnicznych. Jeśli, na przykład, nie odnajduje się fonolitu (zdrowej struktury skalnej) podczas wierceń dokonywanych do pewnej rozsądnej głębokości, konstrukcje sztywne (takie jak zapory betonowe) nienajlepiej spełniają swoje zadanie. Za to w wąskich dolinach może być trudno znaleźć wystarczająco dużo miejsca na oddzielne jazy, więc zastosowanie zapór betonowych może być zasadne ze względu na możliwość zintegrowania przelewów z korpusem zapory.

W krajach nordyckich dominuje krajobraz polodowcowy, z szerokimi dolinami i dużą ilością materiału morenowego, dlatego też najwięcej jest tam zapór narzutowych, z morenowym rdzeniem szczelnym. Za to na południu Alp nie ma naturalnych złóż gliny, które najlepiej nadają się na szczelny rdzeń zapory, ponadto topografia licznych tamtejszych lokalizacji faworyzuje zastosowanie zapór betonowych.

Według standardów ICOLD (Międzynarodowy Komitet Wielkich Zapór), zapora jest uważana za "małą", jeżeli jej wysokość, mierzona od poziomu posadowienia do korony, nie przekracza 15 m, długość jej korony jest mniejsza niż 500 m i objętość magazynowanej wody nie przekracza 1 miliona metrów sześciennych. Parametry te są dość ważne ze względu na skomplikowane procedury administracyjne związane z konstrukcją dużych zapór.

W skali światowej najczęściej spotyka się zapory ziemne i narzutowe, głównie z powodu następujących cech charakterystycznych zapór i uwarunkowań lokalizacyjnych:

- Możliwość przystosowania do różnych warunków posadowienia.
- Zastosowanie naturalnych materiałów konstrukcyjnych, które często mogą być dostępne lokalnie, co ogranicza konieczność dalekiego transportu.
- Przebieg prac budowlanych może być ciągły i wysoce zmechanizowany.
- Projekt pozwala na dużą elastyczność w wyborze materiałów wypełniających.

Do wad zapór ziemnych i narzutowych należy ich wrażliwość na przelanie wody przez koronę oraz na przecieki, a także na erozję korpusu zapory i jej posadowienia. Zapory te uchodzą za bardziej zawodne niż zapory betonowe.

Wady zapór betonowych sprowadzają się do braku niektórych zalet charakteryzujących zapory ziemne i narzutowe:

- Wymagają zachowania pewnych warunków posadowienia.
- Wymagają obróbki materiałów naturalnych celem ich zgromadzenia na placu budowy, sprowadzenia dużej ilości cementu oraz pracochłonnego i nieciągłego przebiegu procesu budowlanego, co prowadzi do wysokich nakładów jednostkowych.

Z drugiej strony zapory betonowe mają pewne zasadnicze zalety:

- Nadają się do większości rodzajów topografii, czyli zarówno do dolin szerokich, jak i wąskich, o ile tylko zapewnione zostaną dobre warunki posadowienia.
- Nie są wrażliwe na przelanie wody przez koronę.
- Przelew może być umieszczony w koronie zapory,
  a w razie potrzeby na całej jej długości zapory.
- Komory lub galerie drenażowe, a także orurowanie i instalacje pomocnicze można umieścić w korpusie zapory.
- Budynek elektrowni można zlokalizować u podnóża zapory.

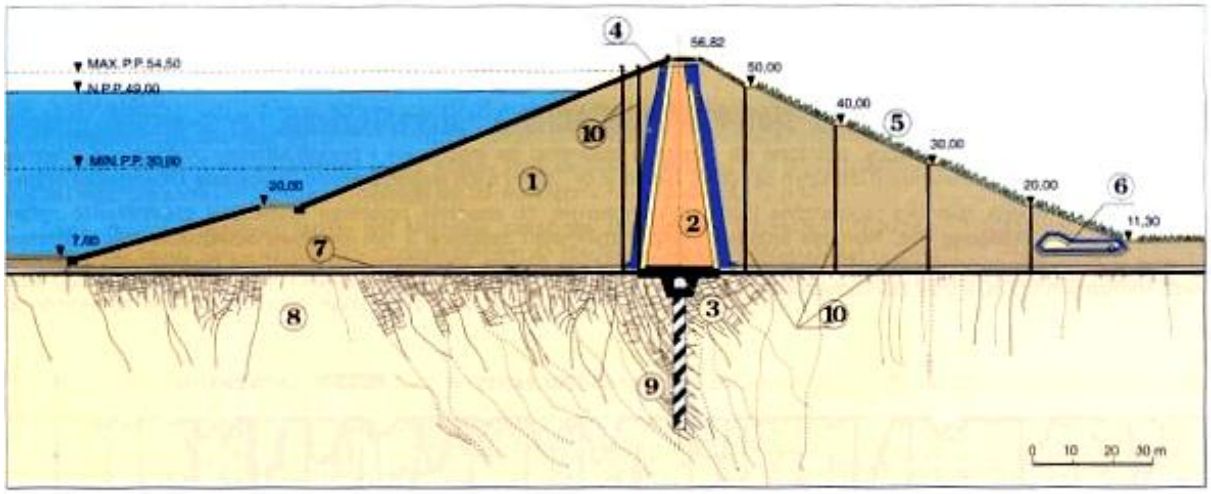
Budowa zapór ziemnych i narzutowych z ekranem betonowym od strony odwodnej (*Concrete Faced Rockfill Dam*, CFRD) pozwala na uniknięcie większości wad zapór ziemnych z rdzeniem glinianym. Zredukowana jest wrażliwość na przecieki i na erozję, a także uzależnienie prawidłowego funkcjonowania zapory od jakości materiału rdzenia.

Budowa zapór z betonu zagęszczanego (*Roller Compacted Concrete Dams*, RCC) pozwala na prace budowlane wysoko zmechanizowane i ciągłe, co z kolei powoduje zmniejszenie kosztów jednostkowych.

Wielkie zapory prawie zawsze budowane są technologią CFRD lub RCC.

5.2.1. Zapory ziemne i narzutowe

Zapory jednorodne: Zapory te ograniczone są do niewielkich wysokości (< 4 m), często jako zapory pomocnicze (boczne). Ze względów bezpieczeństwa są one prawie zawsze wykonywane z drenażem.



Rysunek 5-1 Zapora narzutowa warstwowa z rdzeniem uszczelniającym (EW Niedzica): 1. Korpus zapory (grunt gruboziarnisty), 2. Rdzeń uszczelniający ze strefami przejściowymi (glina z warstwa piasku i tłucznia), 3. Galeria kontrolno-zastrzykowa, 4. Ubezpieczenie zapory (płyty betonowe), 5. Zieleń na skarpie, 6. Drenaż, 7. Grunt rodzimy, 8. Podłoże skalne, 9. Przesłona cementacyjna uszczelniająca, 10. Aparatura kontrolno-pomiarowa

Zapory warstwowe: Są wznoszone na wysokość 4 i więcej metrów. Są to budowle niezwykle trudne do zaprojektowania i zbudowania. Należy więc koniecznie zaangażować zarówno wykwalifikowanych konsultantów i projektantów, jak i doświadczonych inżynierów nadzoru prac budowlanych. Krytycznymi elementami tych zapór jest rdzeń, strefy przejściowe (filtry) otaczające rdzeń i skuteczny drenaż podstawy zapory (patrz rysunek 5.1).

Zapory z membranami: Stosuje się membrany różnych typów, umieszczane po stronie odwodnej lub pionowo, w środku narzutu. Mogą być wykonane z betonu (jak w zaporach CFRD), z asfaltu (typu norweskiego) lub w postaci geomembrany po stronie odwodnej. Geomembrany wykonywane są z geowłókniny bitumicznej, elastomerowej lub plastomerowej. Zwykle nakłada się ją (Fot.5.1) na warstwę materiałów przepuszczalnych. Niezalecane w przypadku wielkich zapór, stanowią dobre rozwiązanie w przypadku zapór małych i średniej wielkości.



Fot.5-1 Pokrywanie zapory membraną z geowłókniny

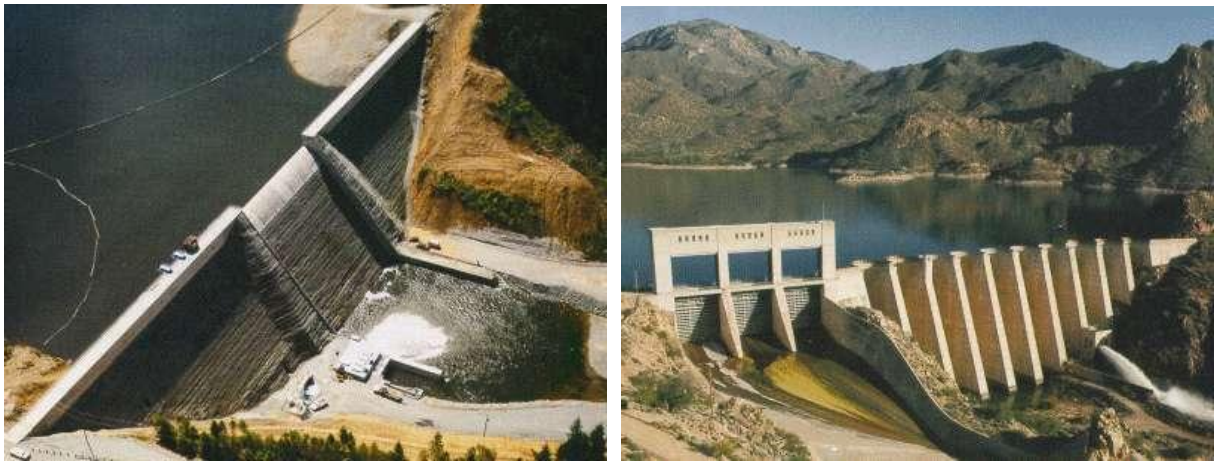
5.2.2. Zapory betonowe

Na ogół zapory betonowe są klasyfikowane w zależności od zasady utrzymywania równowagi statycznej i należą do jednej z następujących kategorii:

Zapory ciężkie (grawitacyjne): Stateczność tych zapór zależy od masy własnej. Posiadają przekrój poprzeczny o kształcie przypominającym ścięty trójkąt (trapez), dzięki czemu uzyskuje się odpowiednią stateczność i odpowiedni rozkład naprężeń w płaszczyźnie posadowienia. Ich część górna jest zwykle prostokątna, dzięki czemu uzyskuje się szerokość korony wystarczającą do umieszczenia w niej instalacji i wykorzystania do transportu.

Projekt zapory obejmuje analizę stateczności (obrót i przewrócenie), studium naprężeń, analizę temperatur oczekiwanych w trakcie budowy (aby uniknąć spękania) i sił wyporu, działających od strony podłoża itd. Fotografia 5.2a (z lewej) przedstawia zaporę ciężką zbudowaną technologią RCC. Warto zwrócić uwagę na charakterystyczne stopniowane zbocze od strony wody dolnej.

Zapory filarowe: Ich powierzchnia od strony nawodnej jest ciągła, lecz podzielona na pionowe sekcje, oddzielone od siebie szczelinami dylatacyjnymi. Każda sekcja jest wsparta przyporą. Przekroje poprzeczne zapór filarowych są podobne do przekrojów zapór grawitacyjnych. W chłodnych strefach klimatycznych strona odwodna może być wrażliwa na zamarzanie wody infiltrującej do betonu i mogącej go uszkodzić. Dlatego też w tych regionach stronę odpowietrzną zapór filarowych pokrywa się często powłoką ograniczającą efekt przemarzania betonu. Na fotografii 5.2b (prawa strona) pokazano przykład zapory filarowej. Warto zauważyć, że jaz przelewowy posiada podobną, filarową konstrukcję.



Fot. 5-2 Przykłady zapory ciężkiej typu RCC (a) i zapory filarowej (b)

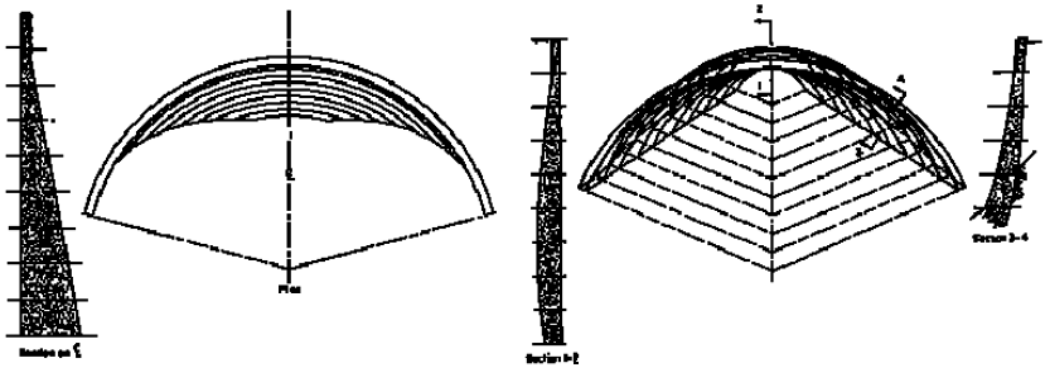
Zapory łukowe i kopułowe: Ich konstrukcja, oparta na łukach poziomych, przekazuje napór wywierany przez wodę na stronę odwodną na przypory boczne, a nie tylko na fundamenty. Zapory łukowe mogą być zaprojektowane z promieniem stałym na całej wysokości zapory, albo z promieniem zmiennym (zapory kopułowe). Zapory łukowe o stałym promieniu posiadają przekrój poprzeczny "pionowy i prosty". Są one poddane znacznym naprężeniom, ponieważ odkształcenie zapory jest zwykle najwyższe w pobliżu połowy wysokości zapory. Implikuje to konieczność silnego wzmocnienia tych zapór, aby uniknąć spękania, a w konsekwencji także przecieków.

Zapory kopułowe projektowane są tak, aby przenosić wyłącznie naprężenia ściskające we wszystkich kierunkach i na wszystkich przekrojach. Wymaga to zmienności promienia krzywizny wzdłuż wysokości zapory. W rezultacie przekrój poprzeczny zapory jest zakrzywiony.

Konstrukcja zapór łukowych i kopułowych zapewnia im wysoką efektywność i oszczędność betonu niezbędnego do ich budowy. Jednakże wznosić je można tylko w one wąskich dolinach o skalistych, pionowych ścianach bocznych, mocnych i zdolnych do przejęcia znacznych obciążeń. Fotografia 5.3 przedstawia przykład zapory łukowej, a na rysunku 5.2 zestawiono geometrię zapory o stałym promieniu krzywizny z geometrią zapory kopułowej, o podwójnej krzywiźnie.



Fot 5-3 Przykład zapory łukowej



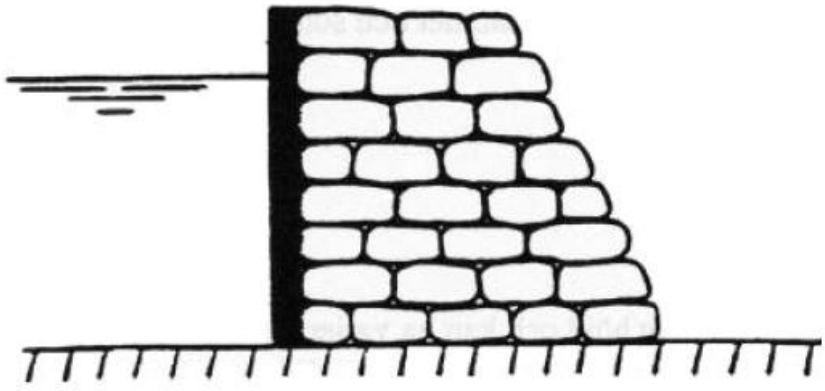
Rysunek 5-2 Typowa geometria zapór łukowych o pojedynczej i podwójnej krzywiźnie

5.2.3. Inne typy zapór

Wśród zapór betonowych wyróżnić należy **zapory z jazem przelewowym**. Jaz ten może, ale nie musi, być wyposażony w zamknięcia ruchome. Zapory z jazem o zamknięciach ruchomych i otworami przelewowymi o dużych rozmiarach w stosunku do wysokości, są przeważnie projektowane jako zapory filarowe, podczas gdy wysokie zapory z oknami przelewowymi o małych otworach są zazwyczaj projektowane jako zapory grawitacyjne.

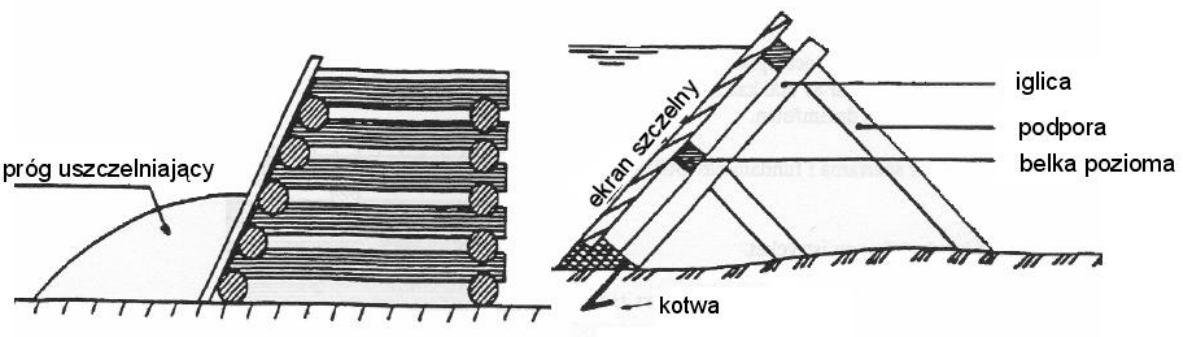
Niewysokie zapory z jazem przelewowym bez zamknięć zwykle określa się mianem progu piętrzącego. Jazy i progi piętrzące opisano bardziej szczegółowo w podrozdziale 5.3.

Zapory murowane reprezentują stary typ zapory – o dużym znaczeniu w wielu krajach Europy. Dominował on w okresie wczesnego uprzemysłowienia, gdy zapory te wznoszono przy zastosowaniu dostępnych wówczas technik budowlanych. Murowana konstrukcja kamienna przejmowała obciążenia (tak jak w przypadku zapór betonowych ciężkich). Szczelność od strony odwodnej zapewniano stosując ekran z pionowych belek (iglic) lub wypełniając szczeliny masą nieprzepuszczalną (gliną). Rysunek 5.3 ilustruje ten typ budowli. W wielu przypadkach zapory te są porównywalne do zapór kamiennych narzutowych, gdyż dzielą z nimi bardzo dużo zalet.



Rysunek 5-3 Zapora kamienna z betonowym ekranem pionowym od strony odwodnej

Zapory drewniane: Są dosyć nietrwałe, ale pomimo tego można je jeszcze czasem spotkać. Dwa typy tego rodzaju konstrukcji pokazano na rysunku 5.4.



Rysunek 5 .4 Zapory drewniane

5.2.4. Obciążenia i stateczność zapór betonowych

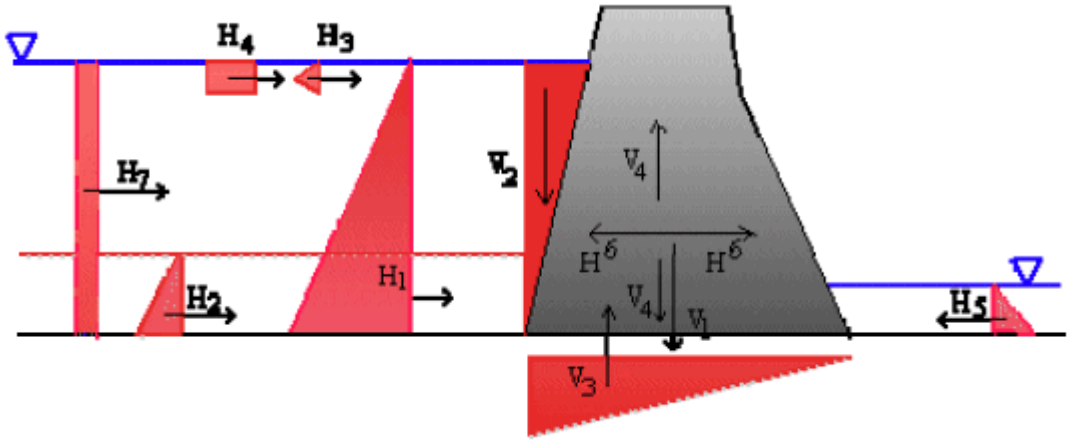
Na rysunku 5.5 przedstawiono typowe obciążenia, mogące oddziaływać na zaporę betonową. *H* oznacza obciążenia poziome, a *V* - obciążenia pionowe. Obciążenia poziome pochodzą od:

1. naporu bocznego wody,
2. ciśnienia od podłoża lub złóż sedymentacyjnych,
3. naporu lodu,
4. naporu obiektów i materiałów stałych pływających w wodzie,
5. ciśnienia wody od strony wody dolnej,
6. przyśpieszenia dynamicznego spowodowanego przez ruchy sejsmiczne,
7. wzrostu ciśnienia wody spowodowanego przez ruchy sejsmiczne.

Obciążenia pionowe pochodzą od:

1. ciężaru zapory,
2. naporu wody na nachylonej stronie odwodnej,
3. ciśnienia wewnętrznego wynoszącego,
4. obciążeń dynamicznych spowodowanych przez ruchy sejsmiczne.

Istnieje także niewielki napór, spowodowany ciężarem wody na pochyłej powierzchni zapory od strony wody dolnej.



Rysunek 5-5 Rozkład obciążeń zapór betonowych

Zrozumienie mechanizmu działania ciśnienia wynoszącego i jego znaczenia dla zapór ciężkich rosło stopniowo w miarę upływu czasu. Jego istnienie nie było znane aż do początku XX wieku. W przypadku pierwszych zapór ciężkich o konstrukcji murowanej naciski wynoszące zostały wyeliminowane poprzez skuteczny drenaż wynikający z ich porowatej struktury. Zastąpienie konstrukcji murowanych przez beton w nowobudowanych zaporach o zbliżonych wymiarach spowodowało w wielu przypadkach awarie budowli i ujawniło występowanie zjawiska.

Nowoczesne zapory betonowe zawierają sieć drenażową, składającą się z galerii drenażowych i odwiertów w skale, na której je posadowiono. Z drugiej strony zastosowanie ścianek szczelnych (kurtyn) z wtryskiwanego betonu znacznie redukuje infiltracje. Przesłony antyfiltracyjne wykonywane są dziś nawet na zaporach eksploatowanych już przez długie lata. Opisane środki zaradcze są skuteczne, ale wymagają prac konserwacyjnych. Zapory betonowe zbudowane w latach 1980 często posiadają słabe punkty, spowodowane zbyt optymistycznymi założeniami przy obliczaniu nacisków wynoszących i zbyt mało skutecznymi przeciwdziałaniami podejmowanymi w poszczególnych przypadkach.

Do podstawowych wymagań przyjmowanych podczas projektowania zapór betonowych należą:

- stateczność ze względu na siły obracające i przewracające,
- stateczność ze względu na przemieszczanie i osuwanie się podłoża,
- wytrzymałość na przeciążenie i z uwzględnieniem błędów materiałowych.

Z uwagi na skutki ewentualnej awarii, metodykę obliczeń projektowych regulują często akty prawne. Np. w chwili pisania tego tekstu w Polsce obowiązuje Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 20 kwietnia 2007 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budowle hydrotechniczne i ich usytuowanie [33]. Zgodnie z tym rozporządzeniem, obliczenia stateczności i nośności budowli hydrotechnicznych należy wykonywać według metod określonych w Polskich Normach. W rozporządzeniu przywołuje sie wykaz odpowiednich norm wg stanu na rok 2007.

5.2.5. Bezpieczeństwo zapór

Zapory są postrzegane jako "budowle stworzone przez człowieka i mogące ściągnąć na niego śmiertelne niebezpieczeństwo". Chociaż niebezpieczeństwa związane z awarią wiąże się głównie z dużymi zaporami i zbiornikami, to budowle hydrotechniczne małych lub średnich rozmiarów mogą być potencjalnie niebezpieczne w zależności od ich lokalizacji i zbiegu okoliczności. Na przykład w Szwecji jedyna ofiara tego typu wypadku była spowodowana przerwaniem zapory o wysokości mniejszej niż 4 m. Na fotografii 5.4 pokazano wyrwę w małej zaporze (po lewej), oraz konsekwencje tego wypadku w dolnym biegu rzeki (po prawej)[1].



Fot. 5-4 Przerwanie małej zapory: wyrwa i powódź w dole rzeki

W celu identyfikacji potencjalnie niebezpiecznych zapór większość krajów stosuje obecnie system ich klasyfikacji. W niektórych krajach wymaga się od użytkownika i właściciela, aby w sposób subiektywny ocenił poziom niebezpieczeństwa, używając takich terminów, jak niewielki, znaczny i wysoki (USACE 1975). W Polsce obowiązuje od lat podział na 4 klasy ważności budowli hydrotechnicznych. Przynależność budowli do poszczególnych klas regulowana jest wyżej cytowanym Rozporządzeniem Ministra Środowiska (patrz rozdział 3). Najwyższą klasą ważności jest klasa I.

Zgodnie z ww. rozporządzeniem, w zależności od klasy budowli hydrotechnicznych różnicuje się warunki:

1) przepływów obliczeniowych;
2) współczynników przyjmowanych w obliczeniach statycznych;
3) bezpiecznych wzniesień koron budowli hydrotechnicznych, brzegów nad określonym położeniem zwierciadła wody i poziomami wtaczania się fal;
4) wyposażenia w urządzenia kontrolno-pomiarowe;
5) zakresu wymaganych studiów przedprojektowych i projektowych, w tym badań modelowych;
6) wyposażenia budowli hydrotechnicznych w urządzenia upustowe

Zgodnie z zapisami art. 62 ustawy "Prawo budowlane" [31], budowle hydrotechniczne podlegają w Polsce obowiązkowi kontroli (kontrola roczna i pięcioletnia). Budowle I i II klasy, będące własnością Skarbu Państwa, podlegają kontroli Ośrodka Technicznej Kontroli Zapór Instytutu Meteorologii i Gospodarki Wodnej (IMGW) [32].

[1] W sierpniu 2010 roku do podobnego zdarzenia doszło w Polsce w miejscowości Niedów. Po nawalnych deszczach nastąpiło tu przerwanie zapory ziemnej piętrzącej wody rzeki Witka - niewielkiego dopływu Nysy Łużyckiej. Powstała fala powodziowa przyniosła katastrofalne skutki w Bogatyni i w Zgorzelcu.

Należy podkreślić, że bezpieczeństwo zapór można podwyższyć instalując systemy nadzoru i stosując badania ultradźwiękowe, czyli poprzez systematyczny nadzór i kontrolę. Polskie prawo wymaga [33] – zależnie od potrzeb i klasy ważności – zainstalowania na budowlach piętrzących szeregu urządzeń kontrolno-pomiarowych umożliwiających obserwacje i pomiary:

1) *przemieszczeń i odkształceń budowli hydrotechnicznej, jej podłoża oraz przyległego terenu;*
2) *naprężeń w konstrukcji budowli hydrotechnicznej;*
3) *poziomów i ciśnień wód podziemnych oraz procesów filtracji zachodzących w budowli hydrotechnicznej, jej podłożu i przyczółkach;*
4) *stanów wody górnej i wody dolnej oraz stanu wód na głównych dopływach;*
5) *zmian dna i brzegów;*
6) *zjawisk lodowych;*
7) *zjawisk meteorologicznych.*

Budowle piętrzące o wysokości piętrzenia mniejszej niż 2,0 m i pojemności zbiornika mniejszej od 0,2 mln m^3 nie muszą być wyposażane w urządzenia kontrolno-pomiarowe. Natomiast budowle hydrotechniczne klasy I i II wyposaża się w urządzenia kontrolno-pomiarowe przystosowane do automatycznego odczytu oraz zapewniające okresowa kontrolę prawidłowości wskazań urządzeń automatycznych za pomocą innych urządzeń nieautomatycznych. Do tego ostatniego celu wykorzystywany jest w Polsce Automatyczny System Technicznej Kontroli Zapór (ASTKZ), który w powiązaniu z systematycznym ocenami stanu technicznego budowli, wykonywanymi w oparciu o pomiary geodezyjne, daje dobre wyniki i podnosi bezpieczeństwo eksploatacji zapór

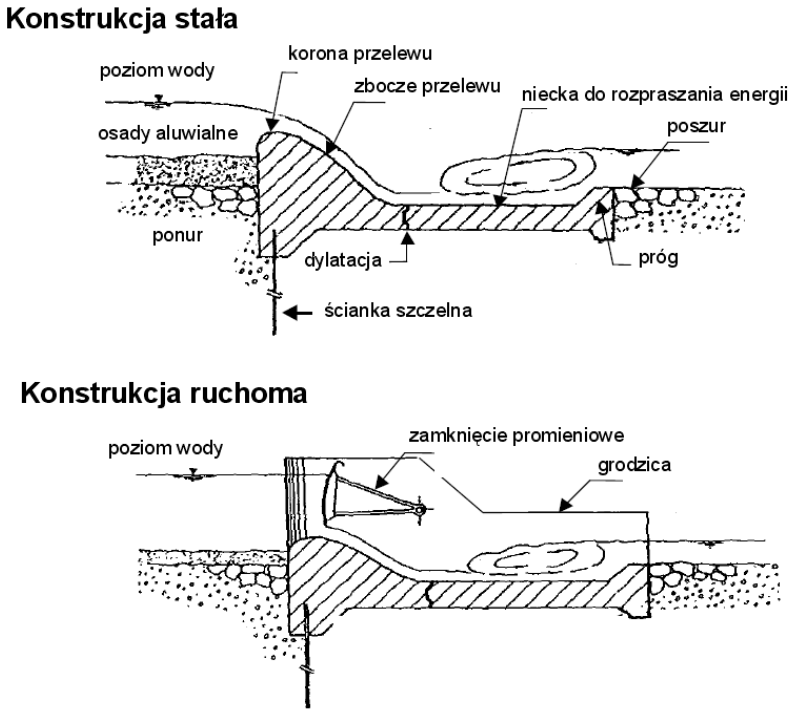
5.3. Jazy i przelewy

Przerwanie zapory może wywołać poważne konsekwencje w dolnym biegu rzeki. Podczas swojego okresu eksploatacji zapora musi stawiać czoło różnym zmiennym warunkom przepływu wody. Musi posiadać zdolność bezpiecznego przejęcia wielkich wezbrań powodziowych, mogących znacznie wykroczyć poza normalne warunki przepływu w rzece. Z tego powodu z zaporą lub jazem integruje się przepusty powodziowe w postaci przelewów. Woda przepływa przez te urządzenia z dużą prędkością. W celu wytracenia energii kinetycznej poniżej przelewu przewiduje się zazwyczaj urządzenia do rozpraszania energii.

Większość małych elektrowni wodnych to elektrownie przepływowe, w których energia elektryczna jest produkowana w zależności od ilości wody płynącej rzeką. W tego typu układzie w łożysku cieku wodnego buduje się niski stopień piętrzący celem poboru niezbędnej ilości wody. Niewykorzystana woda przelewa się przez stopień, którego zadaniem nie jest magazynowanie wody, ale utrzymanie stałego poziomu jej zwierciadła. Dzięki temu ujęcie wody i układ jej doprowadzenia do elektrowni mogą być zasilane w sposób ciągły.

Jazy i przelewy dzieli się na konstrukcje *stałe* i *ruchome* (rysunek 5.6). Pod pojęciem jazu rozumie się przegrodę (stopień piętrzący) służącą do regulacji przepływu w cieku wodnym. Przelew to powierzchniowe urządzenie upustowe, stanowiące zwykle element jazu lub zapory. Wyróżnia się przelewy z zamknięciami (konstrukcje ruchome) i bez zamknięć (konstrukcje stałe).

Zaletą nieregulowanych stopni piętrzących jest bezpieczeństwo, prostota i łatwa obsługa, jednakże ich możliwości regulacji poziomu wody są bardzo ograniczone - sprowadzają się do utrzymywania poziomu wody górnej w pewnym tylko zakresie natężeń przepływu. Generalnie, w przypadku zastosowania stopni nieregulowanych zarówno poziom wody jak i produkcja energii zmieniają się w zależności od przepływu.



Rysunek 5-6 Konstrukcje jazów stałych i ruchomych

Regulowane stopnie piętrzące mogą regulować poziom wody górnej tak, aby pozostawał on mniej więcej stały bez względu na warunki dopływu wody. W zależności od konfiguracji i przepustowości zamknięć urządzenia te mogą także służyć do wypłukiwania osadów na dolną wodę[1]. Stopnie regulowane są zazwyczaj droższe niż stopnie stałe – zarówno, gdy chodzi o ich budowę, jak i utrzymanie. Ich eksploatacja jest też bardziej złożona.

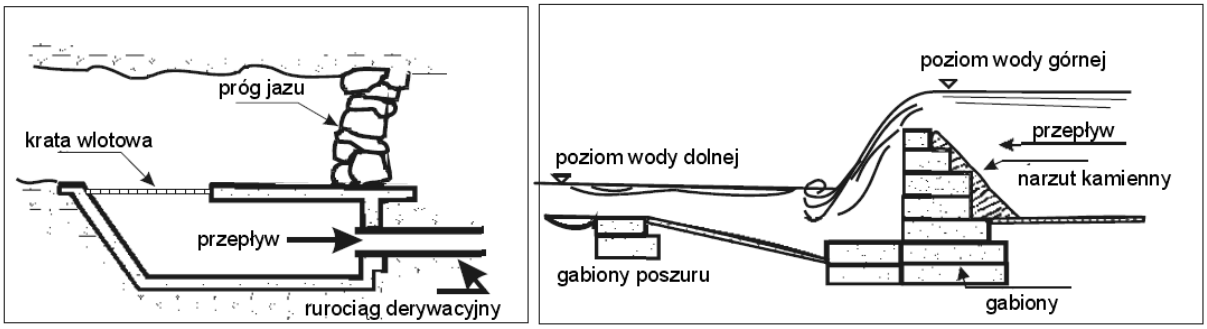
5.3.1. Jazy

Jazy mogą być wznoszone prostopadle, pod kątem lub równolegle do osi rzeki. Najczęściej korona jazu jest prostoliniowa i skierowana prostopadle do osi rzeki (rysunek 5.7). Jeżeli poziom wody w dole rzeki jest stosunkowo niski, to jaz steruje przepływem i określa relację pomiędzy poziomem wody górnej, a natężeniem przepływu. Zależnie od typu zastosowanego przelewu uzyskuje się różne zależności matematyczne pomiędzy poziomem wody a natężeniem przepływu (rysunek 5.8).

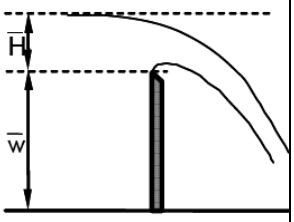
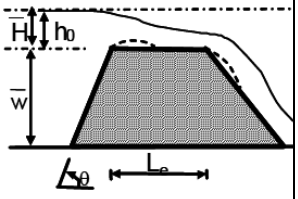
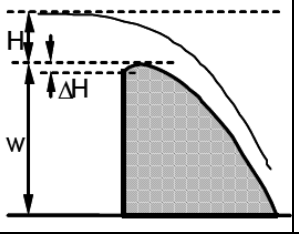
Przelew ostrokrawędziowy jest prosty w konstrukcji i stosunkowo tani. Natężenie przepływu jest określone współczynnikiem C_d. Należy zwrócić szczególną uwagę na kształt powierzchni górnej części przelewu od strony wody dolnej, aby uzyskać odpowiednie napowietrzenie wody pomiędzy dolną powierzchnią warstwy wody przelewającej się nad koroną przelewu, a korpusem budowli. Jeśli powierzchnia ta "przykleja się" do budowli, to pulsacje przepływu generują drgania budowli.

W budowlach tymczasowych lub w budowlach o drugorzędnym znaczeniu, których zadaniem jest np. tymczasowa zmian kierunku przepływu wody, często używa się jazów o szerokim progu. Ich konstrukcja jest prosta i tania. Jednak uzyskiwane warunki przepływu są dalekie od optymalnych: współczynnik przepływu jest niski, a wzdłuż korony i na zboczu od strony wody dolnej powstają strefy podciśnienia. Przepustowość zależy od kształtu budowli.

[1] W Polsce rozwiązanie to nie jest stosowane



Rysunek 5-7 Przykłady zabudowy progów przelewowych jazów stałych

Typ	**Schemat**	**Wzór na obliczanie natężenia przepływu**	**Charakterystyka**
Przelew o ostrej krawędzi		$Q = b \cdot \overline{C}_d \cdot \overline{H}^{3/2} \sqrt{2g}$ $\overline{C}_d = 0{,}42$	Prosta i tania konstrukcja
Przelew o szerokiej koronie		$Q = b \cdot c_e \cdot \overline{C}_d \cdot \overline{H}^{3/2} \sqrt{2g}$ $\overline{C}_{d,średn} = 0{,}42$ $c_e = 1 - \frac{2\sin\theta}{9\left(1+\xi_e^4\right)}$ $\xi_e = \frac{\overline{H} - \overline{w}}{L_e}$	Prosta i tania konstrukcja. Problemy z podciśnieniem na koronie.
Przelew o kształcie praktycznym		$Q = b \cdot C_{dD} \cdot H^{3/2} \sqrt{2g}$ $C_{dD} = 0{,}494$ (dla $H = H_D$)	Droga konstrukcja. Największe współczynniki przepływu.

Rysunek 5-8 Charakterystyki i wzory do obliczania przepustowości przelewów

Z hydraulicznego punktu widzenia przelew o kształcie opływowym (Fot.5.5) jest rozwiązaniem idealnym, dającym największy współczynnik przepływu. Jego zakrzywiony kształt określony jest kształtem dolnej powierzchni strugi wody przelewającej się przez przelew ostrokrawędziowy przy takim samym natężeniu przepływu. Dla przepływów wyższych lub niższych od obliczeniowego, na powierzchni od strony wody dolnej pojawiać się będą strefy nadciśnienia lub podciśnienia. W przypadku przepływów wyższych od projektowych podciśnienie może spowodować pojawienie się zjawiska kawitacji i uszkodzenia betonu. Ostatnie badania wskazują jednak, że zjawisko nie pojawi się dopóty, dopóki nie dojdzie do spełnienia warunku $H > 3H_D$, gdzie H_D oznacza grubość warstwy wody na przelewie ostrokrawędziowym o tej samej przepustowości. Ośrodek Badawczy Kanałów Wodnych USA (*US Waterways Experimental Station*) przedstawił zestaw profili, dla których uzyskuje się wyniki zgodne z wynikami pomiarów na przelewach pełnowymiarowych. Dokładny związek pomiędzy współczynnikiem przepływu, a stosunkiem H/H_D można znaleźć w monografii Sinnigera i Hagera (1989).



Fot. 5-5 Próg przelewu o kształcie praktycznym

W przypadku, gdy poziom wody dolnej w rzece staje się równy lub wyższy niż poziom progu przelewu, próg ulega zatopieniu i współczynnik przepływu przez przelew maleje. Ponadto w okolicach ścian bocznych natężenie przepływu będzie zależało od ich kształtu i wymiarów. Wszystkie te aspekty wpływają na działanie jazu. Czytelnika zainteresowanego szczegółowymi zasadami projektowania, odsyłamy do literatury przedmiotu, np. do monografii Sinnigera i Hagera [17], Lysne i in. [20], Sielskiego [39], czy też materiałów USBR [5,7] i USACE [29].

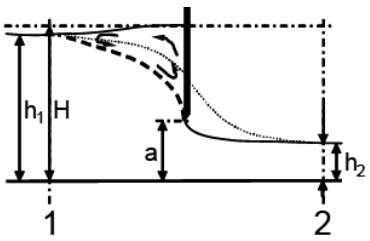
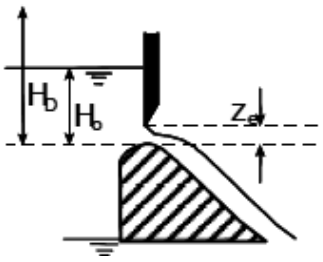
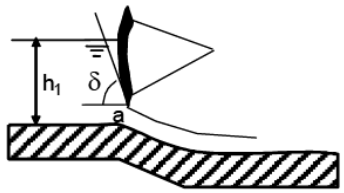
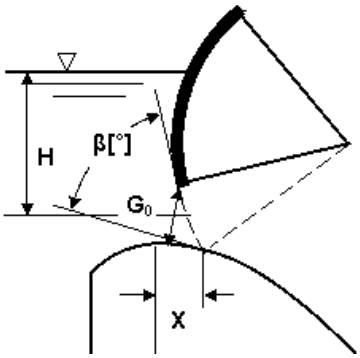
5.3.2. Jazy z zamknięciami

Instalacja elementów ruchomych na zaporach lub jazach pozwala na kontrolowanie warunków przepływu bez zmiany poziomu wody. Stosuje się w tym celu zamknięcia zaprojektowane w taki sposób, że w momencie, gdy są one całkowicie otwarte (co odpowiada funkcjonalnie jazowi stałemu) woda przepływa przez budowlę bez znaczącego podwyższenia poziomu wody górnej. Zamknięcie w zasadzie wymaga stałej obsługi i zewnętrznego źródła energii. Poza tym istnieje ryzyko, że w czasie wezbrania powodziowego zamkniecie zostanie zablokowane.

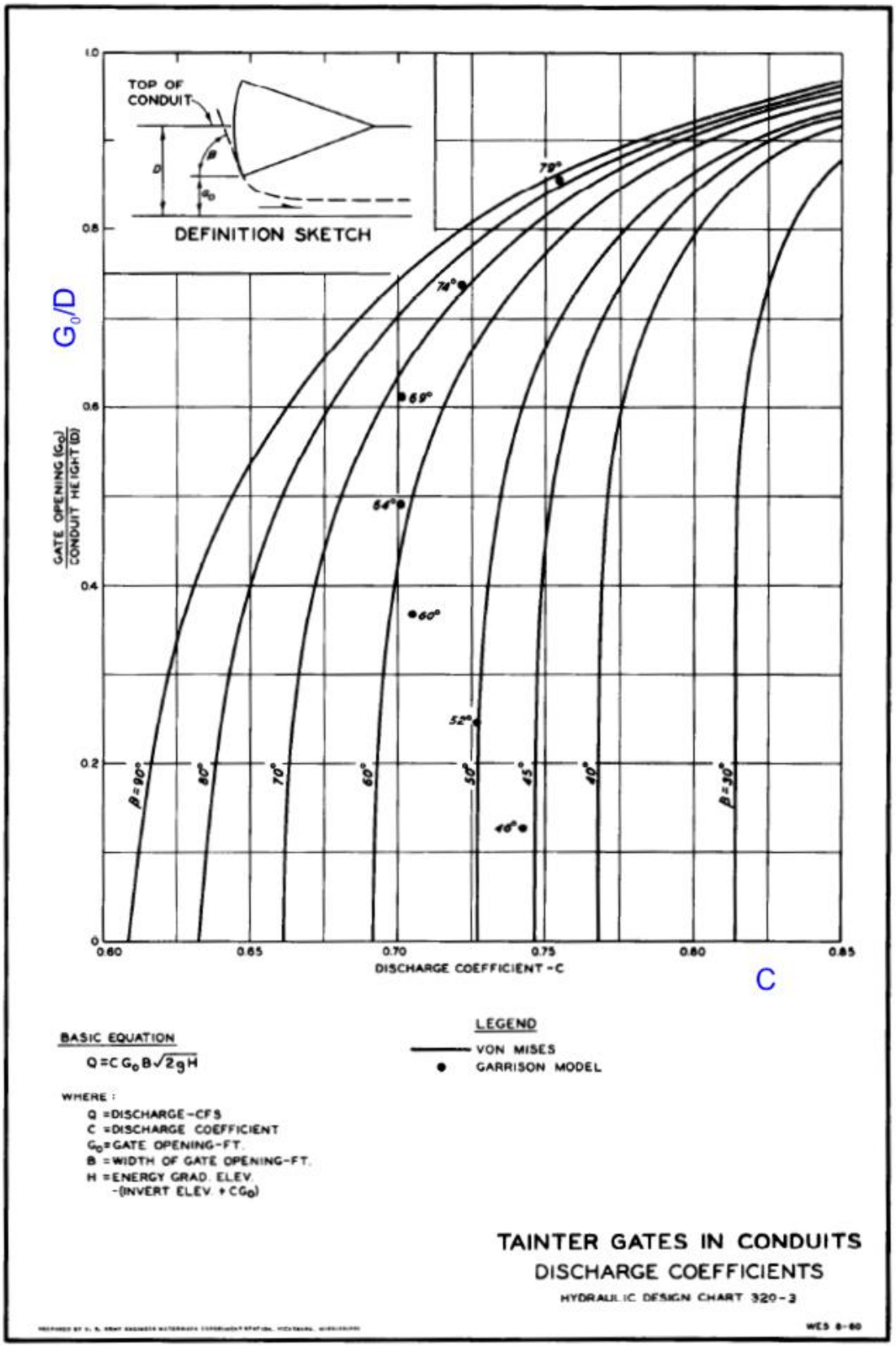
Najczęściej stosowane typy zamknięć pokazano na rysunku 5.9. W zależności od typu element zamykający może wykonywać ruchy obrotowe lub przesuwne. Przepływ wody poprzez zamknięcie zależy od jego typu, od względnego otwarcia, kąta ustawienia, a także od kształtu przelewu, na którym jest ono zamontowane.

Na rysunku 5.9 podano też wzory na obliczanie natężenia przepływu dla dwóch typów zamknięć. Są one miarodajne jedynie dla przelewu niezatopionego. Tak samo, jak w przypadku jazów stałych, gdy powierzchnia wody dolnej osiąga lub przekracza koronę jazu, jaz ruchomy ulega zatopieniu, a współczynnik przepływu przez nią maleje.

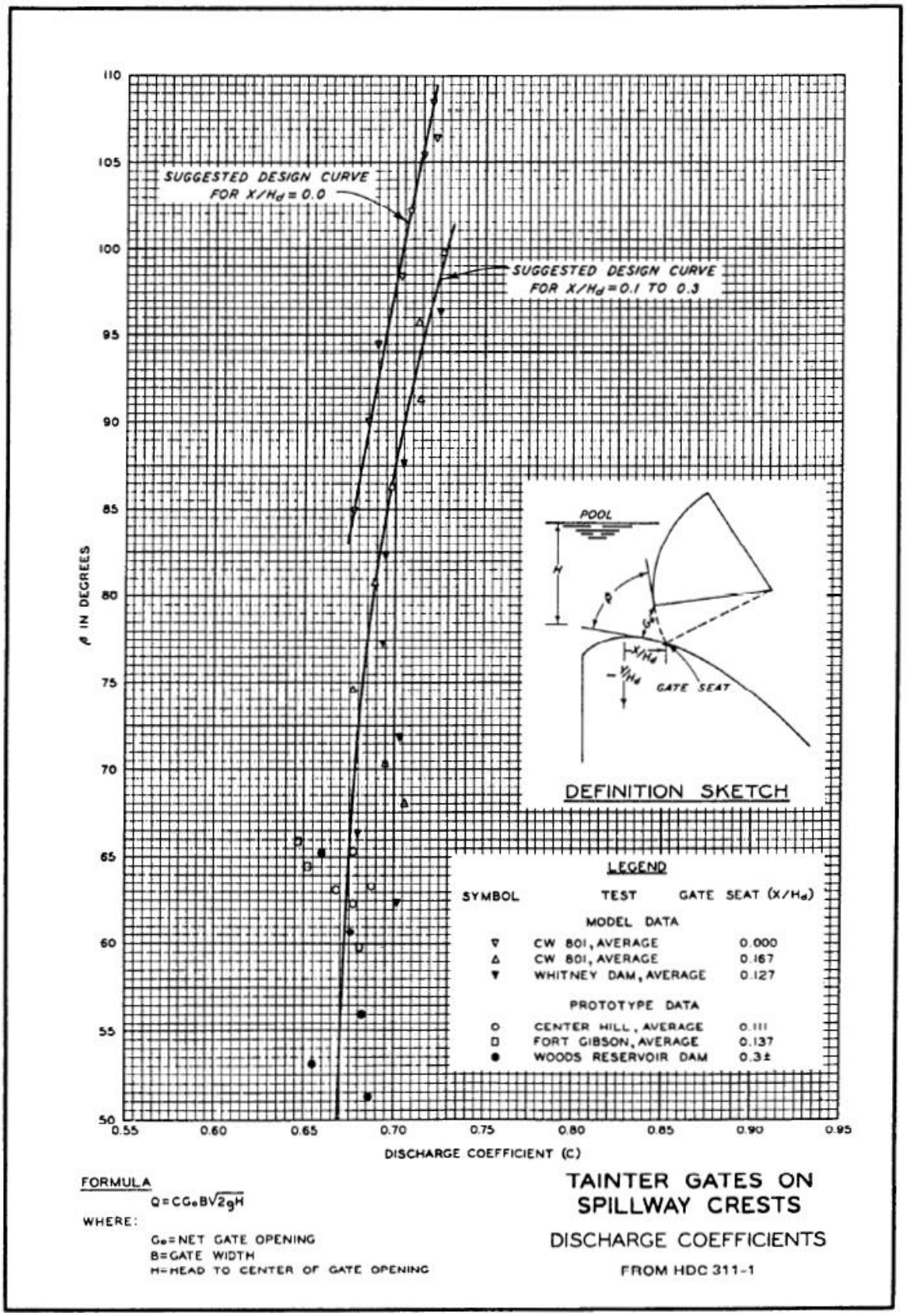
W budowlach tymczasowych lub w budowlach o drugorzędnym znaczeniu, których zadaniem jest np. tymczasowa zmian kierunku przepływu wody, często używa się jazów o szerokim progu. Ich konstrukcja jest prosta i tania. Jednak uzyskiwane warunki przepływu są dalekie od optymalnych: współczynnik przepływu jest niski, a wzdłuż korony i na zboczu od strony wody dolnej powstają strefy podciśnienia. Przepustowość zależy od kształtu budowli.

Typ	Lokalizacja	Przekrój	Wzory na obliczanie natężenia przepływu
Zasuwa płaska	Kanał prostokątny		$Q = ab \cdot C_d \cdot \sqrt{2gh_1}$ C_d = 0,435
	Próg przelewowy		$\frac{Q}{Q_D} = \left[\left(\frac{H_0}{H_D}\right)^{3/2} - \left(\frac{H_0 - z_e}{H_D}\right)^{3/2}\right] \cdot \left(\frac{1}{6} + \frac{z_e}{H_D}\right)^{1/9}$ $Q_D = bC_{dD} \cdot H_D^{3/2}\sqrt{2g}$ C_{dD} = 0,494
Zamknięcie segmentowe	Kanał prostokątny		$Q = ab \cdot C \cdot \sqrt{2gh_1}$ Współczynnik *C* można dobrać na podstawie krzywych doświadczalnych USACE (rys.5.9a).
	Próg przelewowy		$Q = C \cdot b \cdot G_0\sqrt{2gH}$ Współczynnik *C* można dobrać na podstawie krzywych doświadczalnych USACE (rys.5.9b). Dla X/H_D = 0,1 ÷ 0,3 mamy w przybliżeniu C = 4,3512E-07β^3 - 7,1608E-05 β^2 + 4,3686E-03 β + 5,7419E-01 H_D – obliczeniowe wzniesienie poziomu wody górnej nad koronę przelewu

Rysunek 5-9 Wielkości charakterystyczne i wzory do obliczania natężenia przepływu przez zamknięcia jazów; *b* - szerokość zamknięcia



Rysunek 5-9a Współczynniki przepływu dla zamknięć segmentowych w kanałach prostokątnych. Reprodukcja Arkusza Projektowania Hydraulicznego Korpusu Inżynierów Armii Stanów Zjednoczonych (USACE HDC 320-3) [25]

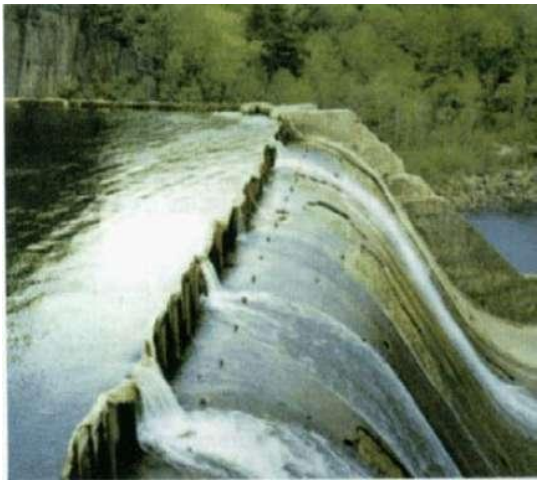


Rysunek 5-9b Współczynniki przepływu dla zamknięć segmentowych nad progiem przelewowym. Reprodukcja Arkusza Projektowania Hydraulicznego Korpusu Inżynierów Armii Stanów Zjednoczonych (USACE HDC 311-1) [25]

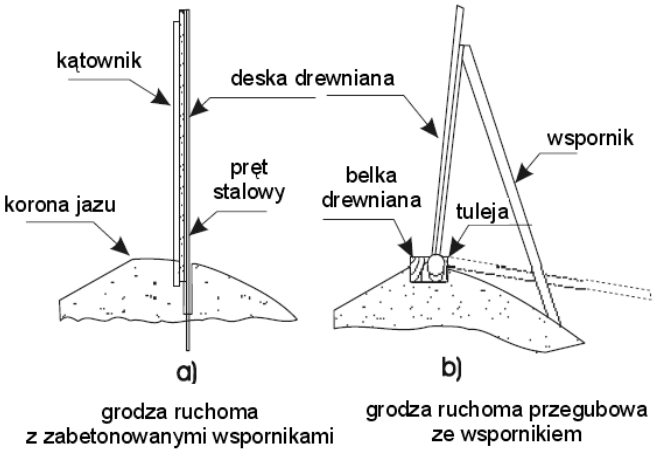
5.3.3. Inne rodzaje jazów i przelewów

Grodze ruchome

W celu nieznacznego podniesienia poziomu wody przed jazem, co zapewni odpowiednią głębokość wody na poziomie ujęcia, a jednocześnie zapobiegnie ryzyku podtopienia terenu w górze rzeki, na koronie jazu stosować można grodze ruchome (fot.5.6, rysunek 5.10). Zazwyczaj składają się one z drewnianych desek przytrzymywanych przez stalowe pręty, które mocuje się w stalowych tulejach, przyciętych na miarę i osadzonych na stałe w koronie jazu. Grodze ruchome powinny być wyciągane ręcznie w czasie wielkiej wody tak, aby poziom wody górnej nie podniósł się i nie nastąpiło zalanie terenu. Jest to bardzo trudna operacja, zwłaszcza w warunkach alarmowych. Trochę łatwiej jest usunąć grodze ruchome przegubowe (Fot.5.7).



Fot. 5-6 Grodze ruchome osadzane



Rysunek 5-10 Grodze ruchome osadzane i przegubowe



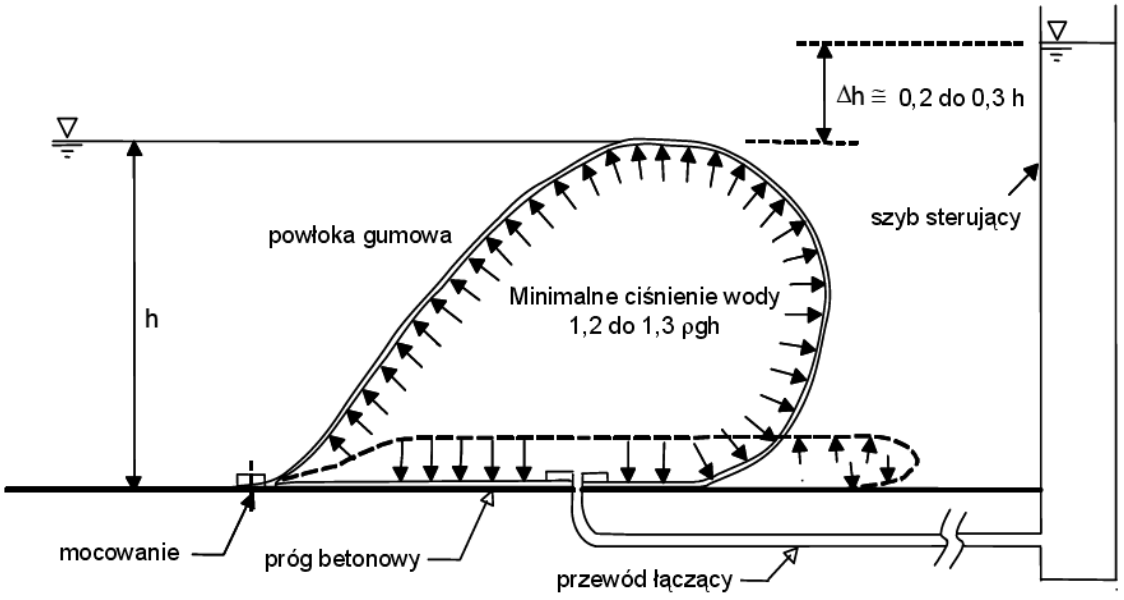
Fot. 5-7 Grodze ruchome przegubowe (Niemcy)

Jazy powłokowe

Innym rozwiązaniem, umożliwiającym dodatkowo zdalne sterowane, jest jaz powłokowy. Elementem piętrzącym i regulującym przepływ wody jest powłoka ze wzmocnionej powłoki elastycznej, którą stosuje się w miejsce betonu, stali lub elementów drewnianych. Zastosowanie powłoki elastycznej stanowi atrakcyjną alternatywę dla bardziej konwencjonalnych metod budowania jazów, z uwagi na niski nakład inwestycyjny, proste użytkowanie i minimalny zakres prac konserwacyjnych.

Jazy powłokowe są właściwie zamknięciami elastycznymi w postaci powłoki ze wzmocnionej gumy, nadmuchiwanymi powietrzem lub napełnianymi wodą oraz mocowanymi do fundamentów betonowych za pomocą śrub kotwiących (rysunek 5-11). Jak każde inne zamknięcie, jaz powłokowy wymaga mechanizmu zamykania i otwierania. Powłoka unosi się, gdy jest napełniana wodą lub powietrzem pod ciśnieniem za pomocą pompy lub sprężarki. Leży zaś płasko wzdłuż fundamentu, gdy jest opróżniona. Stosowanie tego systemu jest uzasadnione ekonomicznie, gdy szerokość jazu jest dość znaczna w stosunku do jego wysokości.

Gdy sterowanie i niezawodność systemu mają znaczenie krytyczne, stosowanie jazów powłokowych może być zdecydowanie bardziej korzystne niż jazów z zamknięciami konwencjonalnymi. W systemie z jazem powłokowym czujniki elektroniczne kontrolują poziom wody górnej i ciśnienie wewnątrz powłoki. Stały poziom wody górnej utrzymywany jest przez układ regulacji, który steruje ciśnieniem wewnątrz powłoki. Podobnie, układ może być wykorzystywany do ochrony przeciwpowodziowej poprzez sterowanie jazem powłokowym w sposób umożliwiający zmianę poziomu wody górnej na wartość zadaną.



Rysunek 5-11 Jaz powłokowy

Układ sterowania zamknięć powłokowych można zaprojektować w taki sposób, by całkowicie opróżniał element piętrzący w przypadku nagłego wezbrania rzeki. W przypadku jazu o wysokości 2 m i szerokości 30 m operacja taka może być zrealizowana w czasie krótszym niż 30 minut.

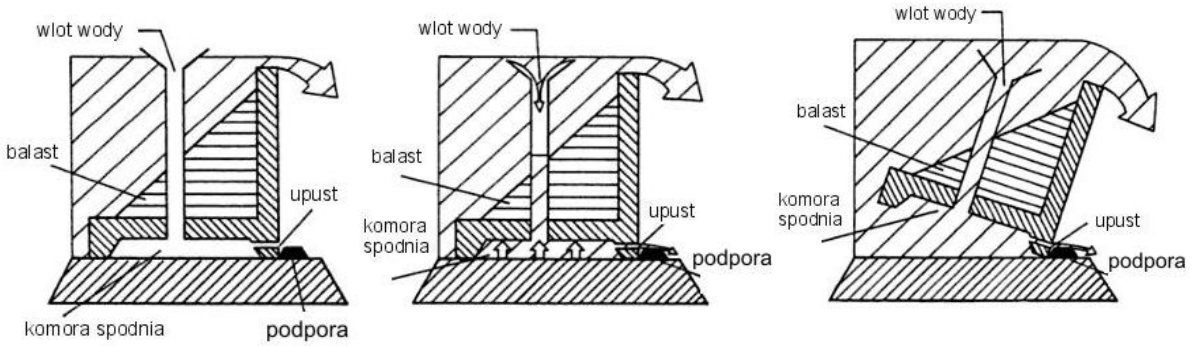


Fot. 5-8 Grodza sterowana nadmuchiwaną powłoką gumową

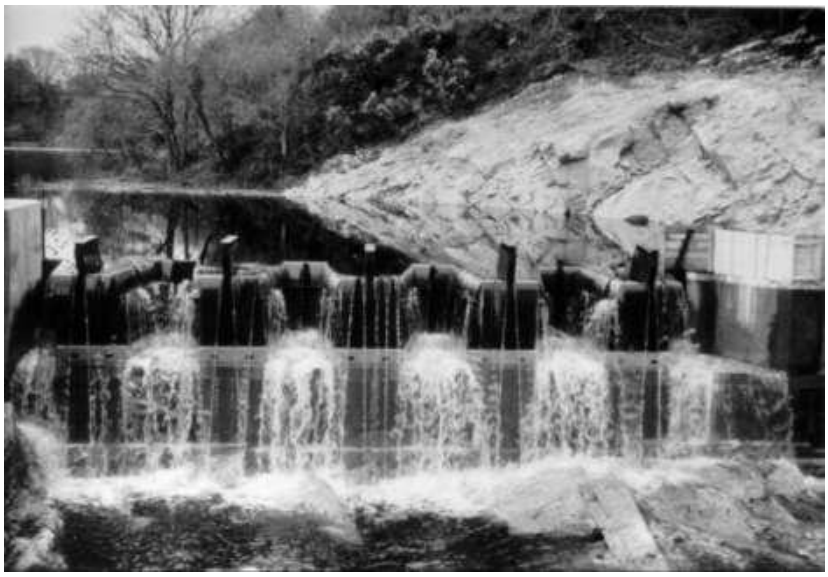
Fotografia 5.8 przedstawia nowy typ jazu powłokowego, opatentowany przez firmę *Obermeyer Hydro*, w którym do powłoki gumowej dołączono płytę metalową, zachowującą się jak grodza ruchoma - szybko i łatwo odchylana w wypadku nagłych wezbrań. Regulując ciśnienie w powłoce powoduje się większe lub mniejsze nachylenie płyt, dzięki czemu zmienia się poziom powierzchni wody. Dodatkową zaletą tego systemu jest ochrona gumowej powłoki przed kamieniami, unoszonymi przez wodę w trakcie wezbrań. Klapa z kauczuku syntetycznego umocowana na jednej z płyt zamyka wolną przestrzeń pomiędzy płytami lub pomiędzy płytami, a łękami przyporowymi.

Zamknięcia typu bezpiecznikowego „fusegate”

W dużych obiektach, a czasem nawet w małych, zaleca się stosowanie zamknięć typu bezpiecznikowego(*fusegate*), dostarczanych np. przez firmę *Hydroplus* [21]. W przypadku wielkiej wody, gdy osiągnie ona zadany poziom, zamknięcia te (z reguły wykonane jako konstrukcja na zawiasach) odchylają się zwiększając przekrój czynny przelewu (rysunek 5.12, fotografia 5.9).



Rysunek 5-12 Zasada działania zamknięcia typu bezpiecznikowego „fusegate” [22]

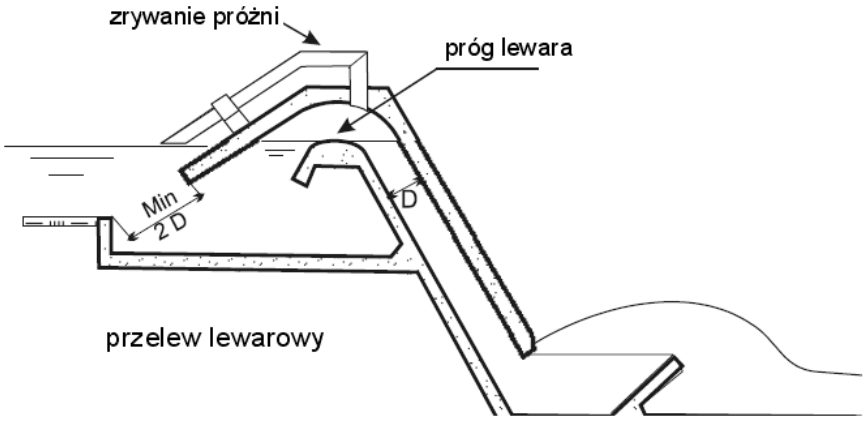


Fot. 5-9 Zamknięcia typu bezpiecznikowego „fusegate" (*Hydroplus*)

Przelew lewarowy

Jeżeli przestrzeń na budowę przelewu jest niewielka, można zastosować przelew lewarowy lub studniowy. Obydwa te rozwiązania mają na celu utrzymanie poziomu wody górnej blisko określonego poziomu. Przelew lewarowy tworzy wygięty kanał zamknięty (rysunek 5.13). Gdy poziom wody górnej podniesie się powyżej kolana lewara, woda zaczyna przepływać przez przewód w stronę wody dolnej, tak jak przez zwykły przelew. Jeśli poziom wody rośnie w dalszym ciągu, lewar jest zalewany i przepływ przezeń znacznie wzrasta. Zazwyczaj zalanie następuje, gdy tylko poziom wody osiąga lub przekracza poziom korony progu. Istnieją jednakże rozwiązania, w których zalanie następuje szybciej.

Jeśli lewar nie został dobrze zaprojektowany, jego działanie może być niestabilne. Przed zalaniem przepływ ma charakter grawitacyjny. Po zalaniu przepływ nagle rośnie, a poziom wody w zbiorniku opada dopóty, dopóki nie nastąpi zerwanie ciągłości przepływu i jego zmniejszenie lub zatrzymanie. To powoduje z kolei wzrost poziomu wody i kolejne zalanie lewara. Ten cykl powtarza się w sposób nieokreślony, co pociąga za sobą nagłe wzrosty ciśnienia i gwałtowne zatrzymania przepływu. Środkiem zaradczym może być instalacja kilku lewarów ulegających zalaniu przy różnych poziomach wody lub lewarów napowietrzanych.



Rysunek 5-13 Schemat budowy przelewu lewarowego

Przepływ przez zalany lewar zachowuje się tak, jak przepływ w rurociągu ciśnieniowym i podlega równaniu Bernoulliego. Zakładając, że prędkość wody w rurociągu jest taka sama na wlocie i wylocie, strata spadu może być obliczana według wzorów z rozdziału 2, paragraf 2.2.1.

Jeśli ciśnienie w najwyższym punkcie lewara spadnie poniżej ciśnienia pary wodnej, woda paruje w temperaturze otoczenia tworząc dużo malutkich pęcherzyków pary, które są porywane przez przepływ i ulegają gwałtownej kondensacji, gdy tylko osiągną strefę wyższego ciśnienia. Zjawisko te, zwane kawitacją, może być bardzo niebezpieczne. Aby go uniknąć, różnica poziomów pomiędzy najwyższym punktem syfonu, a najwyższym poziomem zbiornika zazwyczaj nie powinna przekraczać 5 m. Wartość ta zależy jednakże od wysokości nad poziomem morza i od ciśnienia atmosferycznego. Szczegółowe informacje o tego typu przelewach mogą zostać odnalezione w literaturze fachowej[3].

Przelewy szybowe (studniowe)

Przelewy szybowe (Fot.5.10) są dość rzadko stosowane w małych elektrowniach wodnych. Tak, jak to pokazano na rysunku 5.14, zawierają one:

- wlot w kształcie leja (co pozwala na zwiększenie długości progu przelewowego),
- strefę przejściową, której kształt odpowiada kształtowi warstwy wody przepływającej przez próg przelewu (często stopniowany, aby zapewnić lepsze napowietrzenie),
- pionowy szyb i sztolnię wylotową, który może mieć lekkie nachylenie dodatnie, zapewnić niepełne jego wypełnienie u wylotu.

Zasady projektowania tych przelewów opisują raporty 6 i 7 Urzędu ds. Melioracji USA (*US Bureau of Reclamation*, USBR).



Rysunek 5-14
Schemat przelewu szybowego



Fot. 5-10 Przelew szybowy

Przelewy boczne i labiryntowe

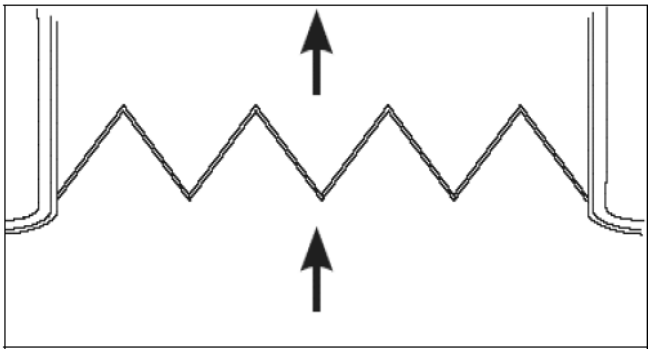
W niektórych elektrowniach wodnych (np. małe elektrownie w kanałach irygacyjnych lub układy odzysku energii) nie ma miejsca na umieszczenie tradycyjnych przelewów. W takich przypadkach stosuje się przelewy boczne (fotografia 5.11), w tym przelewy w kształcie litery U (rysunek 1.12). Utrzymanie większego przepływu przy ograniczonej szerokości jazu uzyskać można także stosując tzw. przelew labiryntowy (rysunek 5.15, fotografia 5.12).



Fot. 5-11 Praca przelewów bocznych na kanałach doprowadzających wodę do MEW Skawina k/Krakowa podczas postoju elektrowni. Przelewająca się woda jest kierowana do kanałów upustowych pod budynkiem elektrowni



Fot. 5-12
Jaz z przelewem labiryntowym



Rysunek 5-15
Przelew labiryntowy w widoku z góry

5.4. Budowle rozpraszające energię

Przepływ wody na wylocie wymienionych wyżej konstrukcji ruchomych lub stałych ma zwykle charakter nadkrytyczny. Turbulencja i duże szybkości mogą powodować erozję w podstawie budowli, zwłaszcza gdy łożysko rzeki składa się z szczerku (gleba piaszczysto-gliniasta), gliny, luźnego piasku, żwiru, a nawet ze spękanej skały.

Aby uniknąć tego typu uszkodzeń można stosować różne rozwiązania, z których część jest bardzo kosztowna. Najczęściej stosuje się:

- Niecki do rozpraszania energii
- Płyty wypadowe
- Kaskady szykan

Większość tych budowli rozprasza energię zaburzając przepływ na stosunkowo krótkim odcinku. Sposoby ich projektowania i budowy stanowią dość złożoną i obszerną dziedzinę techniki. Dlatego zaleca się powierzać to zadanie inżynierom specjalistom. Dodatkowe informacje można znaleźć w literaturze przedmiotu.

Dla zapór z betonu zagęszczanego (RCC) udokumentowano skuteczność stosowania kaskady szykan poniżej przelewu celem obniżenia prędkości przepływu, a w konsekwencji - zmniejszenia wymiarów usytuowanej niżej niecki rozpraszającej energię.

5.5. Ujęcia wody

5.5.1. Wiadomości ogólne

Ujęcie wody powinno być w stanie skierować wymaganą ilość wody do kanału lub rurociągu derywacyjnego, ograniczając przy tym do minimum niekorzystne oddziaływanie na środowisko oraz straty spadu.

Ujęcia wody stanowią ogniwo pośrednie między ciekiem wodnym, mogącym płynąć leniwie lub burzliwie, a przepływem regulowanym zarówno pod względem ilości, jak i jakości. Jednym z najpoważniejszych wyzwań jest unoszenie przez rzekę materiałów stałych i osadów, których należy unikać w urządzeniach doprowadzających wodę do elektrowni. Proces projektowania ujęcia wody, uwzględniający wyniki studiów geologicznych, hydraulicznych, konstrukcyjnych i ekonomicznych, wymaga szczególnej uwagi, by ustrzec się zbędnych prac i problemów związanych z utrzymaniem i prowadzeniem ruchu elektrowni, czego niełatwo będzie później uniknąć i co będzie pogodzić niedogodnością występującą przez cały czas eksploatacji obiektu.

Podczas projektowania ujęcia wody należy wziąć pod uwagę trzy kryteria:

- Kryteria hydrauliczne i konstrukcyjne wspólne dla wszystkich typów ujęć.
- Kryteria funkcjonalne (np. udział pobieranej wody w przepływie całkowitym, postępowanie z zanieczyszczeniami, separowanie osadów itd.), zależnie od rodzaju ujęcia.
- Kryteria środowiskowe (np. systemy odstraszania ryb, przepławki itd.).

Umiejscowienie ujęcia wody zależy od licznych czynników, takich jak zagłębienie, warunki geotechniczne, względy środowiskowe (zwłaszcza związane z życiem fauny w rzekach), wytrącanie się osadów i zjawiska lodowe. Właściwa orientacja ujęcia wody w stosunku do kierunku przepływu ma kluczowe znaczenie dla zmniejszeniu gromadzenia się materiałów stałych na kratach wlotowych. Szybkie zanieczyszczanie się krat może być powodem przyszłych problemów z utrzymaniem ruchu. Najkorzystniej jest ustawiać ujęcie pod kątem prostym w stosunku do progu przelewu - tak, aby w okresie wezbrań prąd wody porywał wleczony materiał ponad jego koroną. Ujęcie wody do elektrowni nie powinno być usytuowane w strefie wody stojącej, daleko od jazu, gdyż obecne w tej strefie liczne prądy wirowe powodują akumulację ciał stałych.

Ujęcie powinno być wyposażone:

- w kratę wlotową, ograniczającą ilość ciał stałych i osadów w pobieranej wodzie;
- w komorę sedymentacyjną (lub piaskownik), w której ogranicza się prędkość przepływu, tak aby na dno opadły wszystkie cząstki o średnicy większej niż 0,2 mm;
- w system płuczący, umożliwiający pozbycie się namułów, piasku, żwiru i kamieni przy minimalnym zużyciu wody;
- w przelew, umożliwiający odprowadzenie nadmiaru wody.

5.5.2. Rodzaje ujęć wody

W pierwszym etapie projektowania konieczne jest określenie, jaki typ ujęcia jest najbardziej przydatny dla instalacji. Ujęcia mogą być klasyfikowane według następujących kryteriów:

- Ujęcie energetyczne: ujęcie kieruje wodę na turbinę bezpośrednio lub poprzez rurociąg derywacyjny. Rozwiązanie pierwsze jest typowe dla obiektów niskospadowych. Rozwiązanie drugie występuje zwłaszcza w przypadku poboru wody z jezior lub zbiorników sztucznych.
- Ujęcie doprowadzające: ujęcie kieruje wodę do innych urządzeń doprowadzających wodę (kanał derywacyjny, sztolnia itp.), które zazwyczaj kończą się niecką wlotową (rysunek 1.10). Znajdują się najczęściej wzdłuż rzek i kanałów nawigacyjnych. Na ogół służą zasilaniu przepływem ze swobodną powierzchnią.

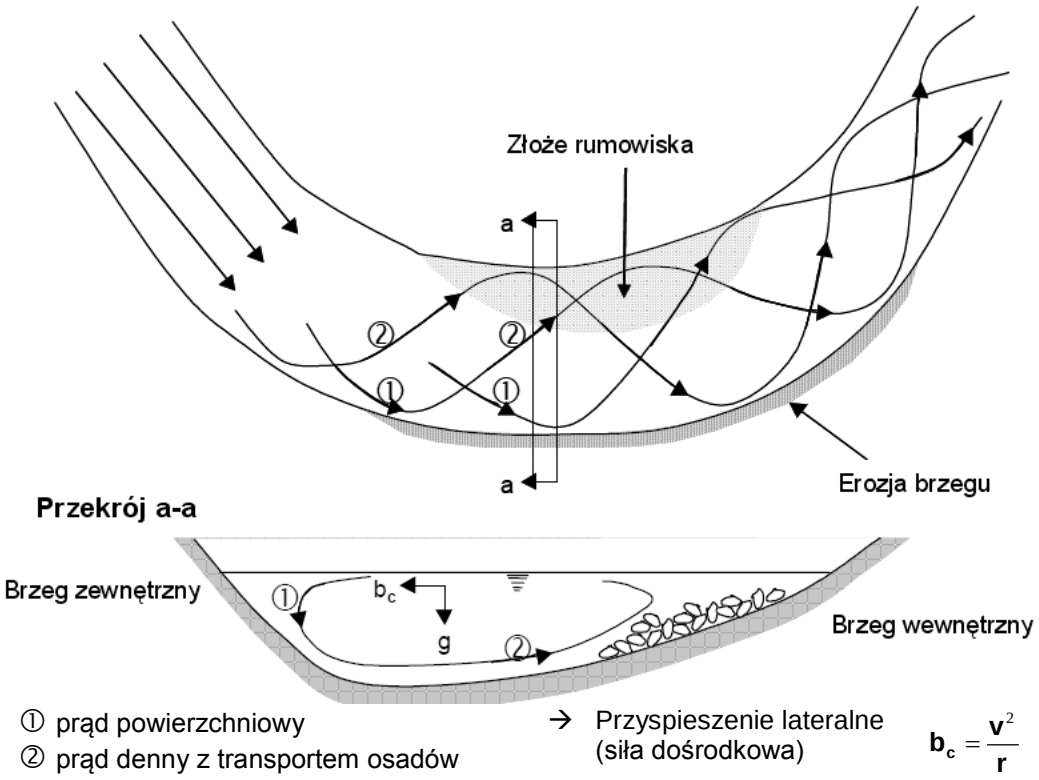
Ujęcia doprowadzające można dodatkowo klasyfikować jako ujęcia boczne, czołowe i denne. Ich główne właściwości podsumowano w tabeli 5.1

Tabela 5-1: Cechy charakterystyczne ujęć wody

		Spadek rzeki	Szerokość rzeki B	Widok na planie rzeki	Transport osadów
Ujęcie boczne	**po stronie zewnętrznej zakola rzeki**	0,001% < J < 10%	Wszystkie szerokości	Optymalne są zakrzywione linie prądu	Znaczne wleczenie rumowiska, transport osadów mały ($Q_{eq} < Q_{cr}$)
	z kanałem odstojnika żwiru	0,01% < J < 10%	B < 50 m	Przepływ prosto-liniowy możliwy przy zastosowaniu środków zaradczych	Znaczne wleczenie rumowiska z ciągłym płukaniem, duże obciążenie osadami
Ujęcie czołowe	**z sztolnią odstojnika żwiru**	0,01% < J < 10%	B<50m, (B<500m dla zapór / jazów w wersji ”oszczędnej”)	Optymalny jest przepływ prosto-liniowy, zakrzywiony możliwy przy zastosowaniu środków zaradczych	Znaczne wleczenie rumowiska i stałe duże obciążenie osadami
Ujęcie denne		J > 10% zalecane, możliwe już od 2,5%	B<50m, (B<500m możliwe dla zapór/ jazów na części szerokości rzeki)	Prostoliniowy	Transport rumowiska duży (tylko duża granulacja)

Boczne ujęcie wody wykorzystuje albo zakola rzeki albo kanału odstojnikowego żwiru. Rysunek 5.16 pokazuje konfigurację ujęcia w zakolu rzeki. Jest to rozwiązanie korzystne, jeśli istnieje silny prąd wtórny wody wzdłuż zewnętrznej strony zakola, co zapobiega przedostawaniu się rumowiska do ujęcia. Natężenie przepływu w ujęciu Q_{ep} powinno być niższe od 50% przepływu krytycznego rzeki Q_{cr}, zdefiniowanego jako przepływ, powyżej którego następuje transport rumowiska w łożysku cieku.

Zastosowanie kanału odstojnikowego przed ujęciem wody zapobiega zjawisku przedostawania się do ujęcia materiału wleczonego i unoszonego przez rzekę. Nie ma ograniczeń odnośnie przepływu. Kanał ograniczony jest progiem o wysokości co najmniej 1,0 do 1,5 m (patrz rysunek 5.17). Jego spadek powinien wynosić co najmniej 2 %, przy czym zaleca się 5 %. Powinien też być zabezpieczony przed abrazją (np. za pomocą betonu wysokiej jakości lub narzutu kamiennego). Instaluje się także ściankę częściowo zanurzoną (0,8 - 1,0 m), uniemożliwiającą ciałom pływającym przedostanie się do ujęcia.



Rysunek 5-16 Prądy wtórne w zakolach rzeki

Najważniejsze części składowe układu bocznego ujęcia wody pokazano na rysunku 5.16. Obejmują one zaporę lub jaz ruchomy, kanał odstojnikowy i ujęcie wyposażone w kratę ochronną

Ujęcie czołowe zawsze jest wyposażone w kanał odstojnikowy. Jest ono dobrze przystosowane do prostoliniowych odcinków rzeki. Kanał osadnikowy powinien być stale płukany, a szerokość rzeki nie powinna przekraczać 50 m. Dużą zaletą tego typu ujęcia jest możliwość transportu dużej ilości materiału wleczonego lub unoszonego przez rzekę. Jednakże ciągłe płukanie powoduje znaczne straty wody. Czołowe ujęcia doprowadzające są powszechnie stosowane w takich rejonach, jak Indie lub Pakistan, gdzie cieki wodne charakteryzują się szerokim korytem i znacznym transportem osadów. W Europie ich zastosowanie jest dość ograniczone.

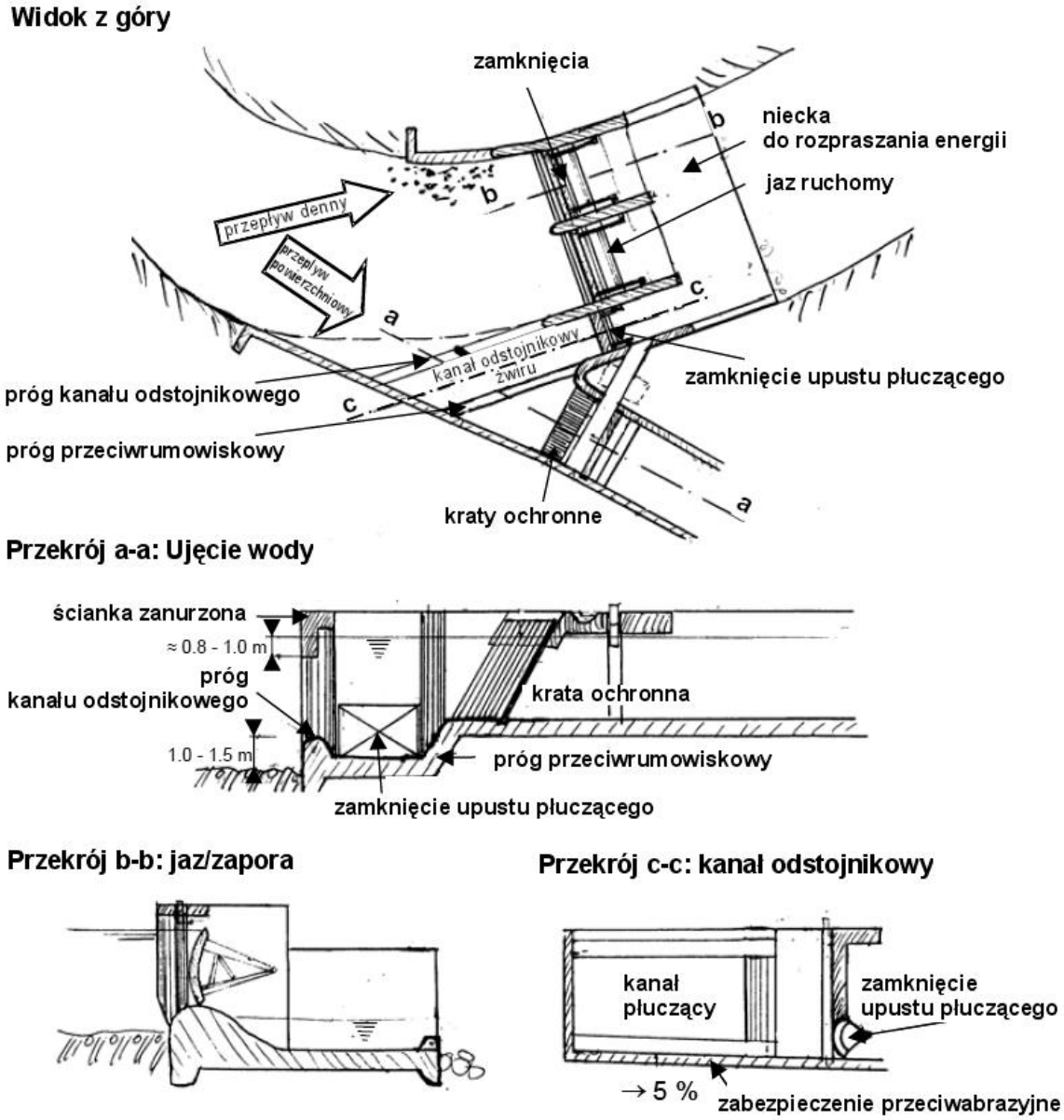
W warunkach górskich, gdzie strata jednego lub dwóch metrów spadu ma niewielkie znaczenie, a potoki niosą ze sobą dużo kamieni, stosuje się często ujęcie „tyrolskie", które – jak to pokazano na rysunku 5.18a, tworzy kanał wykopany w poprzek łożyska cieku, pokryty kratą, której spadek jest większy niż naturalny spadek rzeki. Pręty kraty nachylone są zgodnie z kierunkiem przepływu.

Fotografia 5.13 przedstawia takie ujęcie wody, zainstalowane na cieku w górach Picos de Europa (Asturia, Hiszpania). We Francji EdF udoskonaliło to ujęcie, stosując kraty uchylne (rysunek 5.18b).

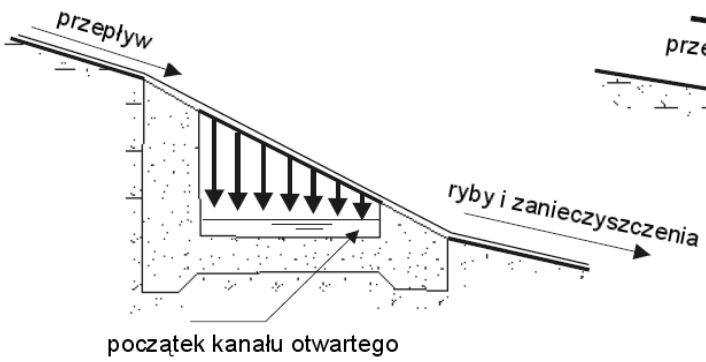
Na fotografii 5.14 przedstawiono innowacyjną wersję ujęcia tyrolskiego, znanego jako „ekran Coandy". W ujęciu tym do separacji ryb i materiału skalnego wykorzystuje się efekt Coandy – stosowany w przemyśle górniczym do wzbogacania rudy. Chodzi o jaz o kształcie praktycznym, którego zbocze po stronie wody dolnej stanowi krata ze stali nierdzewnej i kanał zbiorczy pod tą kratą – podobnie, jak w ujęciu upadowym. Pręty kraty są umieszczone poziomo (w odróżnieniu od klasycznego ujęcia dennego) i mają przekrój trójkątny, aby ułatwiać przepływ wody, a jednocześnie uniemożliwić przedostawanie się do ujęcia ciał stałych i organizmów żywych przez wodę przelewającą się przez próg jazu. Ekran jest w stanie zapobiec przedostaniu się 90 % ciał stałych o rozmiarach większych niż 0,5 mm, dzięki czemu instalowanie osadników namułów i układu ich

płukania staje się zbyteczne. Straty spadu w tym ujęciu są dość wysokie – wynoszą od 1,20 do 1,60 m. W związku z tym nie jest ono zalecane dla obiektów niskospadowych. Ujęcie może pobierać około 140 l/s z każdego metra bieżącego. Ekran Coandy został opatentowany przez firmę Aqua SHEAR. Prawa do dystrybucji tego rozwiązania na terenie Europy posiada firma DULAS.

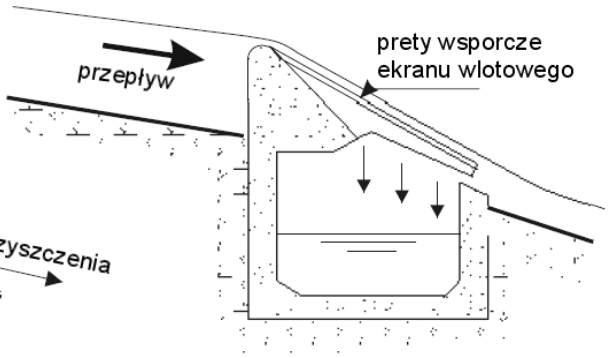
Problemy związane z ujęciami energetycznymi w zaporach jezior i zbiorników różnią się od problemów ujęć doprowadzających. Na przykład małe jest ryzyko przedostawania się osadów do ujęcia (nawet jeżeli w samym jeziorze występuje problem sedymentacji). Z drugiej strony, w ujęciach energetycznych występuje niebezpieczeństwo formowania się na wlocie wirów, prowadzących do przedostawania się pęcherzy powietrza wprost do komory wirnika lub do przewodu derywacyjnego. Zjawisko to omówiono w dalszej części opracowania.



Rysunek 5-17 Typowy układ ujęcia bocznego



Rysunek 5-18a
Ujęcie wody tyrolskie (upadowe)



Rysunek 5-18b
Ujęcie wody tyrolskie w wersji EdF



Fot.5-13 Ujęcie wody tyrolskie (upadowe), Picos de Europa (Asturia)



Fot.5-14 Próg Coandy podczas pracy

Dość szczególnym przypadkiem ujęcia energetycznego jest ujęcie lewarowe, stosowane zwłaszcza w przypadku instalacji hydrozespołu na istniejącej zaporze lub jazie bez daleko idącej ingerencji w budowle piętrzącą. Ważną zaletą układu lewarowego jest możliwość zatrzymania przepływu poprzez doprowadzenie powietrza do kolana przewodu lewarowego. Czas zatrzymania zwykle nie przekracza 25 do 30 s, co pozwala uniknąć rozbiegu hydrozespołu. Wadą jest ograniczenie spadu niwelacyjnego – uważa się, że górna część lewara nie powinna wznosić się wyżej niż 7,5 m nad poziom wody. Schematy hydrozespołów zainstalowanych w układzie lewarowym pokazano na rysunkach 1.6, 6.15 i 6.16, natomiast na fotografii 6.7 pokazano przykład turbiny śmigłowej w układzie lewarowym poziomym.

5.5.3. Straty spadu

Straty spadu mają zasadnicze znaczenie dla określenia ekonomicznej zasadności projektu i w miarę możliwości powinny zostać ograniczone do minimum. Można przy tym działać w następujących kierunkach:

- Poprowadzenie przepływu przed kratami wlotowymi w taki sposób, aby zminimalizować oderwania przepływu i straty hydrauliczne.
- Zastosowanie filarów profilowanych w konstrukcji wyposażenia hydromechanicznego, takiego jak kraty ochronne, zasuwy itp.
- Zastosowanie środków zapewniających jednorodny rozkład przepływu.
- Zastosowanie urządzeń przeciwdziałających wirom.
- Właściwa konstrukcja krat ochronnych.

Profil rozkładu prędkości wywiera zasadniczy wpływ na sprawność kraty. Prędkość może się zmieniać w granicach od 0,8– 1,0 m/s na kratach, do 3–5 m/s w rurociągu derywacyjnym. Właściwie dobrany profil pozwala na jednostajne przyśpieszanie przepływu, minimalizując straty ciśnienia. Gwałtowne przyśpieszenie lub zwolnienie przepływu generuje dodatkową turbulencję i pojawienie się recyrkulacji, co zwiększa straty ciśnienia.

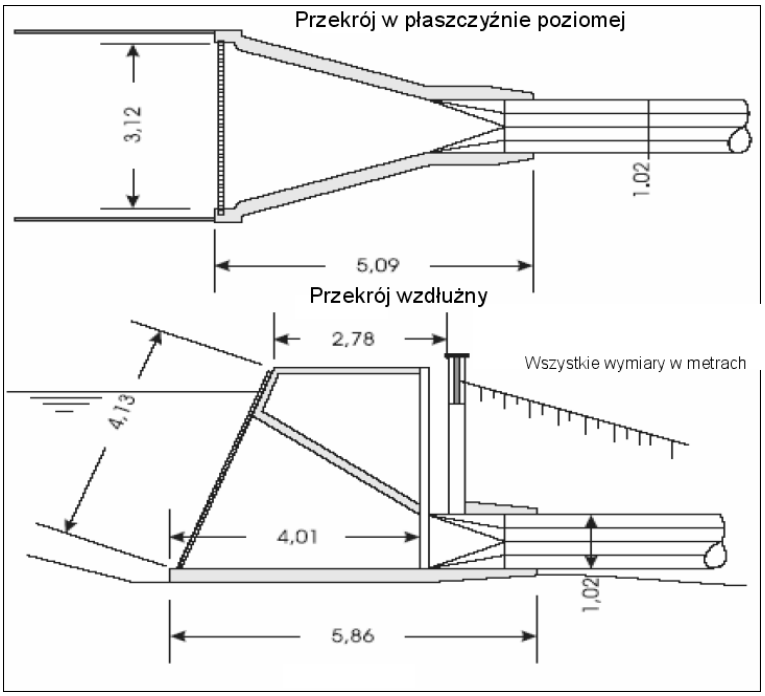
Niestety, stałe przyspieszenie implikuje z jednej strony małe straty hydrauliczne, lecz z drugiej strony wymaga długiego, skomplikowanego i kosztownego ujęcia wody. Trzeba szukać kompromisu pomiędzy kosztem budowy a sprawnością. Wartość maksymalnej dopuszczalnej prędkości narzuca dobór średnicy rurociągu derywacyjnego, podczas gdy konieczność ograniczonego przepływu na wejściu do krat narzuca wymiary ich przekroju prostokątnego.

Celem określenia wytycznych dla doboru optymalnej geometrii ujęć wodnych małych elektrowni niskospadowych Kanadyjski Departament ds. Badań „Energetyka, Górnictwo i Zasoby" uruchomił badania współczynników strat wlotowych w tych ujęciach. W rezultacie wykazano wzrost korzyści ekonomicznych, gdy geometria ujęcia składa się z kilku płaszczyzn (wykonanych przez szalowanie), tworzących spadek progresywny. Ponadto udowodniono, że oszczędności uzyskane dzięki mniejszym i zwartym ujęciom są znacznie wyższe, niż straty spowodowane wzrostem strat hydraulicznych.

Analiza zysków i strat wykazała, że najefektywniejszą konstrukcją jest zwarte ujęcie ze spadzistym stropem i zbieżnymi ściankami (rysunek 5.19). Długość wlotu nie okazała się być czynnikiem znacząco wpływającym na całkowity współczynnik strat. Współczynnik *K* dla tego profilu przejścia wyniósł 0,19. Wysokość straty hydraulicznej na wlocie [m] wynosi zatem:

$$\Delta H = 0{,}19V^2 / 2g \tag{5.1}$$

gdzie *V* jest prędkością przepływu w rurociągu derywacyjnym [m/s]. Straty hydrauliczne na kratach zależą od ich ustawienia w stosunku do kierunku przepływu, od odległości pomiędzy prętami i od ograniczenia światła wlotu przez napływające na kratę zanieczyszczenia stałe. Problem ten opisany został dokładniej w następnym podrozdziale.



Rysunek 5-19 Przykład zoptymalizowanego ujęcia energetycznego

5.5.4. Kraty ochronne

Dobre ujęcie wody powinno minimalizować ilość ciał stałych i osadów przedostających się do układu przepływowego elektrowni. Jest więc chronione przez umieszczone na wlocie kraty. Kraty składają się z jednego lub kilku paneli, wykonanych z metalowych prętów, umocowanych równolegle i jednakowo od siebie oddalonych. Jeśli w sezonie powodziowym z biegiem rzeki unoszone są duże ciała stałe, to dla ochrony automatycznych czyszczarek krat i ograniczenia ich obciążenia zaleca się instalować przed właściwą kratą gęstą kratę zgrubną, z prętami wyjmowanymi i szeroko rozstawionymi (odstęp od 100 mm do 300 mm) – w warunkach polskich jako pręty krat zgrubnych wykorzystywane są często szyny z demontowanych tras wąskotorówek.

Kraty są zazwyczaj produkowane ze stali (nierdzewnej lub czarnej). W niektórych przypadkach można posługiwać się prętami profilowanymi, powodującymi mniejsze turbulencje i mniejsze straty ciśnienia. Odstęp prętów zmienia się od 12 mm dla małych wysokospadowych turbin Peltona, do maksymalnie 150 mm dla dużych turbin śmigłowych lub turbin Kaplana. Krata musi mieć taką powierzchnię czynną (powierzchnia całkowita pomniejszona o powierzchnię czołową prętów), aby zapewnić prędkość przepływu nie przekraczającą 0,75 m/s dla małych ujęć wody, a 1,5 m/s dla większych. Zalecenie to jest bardzo istotne, jeśli chce się uniknąć „przyklejania się" pływających ciał stałych do kraty.

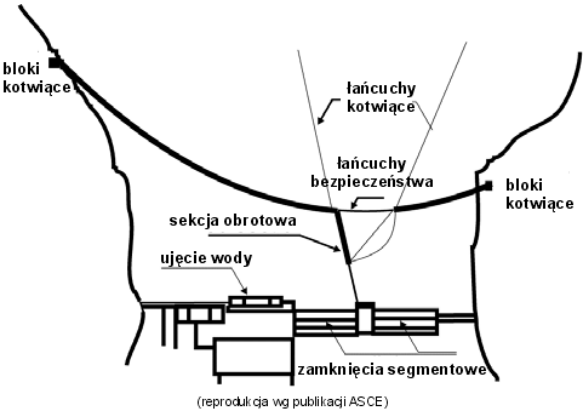
Kraty mogą być przykręcane do ramy wsporczej za pomocą śrub ze stali nierdzewnej, lub umieszczone w pionowych prowadnicach, dzięki czemu mogą być wyjmowane i na czas robót konserwacyjnych można w ich miejsce wstawiać zastawki.

Duże kraty są wymiarowane na podstawie założenia, że mogłyby być całkowicie zatkane, a więc konstrukcja podstawy powinna wytrzymać całkowity napór wywierany przez wodę na całą powierzchnię kraty - i to bez nadmiernych odkształceń.

W okresie gdy rzeka niesie z wodą duże ciała stałe, powyżej krat można instalować pływające bariery (kierownice zanieczyszczeń). Najprostsze z nich składają się z kilku pływających elementów drewnianych, połączonych na końcach linami lub łańcuchami. Nowoczesne kierownice zanieczyszczeń są prefabrykowane ze stali lub plastiku i łączone linami stalowymi (Fot. 5.15). Ich usytuowanie ma znaczenie krytyczne, gdyż ich wygięty w kierunku przepływu kształt nie pozwala samooczyszczanie podczas wezbrań powodziowych.



Fot.5-15 Prefabrykowane elementy kierownicy zanieczyszczeń



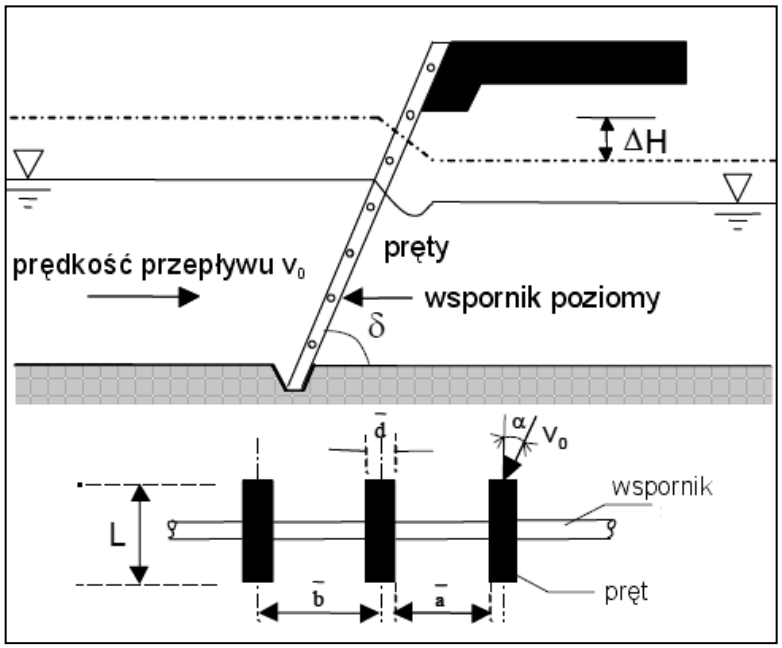
Rysunek 5-20 Układ kierownicy zanieczyszczeń

Rysunek 5.20 (zaczerpnięty z [11]]) ukazuje dość skomplikowany układ barier, którego zadaniem jest zarówno zapobieganie przepływaniu łódek przez przelew, jak i ochrona przyległego ujęcia wody. Część bariery jest obracana wokół osi na końcu sekcji stałej. Dzięki temu można nią manipulować za pomocą wciągarki i kierować na przelew ciała stałe napływające w dużych ilościach podczas wezbrań powodziowych.

Krata jest projektowana w ten sposób, aby prędkość napływu (V_o) była zawarta pomiędzy 0,60 m/s a 1,50 m/s. Maksymalna dopuszczalna odległość pomiędzy prętami jest zazwyczaj podawana przez producenta turbiny. Typowe wartości wynoszą 20 – 30 mm dla turbin Peltona, 40-50 mm dla turbin Francisa i 80-100 mm dla turbin Kaplana. Bardziej ostre wymagania odnośnie prześwitu stawiają organizacje wędkarzy i rybaków śródlądowych a także liczne pozarządowe organizacje ekologiczne.

Jak można zauważyć, współczynnik strat hydraulicznych zależy od wielu czynników, takich jak np. sposób czyszczenia krat. Podane równania (patrz: rysunek 5.21) dotyczą ściśle prętów o przekroju prostokątnym, ale doświadczenie pokazuje, że można je stosować także do prętów o innych przekrojach. Inny wzór do obliczania strat spadu na czystych kratach podał Kirschmer (patrz: rozdział 2, paragraf 2.2.2.1). Stosuje się go jedynie wtedy, gdy przepływ jest prostopadły do kraty. Dla ograniczenia strat spadu istotne znaczenie ma czyszczenie krat. Ponieważ czyszczenie ręczne może sprawiać trudności, zwłaszcza podczas wezbrań powodziowych, zaleca się stosowanie czyszczarek mechanicznych.

Krata powinna dać się zdemontować celem dokonanie naprawy i prac konserwacyjnych. Powinna też być wyposażona w urządzenia do jej oczyszczania. Aby ułatwić czyszczenie ręczne, możliwe do głębokości 4 m, powinna być odchylona od pionu pod kątem od 30 do 60°. W tym samym celu należy przewidzieć poziomą platformę powyżej maksymalnego poziomu wody. W elektrowniach bezobsługowych zdalnie sterowanych stosuje się czyszczarki mechaniczne. Można zaprojektować je tak, by uruchamianie następowało w określonych odstępach czasu albo na podstawie różnicy poziomu wody przed i za kratą. Ten ostatni sposób wymaga zastosowania czujnika, który pozwoli wykryć przekroczenie wartości granicznej strat hydraulicznych na kratach, spowodowane przez ich częściową kolmatację (np. z powodu zbierania się liści). Czyszczenie krat zaczyna się, gdy osiągnięta jest określona wartość strat na kracie (różnica poziomów wody przed i za kratą). Stosowane są również mieszane systemy sterowania czyszczarką krat.



$\bar{d}$: grubość prętów
$\bar{a}$: prześwit
$\bar{b}$: odstęp
δ: pochylenie
α: kąt napływu
L: długość profilu

$$\Delta H = \zeta_g \cdot \frac{v_0^2}{2 \cdot g}$$

$$\zeta_g = \beta_g \cdot \xi \cdot c \cdot (\sin\delta) \cdot \kappa$$

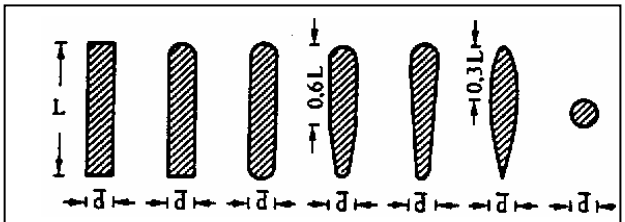
ξ : Współczynnik strat hydraulicznych

$$\xi = f\left(\frac{L}{\bar{d}}, \frac{A_g}{A_0}\right)$$

dla $\frac{L}{\bar{d}} \approx 5$ i $\frac{\bar{a}}{\bar{b}} > 0{,}5$:

$$\xi = \frac{7}{3}\left(\frac{\bar{a}}{\bar{b}} - 1\right)^{4/3}$$

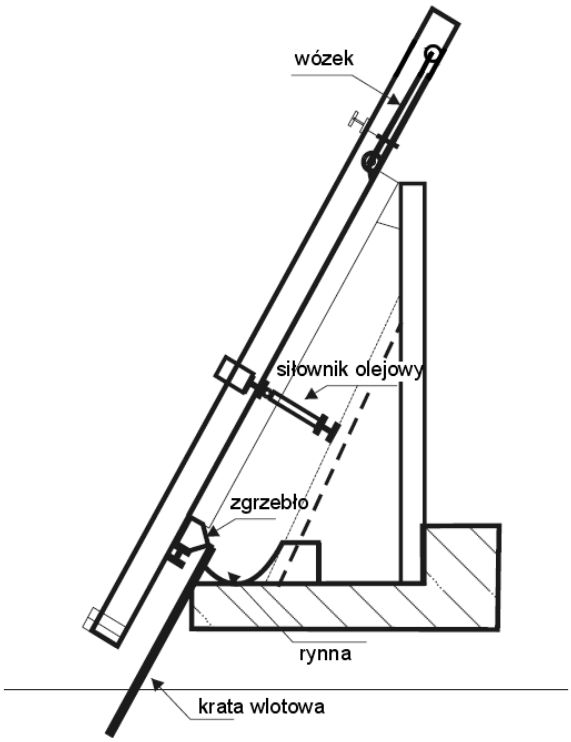
β_g: Współczynnik kształtu prętów



c: współczynnik kraty
c = 1,0 : krata bez zanieczyszczeń
1,1 < c <1,3 : krata czyszczona mechanicznie
1,5 < c < 2,0 : krata czyszczona ręcznie

$\bar{d}/\bar{a}$ / α	1,0	0,9	0,8	0.7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2
0°	1,00	1,00	1,00	1.00	1,00	1.00	1,00	1,00	1,00
10°	1,06	1,07	1,08	1,09	1,10	1.11	1,12	1.14	1,50
20°	1,14	1,16	1,18	1,21	1,24	1,26	1,31	1,43	2,25
30°	1,25	1,28	1,31	1.35	1,44	1,50	1,64	1,90	3,60
40°	1,43	1,48	1,55	1,64	1,75	1,88	2,10	2,56	5,70
50°	1,75	1,85	1,96	2,10	2,30	2,60	3,00	3,80	-
60°	2,25	2,41	2,62	2,90	3.26	3,74	4,40	6,05	-

Rysunek 5-21 Wzory do obliczania strat ciśnienia na kratach



Rysunek 5-22
Olejowo-hydrauliczna czyszczarka krat



Fot. 5-16 Czyszczarka krat z hydraulicznymi siłownikami teleskopowymi

Czyszczarka pokazana na rysunku 5.22 jest napędzana przez siłownik główny, którego tłoczysko unosi lub opuszcza zgrzebło. Siłownik pomocniczy odsuwa zgrzebło od krat przy jego opuszczaniu i dociska przy podnoszeniu. Zgrzebło zawiera szereg zębów, wystających z bloku z poliamidu i przemieszczający się w przestrzeni między prętami krat. Zebrane pływające zanieczyszczenia są podnoszone i zrzucane do kanału płuczącego lub na transporter. W pierwszym przypadku mała pompa podaje wodę w ilości wystarczającej, aby zapewnić usuwanie zanieczyszczeń. W przypadku, kiedy czyszczarka zbiera duże ilości ciał stałych, problem ich dalszej przeróbki powinien być rozwiązany indywidualnie.

Jeżeli krata jest bardzo szeroka, czyszczarkę montuje się na wózku, który może przemieszczać po szynach wzdłuż kraty. Sterowanie tym ruchem może również odbywać się automatycznie. Zastosowanie teleskopowych siłowników hydraulicznych, pozwalających na sięgnięcie do 10 m w głąb wody połączone z niemal nieograniczonym ruchem przesuwnym, pozwala na czyszczenie krat o dużych powierzchniach (fotografia 5.16). Do jeszcze większych głębokości należy stosować czyszczaki dociążane, sterowane za pomocą lin.

5.5.5. Pojawianie się wirów

Każde dobrze zaprojektowane ujęcie wody powinno nie tylko ograniczać do minimum straty spadu, ale także zapobiegać powstawaniu wirów. Wiry mogą pojawiać się w ciśnieniowych ujęciach wody elektrowni niskospadowych (ujęciach energetycznych). Należy ich unikać, gdyż zakłócają pracę turbin - zwłaszcza turbin gruszkowych i studniowych - poprzez:

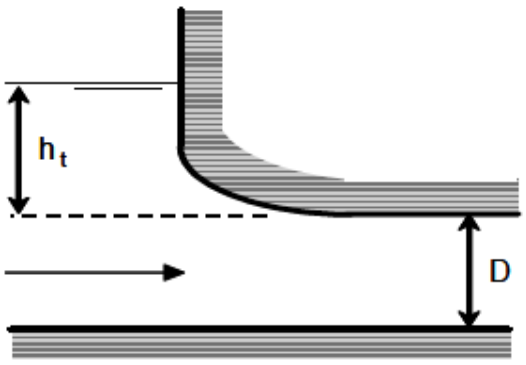
- wprowadzenie nierównomiernych warunków przepływu,
- wprowadzenie powietrza do wody, co powoduje niekorzystne warunki działania turbin, przejawiające się drganiami, pulsacjami ciśnienia, nierównomiernym obciążeniem itd.,
- zwiększenie strat hydraulicznych i zmniejszenie sprawności,
- zasysanie pływających zanieczyszczeń.

Kryteria, jakie należy spełnić, by uniknąć pojawiania się wirów, nie są jednoznacznie określone, gdyż nie istnieje jedna formuła pozwalająca na uwzględnienie wszystkich możliwych czynników ryzyka. Jednakże, według Komitetu ds. Hydroenergetycznych Ujęć Wody ASCE, tworzeniu się wirów sprzyjają zakłócenia pociągające za sobą nierównomierny rozkład prędkości wody. Są to:

- Asymetryczne warunki napływu,
- Zbyt małe zanurzenie ujęcia wody,
- Oderwanie przepływu i tworzenie się zawirowań,
- Prędkość napływu przekraczająca 0,65 m/s,
- Nagłe zmiany kierunku przepływu.

Zbyt małe zanurzenie otworu wlotowego ujęcia wody i niesymetryczne warunki napływu wydają się być najczęstszymi przyczynami powstawania wirów. Asymetryczny napływ sprzyja bardziej formowaniu się wirów niż napływ symetryczny. Jeśli wlot rurociągu derywacyjnego jest usytuowany wystarczająco głęboko poniżej swobodnej powierzchni, a przepływ nie jest zakłócony, formowanie się wirów jest mało prawdopodobne.

Na drodze doświadczalnej uzyskano wzory na obliczanie minimalnej głębokości zatopienia otworu wlotowego (rysunek 5.23), pozwalającej na uniknięcie pojawiania się wirów. Pomimo tego nie istnieje jeszcze żadna teoria uwzględniająca wszystkie parametry oraz powodująca całkowitą pewność uniknięcia wirów.



Rysunek 5-23 Minimalna wartość zanurzenia

Głębokość zanurzenia jest określona przez h_t. Następujące wzory empiryczne pozwalają na określenie ich wartości minimalnej:

KNAUSS: $$h_t = D \cdot \left(1 + 2{,}3 \cdot \frac{V}{\sqrt{g \cdot D}} \right) \quad (5.2)$$

NAGARKAR: $$h_t = 4{,}4 \cdot \left(V \cdot D^{0{,}5} \right)^{0{,}54} \quad (5.3)$$

ROHAN: $$h_t = 1{,}474 \cdot V^{0{,}48} \cdot D^{0{,}76} \quad (5.4)$$

GORDON: $$h_t \geq c \cdot V \cdot \sqrt{D} \quad (5.5)$$

gdzie $c = 0{,}7245$ dla asymetrycznych warunków napływu
oraz $c = 0{,}5434$ dla symetrycznych warunków napływu

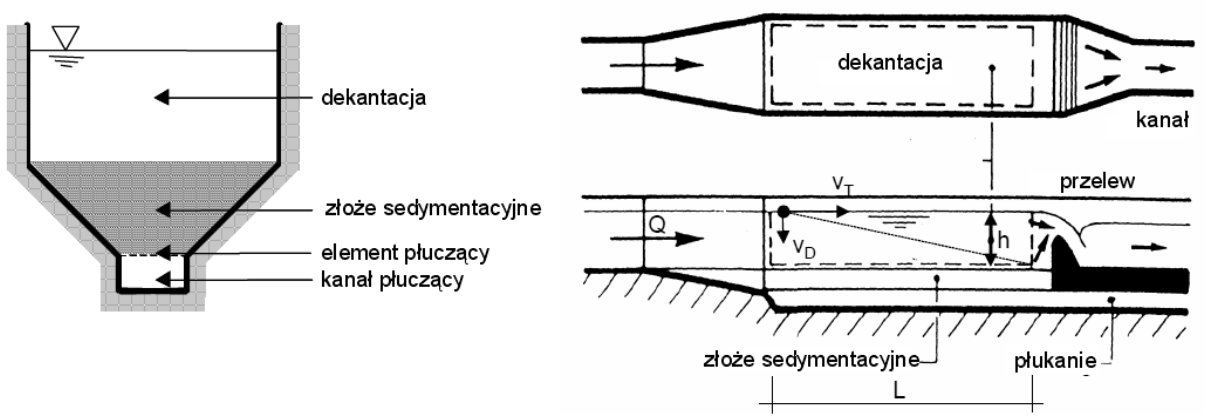
Należy zwrócić uwagę, że V jest prędkością wewnątrz przewodu derywacyjnego (w m/s), a D – jego średnicą hydrauliczną (w m).

Dodatkowo, poza zapewnieniem minimalnej wartości zanurzenia, możliwe jest ograniczenie możliwości powstania warunków przepływu asymetrycznego przez właściwą konstrukcję otworu wlotowego oraz przez zastosowanie takich elementów układu przepływowego, jak ścianki pionowe, filary, kraty, tratwy pływające.

5.6. Osadniki

5.6.1. Wiadomości ogólne

Ujęcia doprowadzalnikowe są skonstruowane w taki sposób, aby uniknąć transportu pływających ciał stałych i materiału wleczonego po dnie cieku. Jednakże nie mogą one zapobiec wprowadzeniu do doprowadzalnika zawieszonych w wodzie osadów. W tym celu za ujęciem projektuje się osadnik. Głównym zadaniem osadnika jest zapobieganie tworzeniu się osadów w elementach doprowadzalnika (kanały, sztolnie itp.) oraz ograniczenie możliwych uszkodzeń elementów wyposażenia mechanicznego i hydraulicznego elektrowni.



Rysunek 5-24 Osadnik

Zasada działania osadnika polega na ograniczeniu prędkości i turbulencji przepływu, dzięki czemu osady zawieszone w wodzie mogą się wytrącić w zbiorniku. Spowolnienie przepływu jest uzyskiwane dzięki rozszerzeniu kanału i regulowane przelewem umieszczonym na końcu osadnika (rysunek 5-24).

Celem ograniczenia czasu płukania i ilości zużywanej w tym celu wody stosuje się system śluzowania osadów.

5.6.2. Efektywność osadnika

Efektywność osadnika określona jest średnicą odkładających się w nim ziaren osadu. Wybór efektywności zależy od rodzaju wyposażenia hydromechanicznego i od spadu brutto elektrowni. W przypadku turbiny Francisa moc abrazyjna ziarenek osadu wyraża się następującą zależnością od prędkości tych ziaren:

$$P_e = \mu \cdot V \cdot \frac{\rho_S - \rho_E}{R} \cdot v^3 \qquad (5.6)$$

gdzie: μ jest współczynnikiem tarcia pomiędzy łopatkami turbiny a ziarnami

V - objętością ziaren,

ρ_S i ρ_E - masami objętościowymi ziarenek i wody,

R - promieniem wirnika turbiny,

v - prędkością ziaren.

Objętość ziaren jest bezpośrednio związana z efektywnością osadnika.

Odstępy pomiędzy naprawami turbin Francisa wynoszą około 6-7 lat przy średnicy ziaren do 0,2 mm, 3–4 lat dla osadów do 0,3 mm, a tylko 1-2 lat dla osadów do 0,5 mm. Koszt osadnika rośnie wraz z jego efektywnością. Wynika stąd, że optymalna efektywność jest funkcją kosztów budowy, strat energii, kosztów napraw turbin i kosztów eksploatacyjnych. Doświadczenie pokazuje, że najbardziej uzasadniona ekonomicznie jest efektywność wynosząca około 0,2 mm dla zwiększonych wymagań (znaczny spad, cząsteczki kwarcu w osadzie) i 0,3 mm dla warunków normalnych.

5.6.3. Projektowanie

Niezbędna długość osadnika określona jest przepływem przez ujęcie wody i przez wybraną efektywność, tzn. największą średnicę ziarna, które jeszcze powinno opaść na dno osadnika. Długość osadnika powinna wystarczyć wszystkim ziarnom o tej średnicy na opadnięcie. Ma to miejsce wtedy, gdy czas opadania, t_D, pokrywa się z czasem transportu wzdłuż osi kanału, t_t. Pierwszy z tych parametrów określony jest ilorazem h/v_D, drugi - ilorazem L/v_T (patrz rysunek 5.24). Tak więc minimalną odległość niezbędną do osadzenia się wszystkich ziaren o średnicy d_D, oblicza się według wzoru:

$$L \geq \frac{Q}{v_D \cdot B} \tag{5.7}$$

Szerokość B powinna być mniejsza niż 1/8 długości L i mniejsza od dwukrotności głębokości przepływu h. Prędkość opadania v_D jest określona formuła Newtona lub Prandtla dla cząsteczek kulistych i dla warunków idealnych, to znaczy dla czystej wody, w której nie występuje turbulencja ani efekt ścianki. Zależy to od oporu kształtu cząstek, który z kolei zależy od liczby Reynoldsa. Dla warunków rzeczywistych nie istnieje żadna zależność matematyczna i należy opierać się na doświadczeniach. W praktyce, w przypadku wody stojącej korzysta się często w pierwszym przybliżeniu z empirycznej formuły Zankego:

$$v_D = \frac{100}{9 \cdot d}\left(\sqrt{1 + 1{,}57 \cdot 10^2 \cdot d^3} - 1\right) \qquad \text{[mm/s]} \tag{5.8}$$

w której v_D jest wyrażona w mm/s, a średnica ziaren w mm. Wyrażenie to jest poprawne dla temperatury $T = 20°$ i stosunku gęstości ziaren i wody równego 2,65.

W warunkach przepływu burzliwego prędkość opadania zawiesiny zmniejsza się, w związku z czym bardziej adekwatne jest wyrażenie:

$$v_D = v_{DO} - \alpha \cdot v_T \geq 0 \tag{5.9}$$

w którym v_{DO} jest prędkością opadania w wodzie stojącej, a α współczynnikiem redukcyjnym (w $1/m^{1/2}$) wyrażonym w funkcji głębokości wody w osadniku h [m]:

$$\alpha = \frac{0{,}132}{\sqrt{h}} \tag{5.10}$$

W zasadzie celem prawidłowego zaprojektowania osadnika powinno się definiować krytyczną prędkość przepływu. Ta prędkość krytyczna definiuje granicę między stanem zawieszenia a stanem sedymentacji. Jeśli prędkość przepływu jest zbyt wysoka, osady sedymentujące na dnie osadnika mogą ponownie zostać porwane przez przepływ. Przy współczynniku szorstkości Manninga-Stricklera $K = 60\ m^{1/3}/s$ ($K = 1/n$, średnia wartość dla betonu) i stosunku gęstości ziaren i wody równego 2,65, stosuje się następujący wzór:

$$v_{CR} = 13 \cdot R_h^{1/6} \cdot \sqrt{d} \tag{5.11}$$

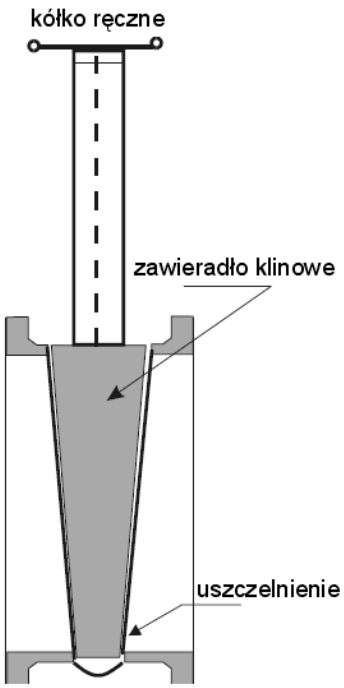
Rząd wielkości v_{cr} to 0,2-0,3 m/s. Więcej informacji dotyczących projektowania i konstruowania piaskowników można odnaleźć np. w monografii Bouvarda (1984).

5.7. Zamknięcia i zawory

W elektrowniach wodnych musi istnieć możliwość tymczasowego odseparowania pewnych elementów (np. celem umożliwienia dostępu do turbiny w związku z koniecznością dokonania czynności obsługowych lub naprawy[1]). W tym celu należy posługiwać się zamknięciami i zaworami. Najważniejsze z nich, to:

- Zastawki, zbudowane z poziomych belek drewnianych, kształtowników lub tablic wzmacnianych płyt metalowych
- Zasuwy z żeliwa, stali, tworzywa sztucznego lub belek drewnianych,
- Zawory klapowe, z przeciwwagą lub bez niej,
- Zawory kulowe, obrotowe, tłokowe i motylowe.

W większości przypadków ujęcie wody zawiera zdalnie sterowane zamknięcie lub zawór, stanowiące element układu zabezpieczeń przed wlotem turbiny, umożliwiający odwodnienie przewodu zasilającego. Zamknięcie to powinno być zaprojektowane w taki sposób, aby można było odciąć maksymalny przepływ przez turbinę, nawet w przypadku jej rozbiegu w wyniku odłączenia hydrozespołu od sieci. Poza tym musi dawać możliwość częściowego otwarcia przy maksymalnym spadzie, aby pozwolić na napełnienie przewodu.



Rysunek 5-25 Zasuwa klinowa

W przypadku niskich spadów najprostszym rodzajem zamknięcia są zastawki – np. belki drewniane umieszczone poziomo i utrzymywane z obu stron w prowadnicach. Zastawki nie dają możliwości regulacji przepływu - są stosowane tylko do jego zatrzymania. Jeśli przepływ musi być całkowicie zatrzymany, np. na czas remontu w odcinanej części układu przepływowego, zaleca się stosowanie 2 równoległych zestawów zastawek. Szerokość przestrzeni pomiędzy nimi powinna wynosić około 15 cm, tak aby można było umieścić w niej materiał uszczelniający. Zamknięcia i zasuwy do regulacji przepływu stosuje się z reguły w przewodach energetycznych. Zamknięcia zasuwowe wykorzystuje się na ogół do regulacji przepływu w kanałach otwartych i w innych instalacjach niskociśnieniowych. Ten rodzaj regulacji przepływu stosowany jest również w doprowadzalnikowych ujęciach wody, pozwalając – w razie potrzeby - zupełnie zatrzymać przepływ i odwodnić doprowadzalnik. Do otworów mniejszych od 2 m^2 najczęściej używa się zasuw żeliwnych. W przypadku otworów większych zasuwy wykonuje się ze stali, co jest bardziej uzasadnione ekonomicznie. Zasuwy nożowe są rzadko stosowane jako zamknięcia bezpieczeństwa w rurociągach derywacyjnych, gdyż ich zamknięcie zbyt długo trwa. Zawieradło przesuwa się w dwóch prowadnicach wewnątrz zaworu.

W przypadku rurociągu wysokociśnieniowego ciśnienie wody, które przyciska zawieradło do gniazda, utrudnia funkcjonowanie zasuwy. Unika się tego problemu, stosując zasuwy klinowe (rysunek 5.25), pozwalające na odszczelnienie zamknięcia w całym przekroju, nawet jeśli zasuwa zostanie uniesiona tylko na niewielką wysokość. Aby zapewnić szczelność na obwodzie zasuwy, stosuje się różne rodzaje

[1] Zgodnie z polskimi przepisami prace przy wszelkich urządzeniach lub instalacjach energetycznych znajdujących się pod ciśnieniem statycznym powinny być wykonywane pod osłoną dwóch niezależnych zamknięć, np. zamknięcia awaryjnego i zamknięcia remontowego. Warunek ten bywa jednak niedotrzymywany w przypadku starszych, niskospadowych budowli hydrotechnicznych, które nie są wyposażone w system podwójnych zamknięć,

uszczelek gumowych. Mogą one być wykonane z naturalnego kauczuku, z pochodnych styrenu, butadienu lub nitrylów. Uszczelnienie przylega bezpośrednio do toru przemieszczania się zasuwy.

Otwieranie małych zasuw regulujących przepływ może odbywać się za pomocą dźwignika zębatkowego ręcznego, a także siłownika hydraulicznego lub elektrycznego utrzymującego zawieradło na gwincie śrubowym (fotografie 5.17 i 5.18).

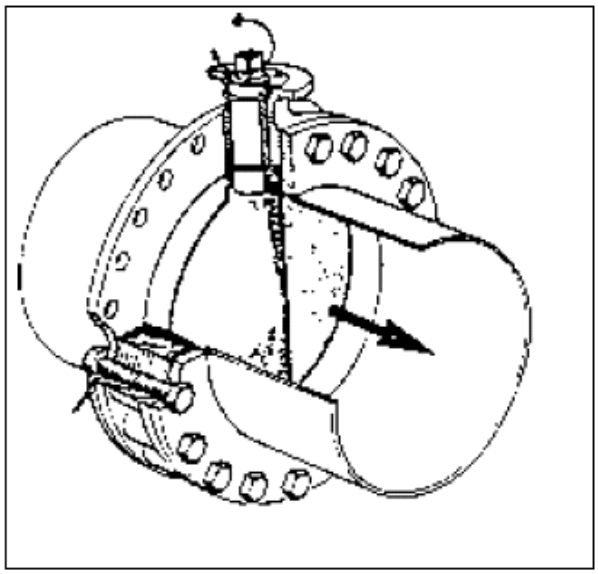


Fot. 5-17 Zasuwa regulacyjna z mechanizmem zębatkowym

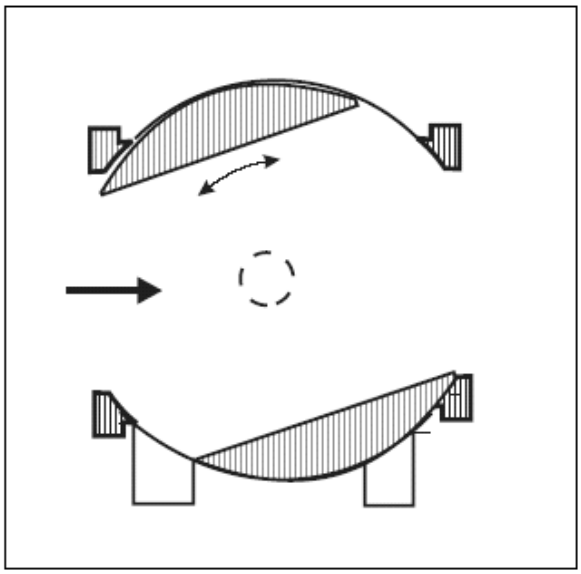


Fot. 5-18 Napęd zasuwy za pomocą siłownika hydraulicznego

Zasadniczym elementem zaworu motylowego jest dysk zawieradła w kształcie soczewki, zamontowany na wale. Obrót dysku wokół osi wału powoduje zamykanie lub otwieranie zaworu (rysunek 5.26). W rurociągu pod ciśnieniem każda połówka dysku jest poddana temu samemu ciśnieniu, dzięki czemu zaworem można łatwo manewrować i szybko go zamknąć. Zawory motylowe są używane jako zawory zabezpieczające turbiny oraz jako zawory regulacyjne. Gdy pełnią rolę regulacyjną, to nieuniknione są straty energetyczne wynikające z tego, że dysk pozostaje w przepływie i wywołuje jego zakłócenia. To ostatnie zjawisko może prowadzić do drgań i obniżenia trwałości uszczelnienia zawieradła.



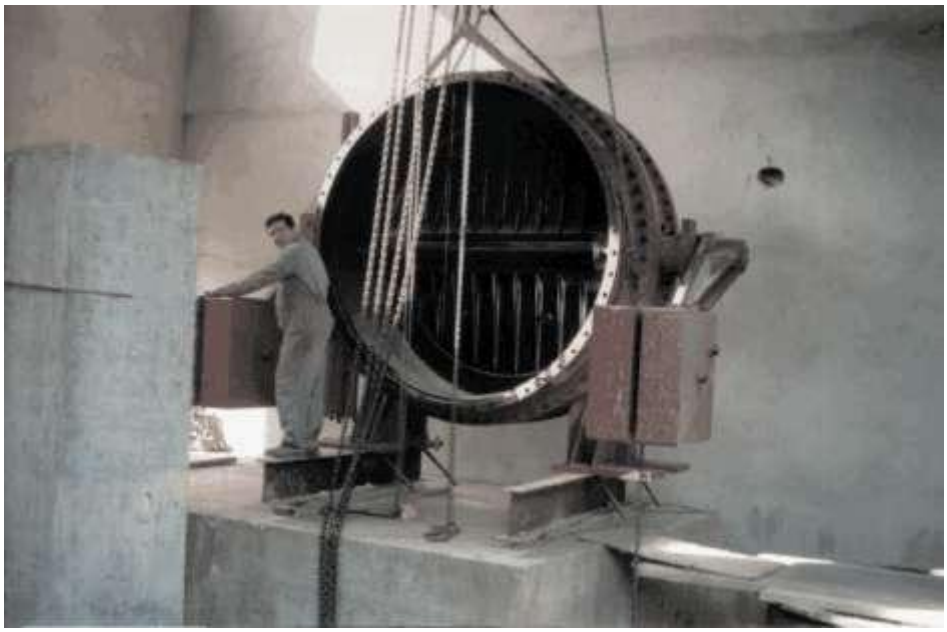
Rysunek 5-26 Zawór motylowy



Rysunek 5-27 Zawór kulowy i obrotowy

Zawory motylowe są proste w budowie i obsłudze, mogą być sterowane ręcznie lub hydraulicznie. Na fotografii 5.13 pokazano duży zawór motylowy w trakcie montażu w elektrowni wodnej, a na fotografii 5.14 - zawór motylowy napędzany siłownikiem hydraulicznym, z pomocniczym układem otwierania i przeciwciężarem, zainstalowany na wlocie małej turbiny Francisa.

Zawory kulowe (rysunek 5.27) wykazują mniejsze straty hydrauliczne niż zasuwy nożowe lub zawory motylowe. Poza tym są wytrzymałe na wysokie ciśnienia, dzięki czemu - pomimo wysokich kosztów - są powszechnie stosowane.



Fot. 5-19 Duży zawór motylowy



Fot. 5-20 Zawór motylowy z napędem hydraulicznym

Zamknięcia segmentowe, o innej zasadzie działania, pozwalają na utworzenie regulowanego przelewu i na precyzyjną regulację poziomu wody przed i za urządzeniem. Na fotografiach 5.21 pokazano zamknięcie segmentowe gotowe do zainstalowania (po lewej), oraz instalowanie segmentu na betonowych przyczółkach (po prawej). Tego typu zamknięcie podnosi się lub obniża, aby pozwolić na

przepływ wody pod segmentem. Wygięta blacha, która tworzy powierzchnię nawodną, jest współosiowa z czopami zamknięcia. Czopy te są zakotwione w filarach i przenoszą całe ciśnienie hydrostatyczne. Dzięki temu siły niezbędne do wykonywania manewru podniesienia zasuwy są zminimalizowane. Straty hydrauliczne na zamknięciach i zaworach są stosunkowo wysokie, zwłaszcza gdy działają one jako urządzenia regulacyjne. Dalsze szczegółowe informacje można znaleźć w rozdziale 2, (podrozdział 2.2.4) i w podanej bibliografii.



Fot. 5-21 Zamknięcie segmentowe (po lewej)
i jego instalowanie na przyczółkach betonowych (po prawej)

5.8. Kanały otwarte

5.8.1. Projektowanie i wymiarowanie

Przepływ przez kanał zależy od jego przekroju poprzecznego, od jego spadku i chropowatości powierzchni. Kanały naturalne mają na ogół bardzo nieregularny kształt, a chropowatość ich powierzchni zmienia się wzdłuż ich przebiegu i jest zależna od czasu. Zastosowanie zasad mechaniki płynów do kanałów naturalnych jest znacznie bardziej skomplikowane niż w przypadku kanałów sztucznych, których przekrój poprzeczny jest znany, a chropowatość materiałów budowlanych – gruntu, betonu, stali lub drewna - dobrze udokumentowana, dzięki czemu otrzymywane rezultaty są dość dokładne.

W tabeli 2.5 w rozdziale 2 pokazano podstawowe właściwości geometryczne różnych przekrojów kanału.

W małych elektrowniach wodnych przepływ w kanałach pozostaje na ogół w granicach przepływu burzliwego, a więc można doń stosować równanie Manninga

$$Q = \frac{A \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2}}{n} = \frac{A^{5/3} \cdot S^{1/2}}{n \cdot P^{2/3}} \tag{5.12}$$

gdzie n jest współczynnikiem Manninnga, który w przypadku kanałów o sztucznej powierzchni może być określony z wystarczającą dokładnością z tabeli 5.2, zaś S jest gradientem hydraulicznym, określonym zazwyczaj spadkiem dna kanału.

Tabela 5-2: Parametry hydrauliczne dla przekrojów poprzecznych kanałów konwencjonalnych

Typ kanału	Współczynnik *n* Manninga
Kanały wykopane w gruncie	
Czyste	0,022
Żwirowe	0,025
Zarośnięte	0,030
Kamieniste, otoczakowe (lub cieki naturalne)	0,035
Kanały ze sztuczną wykładziną	
Geomembrana	< 0,010
Brąz	0,011
Stal gładka	0,012
Stal malowana	0,014
Stal nitowana	0,015
Żeliwo	0,013
Beton, beton fakturowany	0,012
Beton surowy	0,014
Drewno strugane	0,012
Cegła	0,014
Murarka	0,015
Asfalt	0,016
Metale nierdzewne	0,022
Murarka z surowego kamienia	0,025

Alternatywnie, równanie Manninga można zapisać w postaci:

$$S = \left(\frac{Q \cdot n \cdot P^{2/3}}{A^{5/3}} \right)^2 = \left(\frac{Q \cdot n}{AR^{2/3}} \right)^2 \tag{5.13}$$

Równanie (5.12) pokazuje, że w przypadku takiego samego przekroju poprzecznego *A* i takiego samego spadku kanału *S*, kanałem o większym promieniu hydraulicznym *R* płynie więcej wody. To oznacza, że przy danym polu powierzchni przekroju poprzecznego najbardziej efektywny hydraulicznie jest przekrój o najmniejszym obwodzie zwilżonym. Wynika stąd, że najefektywniejsze są przekroje półkoliste. Jednakże budowa oraz utrzymanie kanałów o przekrojach półkolistych są trudne i kosztowne, o ile nie korzysta się z materiałów prefabrykowanych. Powszechnie stosuje się kanały o przekrojach trapezoidalnych. Najbardziej efektywnym przekrojem trapezoidalnym jest połówka sześciokąta. Skarpy wykazują wówczas pochylenie (stosunek wysokości skarpy do jej szerokości mierzonej w kierunku poziomym) wynoszące 1:0,577. Ściśle rzecz biorąc, stwierdzenie to jest prawdziwe, gdy poziom wody osiąga poziom górnej krawędzi skośnego brzegu kanału.

Dodać należy, że najkorzystniejszy przekrój hydrauliczny nie musi oznaczać najtańszych robót ziemnych. Jeśli kanał nie posiada wykładziny, największe pochylenie brzegów jest ograniczone do takiej wartości, przy jakiej materiał ścianek pod powierzchnią wody pozostanie trwale stabilny. Brzegi

gliniane mogą wytrzymać pochylenie o stosunku odległości pionowej do poziomej równym 1:3/4, podczas gdy gruntu piaszczyste muszą mieć brzegi bardziej spłaszczone (pochylenie 1:2). W tabeli 5.3 przedstawiono optymalne profile w zależności od głębokości wody i ich parametry dla najczęściej spotykanych przekrojów poprzecznych.

Tabela 5.3: Optymalny profil dla różnych przekrojów kanału

Przekrój kanału	**Pole przekroju** ***A***	**Obwód zwilżony** ***P***	**Promień hydrauliczny** ***R***	**Szerokość lustra wody** ***T***	**Głębokość wody** ***d***
Półsześciokąt trapezoidalny	$1{,}73\ y^2$	$3{,}46\ y$	$0{,}500\ y$	$2{,}31\ y$	$0{,}750\ y$
Prostokąt: pół kwadratu	$2y^2$	$4\ y$	$0{,}500\ y$	$2\ y$	y
Trójkąt: pół kwadratu	y^2	$2{,}83\ y$	$0{,}354\ y$	$2\ y$	$0{,}500\ y$
Półkole	$0{,}5\pi y^2$	$\pi\ y$	$0{,}500\ y$	$2\ y$	$0{,}250\ \pi y$

Wymiary rzeczywiste powinny zawierać zapas wysokości (odległość pionowa pomiędzy zdefiniowanym poziomem wody a górną krawędzią skarpy), aby zapobiegać przelewaniu się wody wskutek różnic jej poziomów. Często przyjmuje się, że minimalny zapas wysokości dla kanałów z wykładziną wynosi około 10 cm, a dla kanałów bez wykładziny powinien odpowiadać około jednej trzeciej planowanej głębokości wody, ale nie mniej niż 15 cm. Aby uniemożliwić niekontrolowane przelewanie się wody z kanału w odpowiednich odstępach można rozmieścić przelewy - nadmiar wody jest wtedy usuwany przelewem do istniejącego starorzecza lub do rowu odpływowego.

Tabela 5-4: Minimalne wzniesienia korony stałych budowli hydrotechnicznych nad poziom wody wg. Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 20 kwietnia 2007 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budowle hydrotechniczne i ich usytuowanie

Załącznik nr 6

BEZPIECZNE WZNIESIENIE KORONY STAŁYCH BUDOWLI HYDROTECHNICZNYCH

Rodzaje budowli	Warunki eksploatacji	Bezpieczne wzniesienie korony budowli piętrzącej dla klas I—IV [m]							
		nad statycznym poziomem wody				nad poziomem wywołanym falowaniem			
		I	II	III	IV	I	II	III	IV
Zapory ziemne i obwałowania	maksymalne poziomy wód	2,0	1,5	1,0	0,7	0,7	0,5	0,5	0,5
	miarodajne przepływy wezbraniowe	1,3	1,0	0,7	0,5	0,5	0,3	0,3	0,3
	wyjątkowe warunki pracy budowli	0,3	0,3	0,3	0,3	nie uwzględnia się falowania			
Budowle betonowe i inne	maksymalne poziomy wód	1,5	1,0	0,7	0,5	0,5	0,4	0,4	0,4
	miarodajne przepływy wezbraniowe	1,0	0,7	0,5	0,5	0,3	0,3	0,3	0,3
	wyjątkowe warunki pracy budowli	0,1	0,1	0,1	0,1	nie uwzględnia się falowania			

W Polsce sprawy wzniesienia korony obwałowań nad poziom wody reguluje Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 20 kwietnia 2007 r. [34]. Zgodnie z jego postanowieniami wzniesienie to nie może być niższe niż to wynika z załącznika 6 do tego rozporządzenia (tabela 5.4). Przy określaniu poziomu wód odpowiadającemu przepływom miarodajnym uwzględnia się warunki nagłego unieruchomienia elektrowni.

Przykład 5.1

Zakładając głębokość wody równą 1 m, szerokość dna kanału - 1,5 m, brzegi o pochyleniu 2:1, spadek łożyska kanału - 0,001 i współczynnik Manninga - 0,015, należy wyznaczyć przepływ (*Q*) i średnią prędkość (*V*).

Z tabeli 2.5 wynika, że dla b = 1,5 m, z = 1/2 i y = 1 m, mamy

$$A = (b + zy)y = (1 + 0{,}5 \cdot 1) \cdot 1 = 2 \qquad [\mathrm{m}^2]$$

$$P = b + 2y \cdot \sqrt{(1 + 0{,}5 \cdot z^2)} = 1{,}5 + 2\sqrt{1 + 0{,}5^2} = 3{,}736 \qquad [\mathrm{m}]$$

Stosując wzór (5.12) przy A = 2 m^2 i P = 3,736 m, uzyskuje się

$$Q = \frac{1}{0{,}015} \cdot \frac{2^{5/3}}{3{,}736^{2/3}} \cdot \sqrt{0{,}001} = 2{,}78 \qquad \left[\frac{\mathrm{m}^3}{\mathrm{s}}\right]$$

$V = Q/A = 2{,}78/2 = 1{,}39$ [m/s]

Przykład 5.2

Określić spadek, znając przepływ i wymiary kanału. Dla kanału wyłożonego betonem o gładkiej powierzchni (n = 0,011), dnie o szerokości 2 m, brzegach o spadku 1:2 i stałej głębokości 1,2 m należy określić spadek dna kanału, jeżeli przepływ wynosi 17,5 m^3/s.

Stosując wzory z tabeli 2.5 przy b = 2 m, y = 1,2 m i z = 2, uzyskuje się

$A = (b + zy)\, y = 5{,}28$ [m^2]

$$R = \frac{(b + zy)y}{b + 2y\sqrt{1 + z^2}} = 0{,}717 \qquad [\mathrm{m}]$$

$$S = \left(\frac{17{,}5 \cdot 0{,}011}{5{,}28 \cdot 0{,}717^{2/3}} \right)^2 = 0{,}002$$

Jeżeli przekrój kanału, spadek i natężenie przepływu są znane, a wartością szukaną jest głębokość y, to równanie 5.12 (ani jakiekolwiek inne) nie daje bezpośredniej odpowiedzi w postaci jawnej. Dlatego należy wykonać obliczenia iteracyjne.

Przykład 5.3

Dany jest otwarty kanał trapezoidalny o szerokości dna 3 m, którego brzegi wykazują pochylenie 1:1,5. Współczynnik Manninga kanału wynosi 0,013. Spadek wzdłużny kanału wynosi 0,0016, a natężenie przepływu - 21 m^3/s. Obliczyć głębokość wody.

Z równania 5.12 wynika, że wskaźnik przekroju powinien wynieść

$$AR^{2/3} = (Qn)/S^{1/2} = (21 \cdot 0{,}013)/0{,}0016^{1/2} = 0{,}6825 \quad [\mathrm{m}^{8/3}]$$

Z tabeli 2.5 wynika, że pole powierzchni A i promień hydrauliczny wynoszą odpowiednio:

$$A = (b + zy)y = (3 + 1{,}5y)y \quad [\mathrm{m}^2]$$

$$R = \frac{(b+zy)y}{b+2y\sqrt{1+z^2}} = \frac{(3+1{,}5y)y}{3+2y\sqrt{1+1{,}5^2}} \quad [\mathrm{m}]$$

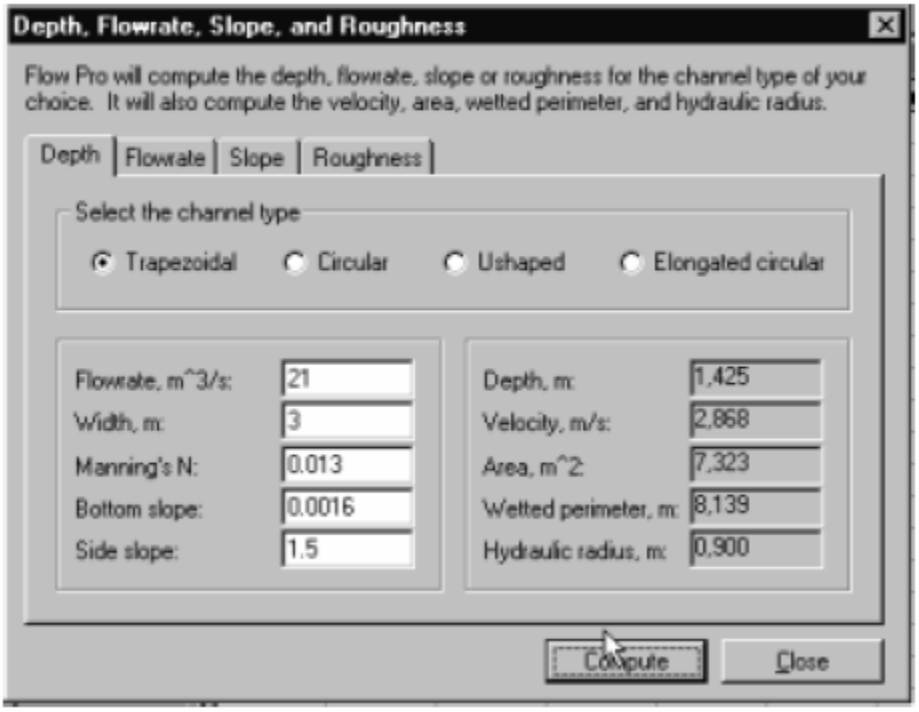
Z wzorów tych można obliczyć A i R dla różnych wartości y, aż do znalezienia wskaźnika przekroju $AR^{2/3}$ bliskiego 6,825 m$^{8/3}$:

dla y = 1,5 m: A = 7,875 m^2, R = 0,937 m, $AR^{2/3}$ = 7,539 m$^{8/3}$

dla y = 1,4 m: A = 7,140 m^2, R = 0,887 m, $AR^{2/3}$ = 6,593 m$^{8/3}$

dla y = 1,43 m: A = 7,357 m^2, R = 0,902 m, $AR^{2/3}$ = 6,869 m$^{8/3}$

Powyższe wyniki wskazują, że głębokość wody jest nieznacznie niższa niż 1,43. Stosując program komputerowy *FlowPro*, wynik ten otrzymuje się bezpośrednio w postaci pokazanej na ekranie poniżej. Ostatecznie głębokość wody wynosi 1,425 m przy A = 7,323 m^2, P = 8,139 m, R = 0,900 m i wskaźniku przekroju równym 6,826.



Reasumując, projektowanie kanałów powinno przebiegać w następujących etapach:

- Określenie współczynnika *n* z tabeli 5.5,
- Obliczania wskaźnika przekroju $AR^{2/3} = \frac{nQ}{\sqrt{S}}$ ze znanymi parametrami prawej strony,
- Jeśli poszukuje się przekroju optymalnego - zastosowanie wartości z tabeli 5.3 albo wartości podanych w tabeli 2.5,
- Sprawdzenie, czy prędkość przepływu jest wystarczająco wysoka, aby uniknąć tworzenia się złóż sedymentacyjnych lub roślinności wodnej,
- Sprawdzić liczbę Froude'a *Fr*, aby określić, czy mamy do czynienia z przepływem podkrytycznym lub nadkrytycznym.
- Zdefiniować żądany zapas wysokości kanału.

Przykład 5.4

Zaprojektować kanał trapezoidalny dla przepływu 11 m^3/s.
Kanał zostanie wyłożony dobrze wygładzonym betonem, a jego spadek będzie wynosił 0,001.

Etap 1. Współczynnik Manninga *n* = 0,012

Etap 2. Wskaźnik przekroju wynosi

$$AR^{2/3} = \frac{nQ}{\sqrt{S}} = \frac{0{,}012 \cdot 11}{\sqrt{0{,}002}} = 4{,}174$$

Etap 3. Brak zamiaru określenia optymalnego przekroju.

Etap 4. Przyjmuje się szerokość dna kanału równą 6 m i brzegi o nachyleniu 2:1. Metodą iteracji oblicza się głębokość (według przykładu 5.3).

d = 0,87 m ; A = 6,734 m^2

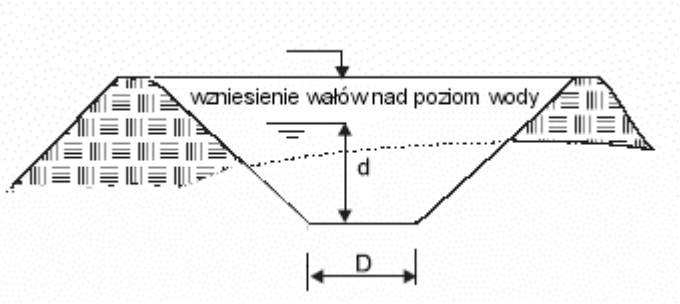
Etap 5. Oblicza się prędkość przepływu

V = 11/6,734 = 1,63 [m/s] OK

Etap 6. Całkowita wysokość kanału. Tabele Urzędu Melioracji USA (*US Bureau of Reclamation*) zalecają zapas wysokości kanału równy 0,37 m. Oprogramowanie FlowPro dostarcza wszystkich wyników.

Zgodnie z polskimi przepisami dla klasy IV obwałowania ziemnego uzyskujemy z tabeli 5.4 wzniesienie 0,7 m. Należy jednak sprawdzić jak wysoki poziom wody będzie w warunkach przepływów miarodajnych i dopiero wówczas wskazać odpowiedni zapas.

5.8.2. Wykopy i stateczność



Rysunek 5-28 Projektowanie kanału

Kanały konwencjonalnych i niektórych małych elektrowni wodnych, a szczególnie kanały w dużych dolinach rzecznych, które powinny przepuszczać duże przepływy, projektuje się według schematu z rysunku 5.28. Docelowy profil przekroju kanału uzyskuje się wykorzystując wydobytą z dna kanału ziemię do budowy obwałowań i to nie tylko do uzyskania obliczonej głębokości wody, ale także do uzyskania dodatkowego wzniesienia wałów nad poziom wody, niezbędnego w przypadku nagłego wzrostu tego poziomu spowodowanego np. przez nagłe zamknięcie zamknięcia, przez fale lub przez nagłe przybory wody. Kanały z obwałowaniami ziemnymi, chociaż łatwe w budowie, są trudne w eksploatacji z powodu erozji skarp i rozrostu roślinności wodnej.

Stateczność skarp jest ograniczona ewentualnym osuwaniem się materiału. Osuwanie to może ulec przyspieszeniu wskutek gwałtownych zmian poziomu wody w kanale. Prędkość przepływu w kanałach bez wykładziny powinna być utrzymywana powyżej wartości minimalnej, aby uniemożliwić porost roślin wodnych i sedymentację, ale poniżej wartości maksymalnej, aby zapobiec erozji.
W przypadku kanału nieumocnionego, maksymalna prędkość dopuszczalna ze względu na erozję zależy od średnicy średniego ziarna materiału obwałowania d_m:

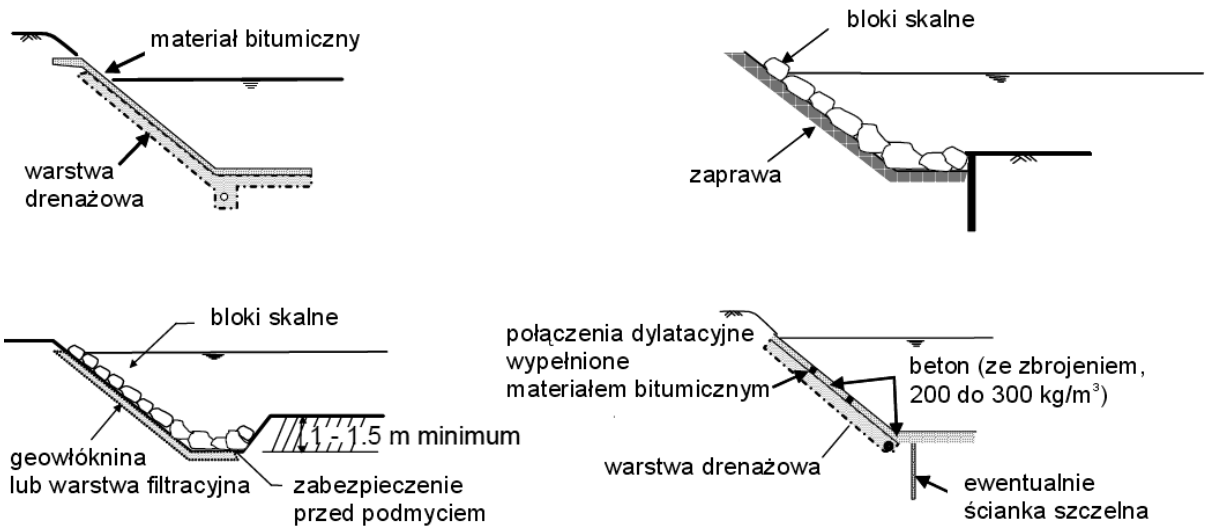
$$V \le 5{,}7 \cdot d_m^{1/3} \cdot R_h^{1/6} \tag{5.15}$$

gdzie R_h jest promieniem hydraulicznym kanału. Dla ziarna o średnicy 1 mm i promienia hydraulicznego od 1 do 3 m, uzyskuje się prędkości krytyczne 0,6 – 0,7 m/s. Dla ziarna o średnicy 10 mm i tego samego promienia hydraulicznego prędkości krytyczne są zawarte pomiędzy 1,2 a 1,5 m/s. Powyższe równanie może być stosowane dla ziaren o średnicy wyższej od 0,1 mm.

Dla gruntów jednorodnych prędkości krytyczne są zawarte pomiędzy 0,4 a 1,5 m/s. W kanałach z wykładziną betonową prędkość wody czystej może osiągać wartości aż do 10 m/s. Nawet jeśli woda zawiera piasek, żwir lub kamienie, prędkości do 4 m/s są dopuszczalne.

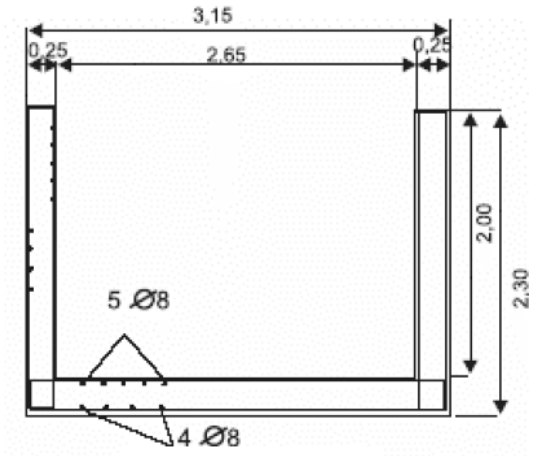
Skądinąd, aby utrzymać glebę piaszczysto-gliniastą w zawiesinie za ujęciem wody, prędkość przepływu musi wynosić co najmniej 0,3 – 0,5 m/s. Aby zapobiec zarastaniu roślinnością wodną, prędkości powinny być nie mniejsze niż 0,5 - 0,75 m/s, a głębokości - nie mniejsze niż 1,5 – 2,0 m.

Właściwa wykładzina stanowi zabezpieczenie obwałowań. Materiały, których można używać celem umocnienia obwałowań to między innymi: roślinność, narzut kamienny betonowany lub luzem, materiały bitumiczne lub beton. Kilka przykładów pokazano na rysunku 5.29.



Rysunek 5-29 Materiały używane do ochrony skarp kanałów

W wysokogórskich elektrowniach wodnych kanał jest zazwyczaj budowany z żelazobetonu, w związku z czym przepisy środowiskowe mogą wymagać jego przykrycia ziemią z zasadzoną roślinnością. Na rysunku 5.30 pokazano schematyczny przekrój prostokątnego kanału żelbetonowego w elektrowni wodnej Cordiñanes, o której była mowa w rozdziale 4, zaś na fotografii 5.22 pokazano ten sam kanał jeszcze przed pokryciem go płytami betonowymi, na których można będzie nałożyć warstwę ziemi z nową roślinnością. Czasami, aby zapewnić budowli brak sufozji (a tym samym zapobiec osunięciom się gruntu z powodu wymywania materiałów gliniastych), kanał jest pokrywany membranami geotekstylnymi. Kanały wyłożone geomembranami charakteryzują się też niskim współczynnikiem Manninga, co pozwala na istotne obniżenie strat hydraulicznych zwłaszcza w długich kanałach.



Rysunek 5-30
Kanał umocniony prostokątny



Fot. 5-22
Kanał w Cordiñanes

W poprzednich przykładach pokazano, że po określeniu profilu kanału można łatwo obliczyć odpowiadający mu przepływ maksymalny.

Celem zapewnienia, że woda z kanału nigdy nie wyleje zagrażając stateczności brzegów i zagwarantowania odpowiedniego wzniesienia jego brzegów nad poziom wody należy przewidzieć przelew boczny (fotografia 5.23).



Fot.5-23 Przelew boczny

Przed ostatecznym określeniem trasy kanału geolog powinien staranie zbadać geomorfologię terenu. Fotografia 5.24 pokazuje wyraźnie, jak wody powodziowe mogą uszkodzić kanał derywacyjny (kanał o szerokości 6 m i długości 500 m zasilający elektrownię wodną o mocy 2 MW). Pewnego dnia doszło do powodzi wywołanej, jak się potem okazało, wodą stuletnią. Podczas wezbrania kanał górny był pusty i ciśnienie oddolne działające na fundamenty zniszczyło go. Jak to opisano szczegółowo w rozdziale 4 (podrozdział 4.4), trzeba brać pod uwagę możliwość zaistnienia tego typu wypadków.



Fot. 5-24 Wyniesienie kanału



Fot. 5-25 Kanał samonośny

Przeszkody na trasie kanału

Wzdłuż trasy kanału mogą występować przeszkody i, aby je ominąć, często trzeba poprowadzić kanałem nad nimi, wokół nich lub pod nimi.

Przejście nad ciekiem wodnym lub strumieniem wymaga instalacji kanału samonośnego, czyli pewnego rodzaju przedłużenia kanału, o tym samym spadku, podtrzymywanego przez filary z betonu

lub stali, albo podwieszonego jak most. Najlepszym rozwiązaniem są często rurociągi stalowe, gdyż mogą one być dodatkowo wykorzystane jako podstawa budowy mostu z metalowej kratownicy, budowanej na miejscu przejścia. Jedynym ewentualnym problemem jest w tym przypadku trudność w usuwaniu złóż sedymentacyjnych, jeśli kanał byłby wypełniony wodą stojącą. Fotografia 5.25 pokazuje tego typu budowlę w Chinach.

Odwrócone syfony mogą także być stosowane w podobnych sytuacjach. Syfon odwrócony składa się z wlotu i wylotu, połączonych ze sobą rurociągiem. Obliczanie ich średnicy odbywa się według takich samych reguł, jakie obowiązują w przypadku rurociągów derywacyjnych, opisanych poniżej.

5.9. Rurociągi derywacyjne

Wybór ułożenia i materiałów na rurociągi derywacyjne

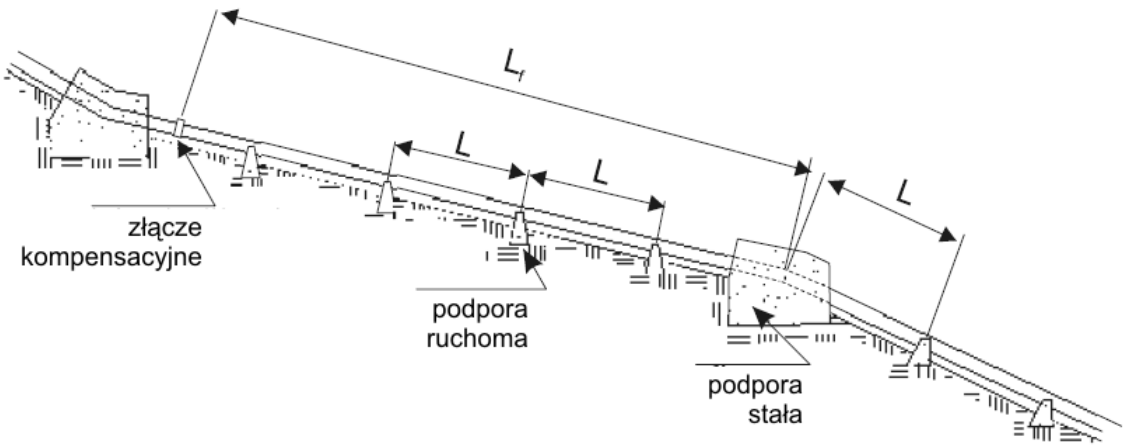
Doprowadzenie wody od ujęcia do budynku elektrowni (co jest zadaniem rurociągu derywacyjnego) może wydawać się mało skomplikowanym zagadnieniem. A jednak wybór optymalnego ze względów ekonomicznych wariantu wykonania rurociągu derywacyjnego nie jest wcale taki prosty.

Uzależniony jest on od warunków gruntowo wodnych, korozyjności środowiska gruntowego i medium, projektowanej średnicy rury i ciśnienia (uzależnionego od wielkości spadu z uwzględnieniem uderzenia hydraulicznego oraz projektowanych urządzeń zabezpieczających), warunków atmosferycznych a nawet ograniczeń terenowych wpływających na możliwość użycia niezbędnego sprzętu budowlanego.

Rurociąg derywacyjny może być ułożony: w gruncie, w nasypie lub częściowym nasypie, na powierzchni terenu (bezpośrednio lub na podporach).

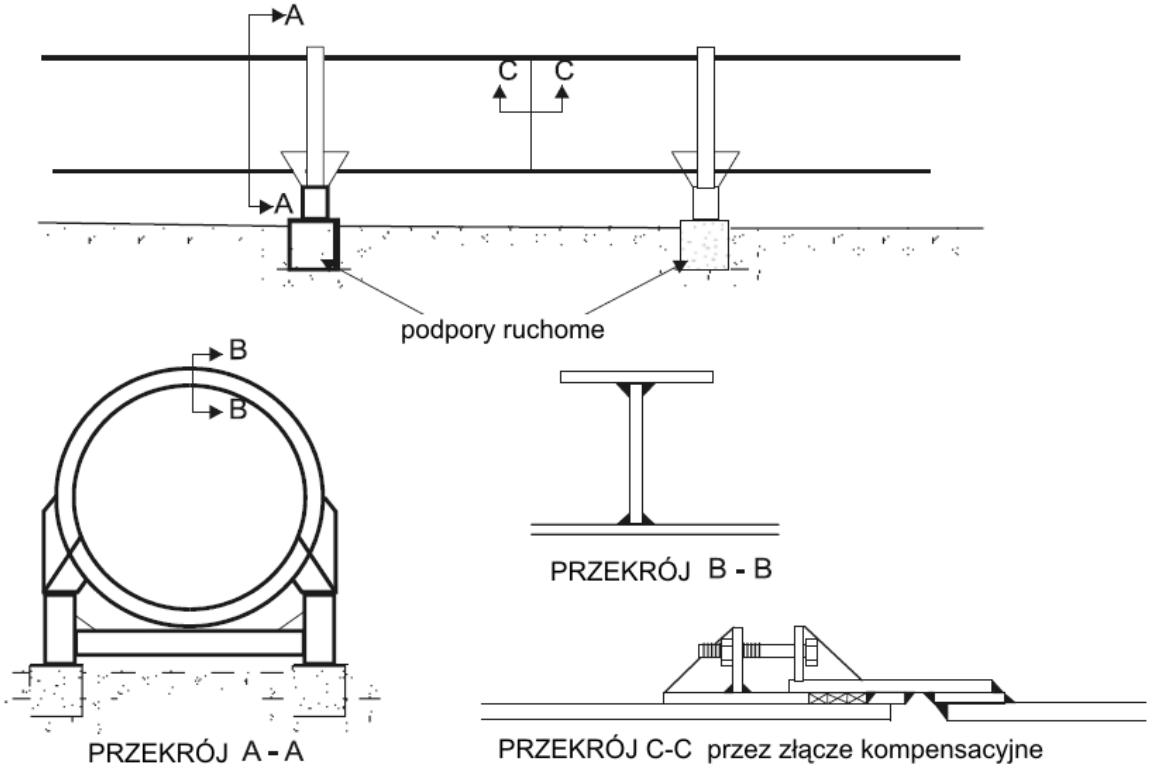
Z punktu widzenia środowiska ułożenie rurociągu w gruncie wydaje się być rozwiązaniem optymalnym, ponieważ ziemia może powrócić do swego stanu pierwotnego, a sam rurociąg nie stanowi bariery ani dla dzikich zwierząt, ani dla roślinności.

Materiał rurociągu musi być odporny na korozję. Warunek ten jest spełniony dla polietylenu wysokiej gęstości(PEHD). Rury z PEHD nie wymagają żadnych zabezpieczeń antykorozyjnych. Pozostałe materiały takie jak stal, czy żeliwo, muszą być starannie pomalowane i zaizolowane w celu ochrony ich powierzchni przed korozją.



Rysunek 5-31 Rurociąg derywacyjny

Rurociąg derywacyjny z materiałów tradycyjnych (stal, żeliwo) zainstalowany powyżej powierzchni gruntu może być zaprojektowany ze złączami kompensacyjnymi lub bez nich. Zmiany temperatury są szczególnie istotne, gdy turbina nie pracuje w sposób ciągły lub gdy rurociąg derywacyjny jest opróżniany dla potrzeb remontowych, co naraża dylatacje na naprężenia termiczne. Rurociąg derywacyjny jest zwykle prowadzony w odcinkach prostych (lub do nich zbliżonych), z podporami stałymi na każdym zagięciu, a także złączami kompensacyjnymi pomiędzy każdą parą podpór (rysunek 5.31). Podpora stała musi przenosić siły wzdłużne rurociągu derywacyjnego, a także siły tarcia spowodowane przez jego rozszerzenie lub skrócenie. Dlatego – o ile to możliwe – powinna być posadowiona na podłożu skalnym. Jeśli, z racji właściwości terenu, podpora wymaga użycia dużej ilości betonu, przez co staje się kosztowna, to alternatywą staje się eliminacja co drugiej podpory stałej oraz wszystkich złącz kompensacyjnych. W takim rozwiązaniu rolę złącz kompensacyjnych przejmują uwolnione zagięcia, które mogą wykonywać na niewielkie przemieszczenia. W takim przypadku pożądane jest ułożenie prostych odcinków rurociągu w siodłach stalowych przystosowanych do kształtu przekroju poprzecznego rurociągu, obejmujących z reguły wycinek przekroju o kącie środkowym 120° (rysunek 5.32). Siodła te mogą być wykonane z blach stalowych lub kształtowników, z materiałem samosmarnym pomiędzy siodłem, a rurociągiem. Przemieszczenia mogą być absorbowane przez złącza kompensacyjne lub przez swobodnymi zagięcia, umożliwiające niewielkie przemieszczenia.



Rysunek 5-32 Rurociąg derywacyjny z podporami ruchomymi i złączami kompensacyjnymi

Jeśli w rurociągu zastosowano złącza kielichowe z uszczelkami toroidalnymi, to efekty rozszerzanie i kurczenia rurociągu są kompensowane przez te złącza.

Rury PEHD ze względu na stosowanie połączeń spawanych lub zgrzewanych, gwarantujących jednorodność rurociągu mogą być układane bezpośrednio na powierzchni terenu bez użycia kompensatorów. Polietylen w kolorze czarnym jest odporny na działanie promieniowania UV. W zależności od uwarunkowań terenowych rurociąg może być zaprojektowany jako kotwiony punktowo. Wszystkie naprężenia występujące na odcinku pomiędzy punktami kotwiącymi przenoszone są przez ściankę rurociągu. Funkcje kotwiącą może spełniać odpowiednio przygotowany blok żelbetowy lub nasyp z gruntu.

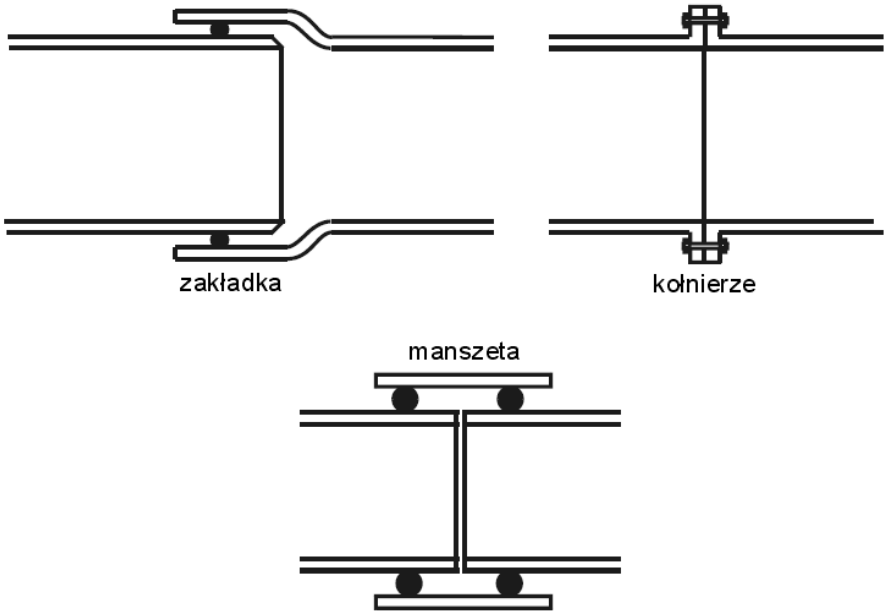
Rozwiązaniem najwygodniejszym jest wykonanie nasypu na całej długości rurociągu, co minimalizuje wpływ zmian temperatury i stabilizuje układ.

W dzisiejszych czasach istnieje duży wybór materiałów na rurociągi derywacyjne: stal, żeliwo, polietylen o wysokiej gęstości, żelazobeton itp. Dla dużych spadów i średnic połączenia nierozłączne spawane lub zgrzewane są najczęściej najlepszym wyborem.

Wybór rurociągu dla zadanych warunków pracy powinien nastąpić po analizie ceny materiału i połączeń, wymaganego dla danej technologii sposobu posadowienia (z uwzględnieniem ewentualnej konieczności wykonania podpór pod kielichami (żeliwo), bloków oporowych, zabezpieczeń antykorozyjnych), trwałości i konieczności wykonywania-uzupełniania zabezpieczeń antykorozyjnych w trakcie eksploatacji.

W przypadku mniejszych średnic trzeba wybierać pomiędzy:

- rurami stalowymi, łączonymi kielichowo, z uszczelnieniami toroidalnymi (przez co unika się spawania w fabryce) lub kołnierzami spawanymi, skręcanymi śrubami na miejscu (rysunek 5.33);
- rurociągami z betonu wirowanego lub sprężonego;
- rurami z żeliwa ciągliwego łączonego kielichowo z zastosowaniem uszczelnień;
- rurociągami z PCW lub polietylenu wysokiej gęstości(PEHD).



Rysunek 5-33 Rurociąg stalowy łączony mechanicznie

Rurociągi z PCW15 są łatwe w montażu dzięki łączeniu kielichowemu, z uszczelkami toroidalnymi. Rury z PCW są zwykle instalowane pod powierzchnią ziemi, pod warstwą o grubości minimalnej jednego metra. Z powodu obniżonej odporności na działanie promieni ultrafioletowych nie mogą być używane na powierzchni ziemi, chyba że zostaną pokryte powłokami lub owinięte. Minimalny promień zagięcia rury z PCW jest relatywnie duży (stukrotność średnicy rurociągu), a jej współczynnik rozszerzalności termicznej jest pięciokrotnie wyższy niż dla stali. Do tego są dość kruche i nieodpowiednie dla gruntów skalistych.

Rury z PEHD (polietylen wysokiej gęstości) są dostępne w zależności od wymaganej średnicy i ciśnienia jako

- ciśnieniowe w zakresie do 1600mm (połączenia zgrzewane),
- niskociśnieniowe (do 2 bar w zakresie średnic do 3300 mm (połączenia spawane).

Rury z PE16 (polietylen o podniesionej masie molekularnej) mogą być układane na gruncie i dostosowywać się do łuków będących 20-40 krotnością ich średnicy (do silniejszych zagięć wymagane są specjalne połączenia). Rura z polietylenu pływa na powierzchni wody i może być ciągnięta liną dużymi odcinkami, jednak musi być łączona na miejscu poprzez spawanie, co wymusza używanie specjalnego sprzętu. Rury z PCW mogą bez uszkodzeń przetrwać mróz, ale mogą nie być dostępne dla średnic powyżej 300 mm.

Innym rozwiązaniem jest użycie rurociągów derywacyjnych ze zbrojonego betonu (sprężonego wstępnie lub nie), z wewnętrzną powłoką stalową (w celu uniknięcia przecieków), łączonych kielichowo z uszczelkami kauczukowymi. Ich znaczna masa podnosi koszty transportu i przemieszczania, ale za to nie ulegają one korozji.

W krajach rozwijających stosuje się impregnowane rurociągi drewniane wzmacniane obręczami stalowymi dla średnic aż do 5,5 metra i spadów sięgających 50 metrów (aż do 120 metrów dla średnic 1,5 metra). Wśród ich zalet wymienić należy łatwość przystosowania do ukształtowania terenu, łatwość ułożenia na gruncie – praktycznie bez niwelowania - brak wymogu stosowania kompensatorów, brak potrzeby podpór betonowych czy zabezpieczeń przeciwkorozyjnych. Rurociąg drewniany składany jest z pojedynczych klepek i taśm, czy też obręczy stalowych, co pozwala na łatwy transport, nawet w trudnym terenie. Do wad należą przecieki, szczególnie podczas napełniania, konieczność utrzymywania napełnienia podczas remontów turbiny, oraz konieczność szeroko zakrojonych zabiegów konserwacyjnych, jak np. odnawianie powłoki asfaltowej poprzez natryskiwanie smoły co pięć lat.

W tabeli 5.5 pokazano główne własności materiałów używanych na rurociągi derywacyjne. Niektóre z danych nie zależą bezpośrednio od materiału - dotyczy to w szczególności wartości współczynnika Hazena Williamsa, zależnego od stanu powierzchni rury.

Tabela 5-5: Własności różnych materiałów

Materiał	Moduł sprężystości Younga E [N/m^2]	Współczynnik rozszerzalności liniowej α [1/^{O}C]	Wytrzymałość na rozciąganie [N/m^2]	n
Stal spawana	$206{,}00 \cdot 10^9$	$12{,}0 \cdot 10^{-6}$	$400 \cdot 10^6$	0,012
Polietylen	$0{,}8 \cdot 10^9$	$140{,}0 \cdot 10^{-6}$	$0{,}8 \cdot 10^{91}$	0,009
Polichlorek winylu (PCW)	$2{,}75 \cdot 10^9$	$54{,}0 \cdot 10^{-6}$	$13 \cdot 10^6$	0,009
Żeliwo	$78{,}50 \cdot 10^9$	$10{,}0 \cdot 10^{-6}$	$140 \cdot 10^6$	0,014
Żeliwo ciągliwe	$16{,}70 \cdot 10^9$	$11{,}0 \cdot 10^{-6}$	$340 \cdot 10^6$	0,013

[1] Naprężenia projektowe dla PE100

Projekt hydrauliczny i wymagania konstrukcyjne

Cechami charakterystycznymi rurociągu derywacyjnego są: materiał konstrukcyjny, średnica, grubość ścianki i rodzaj złącz:

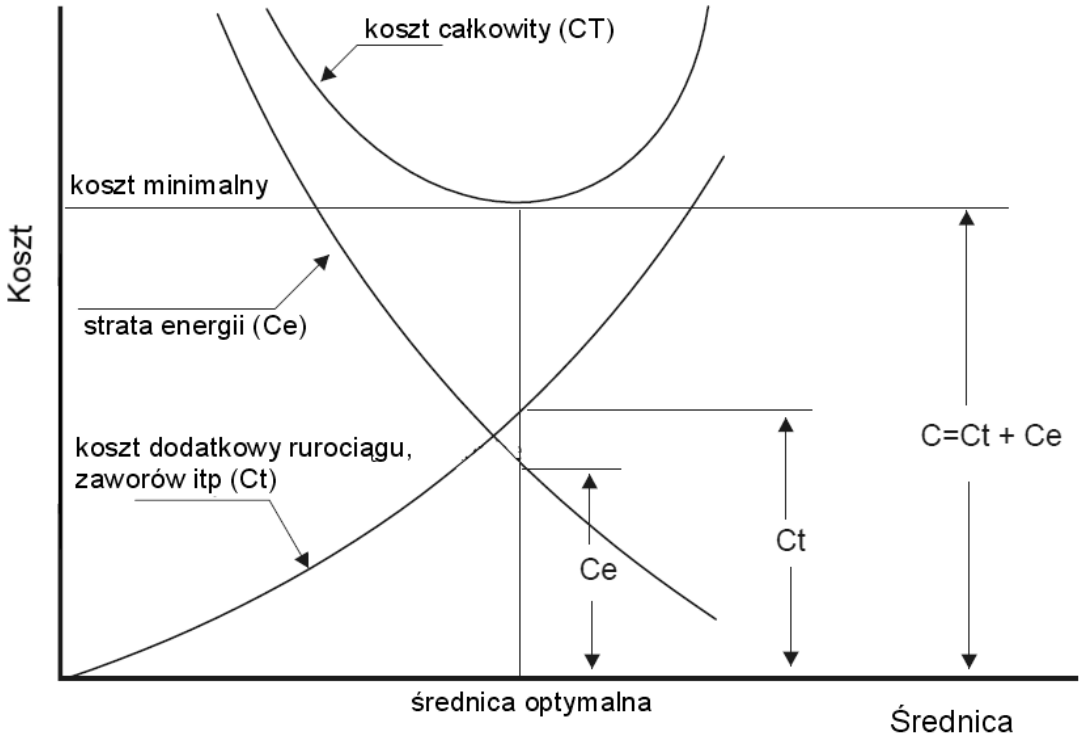
- materiał dobiera się zależnie od warunków posadowienia, dostępności, wagi, systemu złącz i kosztów,
- średnica jest dobierana tak, by zredukować straty tarcia w rurociągu derywacyjnym do akceptowalnego poziomu,
- grubość ścianki dobiera się tak, by wytrzymała ona maksymalne wewnętrzne ciśnienie hydrostatycznemu, włącznie ze zwyżkami ciśnienia towarzyszącymi stanom przejściowym.

Średnica rurociągu derywacyjnego

Dobór średnicy stanowi wynik wyważenia nakładów inwestycyjnych i obniżenia mocy w wyniku start hydraulicznych. Jak wiadomo, moc elektryczna, jaką można uzyskać przy przepływie Q i spadzie H, dana jest równaniem (patrz również podrozdział 6.2.1):

$$P = Q\,H\,\gamma\,\eta$$

gdzie γ jest ciężarem właściwym [kN/m^3], a η sprawnością hydrozespołu.



Rysunek 5-34 Optymalizacja ekonomiczna średnicy rurociągu derywacyjnego

Spad netto równy jest spadowi brutto (różnicy poziomów wody) pomniejszonemu o straty hydrauliczne, w tym straty tarcia i straty miejscowe w rurociągu derywacyjnym, które są praktycznie proporcjonalne do kwadratu prędkości przepływu. Przy zadanym natężeniu przepływu, prędkość wody – a tym samym i strata hydrauliczna - w rurociągu o mniejszej średnicy jest większa niż w rurociągu o średnicy większej. Wybór małej średnicy rurociągu derywacyjnego prowadzi więc do obniżenia kosztów rurociągu, ale zwiększenia strat energii (i na odwrót).

W rozdziale 2 przedstawiono obliczenia strat tarcia, zwracając szczególną uwagę na wykres równań Colebrooke'a (diagramy Moody'ego i Wallingforda) oraz na wzór Manninga. W niniejszym podrozdziale ograniczono się więc w zasadzie do zilustrowania sposobu użycia tych zależności na przykładzie rozwiązań konkretnych zagadnień.

Prostym kryterium wyboru średnicy jest ograniczenie strat spadu do pewnej wartości procentowej. Zwyczajowo dopuszcza się stratę energii równą 4 %. Bardziej ścisłe podejście polega na wyliczeniu mocy i produkowanej energii rocznej dla różnych możliwych średnic. Dla każdej średnicy wyznacza się i wykreśla stratę energii w przewidywanym okresie eksploatacji elektrowni (rysunek 5.34). Jednocześnie określa się koszt rurociągu. Krzywe kosztów związanych z nakładami inwestycyjnymi i startami energii dodaje się graficznie. Średnicę optymalną wyznacza się określając minimum krzywej kosztów całkowitych.

Straty tarcia są największymi stratami w rurociągu derywacyjnym. Straty miejscowe przy przejściu przez kratę ochronną, na wlocie do rurociągu, na zagięciach, dylatacjach, przy zmianie średnicy i w zaworach są stratami mniejszego rzędu. Do obliczenia strat tarcia wystarczy posłużyć się pierwszym przybliżeniem, jakie zapewnia równanie Manninga:

$$\frac{h_f}{L} = 10{,}3 \cdot \frac{n^2 \cdot Q^2}{D^{5{,}333}} \tag{5.16}$$

Rozważając powyższe równanie można zauważyć, że dzieląc średnicę przez dwa uzyska się czterdziestokrotny wzrost strat. Z równania tego wynika także zależność:

$$D = \left(\frac{10{,}3 \cdot n^2 \cdot Q^2 \cdot L}{h_f} \right)^{0{,}1875} . \tag{5.17}$$

Jeśli ograniczy się h_f do $4H/100$, to D można wyznaczyć (przy znanych wartościach Q, n i L) z równania:

$$D = 2{,}69 \cdot \left(\frac{n^2 \cdot Q^2 \cdot L}{H} \right)^{0{,}1875} . \tag{5.18}$$

Przykład 5.5

Spad brutto elektrowni wynosi 85 m, a natężenie przepływu - 3 m^3/s. Rurociąg derywacyjny, wykonany ze stali spawanej, ma długość 173 m. Obliczyć średnicę, przy której straty energii z powodu tarcia nie będą przekraczały 4%:

Zgodnie z równaniem (5.18):

$$D = 2{,}69 \cdot \left(\frac{3^2 \cdot 0{,}012^2 \cdot 173}{85} \right)^{0{,}1875} = 0{,}88 \qquad \text{[m].}$$

Wybieramy rurę o średnicy 1 m, wykonaną ze stali spawanej, i obliczamy wszystkie straty w następnym przykładzie.

Przykład 5.6

Obliczyć straty spadu powodowane tarciem i turbulencjami w układzie pokazanym na rysunku 5.35. Przepływ nominalny wynosi 3 m^3/s, a spad niwelacyjny - 85 m. Średnica rurociągu derywacyjnego ze stali spawanej wynosi 1 m. Promień łuków równy jest czterem średnicom. Na wlocie ujęcia wody znajduje się krata o powierzchni całkowitej 6 m^2, umieszczona pod kątem 60° do poziomu. Pręty wykonane są ze stali nierdzewnej. Ich grubość wynosi 12 mm, a odstęp między nimi - 70 mm (patrz przykład 3.1).

Prędkość przepływu na kracie (przy założeniu $K_t = 1$)wynosi:

$$V_O = 3 \cdot \frac{70+12}{70} \cdot \frac{1}{6} \cdot \frac{1}{0{,}866} = 0{,}7 \qquad \text{[m/s].}$$

Strata spadu na kracie wlotowej określona jest wzorem Kirschmera i wynosi:

$$h_f = 2{,}4 \cdot \left(\frac{12}{70}\right)^{\frac{4}{3}} \cdot \frac{0{,}7^2}{2 \cdot 9{,}81} \cdot 0{,}866 = 0{,}0049 \qquad \text{[m].}$$

Na podstawie rysunku 2.7 w rozdziale 2 można przyjąć współczynnik strat miejscowych na wlocie do rurociągu derywacyjnego $K = 0{,}08$. Prędkość przepływu w rurociągu derywacyjnym wynosi 3,82 m/s, skąd wynikają straty wlotowe:

$$h_e = 0{,}08 \times 3{,}822/(2 \times 9{,}81) = 0{,}06 \qquad \text{[m].}$$

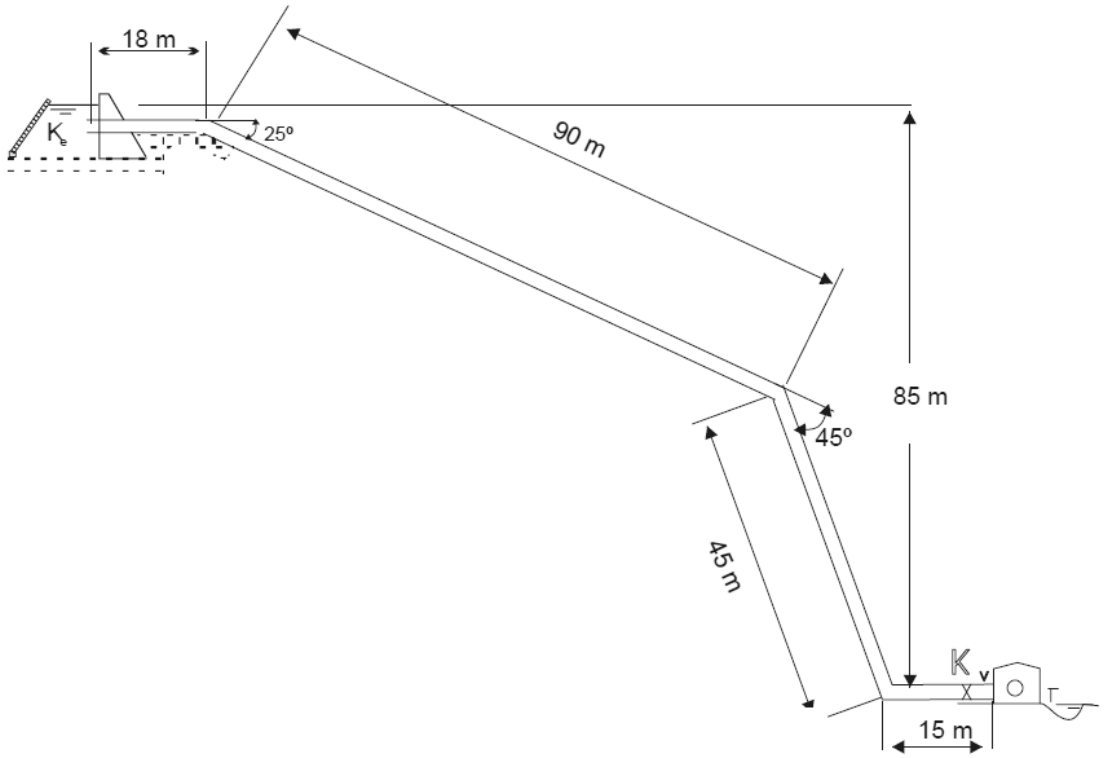
Zgodnie ze wzorem Manninga (2.14) straty tarcia w rurociągu derywacyjnym wynoszą:

$$h_f = \frac{10{,}3 \cdot 0{,}012^2 \cdot 3^2}{1{,}0^{5{,}333}} \cdot 173 = 2{,}30 \qquad \text{[m]}$$

Współczynnik strat miejscowych K_b dla pierwszego zgięcia wynosi 0,05. Współczynnik dla drugiego zagięcia to K_b =0,085, a dla trzeciego K_b = 0,12. Straty spadu na trzech zagięciach wynoszą zatem:

$$(0{,}05 + 0{,}085 + 0{,}12) \times 3{,}822/(2 \times 9{,}81) = 0{,}19 \qquad \text{[m].}$$

Strata spadu na zasuwie wynosi: $0{,}15 \times 3{,}822/(2 \times 9{,}81) = 0{,}11$ [m].



Rysunek 5-35 Rurociąg derywacyjny
– schemat uproszczony do obliczeń strat tarcia i strat miejscowych

Ostatecznie otrzymujemy następujący bilans strat :

strata spadu na kracie wlotowej plus na wlocie do rurociągu:	0,065 m
strata spadu na trzech zagięciach oraz na zaworze:	0,300 m
strata spadu z powodu tarcia w rurociągu derywacyjnym:	2,300 m.

Całkowita strata spadu na dopływie do turbin: 2,665 m, co odpowiada 3,14 % mocy surowej.

Grubość ścianki

Wymagana grubość ścianki zależy od materiału rurociągu (jego wytrzymałości na rozciąganie i granicy sprężystości), od średnicy i od ciśnienia eksploatacyjnego. Przy przepływach ustalonych (wydatek uważany za niezmienny w czasie) ciśnienie w dowolnym punkcie rurociągu derywacyjnego jest równoważne wysokości słupa wody nad tym punktem (pomniejszonego o wysokość energii kinetycznej i straty hydrauliczne do tego punktu). Grubość ścianki jest w tym przypadku obliczana z wzoru:

$$e = \frac{P_1 \cdot D}{2\sigma_f} \tag{5.19}$$

gdzie: e = grubość ścianki wyrażona w mm
P_1 = ciśnienie statyczne w N/mm^2
D = średnica wewnętrzna rury w mm
σ_f = dopuszczalna wytrzymałość na rozciąganie w N/mm^2

Dla rur stalowych powyższe równanie przybiera postać:

$$e = \frac{P_1 \cdot D}{2\sigma_f \cdot k_f} + e_s$$

gdzie: e_s = dodatkowa grubość, uwzględniająca zjawisko korozji
k_f = współczynnik wydajności spawania
k_f = 1 dla rur bez szwu
k_f = 0,9 dla spawów prześwietlanych promieniami rentgenowskimi
k_f = 1,0 dla spawów prześwietlanych promieniami rentgenowskimi i odprężonych
σ_f = dopuszczalna wytrzymałość na rozciąganie (140 N/mm^2)

Rurociąg powinien być wystarczająco sztywny, by uniknąć niebezpieczeństwa wynikającego z odkształceń w warunkach terenowych. ASME zaleca, by wyrażona w milimetrach minimalna grubość ścianki była o 1,2 mm większa od przemnożonej przez współczynnik 2,5 wartości średnicy wyrażonej w metrach. Inne organizacje zalecają minimalną grubość e_{min} = (D+508)/400, gdzie wszystkie wymiary podane są w milimetrach.

W elektrowniach wysokospadowych korzystnym rozwiązaniem może być rurociąg derywacyjny o stałej średnicy, ale z różnymi grubościami ścianek, zmieniającymi się w funkcji ciśnienia hydrostatycznego.

W stanach przejściowych pewna część rurociągu derywacyjnego może znaleźć się pod linią piezometryczną (linią gradientu hydraulicznego) i zapaść się przy ciśnieniu niższym od ciśnienia atmosferycznego. Podciśnienie prowadzące do implozji (w kN/mm^2) wynosi:

$$P_c = 882500 \cdot \left(\frac{e}{D}\right)^3 \tag{5.20}$$

gdzie e i D są odpowiednio grubością ścianki i średnicą rurociągu w milimetrach.

Ujemnego ciśnienia można uniknąć instalując rurę napowietrzającą o średnicy (w centymetrach) obliczanej według formuły:

$$d = 7{,}47 \cdot \sqrt{\frac{Q}{\sqrt{P_c}}} \tag{5.21}$$

gdzie: d = średnica przewodu napowietrzającego [cm]

Q = natężenie przepływu [m^3/s]

P_c = podciśnienie implozji [kN/mm^2]

Wzór ten obowiązuje dla $P_c \leq 0{,}49$ kN/mm^2. Gdy wartość ta jest przekroczona, to

$$d = 8{,}94 \cdot \sqrt{Q}$$

Gdy operator elektrowni lub układ regulacji szybko otwiera lub zamyka zamknięcia, dojść do nagłej zmiany przepływu. Niekiedy przepływ może zostać nawet nagle zatrzymany wskutek zrzutu pełnego obciążenia lub po prostu dlatego, że ciało obce zablokowało przestrzeń pomiędzy iglicą a dyszą turbiny Peltona. Nagła zmiana prędkości przepływu może dotyczyć wielkiej masy wody przemieszczającej się wewnątrz rurociągu. Pojawiająca się fala ciśnienia, znana jest pod nazwą uderzenia hydraulicznego. Pomimo tego, że jest to zjawisko przejściowe, może ono spowodować rozerwanie rurociągu derywacyjnego z powodu zbyt wielkiego ciśnienia lub jego implozję z powodu zbyt silnego spadku poniżej wartości ciśnienia atmosferycznego. Zwyżki ciśnienia wywołane zjawiskiem uderzenia hydraulicznego mogą kilkukrotnie przewyższać wartość ciśnienie statycznego, wynikającą z piętrzenia. Należy je brać pod uwagę w obliczeniach grubości ścianki rurociągu derywacyjnego.

Szczegółowe informacje na temat zjawiska uderzenia hydraulicznego można znaleźć w podręcznikach hydrauliki. Niektóre informacje na ten temat przedstawiono także w podrozdziale 2.2.3. Zastosowanie zalecanych wzorów pokazano niżej na kilku przykładach. Rozważania te mają charakter uproszczony i pozwalają jedynie na orientacyjną ocenę ewentualnego zagrożenia.

Jak wyjaśniono w rozdziale 2 (równanie 2.23), szybkość propagacji fali ciśnienia c [m/s] zależy od modułu sprężystości wody i materiału rurociągu. Można ją obliczyć ze wzoru:

$$c = \sqrt{\frac{k}{\left(1 + \frac{kD}{Et}\right)\rho}} \tag{5.22}$$

gdzie: k = moduł sprężystości wody $2{,}1 \times 10^9$ N/m^2

E = moduł Younga materiału ścianek rurociągu [N/m^2]

D = średnica rurociągu [m]

t = grubość ścianki [mm]

ρ = gęstość wody [kg/m^3]

Czas, w którym fala ciśnieniowa osiągnie z powrotem organ odcinający po jego gwałtownym zamknięciu, znany jest jako czas krytyczny i wynosi:

$$T = 2L/c \tag{5.23}$$

W przypadku natychmiastowego odcięcia przepływu (powrotna fala ciśnienia osiąga organ odcinający po jego zamknięciu) wzrost ciśnienia spowodowany uderzeniem hydraulicznym, wyrażony w metrach słupa wody, wynosi:

$$P = c \cdot \frac{\Delta v}{g} \tag{5.24}$$

gdzie Δv jest zmianą prędkości. Uderzenie hydrauliczne tego rodzaju nazywa się zwykle uderzeniem hydraulicznym prostym, a wzór (5.24) nosi nazwę wzoru Żukowskiego.

Przykłady 5.7 i 5.8 pokazują, że wskutek większej sztywności stali, zwyżki ciśnienia spowodowane uderzeniem hydraulicznym w rurociągach stalowych są trzykrotnie wyższe niż w rurociągach z PCW.

Przykład 5.7

a) Obliczyć prędkość fali ciśnienia spowodowanej nagłym odcięciem przepływu w stalowym rurociągu derywacyjnym o średnicy 400 mm i grubości ścianki 4 mm.

Stosując powyższe równania otrzymujemy:

$$c = \sqrt{\frac{2{,}1 \cdot 10^6}{\left(1 + \frac{2{,}1 \cdot 10^9 \cdot 0{,}4}{2{,}1 \cdot 10^8 \cdot 4}\right)}} = 1024 \qquad \text{[m/s]}$$

b) Takie same obliczenia dla rury z PCW (E = 2,75 kN/mm^2) o średnicy 400 mm i grubości ścianki 14 mm dają:

$$c = \sqrt{\frac{2{,}1 \cdot 10^6}{\left(1 + \frac{2{,}1 \cdot 10^9 \cdot 0{,}4}{2{,}75 \cdot 10^6 \cdot 14}\right)}} = 305 \qquad \text{[m/s]}$$

Przykład 5.8

Jaka będzie zwyżka ciśnienia w przypadku nagłego zamknięcia zaworu w dwóch rurociągach derywacyjnych z przykładu 5.7, jeśli prędkość przepływu początkowego wynosi 1,6 m/s?

a) rurociąg derywacyjny ze stali:

$$P_s = \frac{1024 \cdot 1{,}6}{9{,}8} = 167{,}2 \qquad \text{[m } H_2O\text{]}$$

b) rurociąg derywacyjny z PCW:

$$P_s = \frac{305 \cdot 1{,}6}{9{,}8} = 49{,}8 \qquad \text{[m } H_2O\text{]}$$

Jak widać z przykładu 5.8, wskutek większej sztywności stali, zwyżka ciśnienia w rurociągu stalowym jest trzykrotnie większa niż w rurociągu z PCW.

Jeśli zmiana prędkości w rurociągu zachodzi w czasie przewyższającym dziesięciokrotność czasu krytycznego T, to generuje się co najwyżej niewielkie nadciśnienie i zjawisko można pominąć w rozważaniach. Przy czasach pośrednich (ale jeśli $T > 2L/c$) zwyżka ciśnienia P_s będzie ograniczona w wyniku działania ujemnej fali ciśnienia docierającej do zaworu. W takim przypadku maksymalna zwyżkę ciśnienia można obliczyć z wzoru Allievi'ego:

$$\Delta P = P_O \cdot \left(\frac{N}{2} \pm \sqrt{\frac{N^2}{4} + N} \right) \tag{5.25}$$

gdzie P_0 jest ciśnieniem hydrostatycznym wynikającym ze spadu i:

$$N = \left(\frac{L \cdot V_O}{g P_O t} \right)^2 \tag{5.26}$$

gdzie V_0 = prędkość wody [m/s]

L = całkowita długość rurociągu derywacyjnego [m]

P_0 = ciśnienie hydrostatyczne odpowiadające spadowi brutto [m H_2O]

t = czas zamknięcia zaworu [s]

Całkowite ciśnienie, jakiemu poddany jest rurociąg derywacyjny wynosi $P = P_0 + \Delta P$.

Następny przykład ilustruje zastosowanie wzoru Allievi'ego, gdy czas zamknięcia mieści się między dwu- a dziesięciokrotnością czasu krytycznego.

Przykład 5.9

Obliczyć grubość ścianek rurociągu derywacyjnego analizowanego w przykładzie 5.6, jeśli czas zamknięcia zaworu wynosi 3 sekundy.

Podsumujmy dane:

- Spad brutto : 84,935 m
- Wydatek nominalny : 3 m^3/s
- Wewnętrzna średnica rurociągu : 1,0 m
- Całkowita długość rurociągu : 173 m

Zakładając w pierwszym przybliżeniu grubość ścianki równą 5 mm, wyznaczamy prędkość fali c:

$$c = \sqrt{\frac{2{,}1 \cdot 10^6}{\left(1 + \frac{2{,}1 \cdot 10^9 \cdot 1}{2{,}1 \cdot 10^8 \cdot 5}\right)}} = 836{,}7 \qquad \text{[m/s]}$$

Czas zamknięcia jest większy od czasu krytycznego (0,41 s), ale mniejszy od jego dziesięciokrotności i, dzięki czemu można użyć wzoru Allievi'ego.

Prędkość wody w rurze wynosi:

$$V = \frac{4 \cdot 3}{\pi \cdot 1{,}0^2} = 3{,}82 \qquad \text{[m/s]}$$

N można obliczyć dla spadu brutto w rurociągu równego 84,935 m:

$$N = \left(\frac{3{,}82 \cdot 173}{9{,}81 \cdot 85 \cdot 3} \right)^2 = 0{,}070$$

skąd

$$\Delta P = 85 \cdot \left(\frac{0{,}07}{2} \pm \sqrt{\frac{0{,}07^2}{4} + 0{,}07} \right) = +25{,}66; -19{,}71 \qquad [\text{m}]$$

Całkowite ciśnienie maksymalne wyniesie

(84,935+25,65) m H_2O = 110,585 m H_2O = 1,085 N/mm^2

Wymaga to ścianki o grubości:

$$e = \frac{1{,}085 \cdot 1000}{2 \cdot 140} + 1 = 4{,}88 \qquad [\text{mm}]$$

Odpowiada to początkowemu założeniu i jest zgodne z zaleceniami dotyczącymi prowadzenia rurociągów w terenie (e_{min} = 2,5 × 1 + 1,2 = 3,7 [mm]).

Podciśnienie implozji wynosi:

$$P_c = 882500 \cdot \left(\frac{5}{1000} \right)^3 = 0{,}11 \qquad [\text{N/mm}^2]$$

skąd wynika średnica rurek napowietrzających:

$$d = 7{,}47 \cdot \sqrt{\frac{3}{\sqrt{0{,}11}}} = 22{,}46 \qquad [\text{cm}]$$

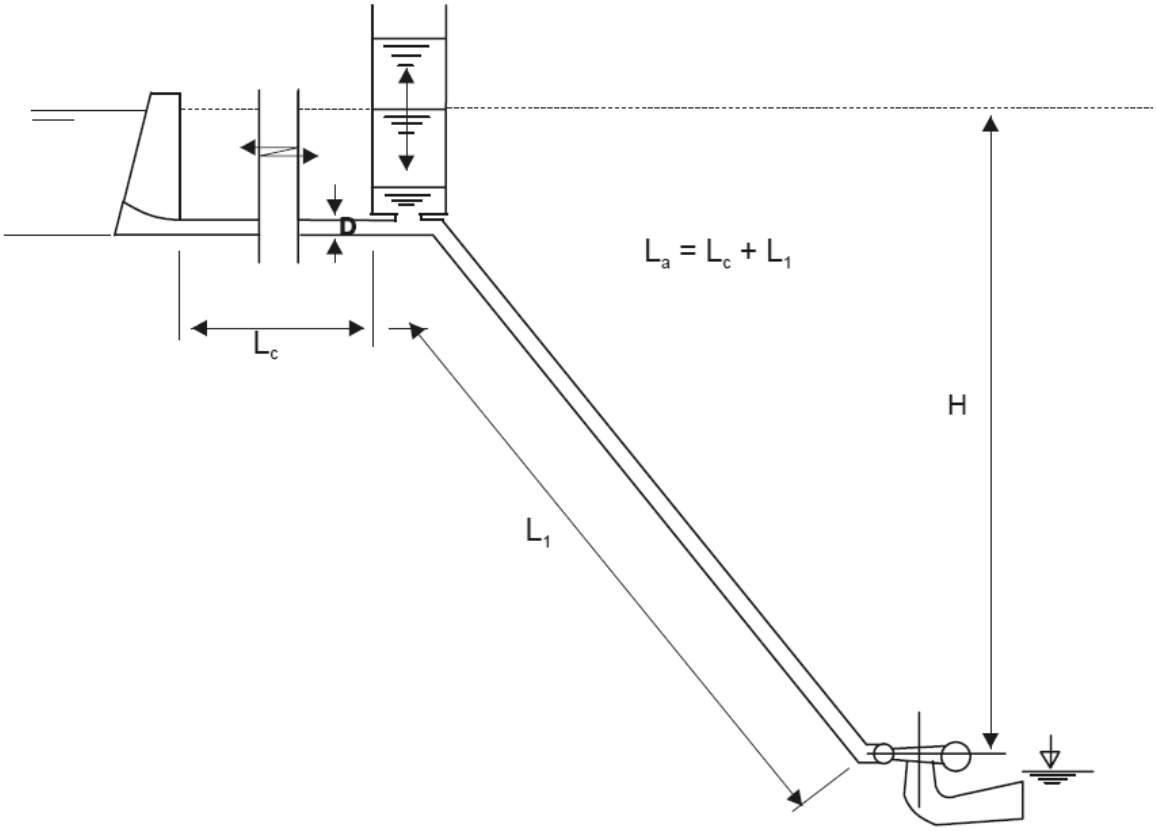
Problem uderzenia hydraulicznego staje się ważki w przypadku długich rurociągów, gdy otwarty kanał zostaje zastąpiony przez przewód ciśnieniowy na całej trasie doprowadzalnika. Przy rygorystycznym podejściu trzeba wziąć pod uwagę nie tylko sprężystość cieczy i materiału rurociągu jak wyżej, ale także straty hydrauliczne oraz czas zamykania zaworu. Analiza matematyczna jest pracochłonna i wymaga użycia oprogramowania komputerowego. Czytelnicy zainteresowani tym tematem znajdą niektóre metody obliczeniowe wraz z pewną liczbą przykładów w monografiach Chaudry'go [13] oraz Streetera i Wylie'go [18]

Aby określić minimalną grubość ścianki wymaganej w dowolnym punkcie rurociągu derywacyjnego trzeba rozpatrzyć dwie hipotezy uderzenia hydraulicznego: uderzenie hydrauliczne zwykłe i uderzenie hydrauliczne awaryjne. Uderzenie hydrauliczne zwykłe zachodzi wówczas, gdy operator odstawia turbinę pod kontrolą regulatora. W tych warunkach nadciśnienie w rurociągu derywacyjnym może osiągnąć 25% spadku brutto dla turbiny Peltona i 25% do 50% w przypadku turbin reakcyjnych (w zależności od stałych czasowych regulatora). Pod uwagę trzeba brać zalecenia producenta turbiny. Uderzenie hydrauliczne awaryjne spowodowane, na przykład, blokowaniem przepływu w zaworze iglicowym turbiny Peltona lub złym działaniem układu regulacji turbiny można obliczać posługując się w pierwszym przybliżeniu przytoczonymi powyżej równaniami.

W stalowych rurociągach derywacyjnych dopuszczalne naprężenia złożone (statyczne i chwilowe) są funkcją zarówno maksymalnej wytrzymałości na rozciąganie, jak i granicy plastyczności. W przypadku normalnego uderzenia hydraulicznego naprężenia złożone muszą być niższe od 60% granicy plastyczności i 38% wytrzymałości na rozciąganie. W przypadku awaryjnego uderzenia

hydraulicznego naprężenia złożone muszą być niższe od 96% granicy plastyczności i 61% wytrzymałości na rozciąganie.

Rury dostępne w handlu są zwykle klasyfikowane zależnie od maksymalnego ciśnienia roboczego, przy jakim przewiduje się ich pracy. Ciśnienie nominalne rury uwzględnia współczynnik bezpieczeństwa i może czasem uwzględniać pewien margines tolerancji na nadciśnienia. Współczynniki bezpieczeństwa i marginesy tolerancji na nadciśnienie zależą od zastosowanych norm.



Rysunek 5-36 Komora wyrównawcza

Jeśli w układzie może powodować uderzenie hydrauliczne o wysokiej amplitudzie, to należy rozpatrzyć instalację urządzenia do jej redukowania. Najprostszym takim urządzeniem jest komora wyrównawcza, która schematycznie można przedstawić jako pionową rurę o dużej średnicy, połączoną na poziomie swojej podstawy z rurociągiem derywacyjnym i otwartą od strony atmosfery. Podstawowym zadaniem komory wyrównawczej jest zmniejszenie długości słupa wody przez umieszczenie swobodnej powierzchni wody bliżej turbiny (rysunek 5.36). Niektórzy autorzy uważają, że komora wyrównawcza jest zbędna gdy długość przewodu jest mniejsza niż pięciokrotność spadu brutto. Pod uwagę należy brać także stałą czasową t_h bezwładności wody w rurociągu:

$$t_h = \frac{V \cdot L}{gH} \tag{5.27}$$

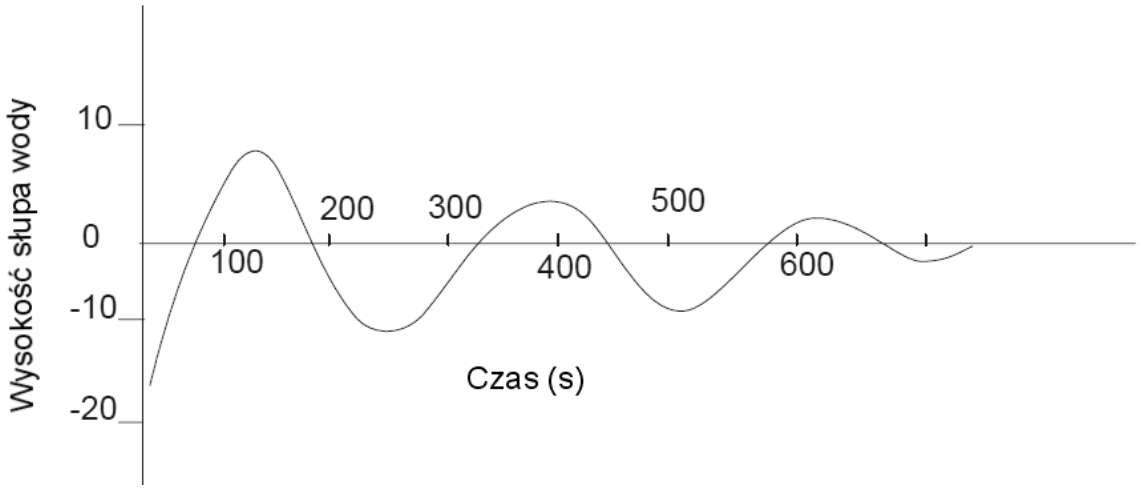
gdzie:

L = długość rurociągu derywacyjnego [m],

V = prędkość przepływu [m/s] oraz

H = spad netto [m].

g = przyspieszenie ziemskie (9,81 m/s^2)



Rysunek 5-37 Wysokość zwyżki ciśnienia w czasie

Jeżeli stała czasowa bezwładności wody t_h jest mniejsza od 3 sekund, to komora wyrównawcza nie jest potrzebna, ale jeśli jej wartość przekracza 6 sekund, to trzeba instalować komorę wyrównawczą lub inne odpowiednie urządzenie tłumiące, by uniknąć poważnych oscylacji systemu, a w szczególności w regulatorze turbiny.

Gdy zawór jest otwarty, a przepływ w rurociągu derywacyjnym ma charakter ustalony, to poziom wody w komorze odpowiada ciśnieniu miejscowemu w rurociągu derywacyjnym. W przypadku gwałtownego zamknięcia zaworu ciśnienie w rurociągu derywacyjnym szybko rośnie, a woda zaczyna napełniać komorę, osiągając poziom wyższy niż w ujęciu. Następnie poziom w komorze zaczyna opadać, gdyż woda odpływa rurociągiem derywacyjnym, aż do swego poziomu minimalnego w komorze. Wówczas kierunek przepływu zostaje odwrócony i poziom w komorze podnosi się znowu. Cykl ten powtarza się wielokrotnie. Rysunek 5.37 pokazuje zmienność poziomu wody w komorze w funkcji czasu. Wysokość maksymalna odpowiada zwyżce ciśnienia w rurociągu derywacyjnym wskutek uderzenia hydraulicznego. Amplitudę wahań poziomu wody można zredukować o 20% do 30% stosując dławienie za pomocą zwężki kalibrowanej. Czas t_h odgrywa ważną rolę w projektowaniu układu regulacji turbiny. W układzie niewłaściwie zaprojektowanym regulator i komora wyrównawcza mogą wzajemnie na siebie oddziaływać, powodując problemy regulacji prędkości obrotowej nie do opanowania przez regulator.



Fot. 5-26 Wytrysk wody z zaworu upustowego

W przypadkach, gdy czas zamknięcia zaworów turbiny musi być krotki, rurociąg może być również chroniony zaworem upustowym (lub zwężką kompensacyjną) na obejściu turbiny, uruchamianym w trakcie zamykania organów regulacyjnych (np. łopatek kierownicy) turbiny. Powoduje to spowolnienie zmian przepływu w rurociągu derywacyjnym[2]. Fotografia 5.20 pokazuje wytrysk wody z otwartego zaworu upustowego.

Siodła, podpory stałe i kompensatory

Podpory stałe i siodła projektuje się jako urządzenia utrzymujące ciężar rurociągu derywacyjnego wypełnionego wodą, zwykle niezdolne do przenoszenia poważnych sił wzdłużnych. Składowa pionowa przenoszonych ciężarów, w kN, ma wartość:

$$F_1 = \left(W_p + W_w\right) \cdot L \cdot \cos \Phi \tag{5.28}$$

gdzie W_r - ciężar jednostkowy rury (na metr) [kN/m]

W_w - ciężar jednostkowy wody (na metr rurociągu) [kN/m]

L - długość rurociągu pomiędzy środkami kolejnych odcinków [m]

Φ - kąt nachylenia rurociągu do płaszczyzny poziomej.

Projektowanie bandaży opiera się na teorii sprężystości cienkościennych powłok cylindrycznych. Ścianka rury poddana jest naprężeniom obwodowym i wzdłużnym, a obciążenia są przenoszone na bandaże przez ścinanie. Jeśli rurociąg derywacyjny jest podparty w sposób ciągły w pewnej liczbie punktów, moment gnący w dowolnym punkcie rurociągu derywacyjnego może być obliczony z odpowiednich wzorów zakładając, że chodzi o belkę ciągłą. Bandaże są spawane do rurociągu dwiema ciągłymi spoinami pachwinowymi.

Rozpiętość L pomiędzy podporami jest określona wartością maksymalnej dopuszczalnej strzałki ugięcia $L/65000$. Dlatego maksymalna odległość pomiędzy podporami wyrażona jest równaniem:

$$L = 182{,}61 \cdot \sqrt[3]{\frac{\left(D + 0{,}0147\right)^4 - D^4}{P}} \qquad \text{[m]} \tag{5.29}$$

gdzie D – średnica wewnętrzna rurociągu [m]

P – jednostkowa masa rurociągu wypełnionego wodą [kg/m].

5.10 Kanały odpływowe

Po przejściu przez turbinę woda powraca do rzeki kanałem odpływowym. Ponieważ prędkość wypływu wody spod turbin akcyjnych może być stosunkowo wysoka, kanał odpływowy należy zaprojektować tak, by uniknąć podmywania budynku elektrowni. Pomiędzy halą maszyn a nurtem wody należy przewidzieć zabezpieczenie narzutem kamiennym lub fartuchami betonowymi. Projekt powinien także zapewnić, by przy stosunkowo wysokich przepływach woda w kanale odpływowym nie podnosiła się do poziomu, w którym zacznie oddziaływać na wirnik turbiny.

W przypadku turbin reakcyjnych poziom wody w kanale odpływowym wpływa na pracę turbiny, a w szczególności na pojawienie się kawitacji. Poziom ten określa także dostępny spad netto, co w elektrowniach niskospadowych może mieć istotny wpływ na wyniki ekonomiczne.

BIBLIOGRAFIA

1. http://www.obermeyhydro.com
2. H.C. Huang and C.E. Hita, “Hydraulic Engineering Systems”, Prentice Hall Inc., Englewood Cliffs, New Jersey 1987.
3. British Hydrodynamic Research Association, “Proceedings of the Symposium on the Design and Operation of Siphon Spillways”, London 1975.
4. Allen R. Inversin, “Micro-Hydropower Sourcebook”, NRECA International Foundation, Washington, D.C.
5. USBR, "Design of Small Dams", A Water Resources Technical Publication, Washington DC, 1987
6. USBR, “Design of Small Canal Structure”, Denver Colorado, 1978a.
7. USBR, “Hydraulic Design of Spillways and Energy Dissipaters”, Washington DC, 1964.
8. T. Moore, “TLC for small hydro: good design means fewer headaches”, HydroReview, April 1988.
9. T.P. Tungi i in., “Evaluation of Alternative Intake Configuration for Small Hydro”, HIDROENERGIA 93, Monachium 1993
10. ASCE, Committee on Hydropower Intakes, “Guidelines for the Design of Intakes for Hydroelectric Plants”, 1995.
11. G. Munet & J.M. Compas, “PCH de recuperation d’energie au barrage de >>Le Pouzin<<”, HIDROENERGIA 93, Monachium 1993
12. G. Schmausser & G. Hartl, “Rubber seals for steel hydraulic gates”, Water Power & Dam Construction September 1998.
13. H. Chaudry, “Applied Hydraulic Transients”, Van Nostrand Reinhold Company, 1979.
14. J. Parmakian, “Waterhammer Analysis”, Dover Publications, Inc, New York, 1963.
15. Electrobras (Centrais Eléctricas Brasileiras S.A.) “Manual de Minicentrais Hidrelétricas.”
16. M. Bouvard, “Mobile barrages and intakes on sediment transporting rivers”, IAHR Monograph, AA Balkema, 1984.
17. Sinniger & Hager, “Constructions Hydrauliques”, PPUR, Lausanne, 1989.
18. V.L. Streeter, E.B. Wylie, “Hydraulic Transients”, McGraw-Hill Book Co., New York 1967
19. C.P. Buyalski , « Discharge Algorithms for Canal Radial Gates », US Bureau of Reclamation, Engineering and Research Center, Technical Report REC-ERC-83-9, Denver, December 1983
20. D.K. Lysne, B. Glover, H. Støle, E. Tesaker, "Hydraulic design", Norwegian Institute of Technology, Hydropower Development Book Series, Vol.8, Trondheim, 1992
21. J.L.Brennac, „Les Hauser Hydroplus”, ESHA Info n° 9, 1993
22. S. Chevalier, S.T. Culshaw, J.P. Fauquez, «The Hydroplus Fusegate System – four years on », in : « The reservoir as an asset », A conference organised by the British Dam Society, Thomas Telford Publishing, London, 1996
23. J. Giesecke., E. Mosonyi, „Wasserkraftanlagen. Planung, Bau und Betrieb“, Springer Verlag, Berlin/Heidelberg, 1998
24. P.C.F. Erbisti, "Design of Hydraulic Gates", Swets&Zeitlinger B.V., Lisse, The Netherlands, 2004

Wybrane przepisy oraz normy międzynarodowe i krajowe

25. ASME B31.1-2007, «Power Piping »

26. US Army Corps of Engineers EM 1110-2-1603 (1990), « Hydraulic design of spillways »

27. ISO 161-1-1996, "Thermoplastic pipes for conveyance of fluids – Nominal outside diameters and nominal pressures – Part 1: Metric series."

28. ISO 3606-1976, "Unplasticized polyvinyl chloride (PVC) pipes. Tolerances on outside diameters and wall thickness."

29. ISO 3607-1977, "Polyethylene (PE) pipes. Tolerance on outside diameters and wall thickness."

30. ISO 3609-1977,
"Polypropylene (PP) pipes. Tolerances on outside diameters and wall thickness."

31. PN-ISO 4065:2008,
"Rury z tworzyw termoplastycznych - Tablica uniwersalnych grubości ścianek"

32. Prawo budowlane, Ustawa z dnia 7 lipca 1994 r., Dz.U. z 2006 r., Nr 156 poz. 1118 (tekst jednolity z późniejszymi zmianami)

33. Prawo wodne, Ustawa z dnia 18 lipca 2001 r., Dz.U. z 2001 r., Nr 115, poz. 1229 (z późniejszymi zmianami)

34. Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 20 kwietnia 2007 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budowle hydrotechniczne i ich usytuowanie. Dz. U. z 2007 r., nr 86, poz. 579

Literatura w języku polskim

35. S. Bednarczyk, A. Bolt, S. Mackiewicz, "Stateczność oraz bezpieczeństwo jazów i zapór", Wydawnictwo Politechniki Gdańskiej, Gdańsk 2009

36. W. Bęczkowski, « Rurociągi energetyczne », WNT, Warszawa 1963

37. S. Juniewicz, S. Michałowski, « Elektrownie wodne », PWT, Warszawa 1957

38. M. Hoffmann (red.), „Małe elektrownie wodne. Poradnik", Nabba Sp. z o.o., Warszawa 1991

39. S. Michałowski, J. Plutecki, „Energetyka wodna", WNT, Warszawa 1975

40. J. Sielski, "Hydraulika stosowana", Wydawnictwo Politechniki Gdańskiej, Gdańsk 1979

[1] Erik Bollaert (LCH-EPFL), Jonas Rundqvist (SERO), Celso Penche (ESHA), Paweł Pill (KWH PIPE Poland Sp. z o.o.)

[2] W wydawnictwie ESHA NEWS z wiosny 1991 podany jest opis takiego zaworu.

6. WYPOSAŻENIE ELEKTROMECHANICZNE[i]

W niniejszym rozdziale przedstawiono podstawowy opis wyposażenia elektromechanicznego, niektóre wstępne zasady projektowania oraz pewne kryteria doboru. Opis bardziej szczegółowy znaleźć można w monografiach L.Viviera [1], J.Raabego [2,3], I.Antona [4], N.N.Kowalewa [5] oraz w innych publikacjach [6÷15, 30, 31, 46÷50].

6.1. Budynek elektrowni

W budynku elektrowni umieszcza się wyposażenie elektromechaniczne, przetwarzające energię potencjalną wody w energię elektryczną. Liczba, typ i moc hydrozespołów, ich układ, spad i geomorfologia decydują o kształcie i rozmiarze budynku.

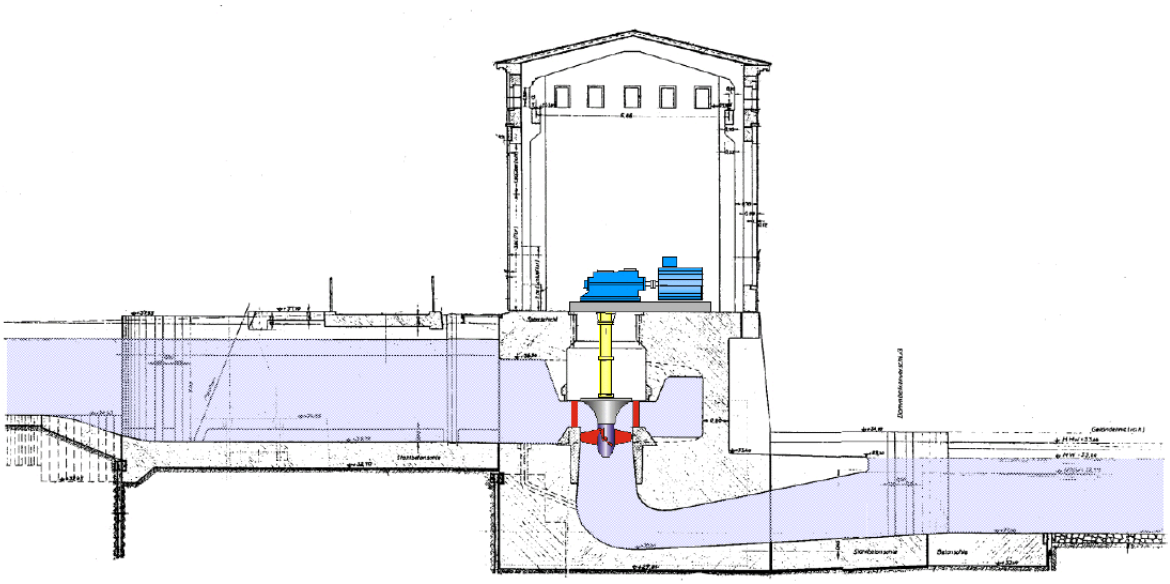
Jak pokazano na rysunkach 6.1 i 6.2, w budynku elektrowni zazwyczaj umieszcza się następujące elementy wyposażenia:

- Zasuwę lub zawór wlotowy,
- Turbinę,
- Multiplikator obrotów (przekładnię zwiększającą obroty) - zależnie od potrzeb,
- Generator,
- Układ sterowania,
- Baterię kondensatorów (w przypadku stosowania generatora asynchronicznego),
- Rozdzielnię,
- Układy podłączenia do sieci i układy zabezpieczeń,
- Zasilanie awaryjne prądem stałym (DC),
- Przekładniki prądowe i napięciowe,
- Transformatory sieciowe i potrzeb własnych.

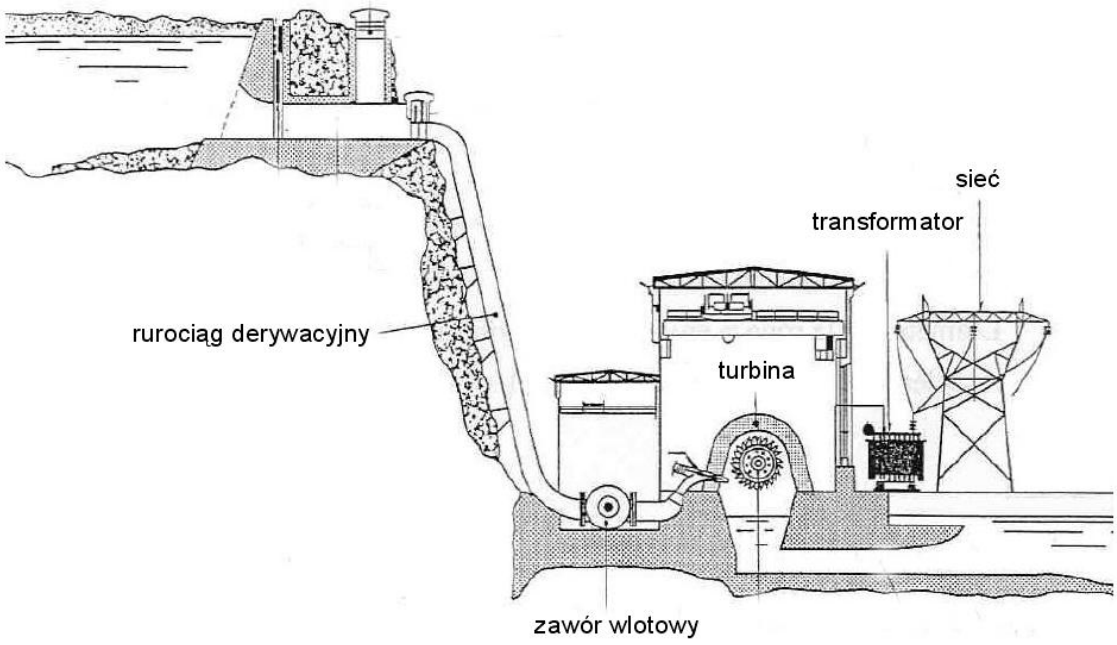
Na rysunku 6.1 pokazano schematycznie budynek elektrowni niskospadowej zintegrowany z ujęciem wody. Infrastruktura jest częścią jazu i obejmuje energetyczne ujęcie wody chronione kratą, turbinę Kaplana o osi pionowej, sprzęgniętą z generatorem poprzez multiplikator obrotów, rurę ssącą oraz kanał odpływowy. Układ sterowania i transformatory zostały również zintegrowane z elektrownią.

Celem ograniczenia oddziaływania na środowisko budynek elektrowni można umieścić pod lustrem wody (patrz rozdział 1, rysunek 1.6). W ten sposób poziom hałasu ulega wyraźnemu ograniczeniu a oddziaływanie wizualne zostaje zredukowane do minimum.

W obiektach średnio- i wysokospadowych, budynki elektrowni wyglądają bardziej konwencjonalnie (patrz rysunek 6.2) z wlotem rurociągu derywacyjnego i kanałem odpływowym., Elektrownie tego rodzaju buduje się również pod ziemią, chociaż nie jest to często spotykane.



Rysunek 6-1 Schematyczny widok elektrowni niskospadowej



Rysunek 6-2 Schematyczny widok elektrowni wysoko- i średniospadowej

Budynek elektrowni można zlokalizować także przy podstawie istniejącej zapory. W tym przypadku woda napływa poprzez upust denny lub wieżę wlotową. Układ tego rodzaju pokazano na rysunkach 1.4 i 1.5.

Jak pokazano w podrozdziale 6.2.2, niektóre układy turbin pozwalają poważnie zredukować infrastrukturę budowlaną i ograniczyć ją tylko do pomieszczenia z rozdzielnią i wyposażeniem sterującym. Hydrozespoły rurowe ze zintegrowanym multiplikatorem obrotów, ewentualnie z generatorem i organami regulacyjnymi łopatek turbiny, zanurzone w całości w przepływie, nie wymagają konwencjonalnego budynku elektrowni.



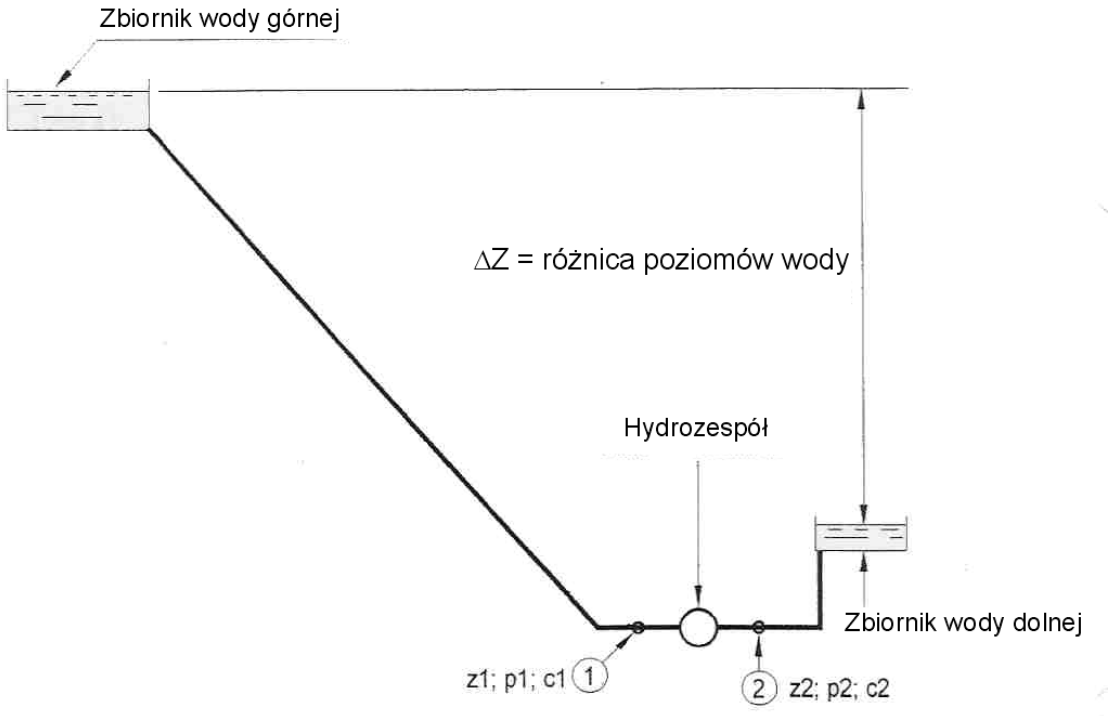
Fot.6-1 Widok typowego budynku elektrowni wodnej

6.2. Turbiny wodne

Zadaniem turbiny wodnej jest przetwarzanie energii potencjalnej i kinetycznej przepływu wody w energię mechaniczną ruchu obrotowego. Chociaż przedmiotem niniejszego podręcznika nie są wytyczne do projektowania turbin (to zadanie zarezerwowane jest dla wytwórców turbin), to uzasadnione jest przedstawienie najważniejszych kryteriów pozwalających na dobór odpowiedniej turbiny do konkretnego zastosowania, a z drugiej strony – podanie kilku wzorów pozwalających na określenie wymiarów gabarytowych. Kryteria te są oparte o prace Siervo i Lugaresiego [15], Siervo i Levy [16,17], Lugaresiego i Massy [18,19], Austerre'a i Verdehana [20], Girauda i Beslina [21], Belhajiego [22], Gordona [23,24], Schweigera i Gregoriego [25,26] oraz innych autorów, którzy zaproponowali szereg formuł opartych o analizę statystyczną zainstalowanych turbin. Należy jednak podkreślić, że żadna porada w tym zakresie nie zastąpi nigdy wymiarowania wykonanego przez konstruktora maszyny na podstawie jego wiedzy i doświadczenia.

We wszystkich formułach zawartych w niniejszym rozdziale korzysta się z Międzynarodowego Układu Jednostek i Miar SI z odwołaniem do norm międzynarodowych IEC (w szczególności norm IEC 60193 i 60041).

6.2.1. Zasada działania turbiny wodnej



Rysunek 6-3 Schemat elektrowni i przekrojów pomiarowych

Moc hydrauliczną, jaka może zostać wykorzystana do napędu turbiny wodnej przedstawia równanie

$$P_h = \rho Q \cdot gH \quad [\text{W}] \qquad (6.1)$$

gdzie:	ρQ	=	masowe natężenie przepływu	[kg/s]
	ρ	=	gęstość wody	[kg/m^3]
	Q	=	objętościowe natężenie przepływu	[m^3/s]
	gH	=	hydrauliczna energia jednostkowa maszyny	[J/kg]
	g	=	przyspieszenie ziemskie	[m/s^2]
	H	=	spad netto	[m]

Moc mechaniczna turbiny wynosi:

$$P_{mech} = P_h \, \eta \quad [\text{W}] \qquad (6.2)$$

gdzie:	η	=	sprawność turbiny	[-]

Jednostkowa energia hydrauliczna maszyny zdefiniowana jest następująco:

$$E = gH = \frac{1}{\rho} \cdot (p_1 - p_2) + \frac{1}{2}(c_1^2 - c_2^2) + g(z_1 - z_2) \quad [\text{J/kg}] \qquad (6.3)$$

gdzie:	gH	=	hydrauliczna energia jednostkowa maszyny	[J/kg]
	p_x	=	ciśnienie w przekroju x	[Pa]
	c_x	=	prędkość wody w przekroju x	[m/s]
	z_x	=	rzędna przekroju x	[m]

Wskaźniki dolne 1 i 2 odnoszą się do przekrojów kontrolnych turbiny od strony górnej i dolnej wody (rysunek 6.3). Oba przekroje są zdefiniowane w normach IEC.

Spad netto jest zdefiniowany wzorem

$$H_n = E/g \qquad \text{[m]} \qquad (6.4)$$

Podstawowym elementem turbiny wodnej jest jej wirnik, w którym dochodzi do przemiany energetycznej wspomnianej na początku tego rozdziału. W trakcie tej przemiany napływająca struga cieczy traci moment pędu liczony względem osi wirnika z szybkością zależną od masowego natężenia przepływu. Jest to cecha w istotny sposób odróżniająca turbiny wodne od maszyn grawitacyjnych stosowanych w małej energetyce wodnej – takich, jak np. koła wodne nasiębierne, czy maszyna z wirnikiem śrubowym Archimedesa (niepoprawnie nazywana czasem turbiną ślimakową).

Moment pędu cieczy dopływającej do wirnika turbiny w krótkim przedziale czasowym o długości Δt wynosi

$$(\rho Q\, \Delta t)\, r_1 c_{u1}$$

Po przejściu przez wirnik moment ten zmniejsza się do wartości

$$(\rho Q\, \Delta t)\, r_2 c_{u2}$$

gdzie: r_x = średnia odległość strugi cieczy od osi wirnika na jego wlocie i wylocie [m]

c_{ux} = średnia składowa obwodowa prędkości strugi cieczy na wlocie i wylocie z wirnika. [m/s]

Zgodnie z drugą zasadą dynamiki Newtona dla ruchu obrotowego różnica momentów pędu, jaka przekazywana jest w jednostce czasu na wał turbiny, to nic innego, jak moment siły działający na ten wał. Wynosi on

$$\rho Q\, (r_1 c_{u1} - r_2 c_{u2})$$

Mnożąc powyższe wyrażenie przez prędkość kątową wirnika $\omega = 2\pi n$ otrzymuje się moc mechaniczną na wale turbiny

$$P_{mech} = \rho Q\, \omega\, (r_1 c_{u1} - r_2 c_{u2}) = \rho Q\, (u_1 c_{u1} - u_2 c_{u2}) \qquad (6.5)$$

gdzie: n = szybkość obrotowa wirnika [1/s]

u_x = średnia prędkość obwodowa wirnika po jego stronie wlotowej i wylotowej [m/s]

Korzystając ze wzorów (6.1) i (6.2), równanie (6.5) można zapisać w postaci

$$\eta\, gH = u_1 c_{u1} - u_2 c_{u2} \qquad (6.6)$$

Równanie (6.6) znane jest pod nazwą podstawowego równania turbin wodnych albo równania Eulera. Wskazuje ono, jak ważne jest zapewnienie prawidłowego napływu i ukształtowanie geometrii wirnika – tak, aby zapewnić możliwie dużą wartość członu $u_1 c_{u1}$ na wlocie i zbliżoną do zera składową c_{u2} na wylocie z wirnika.

6.2.2. Typy i rodzaje turbin oraz sposoby ich zabudowy

Przekazywanie momentu pędu wody na wał turbiny odbywa się według jednego z następujących mechanizmów:

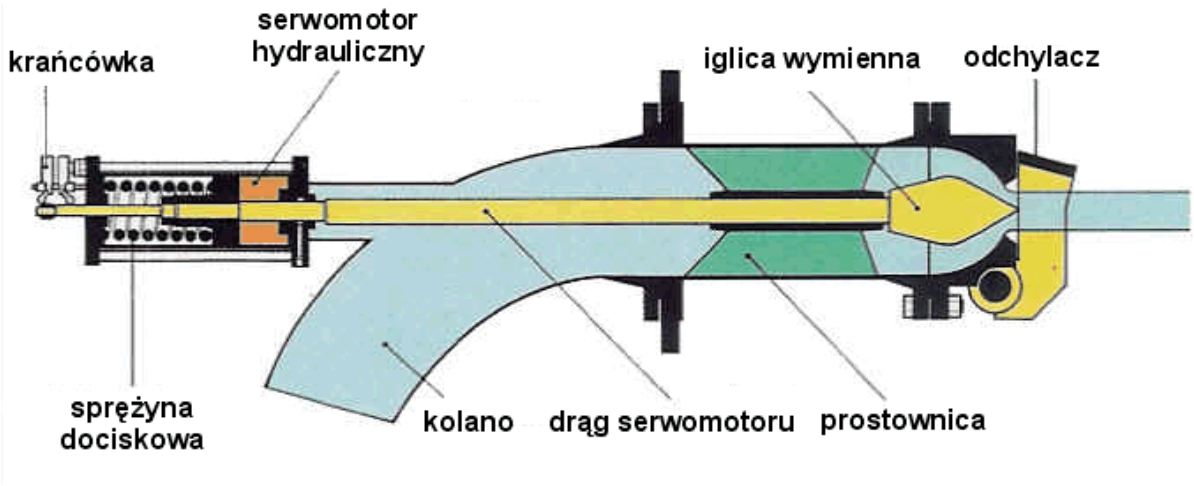
- Ciśnienie wody wywiera napór na łopatki wirnika. W miarę, jak struga wody przemieszcza się przez turbinę, ciśnienie maleje, a związana z nim energia ulega konwersji na energię mechaniczną ruchu obrotowego i jest przekazywana na generator przez wał napędowy. Wirnik turbiny jest całkowicie zanurzony, a jego konstrukcja musi wytrzymać bezpiecznie ciśnienie robocze wody. Turbiny działające w ten sposób, to turbiny reakcyjne. Do tej grupy zaliczają się turbiny Francisa i Kaplana.
- Energia ciśnienia wody jest zamieniana na energię kinetyczną zanim struga cieczy zetknie się z wirnikiem i przekaże mu swoją energię. Struga ta przenosi energię kinetyczną z wielką prędkością uderzając o czarki zamontowane na obwodzie wirnika. Turbiny, które działają w ten sposób, to turbiny akcyjne. Najczęściej spotykaną turbiną akcyjną jest turbina Peltona.

W niniejszym rozdziale opisano poszczególne typy turbin w kolejności zmniejszających się spadów i rosnącego przepływu. Im wyższy jest spad, tym mniejszy jest przepływ przy stałej mocy zadanej.

Turbiny akcyjne

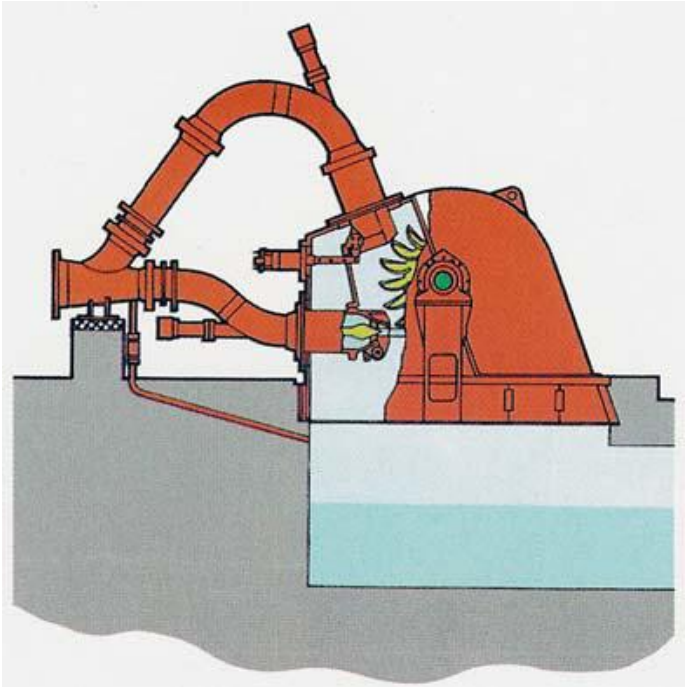
Turbiny Peltona

Turbiny Peltona są turbinami akcyjnymi, w których jedna lub więcej strug uderza z dużą prędkością w czarki osadzone na obwodzie tarczy wirnika. Każda struga formowana jest w dyszy wyposażonej w zawór iglicowy stanowiący organ regulacji przepływu (rysunek 6.4). Turbiny te stosuje się do pracy przy wysokich spadach, od 60 do ponad 1000 m. Osie dysz znajdują się w płaszczyźnie wirnika. W razie konieczności awaryjnego zatrzymania turbiny (np. w przypadku zrzutu obciążenia), struga może zostać odchylona przez odchylacz tak, że nie uderza już w czarki i wirnik nie osiąga obrotów rozbiegowych. Pozwala to na powolne zamknięcie zaworu iglicowego, dzięki czemu unika się uderzenia hydraulicznego (wzrost ciśnienia w rurociągu utrzymywany jest w dopuszczalnych granicach, do 1,15 × ciśnienie statyczne). Ponieważ cała energia kinetyczna wody opuszczającej wirnik jest tracona bezpowrotnie, czarki projektuje się tak, aby prędkość wylotowa wody była możliwie niska.

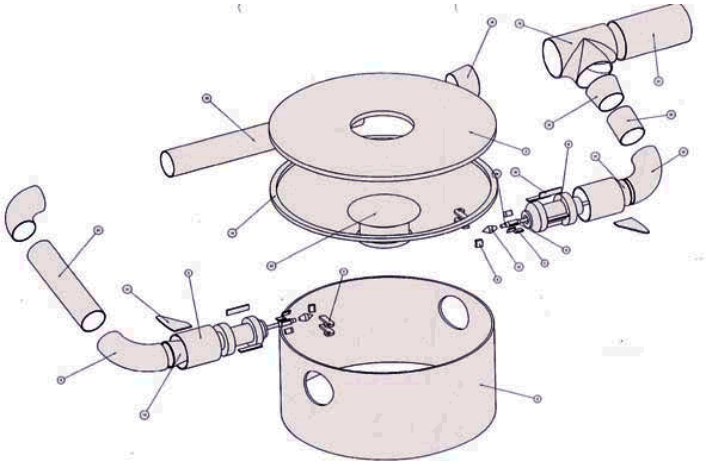


Rysunek 6-4 Przekrój przez dyszę z odchylaczem

Jedno- lub dwudyszowe turbiny Peltona budowane są w układzie z osią pionową (rysunek 6.5). Turbiny z trzema lub większą liczbą dysz buduje się zwykle w układzie z osią poziomą (rysunek 6.6). Maksymalna liczba dysz wynosi 6. Układ taki występuje bardzo rzadko w małych elektrowniach wodnych.



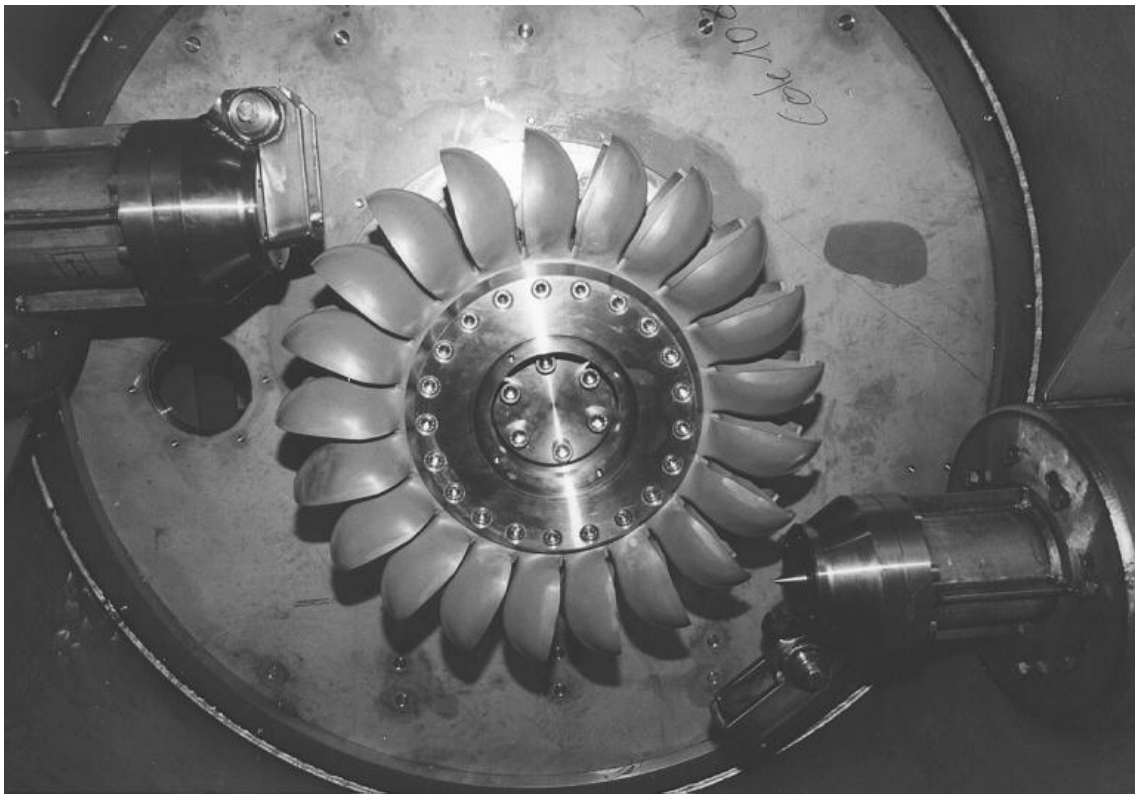
Rysunek 6-5 Widok dwudyszowej poziomej turbiny Peltona



Rysunek 6-6 Rysunek rozstrzelony dwudyszowej pionowej turbiny Peltona

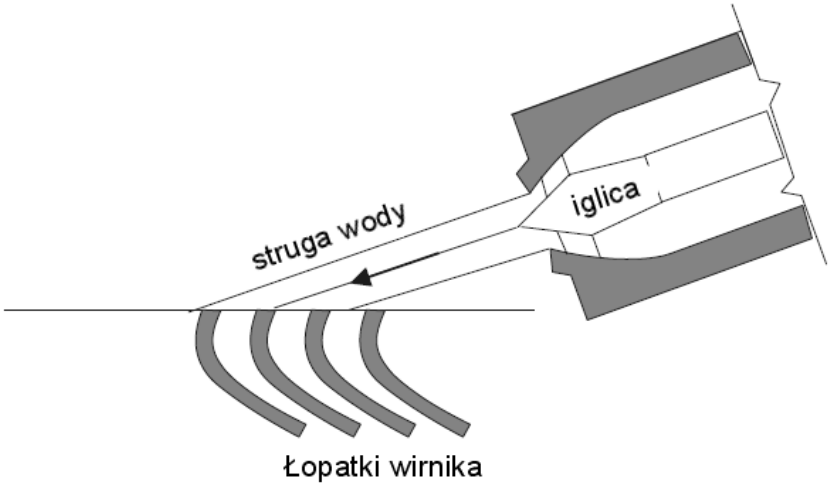
Wirnik turbin tego typu (Fot.6.2) jest zwykle sprzęgnięty bezpośrednio z wałem generatora. Cały czas musi być utrzymywany nad zwierciadłem dolnej wody. Minimalną rzędną względną może podać tylko wytwórca turbiny.

Turbiny Peltona charakteryzują się dobrą sprawnością w zakresie 30 do 100 % pełnego przełyku w przypadku turbiny jednodyszowej i 10 do 100 % w przypadku turbiny z dwiema lub większą liczbą dysz.



Fot. 6-2 Wirnik Peltona z dyszami zasilającymi

Turbiny Turgo



Rysunek 6-7 Zasada działania turbiny Turgo

Turbina Turgo może pracować przy spadach w zakresie od 50 do 250 m. Podobnie, jak turbina Peltona, jest to maszyna akcyjna, chociaż jej czarki są ukształtowane inaczej – woda uderza w płaszczyznę wirnika pod kątem 20°. Struga napływa na wirnik z jednej jego strony i opuszcza go drugiej strony (rysunek 6.7). Turbina może pracować przy przepływie od 20 do 100 % maksymalnego przepływu obliczeniowego. Sprawność jest niższa niż przypadku turbin Peltona i Francisa.

W porównaniu z turbiną Peltona, turbina Turgo wykazuje wyższą szybkość obrotową przy tym samym przepływie i spadzie.

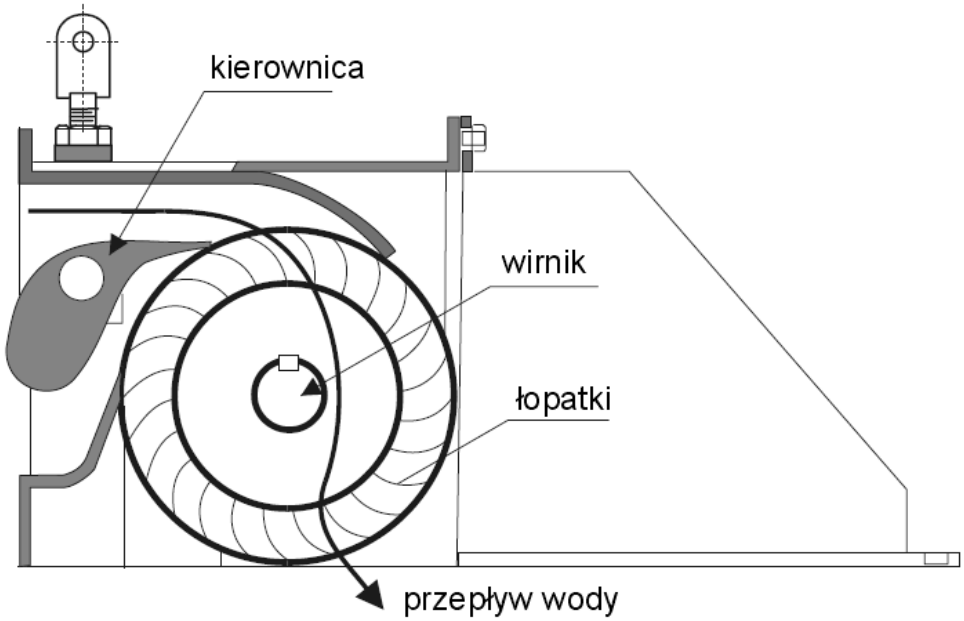
Turbina Turgo może być rozwiązaniem alternatywnym w stosunku do turbiny Francisa, gdy przepływ wykazuje dużą zmienność lub w przypadku długich rurociągów, gdyż odchylacz pozwala uniknąć rozbiegu w przypadku zrzutów obciążenia i uderzenia hydraulicznego, które mogłoby wystąpić w przypadku turbiny Francisa.

Turbina o przepływie poprzecznym

Turbiny tego typu bywają budowane zarówno w wersji akcyjnej (z komorą wirnikową częściowo wypełnioną powietrzem i wirnikiem umieszczonym nad powierzchnia dolnej wody), jak i reakcyjnej (z komorą wirnikową całkowicie wypełnioną wodą i z rurą ssącą).

Turbiny w wersji klasycznej, znane również jako turbiny Banki-Michella, a na obszarach niemieckojęzycznych, jako turbiny Ossbergera, są turbinami akcyjnymi. Stosuje się je w szerokim zakresie spadów (od 5 do 200 m), obejmującym zakres pracy turbin Kaplana, Francisa i Peltona.

Wirniki tych turbin przypominają cylinder z powierzchnią boczną zastąpioną kołową palisadą łopatkową. Woda napływa na wirnik przez kierownicę w kierunku poprzecznym do jego osi i dwukrotnie przecina palisadę. Funkcję kierownicy pełni zwykle ruchoma łopatka lub przesłona cylindryczna zakrywająca część obwodu wirnika. Elementy te współpracują z częścią korpusu turbiny, uformowaną w kształcie zakrzywionej dyszy (rysunek 6.8).



Rysunek 6-8 Zasada działania turbiny o przepływie poprzecznym

Prosta konstrukcja turbiny sprawia, że jest ona tania i łatwa do naprawy, na przykład w przypadku wyłamania łopatek wskutek nadmiernych naprężeń.

Turbiny o przepływie poprzecznym wykazują niższą sprawność w porównaniu do innych turbin. W wersji akcyjnej należy liczyć się ze stratą spadu pomiędzy wirnikiem, a lustrem dolnej wody – istotną w przypadku spadów niskich i średnich. W przypadku wysokich spadów wirniki turbin narażone są na duże obciążenia mechaniczne. Niekiedy ulegają awarii z uwagi na uszkodzenia zmęczeniowe wywołane drganiami łopatek.

W reakcyjnych turbinach o przepływie poprzecznym, znanych głównie jako turbiny Cinka, organ regulacyjny wykonany jest najczęściej w formie przesłony cylindrycznej. Turbiny te mogą pracować przy niższych spadach. Brak strat spadu niwelacyjnego między wirnikiem, a powierzchnią dolnej wody okupiony jest podwyższonymi stratami brodzenia.

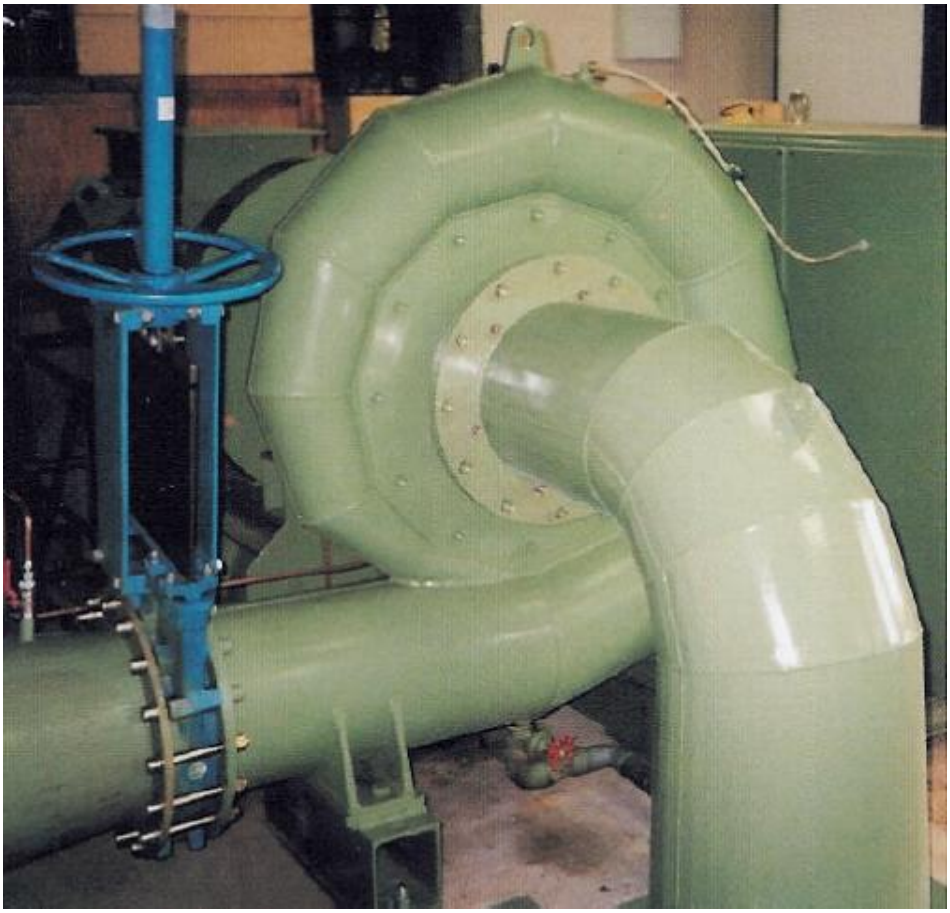
Turbiny o przepływie poprzecznym stanowią interesującą alternatywę, gdy do dyspozycji jest wystarczająca ilość wody, zapotrzebowanie mocy jest ściśle określone, a możliwości inwestycyjne są niewielkie, na przykład w przypadku elektryfikacji terenów wiejskich.

Turbiny reakcyjne

Turbiny Francisa

Turbiny Francisa są turbinami reakcyjnymi, ze stałymi łopatkami wirnika i nastawialnymi łopatkami kierownicy. Dopływ wody odbywa się zawsze w kierunku promieniowym, a odpływ – w kierunku osiowym. Turbiny te znajdują zastosowanie przy spadach średnich. Typowy zakres zastosowań obejmuje dzisiaj spady niwelacyjne od 25 do 350 m.

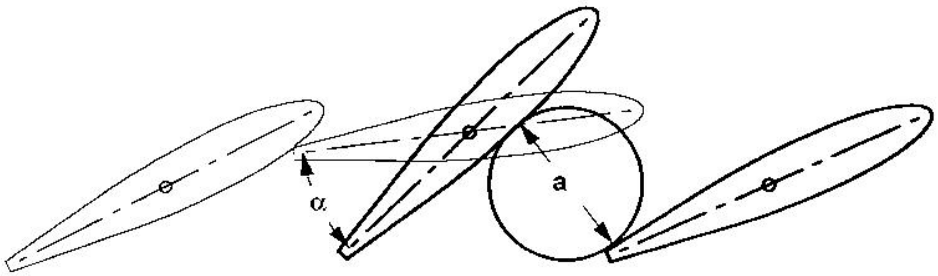
Podobnie, jak turbiny Peltona, turbiny Francisa mogą mieć oś zorientowaną pionowo lub poziomo. Ten ostatni układ jest najczęściej spotykany w małej energetyce wodnej. Na fotografii 6.3 pokazano a turbinę Francisa o osi poziomej.



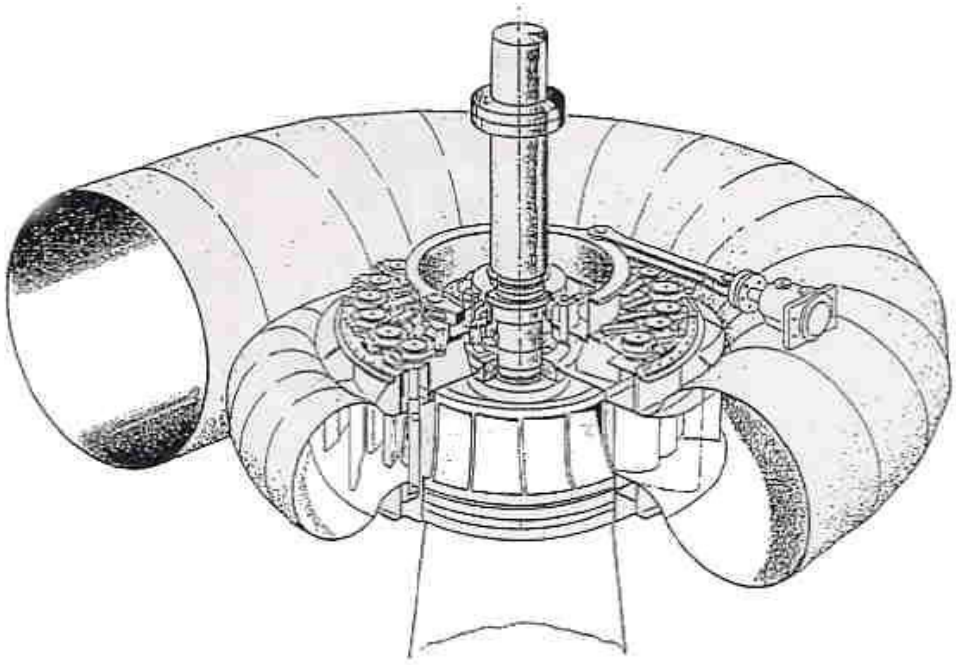
Fot. 6-3 Turbina Francisa o osi poziomej

Turbiny Francisa mogą być zainstalowane w komorze otwartej lub zasilane z derywacji ciśnieniowej. W przypadku niewielkich spadów i mocy, w przeszłości powszechnie korzystano z komór otwartych, jednak dzisiaj turbina Kaplana stanowi w takich warunkach rozwiązanie znacznie lepsze zarówno pod względem technicznym, jak i ekonomicznym.

Dopływ wody do układów łopatkowych współczesnych turbin Francisa odbywa się poprzez komorę spiralną zaprojektowaną tak, aby utrzymywać stałą prędkość obwodową w kolejnych jej przekrojach i zasilać kierownicę równomiernie na jej obwodzie. Jak pokazano na rysunku 6.9, kierownica wyposażona jest w ruchome łopatki kierownicze, których zadaniem jest regulacja natężenia napływu wody na wirnik i dostosowanie kierunku tego napływu do warunków kinematycznych wynikających z geometrii krawędzi natarcia łopatek wirnika oraz ich prędkości obwodowej. Łopatki kierownicy mogą się obracać wokół swojej osi dzięki układowi dźwigni i łączników osadzonych na pierścieniu powodującym ich synchroniczne przemieszczanie się (rysunek 6.10, fotografia 6.4). Chociaż łopatki kierownicy mogą być użyte do odcięcia przepływu w warunkach awaryjnych, na wlocie turbiny z reguły instaluje się zawór motylowy jako organ zabezpieczający. W wirniku dokonuje się przemiana energii hydraulicznej na energię mechaniczną ruchu obrotowego, po czym woda wypływa w kierunku osiowym do rury ssącej.



Rysunek 6-9 Palisada łopatek kierownicy



Rysunek 6-10 Widok turbiny Francisa

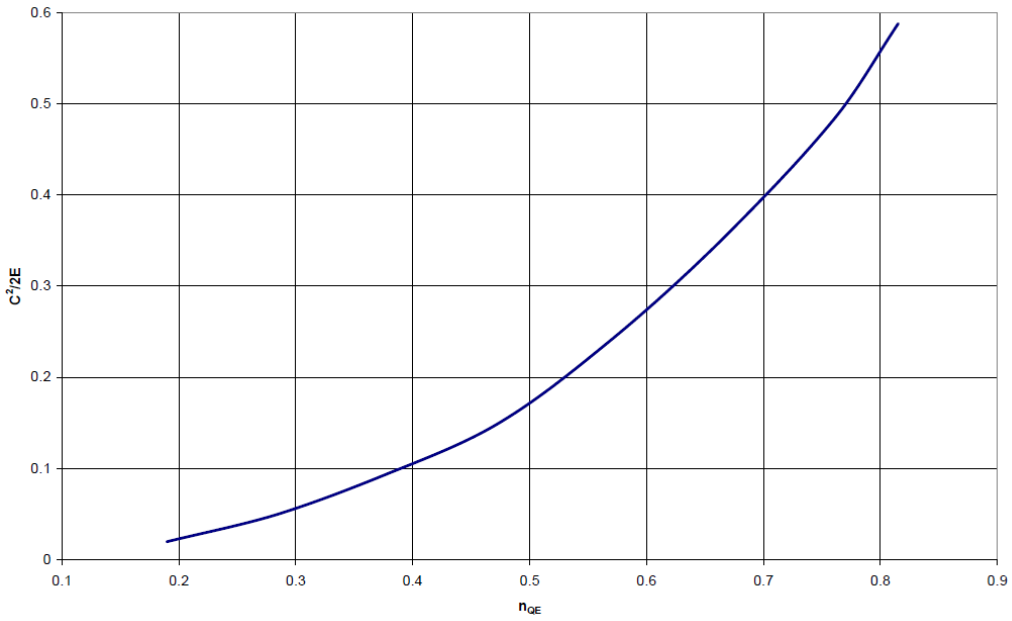
W przypadku turbin przeznaczonych dla małych elektrowni wodnych (Fot.6.5) łopatki wirnika wykonuje się często z wytłaczanej blachy stalowej, a ich krawędzie umieszcza się w przestrzeni zalewanej staliwem w trakcie wykonywania odlewu piasty i wieńca (pierścienia zewnętrznego wirnika). Niektórzy wytwórcy stosują również odlewy z brązu aluminiowego. Praktykuje się też rozwiązania z łopatkami spawanymi do wieńca i piasty wirnika. Wirniki turbin Francisa w małych elektrowniach wodnych są z reguły osadzane bezpośrednio na wale generatora.



Fot. 6-4 Mechanizm kierownicy turbiny Francisa o osi poziomej



Fot. 6-5 Wirnik Francisa



Rysunek 6-11 Energia kinetyczna wody na wylocie z wirnika

Zadaniem rury ssącej turbiny reakcyjnej jest odzysk części energii kinetycznej unoszonej z wodą opuszczającą wirnik. Rura ssąca umożliwia również posadowienie wirnika turbiny nad lustrem wody dolnej bez utraty spadu. Ponieważ energia kinetyczna jest proporcjonalna do kwadratu prędkości przepływu, należy dążyć do obniżenia tej prędkości na wylocie z turbiny. Rura ssąca o wysokiej sprawności powinna mieć kształt stożkowy, lecz kąt rozwarcia nie może być zbyt wielki, gdyż grozi to zjawiskiem oderwania przepływu od ścianki. Optymalny kąt rozwarcia wynosi 7°, lecz celem skrócenia długości rury, a tym samym i obniżenia kosztów, kąt ten powiększa się czasami aż do 15°.

Im niższy jest spad, tym większej uwagi wymaga rura ssąca. Niski spad oznacza z reguły wysoki przełyk znamionowy oraz istotne znaczenie energii kinetycznej na wylocie z turbiny. Jest oczywiste, że w przypadku wirnika o stałej średnicy prędkość wody rośnie z przepływem. Na rysunku 6.11 pokazano energię kinetyczną na wylocie z wirnika w funkcji wyróżnika szybkobieżności (definicję szybkobieżności podano w podrozdziale 6.1.2).

Badania i projektowanie rur ssących o wysokiej sprawności jest zadaniem trudnym, wymagającym dużej wiedzy i doświadczenia.

Turbiny Kaplana i śmigłowe

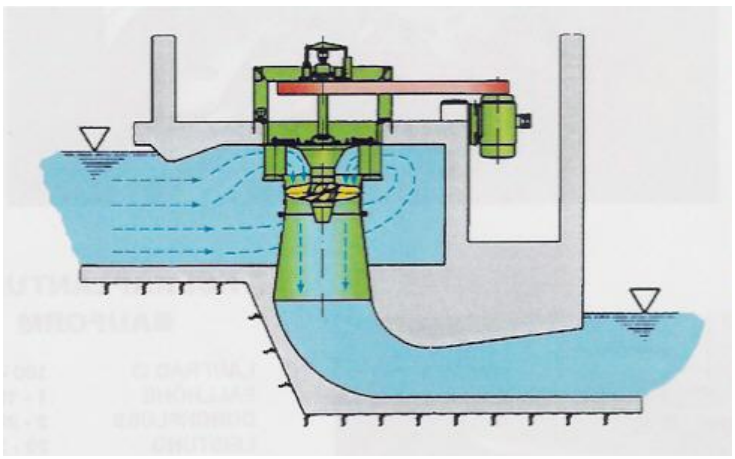
Turbiny Kaplana i turbiny śmigłowe są turbinami reakcyjnymi, w których przepływ przez wirnik ma kierunek osiowy. Powszechnie stosuje się je przy spadach od 2 do 40 m. Turbina Kaplana posiada nastawialne łopatki wirnika (Fot.6.6) w przeciwieństwie do turbiny śmigłowej, która wyposażona jest w wirnik z łopatkami stałymi. Jeśli zarówno łopatki wirnika, jak i kierownicy są nastawialne, to mówi się o „podwójnej regulacji". Jeśli łopatki kierownicy są nienastawialne, to mówi się o „regulacji pojedynczej". Turbiny tego rodzaju określa się często mianem turbin typu semi-Kaplan. Turbiny śmigłowe stosuje się głównie w warunkach praktycznie stałego przepływu i spadu, co zdarza się dość rzadko w małych elektrowniach wodnych. W niektórych lokalizacjach, wymagających instalacji większej liczby maszyn, kombinacja turbin śmigłowych i turbin Kaplana pozwala przystosować się do zmian natężenia przepływu przy jednoczesnym ograniczeniu kosztów inwestycji.

Podwójna regulacja turbin Kaplana pozwala dostosowywać w sposób ciągły nastawy łopatek wirnika i kierownicy do zmian przepływu i spadu. Prowadzi to do dużej elastyczności eksploatacyjnej, gdyż maszyny te mogą pracować przy przepływie zmieniającym się od 15 do 100 % przepływu znamionowego. Turbina typu semi-Kaplan dostosowuje się również dobrze do zmian natężenia przepływu, ale jest mniej elastyczna w przypadku zmiany spadu. Zwykle może ona pracować w zakresie od 30 do 100 % maksymalnego przełyku projektowego.

Pokazana na rysunku 6.12 podwójnie regulowana turbina Kaplana jest maszyną o osi pionowej, zainstalowaną w komorze otwartej. Woda napływa promieniowo na kierownicę i zmienia kierunek pod kątem prostym zanim przepłynie przez wirnik. Układ sterowania jest zaprojektowany tak, aby zmiana kąta napływu na łopatki wirnika skutkowała przestawieniem łopatek kierownicy w sposób zapewniający najlepszą sprawność w szerokim zakresie przepływów i spadów. Łopatki wirnika można przestawiać cały czas, również podczas ruchu turbiny, poprzez układ dźwigni połączonych z drągiem regulacyjnym wewnątrz drążonego wału turbiny.

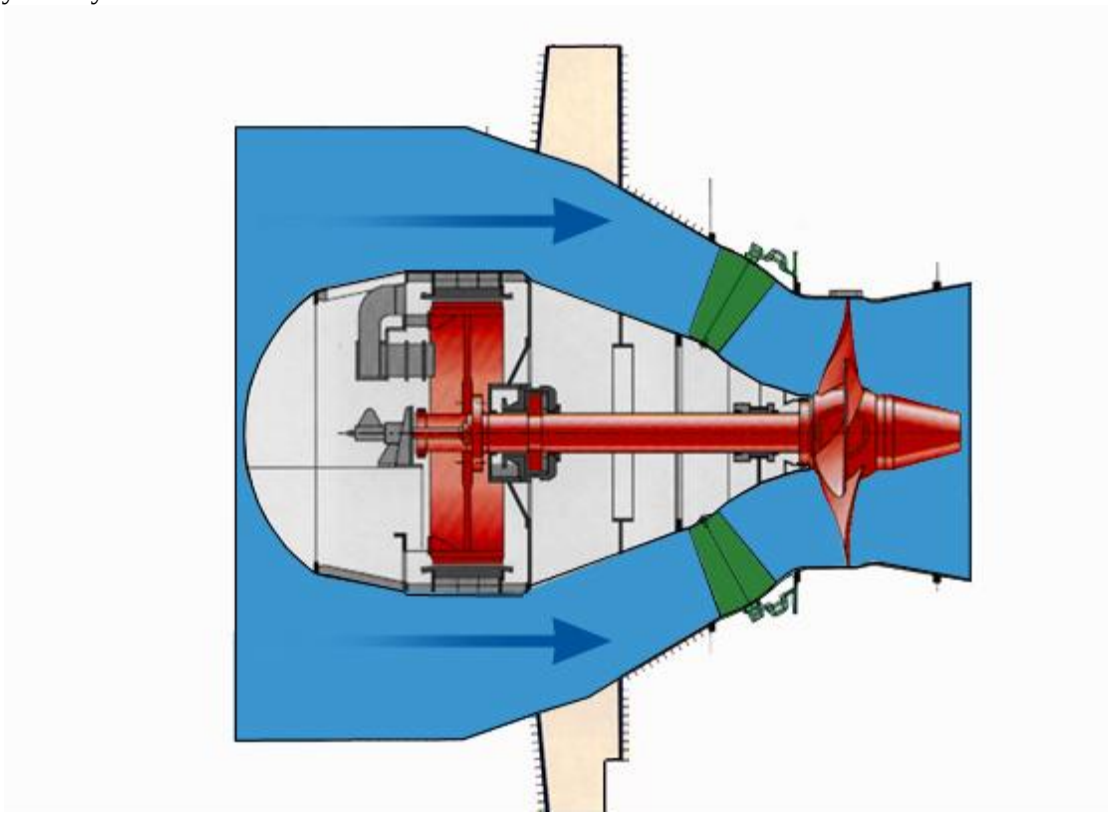


Fot. 6-6 Wirnik turbiny Kaplana (Litostroj)



Rysunek 6-12 Przekrój przez pionową turbinę Kaplana

Turbiny gruszkowe stanowią rozwinięcie turbin Kaplana. W hydrozespołach z tymi turbinami generator i multiplikator (jeśli występuje potrzeba jego zastosowania) umieszcza się w zanurzonej zamkniętej przestrzeni zwanej gruszką. Na rysunku 6.13 pokazano taki hydrozespół z generatorem chłodzonym sprężonym powietrzem. Poza gruszkę wyprowadzono jedynie odpowiednio zabezpieczone przewody elektryczne.



Rysunek 6-13 Przekrój przez gruszkową turbinę rurową o podwójnej regulacji

Turbiny Kaplana są maszynami, które można instalować w największej liczbie możliwych konfiguracji. Wybór odpowiedniego sposobu instalacji ma istotne znaczenie dla elektrowni niskospadowych. Praca przy dużych natężeniach przepływu jest warunkiem ich rentowności. W zakresie spadów od 2 do 5 m i przepływów od 10 do 100 m^3/s, konieczne są wirniki o średnicy od 1,6 do 3,2 metrów, sprzęgnięte z generatorem przez multiplikator obrotów. Kanały przepływowe w ogólności, a ujęcia wody w szczególności, są bardzo duże i wymagają prac hydrotechnicznych na znaczną skalę oraz nakładów z reguły przekraczających koszty wyposażenia elektromechanicznego.

Celem ograniczenia kosztów całkowitych (prace budowlane plus wyposażenie), a przede wszystkim nakładów na prace hydrotechniczne, opracowano szereg rozwiązań, które dziś uważa się za klasyczne.

Kryteria doboru tych turbin są dobrze znane:

- Zakres natężeń przepływu
- Spad netto
- Geomorfologia terenu
- Wymagania środowiskowe (wizualne i akustyczne)
- Koszty robocizny

Konfiguracje te różnią się sposobem prowadzenia przepływu przez turbinę (osiowy, promieniowy lub mieszany), sposobem odcinania przepływu przez turbinę (zawór lub lewar) i rodzajem stosowanego multiplikatora obrotów (zębaty do wałów równoległych, zębaty stożkowy, pasowy).

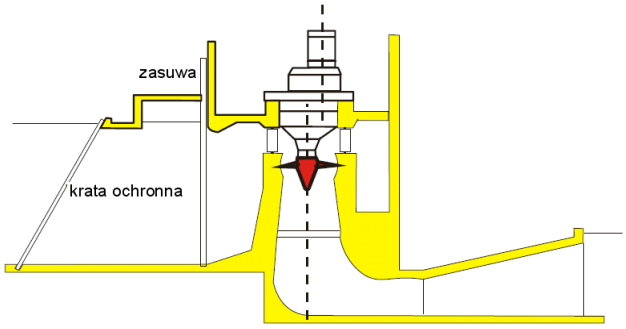
Czytelnicy zainteresowani sprawami doboru sposobu instalacji turbin Kaplana i śmigłowych w elektrowniach niskospadowych znajdą więcej szczegółów w artykule J.Fonkenella zamieszczonym w materiałach konferencji HIDROENERGIA'91 [27]. Większość możliwych konfiguracji przedstawiono w poniższej tabeli i na dalszych rysunkach.

Tabela 6-1: Konfiguracje turbin Kaplana

Konfiguracja	Napływ wody	Odcinanie przepływu	Multiplikator obrotów	Rysunek
Pionowy Kaplan	promieniowy	łopatki kierownicy	walcowy	6.14
Ukośny semi-Kaplan w układzie lewarowym	promieniowy	lewar	walcowy	6.15
Odwrócony semi-Kaplan w układzie lewarowym	promieniowy	lewar	walcowy	6.16
Ukośny semi-Kaplan w układzie lewarowym	osiowy	lewar	walcowy	6.17
Ukośny semi-Kaplan z przekładnią kątową	osiowy	zasuwa	stożkowy	6.18
Semi-Kaplan studniowy	osiowy	zasuwa	walcowy	6.19
Kaplan typu S	osiowy	zasuwa	walcowy	6.20

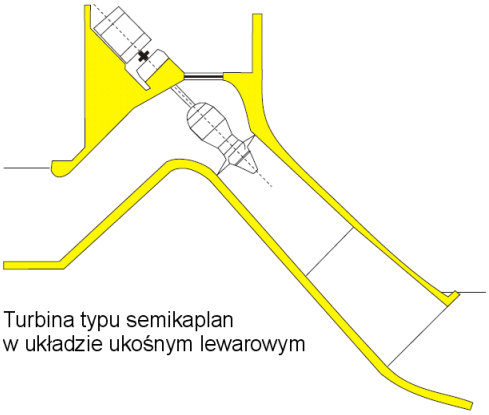
Układy lewarowe (rysunki 6.15, 6.16, 6.18, fotografia 6.7) są pewne i charakteryzują się niskim kosztem instalacji. Pozwalają też łatwo zapobiec rozbiegowi turbiny poprzez natychmiastowe odcięcie przepływu w wyniku otwarcia zaworu napowietrzającego. Mogą być jednak źródłem hałasu, jeśli tylko nie zostaną przedsięwzięte odpowiednie kroki, by odizolować pompę ssącą i zawory od- i napowietrzające podczas uruchamiania i zatrzymywania hydrozespołu. Chociaż nie jest to potrzebne do normalnej pracy, zdecydowanie zaleca się instalację zasuwy odcinającej celem uniknięcia niezamierzonego uruchomienia turbiny wskutek znaczących zmian poziomu wody górnej W takim przypadku turbina może osiągnąć bardzo wysokie obroty (rozbieg), a operator nie będzie miał możliwości jej zatrzymać. W przypadku, gdy elektrownia została wybudowana przy jazie z zamknięciami ruchomymi, rozwiązaniem tego problemu może być użycie tych zamknięć.

Elektrownie z budynkiem maszynowni usytuowanym pod ziemią w niewielkim stopniu zmieniają krajobraz i generują niewielki hałas. Do takiego rozwiązania nadają się hydrozespoły z turbinami typu S, hydrozespoły z przekładnią kątową oraz hydrozespoły studniowe.



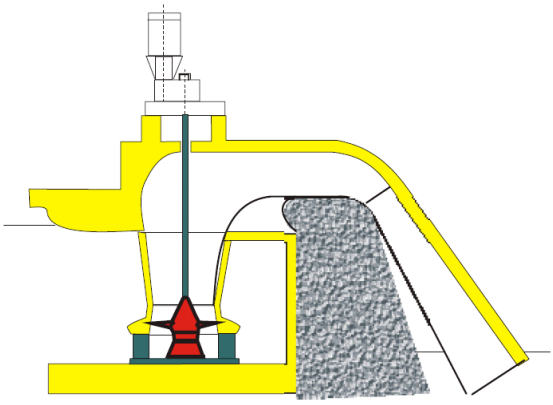
Pionowa turbina typu Kaplan lub semikaplan

Rysunek 6-14 Przekrój przez elektrownię z pionową turbiną Kaplana



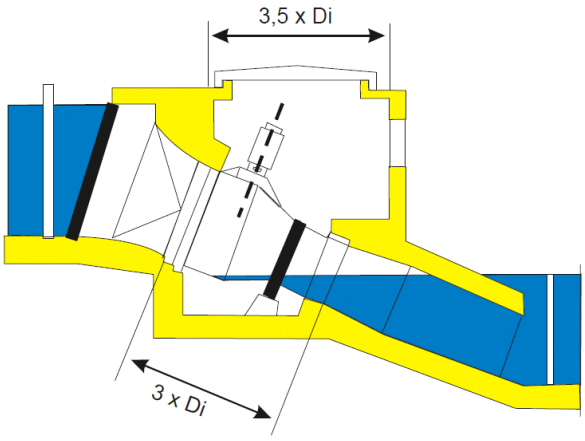
Turbina typu semikaplan
w układzie ukośnym lewarowym

Rysunek 6-15 Przekrój przez elektrownię lewarową z turbiną typu semi-Kaplan

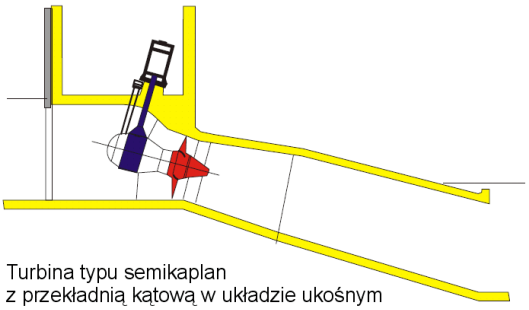


semikaplan w układzie lewarowym odwróconym

Rysunek 6-16 Przekrój przez elektrownię lewarową z odwróconą turbiną typu semi-Kaplan

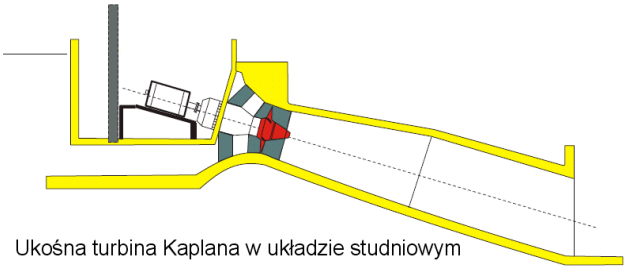


Rysunek 6-17 Przekrój przez elektrownię z ukośnie zabudowaną turbiną Kaplana



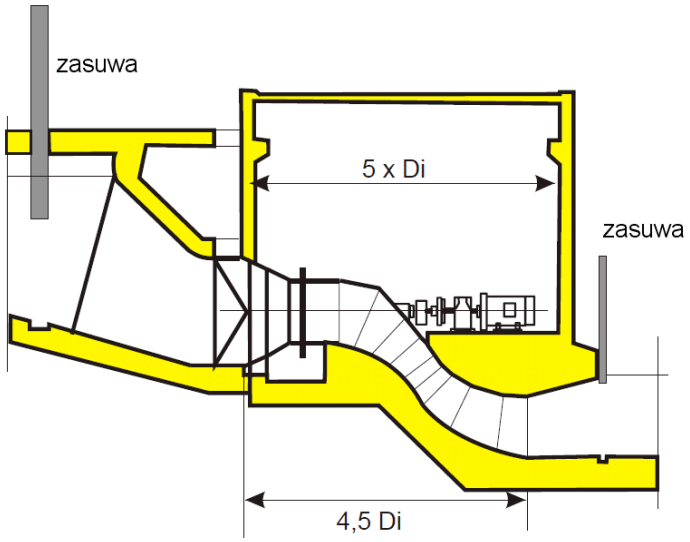
Turbina typu semikaplan
z przekładnią kątową w układzie ukośnym

Rysunek 6-18 Przekrój przez elektrownię z turbiną typu semi-Kaplan z przekładnią kątową w układzie ukośnym



Ukośna turbina Kaplana w układzie studniowym

Rysunek 6-19 Przekrój przez elektrownię z rurową turbiną Kaplana w układzie studniowym



Rysunek 6-20 Przekrój przez elektrownię z turbiną Kaplana typu S



Fot.6-7 Lewarowa turbina śmigłowa z wałem poziomym na jazie rzeki Wełny w pobliżu Jaracza w województwie wielkopolskim (zdjęcie z lat 90-tych)

Układy z przekładnią zwiększająca (multiplikatorem obrotów) pozwalają na zastosowanie standardowych generatorów, zwykle o synchronicznej szybkości obrotowej 750 lub 1000 obr/min. Jest to rozwiązanie pewne, kompaktowe i tanie. Multiplikator zębaty jest urządzeniem podatnym na awarie i wymagającym odpowiedniej obsługi. Dlatego często preferuje się zwiększanie szybkości obrotowej za pomocą przekładni pasowej. W końcu wypada zwrócić uwagę, że multiplikator obrotów wprowadza straty – jego sprawność mieści się zwykle w granicach od 96 do 98 %.

Turbiny typu *S* są dziś dość często stosowane. Ich wadą jest to, że wał turbiny musi przejść przez kolano króćca wlotowego lub rury ssącej, powodując straty hydrauliczne. Dlatego stosuje się je głównie w elektrowniach średniospadowych i w elektrowniach z rurociągiem derywacyjnym.

Zaletą układu studniowego jest łatwy dostęp do wszystkich elementów wyposażenia, a w szczególności do sprzęgła między turbiną a multiplikatorem obrotów, do samego multiplikatora obrotów i do

generatora, co ułatwia przeglądy, czynności obsługowe i remonty. Układ ten często stosowany jest przy bardzo małych spadach i wysokich natężeniach przepływu. Umożliwia zastosowanie turbin z wirnikami o średnicy przekraczającej 2 m.

Z tych samych powodów, co w przypadku turbin Francisa, turbiny Kaplana muszą być wyposażone w rurę ssącą. Z uwagi na niski spad, energia kinetyczna ma duże znaczenie i jakość konstrukcji oraz wykonania tej części turbiny nie powinny być lekceważone.

Zintegrowane hydrozespoły niskospadowe o zmiennej szybkości obrotowej

Z uwagi na wysokie nakłady jednostkowe elektrownie niskospadowe są z reguły budowane przy istniejących piętrzeniach. W wielu przypadkach są to jazy piętrzące wodę na wysokość nie większą niż 2,5 m, a często poniżej 1,5 m. Wysokość spadu zmienia się zwykle w stosunkowo szerokim zakresie (np. ±0,40 m), zgodnie z krzywą konsumcyjną po stronie górnej i dolnej wody. W takich warunkach praca z dobrą sprawnością możliwa jest przy użyciu omówionych wyżej turbin rurowych typu Kaplana (z podwójną regulacją).

Dzięki postępom w zakresie energoelektroniki, interesującą alternatywą jest od pewnego czasu zastosowanie turbin śmigłowych o regulowanej szybkości obrotowej, współpracujących z generatorami synchronicznymi z biegunami wirnika wykonanymi z magnesów trwałych. Właściwe parametry energii przekazywanej do sieci zapewnia między innymi układ energoelektroniczny z przemiennikiem częstotliwości. Pozwala to zrezygnować z multiplikatora obrotów. Rozwiązanie staje się szczególnie atrakcyjne po integracji turbiny z generatorem – np. poprzez użycie wirnika turbiny w charakterze wirnika generatora (turbiny typu *straflo*) lub umieszczenie generatora z magnesami stałymi w gruszce turbiny (turbiny typu *matrix*). Oprócz zmniejszenia gabarytów, często uzyskuje się tą drogą dalsze ograniczenie strat hydraulicznych w układzie przepływowym.

Jak wspomniano wcześniej, piętrzenia niskospadowe są atrakcyjne energetycznie w przypadku dużych przepływów. Wykorzystanie tych przepływów wymaga jednak instalacji albo maszyn z wirnikami o stosunkowo dużej średnicy, albo większej liczby mniejszych hydrozespołów. Oba rozwiązania związane są z wysokimi kosztami i ograniczeniami natury technicznej. Przez długie lata uważane były też za nieuzasadnione ekonomicznie.

Dzięki postępowi w technice projektowania szybkobieżnych turbin niskospadowych oraz korzystnym zmianom na rynku energii odnawialnych, w ciągu ostatnich 20 lat udało się obniżyć dolną granicę praktycznych zastosowań turbin Kaplana w układzie rurowym ze spadu 2,5 m do około 1,6 m. Racjonalne wyzyskanie energetyczne piętrzeń o spadach poniżej 1,5 m przy użyciu turbin klasycznych wydaje się jednak mało realne.

Obiecującym i stosowanym już w praktyce rozwiązaniem, umożliwiającym przesunięcie tej granicy poniżej 1 m, jest opracowany kilka lat temu hydrozespół VLH (*Very Low Head*), który instaluje się na progu piętrzenia w sposób przypominający zamknięcie uchylne (Fot.6.8). Zasadniczym elementem hydrozespołu jest turbina z wirnikiem typu Kaplana oraz wielołopatkową kierownicą, pełniąca jednocześnie rolę kraty ochronnej. Duża średnica wirnika i stosunkowo niska szybkość obrotowa sprawiają, że energia kinetyczna na wylocie jest niewielka i nie ma potrzeby stosowania rury ssącej. Z drugiej strony, te same cechy sprawiają, ze turbina jest przyjazna dla ryb wędrujących z biegiem rzeki. Cały hydrozespół można podnosić, podobnie jak klapę uchylną, celem przepuszczenia wielkich wód, wypłukania zanieczyszczeń i rumowiska lub konserwacji. Generator posiada wirnik z magnesami trwałymi, osadzony na wspólnym wale z wirnikiem turbiny i zamknięty hermetycznie w wewnętrznej części hydrozespołu. W porównaniu do innych rozwiązań, zakres niezbędnych prac hydrotechnicznych należy określić, jako znikomy.



Fot.6-8 Prototypowy hydrozespół VLH

Od szeregu lat trwają prace badawczo-rozwojowe nad hydrozespołami wykorzystującymi ekstremalnie niskie spady związane wyłącznie z energią kinetyczną wielkich rzek, w sposób podobny, jak ma to miejsce przypadku prądów morskich i turbozespołów wiatrowych. Z uwagi na stan zaawansowania tych prac, trudności techniczne i wysoce kontrowersyjny aspekt ekonomiczny opracowywanych instalacji (zwłaszcza w warunkach polskich), hydrozespoły te nie są omawiane w niniejszym podręczniku.

6.2.3. Szybkobieżność i podobieństwo

Zdecydowana większość budowli hydrotechnicznych, takich jak jazy, ujęcia wody i inne, konstruowana jest w oparciu o wyniki wstępnych badan modelowych. Analiza zachowania się tych modeli oparta jest o zasady podobieństwa hydraulicznego, włącznie z analizą wymiarową, i analizę hydrodynamiczną przepływu wody przez budowle hydrotechniczne. Projektowanie turbin nie stanowi wyjątku i ich konstruktorzy również często wykorzystują modele wykonane w odpowiedniej podziałce. Zagadnienie podobieństwa można w tym przypadku posumować następująco: ”Czy dysponując wynikami badań charakterystyki energetycznej pewnego typu turbiny w określonych warunkach ruchowych można przewidzieć charakterystykę geometrycznie podobnej maszyny badanej w innych warunkach ruchowych?” Jeśli odpowiedź na to pytanie jest pozytywna, to teoria podobieństwa powinna dać kryterium naukowe pozwalające na dobór turbin najlepiej dopasowanych do warunków panujących na terenie elektrowni.

W rzeczy samej odpowiedź na tak zadane pytanie jest pozytywna, o ile tylko model i maszyna pełnowymiarowa (prototyp) są do siebie geometrycznie podobne. Oznacza to, że model powinien zostać uzyskany w wyniku zmniejszenia wszystkich wymiarów liniowych maszyny pełnowymiarowej w tej samej skali. Jeśli stosunek odpowiadających sobie wymiarów liniowych wyniesie k, to stosunek pól odpowiadających sobie powierzchni wyniesie k^2, a stosunek objętości odpowiadających sobie elementów przestrzennych wyniesie k^3.

Należy podkreślić, że badania modelowe i prace badawczo-rozwojowe w laboratorium są jedyną metodą prowadzącą do zagwarantowania sprawności i własności hydraulicznych maszyny pełnowymiarowej. Wszystkie prawa podobieństwa są precyzyjnie określone w normach międzynarodowych IEC 60193 i 60041. Gwarancje formułowane niezgodnie z tymi normami nie mogą być akceptowane.

Podstawową liczbę podobieństwa turbin wodnych stanowi wyróżnik szybkobieżności (w skrócie: szybkobieżność). Zgodnie z przywołanymi normami wyróżnik ten definiuje się w sposób następujący

$$n_{QE} = \frac{n\sqrt{Q}}{E^{3/4}} \qquad [-] \qquad (6.7)$$

gdzie Q = natężenie przepływu [m^3/s]

E = jednostkowa energia hydrauliczna maszyny [J/kg]

n = szybkość obrotowa turbiny [obr/s]

Wartości parametrów ruchowych we wzorze definiującym wyróżnik szybkobieżności dotyczą optymalnego punktu pracy. Charakteryzują one każdą turbinę. Szybkobieżność można interpretować jako szybkość obrotową turbiny geometrycznie podobnej do danej, przełykającej 1 m^3/s wody podczas pracy z najwyższą sprawnością przy jednostkowej wartości E.

W użyciu są wciąż starsze i niestandardowe definicje

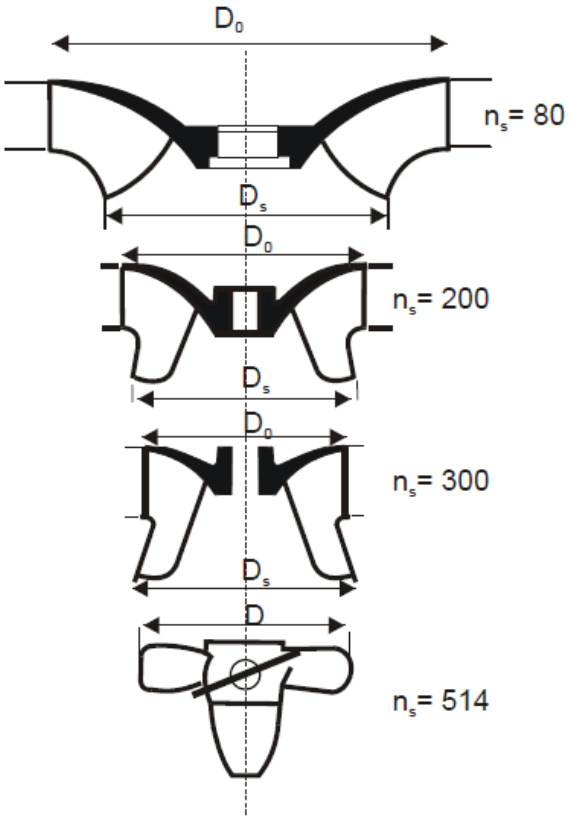
$$\nu = \frac{\omega Q/\pi^{0,5}}{gE^{0,75}} \qquad (6.8)$$

$$n_Q = \frac{nQ^{0,5}}{H^{0,75}} \qquad (6.9)$$

$$n_{sP} = \frac{nP^{0,5}}{H^{1,25}} \qquad (6.10a)$$

$$n_{sN} = \frac{nN^{0,5}}{H^{1,25}} \qquad (6.10b)$$

w których symbol ω oznacza prędkość kątową wirnika wyrażoną w rad/s, n - prędkość obrotową wyrażoną w obrotach na minutę, zaś P i N - moc na wale turbiny wyrażoną odpowiednio w kilowatach (kW) i w koniach mechanicznych (KM).



Rysunek 6-21 Kształty wirników turbin w zależności od ich wyróżnika szybkobieżności n_{sP}

Wyróżnik wyrażony wzorem (6.8) stanowi stosunek potęg dwóch bezwymiarowych liczb podobieństwa i jest również liczbą bezwymiarową. Bezwymiarowość pozostałych wyróżników ma charakter umowny. Uzyskuje się ją podstawiając do wzorów wartości odpowiednich wielkości bez ich mian (jednostek). Wyróżniki n_{QE}, ν i n_Q określane są mianem wyróżników kinematycznych, zaś n_{sP} i n_{sN} - wyróżników dynamicznych.

Na rysunku 6.21 pokazano kształty czterech różnych wirników oraz odpowiadające im wyróżniki szybkobieżności n_{sP}. Im niższy wyróżnik szybkobieżności, tym wyższy jest spad, przy którym maszyna powinna pracować.

Poniżej podano pewne wzory przeliczeniowe:

$$v = 2{,}11\ n_{QE}$$

$$n_Q = 333\ n_{QE}$$

$$n_{sP} = 995\ n_{QE}$$

$$n_{sN} = 853\ n_{QE}$$

Producenci z reguły podają wyróżnik szybkobieżności swoich turbin. Na podstawie licznych badań statystycznych obejmujących wielką liczbę obiektów ustalono pewne korelacje między wyróżnikiem szybkobieżności, a spadem netto każdego typu turbin. Niektóre z tych formuł podano niżej oraz przedstawiono graficznie na rysunku 6.22.

turbina Peltona (1 dysza)	$n_{QE} = \frac{0{,}0859}{H_n^{0{,}243}}$	(Siervo i Lugaresi)	[-]	(6.11)
turbina Francisa	$n_{QE} = \frac{1{,}924}{H_n^{0{,}512}}$	(Lugaresi i Massa)	[-]	(6.12)
turbina Kaplana	$n_{QE} = \frac{2{,}294}{H_n^{0{,}486}}$	(Schweiger i Gregori)	[-]	(6.13)
turbina śmigłowa	$n_{QE} = \frac{2{,}716}{H_n^{0{,}5}}$	(USBR)	[-]	(6.14)
turbina gruszkowa	$n_{QE} = \frac{1{,}528}{H_n^{0{,}2837}}$	(Kpordze i Warnick)	[-]	(6.15)

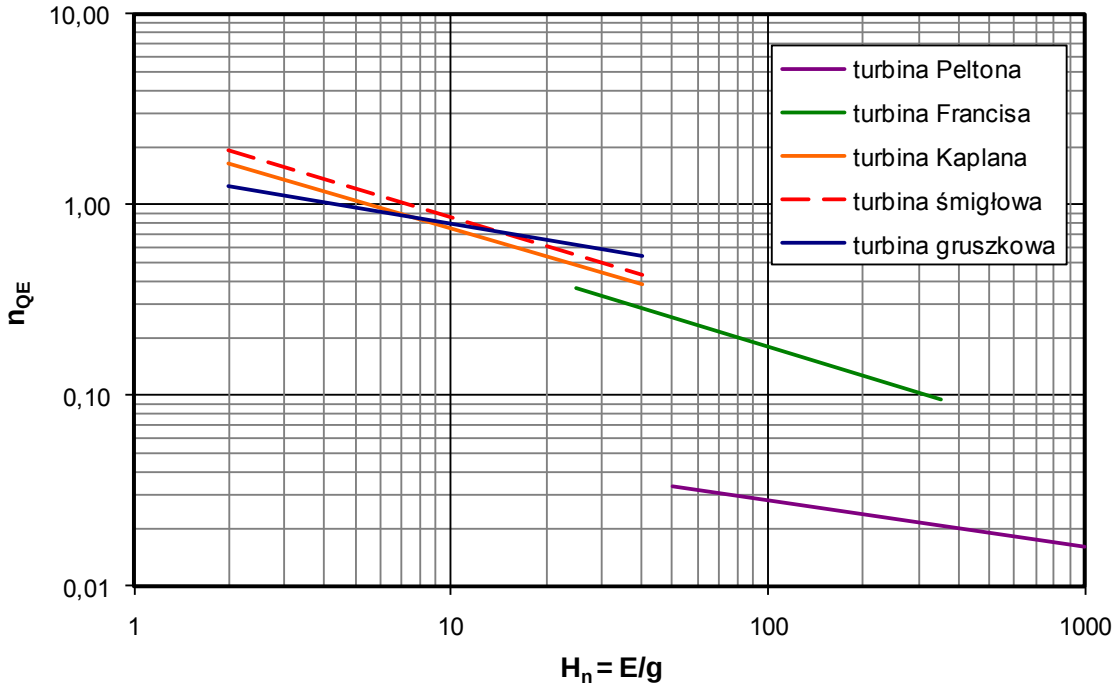
Gdy wyróżnik szybkobieżności jest już znany, to łatwo oszacować wymiary gabarytowe turbiny. Mimo to, formuły statystyczne należy stosować tylko na etapie studiów wstępnych, gdyż jedynie wytwórca może podać rzeczywiste wymiary turbin.

W przypadku turbin Peltona wyróżnik szybkobieżności rośnie z pierwiastkiem liczby dysz. Dlatego szybkobieżność czterodyszowej turbiny Peltona (tylko wyjątkowo i tylko w turbinach o osi pionowej stosuje się jeszcze większą liczbę dysz) jest dwa razy większa niż szybkobieżność turbiny jednodyszowej.

Typowe wartości wyróżników szybkobieżności głównych typów turbin podano w tabeli 6.2.

Tabela 6-2 Zakres wyróżników szybkobieżności dla różnych typów turbin

Turbina Peltona jednodyszowa	$0{,}005 \le n_{QE} \le 0{,}025$
Turbina Peltona n-dyszowa	$0{,}005 \cdot n^{0{,}5} \le n_{QE} \le 0{,}025 \cdot n^{0{,}5}$
Turbina Francisa	$0{,}05 \le n_{QE} \le 0{,}33$
Turbiny Kaplana, śmigłowe, gruszkowe	$0{,}19 \le n_{QE} \le 1{,}55$



Rysunek 6-22 Wyróżnik szybkobieżności w funkcji spadu netto $H_n = E/g$

W warunkach pełnego podobieństwa geometrii i pola przepływu przez maszynę modelową i prototypową, średnia prędkość przepływu wody jest proporcjonalna do jednostkowej energii hydraulicznej (spadu), zaś natężenie przepływu jest dodatkowo proporcjonalne do pola przekroju w wybranym charakterystycznym miejscu. Wynika stąd ważne prawo podobieństwa

$$\frac{Q_t}{Q_m} = \frac{\sqrt{H_t}}{\sqrt{H_m}} \frac{D_t^2}{D_m^2} \qquad [-] \qquad (6.16)$$

gdzie wskaźniki *m* i *t* odnoszą się odpowiednio do maszyny modelowej i pełnowymiarowej.

Z drugiej strony zachowanie podobieństwa przebiegu linii prądu wymaga, by stosunek prędkości napływu wody na wirnik (proporcjonalnej do pierwiastka ze spadu) i prędkości obwodowej wirnika (proporcjonalnej do szybkości obrotowej i średnicy) pozostawał stały. Wynika stąd następne prawo podobieństwa

$$\frac{n_t}{n_m} = \frac{\sqrt{H_t}}{\sqrt{H_m}} \frac{D_m}{D_t} \qquad [-] \qquad (6.17)$$

Wykorzystanie tych praw ilustrują poniższe przykłady.

Zamierzamy zbudować w skali 1:5 model turbiny pracującej przy spadzie netto 80 m z natężeniem przepływu 10 m^3/s i szybkości obrotowej 750 obr/min, a następnie przebadać go przy spadzie 10 m. Natężenie przepływu przez model wyniesie 0,141 m^3/s, a szybkość obrotowa 1 326 obr/min.

Inny przykład to przypadek, gdy turbina została zaprojektowana do pracy przy spadzie netto 120 m i przepływie 1 m^3/s, lecz obecnie jest eksploatowana przy spadzie netto wynoszącym 100 m. W tym przypadku mamy $D_t = D_m$. Aby maszyna pracowała prawidłowo, jej szybkość obrotowa powinna wynosić 685 obr/min, a maksymalny przepływ 0,913 m^3/s.

6.2.4. Projekt wstępny

W niniejszym podrozdziale podane zostaną pewne formuły statystyczne pozwalające na wyznaczenie głównych wymiarów turbin Peltona, Francisa i Kaplana.

Należy pamiętać, że projektowanie turbiny jest procesem iteracyjnym, zależnym od szeregu kryteriów, takich, jak ograniczenia kawitacyjne, szybkość obrotowa, szybkobieżność itp. (patrz rozdział 6.2.5). Oznacza to oczywiście, że po zastosowaniu przedstawionych niżej równań należy sprawdzić, czy wstępnie zaprojektowana turbina spełnia ww. warunki dla konkretnej lokalizacji.

W przypadku wszystkich turbin pierwszy krok polega na określeniu szybkości obrotowej.

Turbiny Peltona

Jeśli znamy szybkość obrotową wirnika, to jego średnicę można oszacować z następujących równań:

$$D_1 = 0{,}68\frac{\sqrt{H}}{n} \quad \text{[m]} \qquad (6.18)$$

$$B_2 = 1.68\sqrt{\frac{Q}{N}\frac{1}{\sqrt{H}}} \quad \text{[m]} \qquad (6.19)$$

$$D_e = 1.68\sqrt{\frac{Q}{N}\frac{1}{\sqrt{gH}}} \quad \text{[m]} \qquad (6.20)$$

gdzie n szybkość obrotowa w obr/s

N liczba dysz

H spad w metrach

g stała grawitacyjna w m/s^2.

D_1 jest zdefiniowane jako średnica okręgu przechodzącego przez środki czarek (dokładanie: podwójna odległość osi wirnika od osi dyszy), B_2 jest szerokością wewnętrzną czarki, zależną głównie od natężenia przepływu i liczby dysz, D_e jest średnicą dyszy.

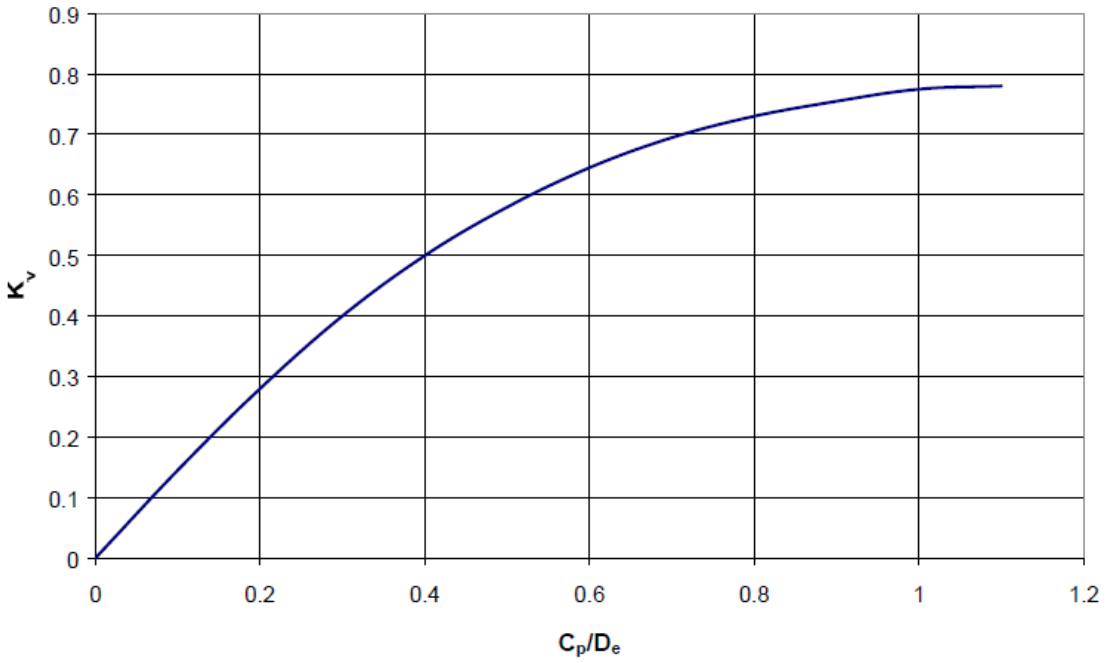
Z reguły stosunek D_1/B_2 powinien być większy niż 2.7. Jeśli jest inaczej, to trzeba przeprowadzić ponowne obliczenia dla niższej szybkości obrotowej i większej liczby dysz.

Natężenie przepływu w funkcji otwarcia dyszy C_p (w przypadku turbiny jednodyszowej – całkowite natężenie przepływu) można oszacować z następującego wzoru:

$$Q_{struga} = K_v \pi \frac{D_e^2}{4}\sqrt{2gH} \quad \text{[m}^3\text{/s]} \qquad (6.21)$$

gdzie K_v przedstawiono w funkcji otwarcia względnego C_p/D_e na rynku 6.23

Zasady obliczeń innych wymiarów można znaleźć w artykule de Siervo i Lugaresiego [16]



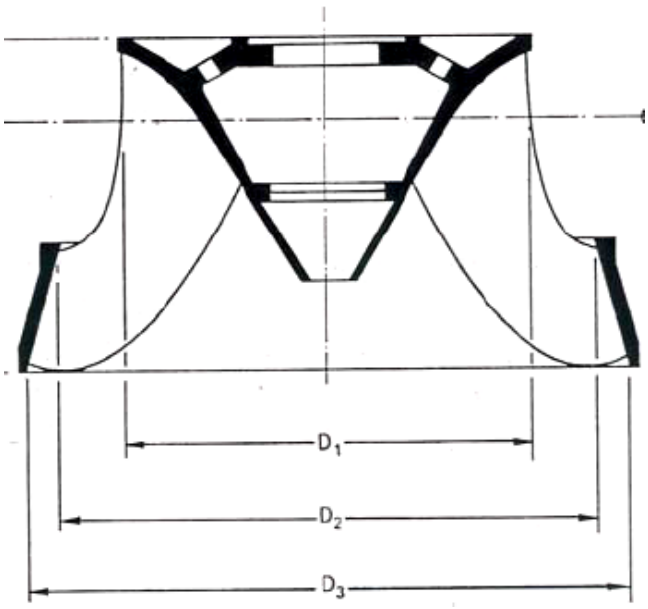
Rysunek 6-23 Charakterystyka dyszy

Turbiny Francisa

Turbiny Francisa obejmują szeroki zakres wyróżników szybkobieżności, rozciągający się od 0.05 do 0.33, odpowiednio dla turbin wysoko- i niskospadowych.

Na rysunku 6.24 pokazano schematycznie przekrój przez wirnik turbiny Francisa z średnicami charakterystycznymi D_1, D_2, i D_3.

Wstępne zaprojektowanie wirnika turbiny Francisa umożliwiają artykuły de Siervo i de Levy [17] oraz Lugaresiego i Massy [19], oparte o analizę statystyczną ponad dwustu spośród istniejących turbin Francisa. Jak w przypadku wszystkich analiz statystycznych wyniki te nie wystarczają do wykonania pełnego projektu turbiny, zwłaszcza z uwzględnieniem ryzyka kawitacji (patrz podrozdział 6.2.5). Odpowiadają one tylko przeciętnym, standardowym rozwiązaniom.



Rysunek 6-24 Przekrój przez wirnik Francisa

Średnica wylotowa D_3 jest określona równaniem 6.22

$$D_3 = 84{,}5 \cdot (0{,}31 + 2{,}488 \cdot n_{QE} \frac{\sqrt{H}}{60 \cdot n}) \quad \text{[m]} \qquad (6.22)$$

Średnica wlotowa D_1 jest określona równaniem 6.23

$$D_1 = \left(0{,}4 + \frac{0{,}095}{n_{QE}} \right) \cdot D_3 \qquad \text{[m]} \qquad (6.23)$$

Dla $n_{QE} > 0{,}164$ średnica wlotowa D_2 jest określona równaniem 6.24

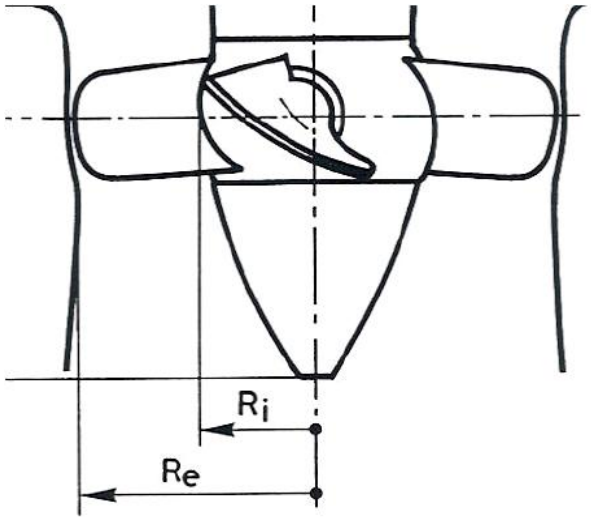
$$D_2 = \frac{D_3}{0{,}96 + 0{,}3781 \cdot n_{QE}} \qquad \text{[m]} \qquad (6.24)$$

Dla $n_{QE} < 0{,}164$, można przyjąć $D_1 = D_2$.

Zasady obliczeń innych wymiarów można znaleźć w wyżej wymienionych artykułach.

Turbiny Kaplana

Turbiny Kaplana charakteryzują się znacznie wyższymi wyróżnikami szybkobieżności niż turbiny Francisa i Peltona.



Rysunek 6-25 Wirnik turbiny Kaplana

W fazie projektowania wstępnego średnicę zewnętrzną wirnika D_e można obliczyć z równania 6.25

$$D_e = 84{,}5 \cdot \left(0{,}79 + 1{,}602 \cdot n_{QE} \right) \cdot \frac{\sqrt{H}}{60 \cdot n} \qquad \text{[m]} \qquad (6.25)$$

Średnicę piasty D_i można wyznaczyć z równania 6.26

$$D_i = \left(0{,}25 + \frac{0{,}0951}{n_{QE}} \right) \cdot D_e \qquad \text{[m]} \qquad (6.26)$$

Zasady obliczeń innych wymiarów można znaleźć w wyżej wymienionych artykułach de Siervo i de Levy [18] oraz Lugaresiego i Massy [20].

6.2.5. Kryteria doboru turbiny

Typ, geometria i wymiary turbiny są w zasadniczy sposób uzależnione od następujących kryteriów:

- Spad netto
- Zakres przepływów przez turbinę
- Szybkość obrotowa
- Zagadnienia kawitacyjne
- Koszt

Jak wspomniano wcześniej, zarówno projektowanie wstępne, jak i dobór turbiny, przebiegają iteracyjnie.

Spad netto

Spad brutto (lub niwelacyjny) jest zdefiniowany jako różnica rzędnych lustra wody górnej i wody dolnej w przypadku turbin reakcyjnych lub rzędnej osi dysz w przypadku turbin akcyjnych.

Jak wyjaśniono w podrozdziale 6.2.1 (równanie 6.4), spad netto jest zdefiniowany jako stosunek jednostkowej energii hydraulicznej maszyny do przyspieszenia ziemskiego. Definicja ta jest szczególnie ważna dla elektrowni średnio- i niskospadowych, gdzie energii kinetycznej wody opuszczającej turbiny nie można lekceważyć.

Pierwszym, kryterium, jakie należy uwzględnić przy doborze turbiny jest spad netto. W tabeli 6.3 wskazano zakresy spadów przy których mogą pracować różne turbiny. Zakresy te częściowo na siebie nachodzą, gdyż przy niektórych spadach można stosować różne typy turbin.

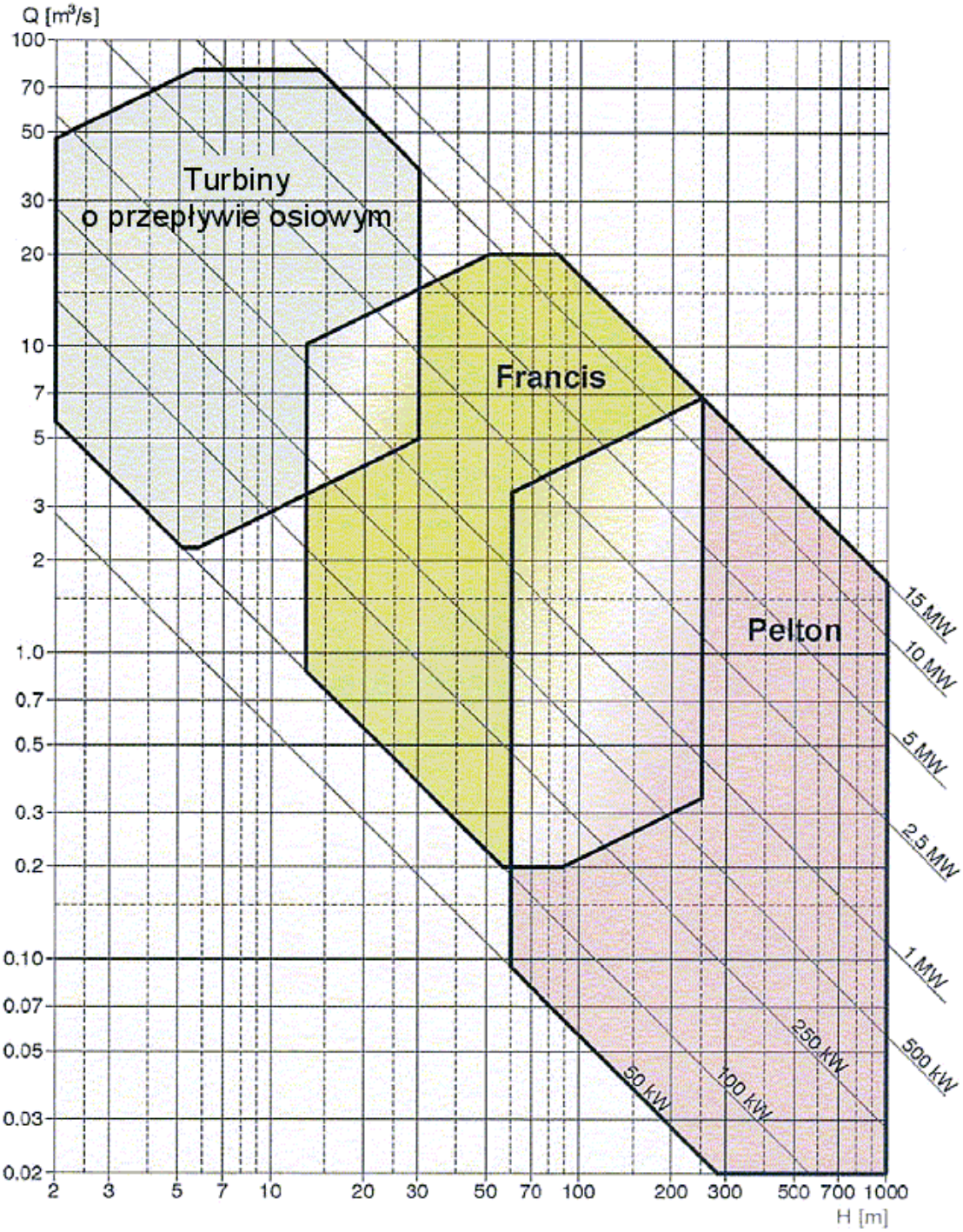
Tabela 6-3 Zakres zastosowań różnych typów turbin

Typ turbin	Spad netto
Turbiny Kaplana i śmigłowe	$2 < H_n < 40$
Turbiny Francisa	$25 < H_n < 350$
Turbiny Peltona	$50 < H_n < 1'300$
Turbiny o przepływie poprzecznym	$5 < H_n < 200$
Turbiny Turgo	$50 < H_n < 250$

Natężenie przepływu

Pojedyncza wartość natężenia przepływu nie jest informacją miarodajną dla doboru turbiny. Konieczna jest znajomość zmienności przepływów w ciągu roku, zwykle reprezentowanej przez krzywą sum czasów trwania przepływów (FDC), omówioną w rozdziale 3 (podrozdział 3.4).

Na podstawie nomogramu z rysunku 6.26 można określić typ turbiny odpowiadający rozpatrywanej lokalizacji w zależności od nominalnego natężenia przepływu i spadu netto. Jeśli stwierdzi się wstępnie możliwość instalacji kilku typów turbin, to konieczny jest rachunek techniczno-ekonomiczny, pozwalający na dobór optymalnej maszyny w funkcji jej mocy, produkcji i nakładów inwestycyjnych. Należy zwrócić uwagę, że wskazane na rysunku 6.26 granice obszarów zastosowań różnych typów turbin mogą być różne u różnych producentów.



Rysunek 6-26 Zakresy zastosowań typów turbin

W przypadku dużych wahań przepływu lub dużych wartości przepływu użytecznego korzystne może okazać się zainstalowanie większej liczby mniejszych turbin zamiast jednej większej. W takim przypadku hydrozespoły są kolejno załączane w zależności od dostępnego przepływu. Taki sposób prowadzenia ruchu pozwala częściej pracować z najlepsza sprawnością. Wykorzystanie większej liczby mniejszych turbin pozwala również ograniczyć ciężar i gabaryty każdej z nich, co ułatwia transport i montaż hydrozespołu w docelowym miejscu zainstalowania. Co więcej, podział przepływu między większą liczbę hydrozespołów pozwala na dobór większej szybkości obrotowej, co jest korzystne z uwagi na cenę maszyny elektrycznej i może pozwolić na uniknięcie konieczności stosowania przekładni. W końcu pozwala też operatorowi na zachowanie ciągłości produkcji energii elektrycznej podczas przeprowadzanych przeglądów.

W przypadku silnych wahań przepływu przy pewnym spadzie średnim, zastosowanie wielodyszowej turbiny Peltona o niskiej szybkości obrotowej, lecz wysokiej sprawności w szerokim zakresie pracy może być rozwiązaniem korzystniejszym niż zastosowanie turbiny Francisa. Podobna uwaga dotyczy również zastosowania turbin Kaplana i Francisa przy niskich spadach (tabela 6.4).

Ostateczny wybór między jednym a większą liczbą hydrozespołów lub między jednym a innym typem turbiny powinien być wynikiem iteracyjnie prowadzonego rachunku uwzględniającego zarówno nakłady inwestycyjne, jak i produkcję roczną.

Tabela 6-4 Dopuszczalność zmian natężenia przepływu i spadu

Typ turbiny	**Dopuszczalność zmian przepływu**	**Dopuszczalność zmian spadu**
turbina Peltona	wysoka	niska
turbina Francisa	średnia	niska
turbina Kaplana (podwójna regulacja)	wysoka	wysoka
semi-Kaplan	wysoka	średnia
turbina śmigłowa	niska	niska

Wyróżnik szybkobieżności

Szybkobieżność stanowi miarodajne kryterium doboru turbiny, bez wątpienia bardziej dokładne niż wspomniane wyżej konwencjonalne nomogramy obszarów zastosowań.

Jeśli chcemy produkować energię elektryczną w elektrowni o spadzie netto 100 m, pracującej przy natężeniu przepływu 0,9 m^3/s, stosując turbinę bezpośrednio sprzęgniętą z generatorem o szybkości obrotowej 1500 obr/min, to powinniśmy zacząć od obliczenia wyróżnika szybkobieżności według równania (6.7). Uzyskamy wówczas

$$n_{QE} = 0.135$$

Jedynym możliwym rozwiązaniem odpowiadającym tej szybkości obrotowej jest turbina Francisa. Jeśli na odwrót, akceptujemy niższą szybkość wirowania, to można będzie zaproponować również turbinę Peltona z 4 dyszami i generatorem wirującym z szybkością obrotową 600 obr/min.

Jeśli chcemy zainstalować turbinę bezpośrednio sprzęgniętą z generatorem o szybkości obrotowej 1000 obr/min, wykorzystując przepływ 0,42 m^3/s przy spadzie netto 400 m, to wyróżnik szybkobieżności wyniesie

$$n_{QE} = 0.022,$$

co – zgodnie z równaniem (6.17) - wskazuje na turbinę Peltona z pojedynczą dyszą o średnicy $D_1 = 0.815$ m.

W przypadku, gdy z silnej zmienności przepływu wynika żądanie dobrej sprawności przy obciążeniach częściowych, możliwe jest również zastosowanie turbiny Peltona z dwiema lub większą liczbą dysz.

Jak wyjaśniono wcześniej, turbiny Peltona są bardziej precyzyjnie określone przez stosunek D_1/B_2 niż przez wyróżnik szybkobieżności. Stosunek ten jest z reguły wyższy niż 2,7. Wartości tego stosunku nie da się wyznaczyć bez modelowych badań laboratoryjnych.

Kawitacja

Gdy przepływ przyspiesza napotykając układ łopatkowy turbiny, ciśnienie może spaść lokalnie poniżej wartości ciśnienia pary nasyconej wody w danej temperaturze. Dochodzi wówczas do przechodzenia wody w stan gazowy. Na powierzchni ssącej łopatki tworzy się zamknięty obszar wypełniony parą (kawerna parowa) lub formują się małe pojedyncze pęcherzyki, unoszone następnie poza obszar obniżonego ciśnienia i zanikające w obszarze ciśnienia podwyższonego. Zjawisko to przebiega zwykle gwałtownie. Po przekroczeniu pewnego rozmiaru krytycznego rozrost pęcherzyków nabiera charakteru eksplozyjnego, a ich zanik przebiega implozyjnie. Nierównowagowy rozrost i zanik pęcherzyków wskutek zmian ciśnienia lokalnego lub formowanie się kwasistacjonarnych kawern parowo-gazowych w obszarze obniżonego ciśnienia określa się mianem kawitacji.

Implodujące pęcherzyki generują bardzo silne impulsy ciśnienia, którym towarzyszy hałas (turbina, w której dochodzi do kawitacji, hałasuje tak, jakby przesypywano przez nią żwir). Powtarzające się oddziaływania implozji pęcherzyków kawitacyjnych w turbinie reakcyjnej, np. w pobliżu łopatek wirnika lub ich piasty, powoduje wżery w materiale łopat turbiny. Z czasem wyrywanie materiału prowadzi do rozwoju pęknięć między wgłębieniami i usuwania materiału z powierzchni. W ciągu krótkiego czasu turbina może zostać poważnie uszkodzona i wymagać odstawienia oraz remontu. Niewielka i stabilna przyłączona kawerna kawitacyjna nie wywiera istotnego wpływu na osiągi turbiny i nie powoduje erozji łopatek.

Kawitacja nie jest zjawiskiem, któremu nie można przeciwdziałać. Badania laboratoryjne pozwalają na takie zaprojektowanie geometrii i określenie zakresu pracy turbin, by uniknąć tego problemu.

Własności kawitacyjne turbiny i stan zagrożenia kawitacją charakteryzuje wyróżnik kawitacji σ (liczba Thomy), zdefiniowany w normie IEC 60193 (PN EN 60193) w sposób następujący:

$$\sigma = \frac{NPSE}{gH_n} \qquad [-] \qquad (6.27)$$

gdzie *NPSE* (*Net Positive Suction Energy*) oznacza antykawitacyjną nadwyżkę jednostkowej energii ssania, zdefiniowaną wzorem

$$NPSE = \frac{p_{atm} - p_v}{\rho} + \frac{V^2}{2} - gH_s \qquad [\text{J/kg}] \qquad (6.28)$$

gdzie p_{atm} = ciśnienie atmosferyczne [Pa]

p_v = ciśnienie pary nasyconej wody [Pa]

ρ = gęstość wody [kg/m^3]

g = przyspieszenie ziemskie [m/s^2]

V = średnia prędkość na wylocie z rury ssącej [m/s]

H_n = spad netto [m]

H_s = wysokość ssania [m]

Jeśli tzw. instalacyjna liczba kawitacji, σ_{el}, określona na podstawie wzoru (6.27) dla warunków panujących w elektrowni, jest niższa od wartości dopuszczalnej σ_{dop},, określonej przez wytwórcę na podstawie badań laboratoryjnych lub obliczeń numerycznych, to należy liczyć się z niepożądanymi skutkami zjawiska: hałasem, podwyższonym poziomem drgań, erozją elementów układu przepływowego, a w końcu z pogorszeniem własności energetycznych maszyny (obniżenie mocy i sprawności, zmniejszenie przepływu).

Aby uniknąć tych efektów, turbinę należy zainstalować z wysokością ssania H_s nieprzekraczającą wartości wynikającej z równania (6.29)

$$H_s = \frac{p_{atm} - p_v}{\rho \cdot g} + \frac{V^2}{2 \cdot g} - \sigma_{dop} \cdot H \qquad \text{[m]} \qquad (6.29)$$

Dodatnia wartość H_s oznacza, że wirnik turbiny znajduje się nad zwierciadłem wody dolnej, natomiast wartość ujemna – że jest poniżej tego poziomu. W pierwszym przybliżeniu można przyjąć V = 2 m/s.

Dopuszczalną wartość liczby kawitacyjnej Thomy określa się zwykle na podstawie badań modelowych, a jej wartość podaje wytwórca. Niżej przytoczone związki są wynikiem studiów statystycznych i pozwalają, w pierwszym przybliżeniu, określić wartość σ w zależności od wyróżnika szybkobieżności n_{QE} dla turbin Francisa i Kaplana. Związki te przedstawiają się następująco:

dla turbin Francisa: $$\sigma = 1{,}2715 \cdot n_{QE}^{1{,}41} + \frac{V^2}{2gH_n} \qquad \text{[-]} \qquad (6.30)$$

dla turbin Kaplana: $$\sigma = 1{,}5241 \cdot n_{QE}^{1{,}46} + \frac{V^2}{2gH_n} \qquad \text{[-]} \qquad (6.31)$$

Należy zwrócić uwagę, że p_{atm} maleje z wysokością od około 101 kPa na poziomie morza do 65 kPa na wysokości 3000 m n.p.m. Wynika stąd, że turbina Francisa o wyróżniku szybkobieżności 0,150, pracująca przy spadzie 100 m (z odpowiadającą mu wartością σ = 0,090) i znajdująca się w elektrowni na poziomie morza, wymaga wysokości ssania nie większej niż

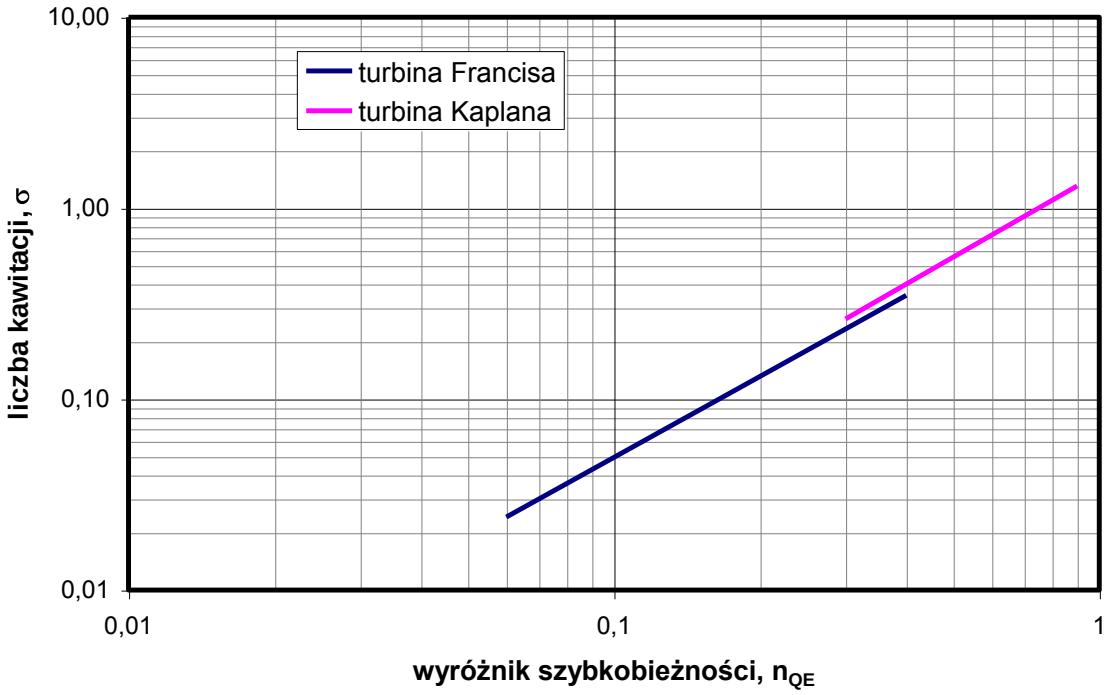
$$H_s = \frac{101\,000 - 880}{1000 \cdot 9{,}81} + \frac{2^2}{2 \cdot 9{,}81} - 0{,}09 \cdot 100 = 1{,}41 \qquad \text{[m]}$$

Jeśli ta sama turbina zostanie zainstalowana w elektrowni na wysokości 2000 m nad poziomem morza, to najwyższa dopuszczalna wysokość ssania wyniesie

$$H_s = \frac{79\,440 - 880}{1000 \cdot 9{,}81} + \frac{2^2}{2 \cdot 9{,}81} - 0{,}09 \cdot 100 = -0{,}79 \qquad \text{[m]}$$

Posadowienie to wymagać będzie zagłębienia maszyny pod poziom dolnej wody.

Zbiorczy widok krzywych granicznych liczby kawitacji pokazano na rysunku 6.27.



Rysunek 6-27 Granice kawitacji

Kontrolę dopasowania wyróżnika szybkobieżności do warunków kawitacyjnych ułatwia nierówność (6.32):

$$n_{QE} \leq 0{,}686 \cdot \sigma^{0{,}5882} \qquad [-] \qquad (6.32)$$

Należy zwrócić uwagę, że kawitacja może występować lokalnie w czarkach wirnika Peltona, jeśli ich krawędzie wlotowe nie zostały prawidłowo zaprojektowane lub kształt zweryfikowany podczas badań laboratoryjnych nie został w pełni dotrzymany w trakcie procesu wytwórczego.

Szybkość obrotowa

Jak pokazuje równanie (6.5), szybkość obrotowa turbiny jest bezpośrednio związana z jej szybkobieżnością, przełykiem i spadem. W małych elektrowniach wodnych instaluje się w miarę możliwości standardowe generatory o synchronicznych szybkościach obrotowych, które są sprzęgnięte z turbiną bezpośrednio lub poprzez przekładnię. Podstawowe synchroniczne szybkości obrotowe przypomniano w tabeli 6.5.

Tabela 6-5 Synchroniczne szybkości obrotowe generatorów

Liczba biegunów	Częstotliwość		Liczba biegunów	Częstotliwość	
	50 Hz	60 Hz		50 Hz	60 Hz
2	3000	3600	16	375	450
4	1500	1800	18	333	400
6	1000	1200	20	300	360
8	750	900	22	272	327
10	600	720	24	250	300
12	500	600	26	231	377
14	428	540	28	214	257

Szybkość obrotowa rozbiegowa

Każdy typ turbiny charakteryzuje się pewną maksymalną szybkością obrotową. Odpowiada ona obrotom, jakie hydrozespół może osiągnąć po odłączeniu od sieci przy maksymalnej jednostkowej energii hydraulicznej Ruch odbywa się wówczas z zerową sprawnością, a cała generowana energia mechaniczna ruchu obrotowego jest zużywana na pokonanie sił tarcia. Jak wskazano w tabeli 6.6, zależnie od typu turbiny, szybkość ta może osiągnąć wartości równe 2÷3 szybkościom obrotowym znamionowym.

Tabela 6.6 Szybkości obrotowe rozbiegowe turbin

Typ turbiny	Obroty rozbiegowe n_{max}/n
Semi-Kaplan (pojedyncza regulacja)	2.0 - 2.6
Kaplan (podwójna regulacja)	2.8 - 3.2
Francis	1.6 – 2.2
Pelton	1.8 – 1.9
Turgo	1.8 – 1.9

Należy przypomnieć, że koszt generatora i ewentualnego multiplikatora może poważnie wzrosnąć wraz ze wzrostem rozbiegowej szybkości obrotowej, gdyż urządzenia te trzeba zaprojektować tak, by wytrzymały naprężenia mechaniczne występujące podczas rozbiegu.

6.2.6. Sprawność turbiny

Przede wszystkim należy zwrócić uwagę, że sprawność opisuje nie tylko zdolność turbiny do wykorzystania dostępnej energii hydraulicznej w optymalny sposób, ale również jej własności hydrodynamiczne.

Mierna sprawność oznacza, że projekt hydrauliczny nie jest optymalny oraz, że mogą wystąpić pewne poważne problemy eksploatacyjne (takie, jak np. kawitacja, drgania itp.), które mogą znacznie obniżyć produkcję roczną oraz doprowadzić do uszkodzenia maszyny.

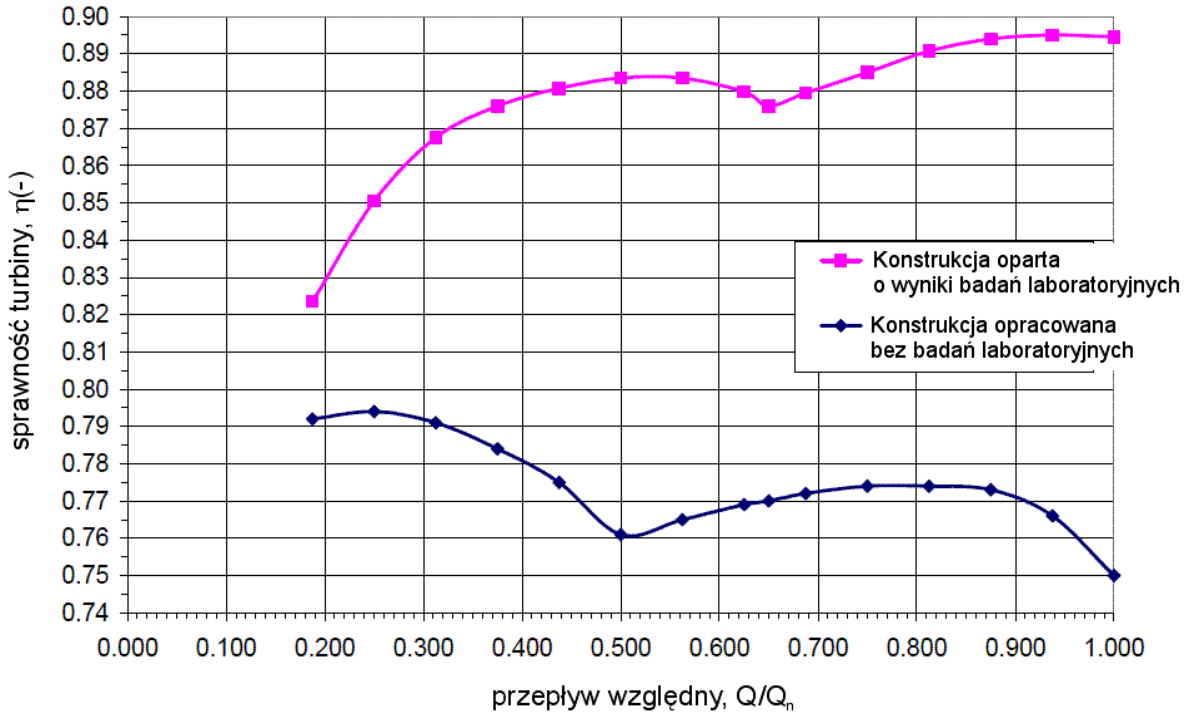
Każdy operator elektrowni powinien wymagać od wytwórcy gwarancji sprawnościowej (nie gwarancji mocy) opartej o badania laboratoryjne. Jest to jedyny sposób, by zabezpieczyć się przed niewłaściwą pracą turbiny. Źródła gwarancji powinny być znane, nawet w przypadku bardzo małych turbin wodnych.

Na rysunku 6.28 pokazano porównanie charakterystyk sprawnościowych małej turbiny zbudowanej bez gwarancji sprawności i bez prac rozwojowych w laboratorium z charakterystykami turbiny zaprojektowanej przy użyciu dostępnej techniki i opatrzonej gwarancjami.

Właściciel, który chce sprawdzić własności swojej turbiny, ma do wyboru dwa sposoby postępowania.

Pierwszy polega na przeprowadzeniu **badań w warunkach eksploatacyjnych**, po oddaniu turbiny do ruchu. Celem osiągnięcia odpowiedniej dokładności pomiaru, należy posłużyć się zaawansowanymi technikami pomiarowymi, które mogą okazać się kłopotliwe do zastosowania, a niekiedy nie nadające się do zastosowania w małych elektrowniach wodnych. Dlatego trzeba często sięgać do metod prostszych, których wyniki mogą być zawsze kwestionowane. Jeśli badania wykazują, że gwarantowane własności energetyczne nie zostały osiągnięte, to jest już z reguły za późno, by można było wprowadzić pożądane zmiany w maszynie. Wypłata kar umownych przez wytwórcę praktycznie nigdy nie rekompensuje strat produkcji ponoszonych przez właściciela przez cały czas eksploatacji turbiny.

Druga metoda polega na przeprowadzeniu **badań laboratoryjnych** turbin geometrycznie podobnych do prototypów przewidzianych do instalacji w elektrowni. W przypadku małych elektrowni wodnych rozmiar badanych modeli jest często dość zbliżony do rozmiaru prototypu. Posługując się normami obowiązującymi w tym zakresie można uzyskać miarodajne i łatwe do przeliczenia wyniki. Co więcej, podczas badań można obserwować zachowanie się układu przepływowego w całym zakresie pracy. Można zatem usunąć ewentualne wady **przed** zbudowaniem maszyny.



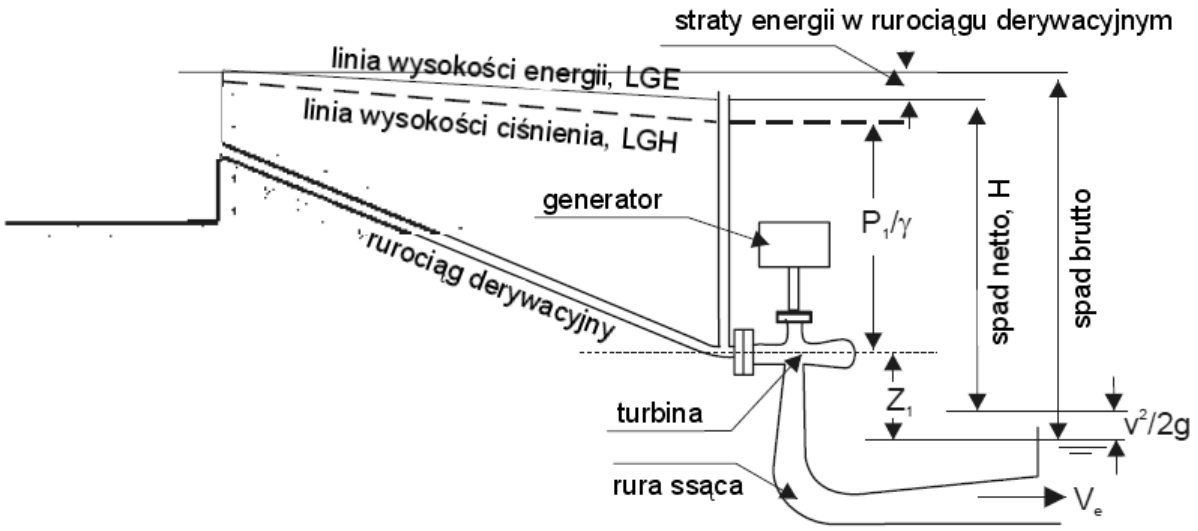
Rysunek 6-28 Porównanie wyników pomiaru sprawności turbiny rzeczywistej zbudowanej bez badań laboratoryjnych i sprawności możliwej do osiągnięcia przy użyciu sprawdzonych metod projektowych

Sprawność gwarantowana przez wytwórców turbin powinna być weryfikowana zgodnie z normą „Badania odbiorcze przeprowadzane w warunkach eksploatacyjnych celem określenia hydraulicznych parametrów ruchowych turbin wodnych, pomp zasobnikowych i turbin odwracalnych" (norma IEC 60041, również: PN EN 60041) lub normą "Turbiny wodne, pompy zasobnikowe i pompoturbiny. Modelowe badania odbiorcze" (norma IEC 60193, również: PN EN 60193). Sprawność definiowana jest, jako stosunek mocy oddawanej przez turbinę (moc mechaniczna na wale turbiny) do mocy hydraulicznej surowej, zdefiniowanej równaniem (6.1), co można zapisać wzorem:

$$\eta = \frac{P_{mech}}{P_h} \qquad [-] \qquad (6.33)$$

Jak pokazano na rysunku 6.29, turbina nie ogranicza się do samego wirnika. Normy międzynarodowe jednoznacznie definiują granice turbiny i wytwórca musi formułować swoje gwarancje w odniesieniu do tych granic. Wytwórca wskazuje również warunki, jakich powinien dotrzymywać właściciel – takie, jak rozkład prędkości i odchylenie przepływu na ujęciu wody elektrowni niskospadowych.

Należy przypomnieć, że w przypadku turbin akcyjnych (Peltona i Turgo), spad mierzony jest względem osi dyszy, która zawsze znajduje się nad zwierciadłem dolnej wody. Prowadzi to do zmniejszenia spadu netto. Różnica nie jest zaniedbywalna w przypadku elektrowni średniospadowych, kiedy porównuje się parametry energetyczne turbin akcyjnych i turbin reakcyjnych, wykorzystujących pełen spad niwelacyjny.

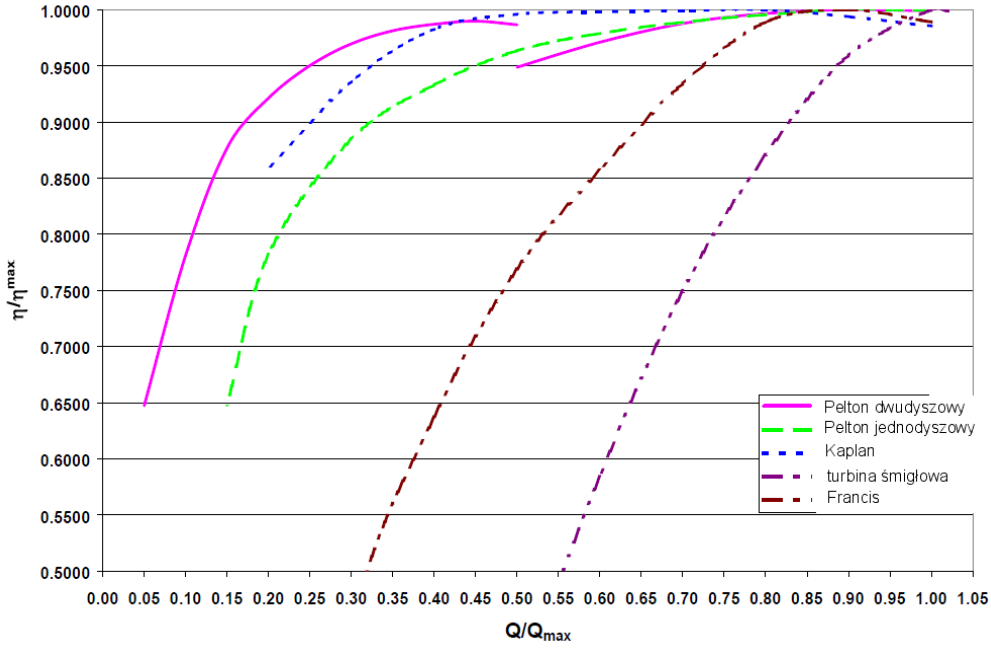


Rysunek 6-29 Schemat strat energii w elektrowni wodnej

W przypadku turbin reakcyjnych, straty hydrauliczne obejmują przede wszystkim straty na doprowadzeniu wody do turbiny, jak również straty tarcia w komorze spiralnej, w palisadzie łopatek wsporczych i kierowniczych, w wirniku oraz w rurze ssącej i na jej wylocie.

Rurę ssącą (dyfuzor) projektuje się tak, by był on w stanie odzyskać możliwie dużą część energii kinetycznej wody opuszczającej łopatki wirnika. Ta pozostała energia kinetyczna ma istotne znaczenie w przypadku bardzo niskich spadów (< 5 m), dla których może ona osiągać do 80 % energii związanej ze spadem netto, podczas gdy w przypadku spadów średnich, wykracza ona rzadko poza przedział 3 do 4 %. Rura ssąca oddziałuje w taki sposób na pracę turbiny i jej sprawność, że tylko wytwórca turbiny może zaprojektować ją prawidłowo, zgodnie z wynikami swoich doświadczeń laboratoryjnych.

Na rysunku 6.30 (który należy stosować razem z tabelą 6.7) pokazano typowe krzywe sprawności gwarantowane przez wytwórców dla kilku typów turbin. Aby wyznaczyć sprawność hydrozespołu, sprawność turbiny należy przemnożyć przez sprawności ewentualnego multiplikatora obrotów oraz generatora.



Rysunek 6-30 Typowe sprawności małych turbin wodnych

Jak pokazano na rysunku, sprawność turbiny zmienia się z natężeniem przepływu. Maksymalne natężenie przepływu turbiny reakcyjnej z reguły nie odpowiada najwyższej sprawności, która występuje przy niższych obciążeniach. Wartości wskazane w tabeli 6.7 odpowiadają sprawnościom w optymalnym punkcie pracy, a nie pracy z przepływem projektowym lub maksymalnym.

Turbiny Kaplana (o podwójnej regulacji) i turbiny Peltona mogą pracować zadowalająco w szerokim zakresie natężeń przepływu (< 20% do 100%). Turbiny typu semi-Kaplan mogą pracować zadowalająco od jednej trzeciej, a turbiny typu Francisa – od połowy przełyku znamionowego. Przy przepływach mniejszych niż 40 % przełyku znamionowego turbiny Francisa mogą wykazywać niestabilności wywołujące drgania i uderzenia mechaniczne.

Tabela 6-7 : Typowe sprawności małych turbin wodnych

Typ turbiny	Najwyższa sprawność
Semi-Kaplan (pojedyncza regulacja)	0.91
Kaplan (podwójna regulacja)	0.93
Francis	0.94
Pelton (*n* dysz)	0.90
Pelton (1 dysza)	0.89
Turgo	0.85

Turbiny śmigłowe wyposażone w kierownice i wirniki z łopatkami stałymi mogą pracować zadowalająco tylko w ograniczonym zakresie natężeń przepływu wokół przepływu znamionowego. Należy zauważyć, że pojedynczo regulowane turbiny o przepływie osiowym mogą pracować efektywnie, tylko w przypadku, gdy to łopatki wirnika są nastawialne.

6.3. Inne maszyny hydrauliczne

Preferencje dla małych rozproszonych źródeł energii odnawialnej oraz nowe możliwości techniczne dotyczące przenoszenia napędu sprawiły, że już w latach 90-tych wzrosło w Europie zainteresowanie zagospodarowaniem piętrzeń o niewielkich spadach i niewielkim natężeniu przepływu, wykorzystywanych niegdyś do napędu urządzeń młyńskich. W obiektach o mocy do kilkunastu kilowatów stosuje się niekiedy hydrozespoły z kołami wodnymi nowej generacji, wykonywanymi ze stali nierdzewnej i sprzęgniętymi poprzez przekładnię planetarną z generatorem (fotografia 6-9). Na stronie internetowej firmy *BEGA* z Bochum (Niemcy) wskazano blisko 30 obiektów z zainstalowanymi dotąd hydrozespołami tego typu.

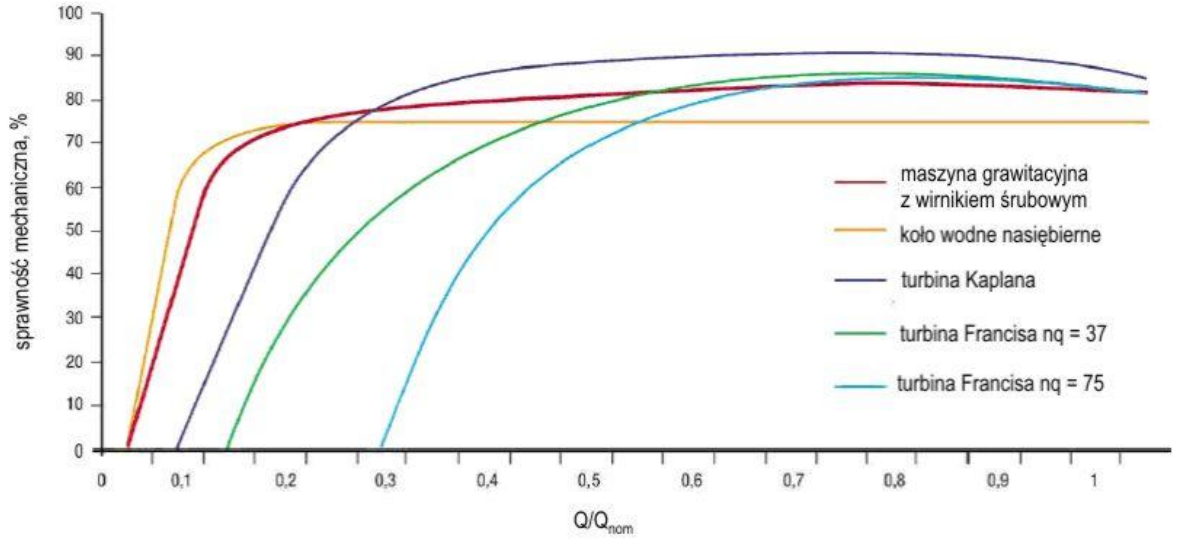
Znacznie większe zainteresowanie budzi od kilkunastu lat zastosowanie śruby Archimedesa, jako wirnika grawitacyjnej maszyny hydroenergetycznej (fotografia 6-10). Zasadniczym elementem maszyny jest ślimacznica o geometrii śruby Archimedesa, umieszczona w specjalnej rynnie. Woda spływająca rynną wywiera nacisk na powierzchnie zwojów ślimacznicy wprawiając ją w ruch obrotowy, który poprzez wał i przekładnię przenoszony jest następnie na wirnik umieszczonego wyżej generatora. Według informacji firmy *Ritz-Atro*, hydrozespoły z śrubą Archimedesa znajdują zastosowanie przy piętrzeniach poniżej 10 m i natężeniach przepływu do 5,5 m^3/s. Własności energetyczne maszyn grawitacyjnych z wirnikiem śrubowym są porównywalne z własnościami turbin wodnych pracujących w podobnych warunkach, przy znacznie niższych kosztach urządzeń i ich instalacji (rysunek 6.31). Dodatkową zaletą jest brak zagrożenia dla ryb wędrujących z prądem wody.



Fot. 6-9 Współczesne koło wodne na hali montażowej firmy BEGA [34]



Fot. 6-10 Hydrozespół z śrubą Archimedesa (firma Ritz-Atro) przy młynie Diebacher Rödermühle na Soławie Frankońskiej [35]



Rys.6-31 Krzywe sprawności maszyny grawitacyjnej z wirnikiem śrubowym, koła wodnego nasiębiernego oraz turbin wodnych o pojedynczej i podwójnej regulacji [35]

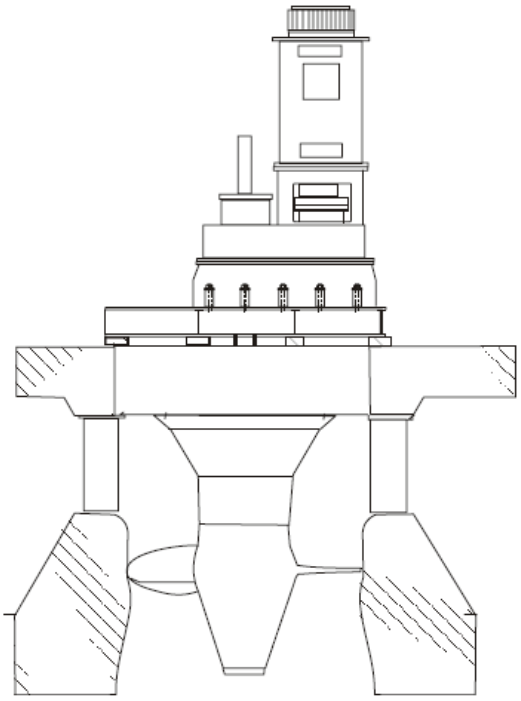
6.4. Multiplikatory obrotów

Gdy turbina i generator pracują z tą samą szybkością obrotową, a ich wały mogą zostać zainstalowane współosiowo, to właściwym rozwiązaniem jest bezpośrednie ich sprzęgnięcie. Rozwiązanie to pozwala uniknąć strat mechanicznych w przekładni i zredukować czynności obsługowe z uwagi na brak organu transmisji momentu napędowego. Wytwórcy turbin proponują bądź użycie sprzęgła sztywnego bądź elastycznego, pozwalającego na skorygowanie niewielkiego niewyosiowania. Współcześnie obserwuje się w małej energetyce wodnej tendencję do zmniejszania liczby łożysk, w związku z czym wirniki turbin Peltona i Francisa są montowane coraz częściej bezpośrednio na wale generatora.

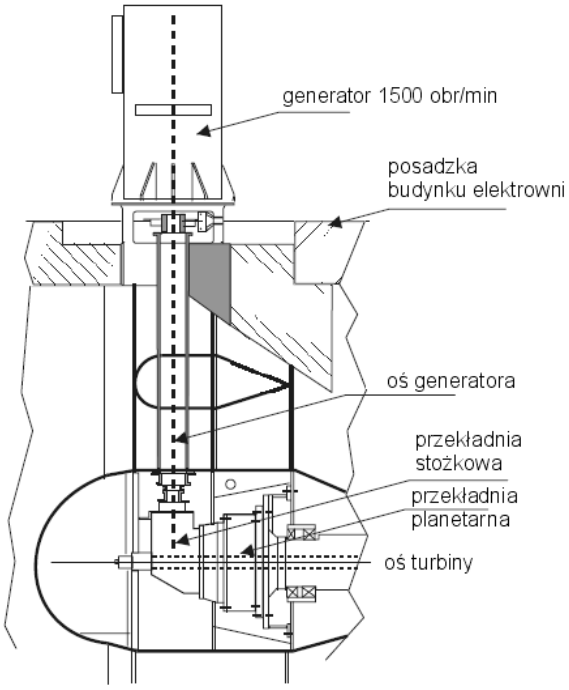
Podwyższanie szybkości obrotowej spotyka się prawie wyłącznie w obiektach niskospadowych, w których szybkość obrotowa turbiny jest niższa niż 428,57 obr/min. W takich przypadkach trzeba uciec się do rozwiązania z multiplikatorem pozwalającym zastosować standardowy generator o szybkości obrotowej między 750 a 1500 obr/min. W przypadku małych mocy jest to z reguły rozwiązanie lepiej

uzasadnione ekonomicznie od montażu generatora specjalnie dostosowanego do konkretnej instalacji. Z drugiej strony warto wspomnieć, że dzisiaj wytwórcy generatorów proponują również maszyny niskoobrotowe, umożliwiające często sprzęgnięcie bezpośrednie.

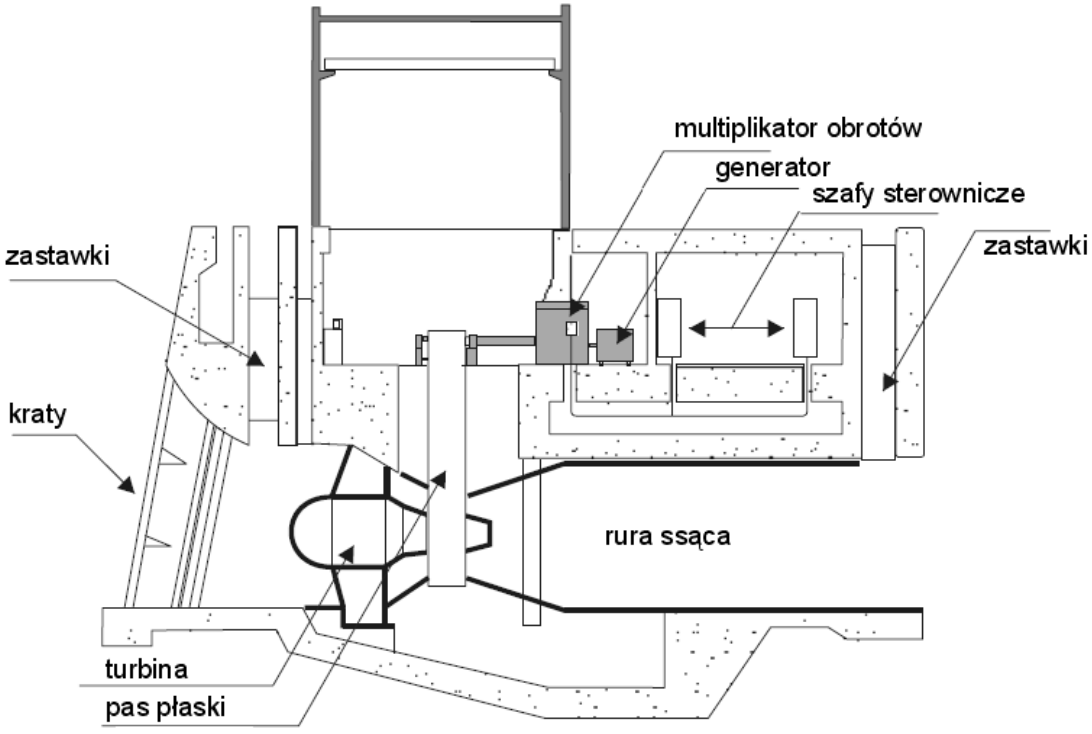
6.4.1. Typy multiplikatorów obrotów



Rysunek 6-32 Multiplikator obrotów zębaty do wałów równoległych



Rysunek 6-33 Multiplikator obrotów zębaty stożkowy



Rysunek 6-34 Multiplikator obrotów pasowy

Zależnie od użytej przekładni, multiplikatory obrotów klasyfikuje się w sposób następujący:

- Multiplikatory zębate do wałów równoległych szczególnie atrakcyjne w przypadku hydrozespołów średniej mocy, wykorzystujące walcowe przekładnie zębate. Na rysunku 6.31 pokazano taki multiplikator sprzęgnięty z turbiną Kaplana w ułożeniu pionowym.
- Multiplikatory stożkowe o zastosowaniu ograniczonym zwykle do obiektów o małych mocach, wykorzystujące przekładnie zębate kątowe. Na rysunku 6.32 pokazano multiplikator dwustopniowy. Pierwszy stopień tworzy przekładnia planetarna (podtyp przekładni walcowej), stopień drugi jest multiplikatorem z przekładnią kątową.
- Multiplikator pasowy, stosowany zwykle w obiektach o niskich mocach, jest łatwy w obsłudze i w dobrych warunkach pracy zapewnia wysoką niezawodność (patrz rysunek 6.33)

6.4.2. Projektowanie multiplikatora obrotów

Skrzynia multiplikatora zębatego powinna być zaprojektowana w sposób zapewniający właściwe osiowanie elementów przekładni w najbardziej niekorzystnych warunkach. Wykonuje się ją zwykle w postaci usztywnionej spawanej konstrukcji stalowej zdolnej do przejęcia obciążeń wynikających z momentu napędowego turbiny i naporu osiowego.

Nawet niewielki brak synchronizacji obrotów wirnika generatora i turbiny, zrzut obciążenia i każda inna awaria systemu generuje bardzo wysokie naprężenia w przekładniach zębatych. Z tego względu multiplikator obrotów powinien być wyposażony w ogranicznik momentu, powodujący rozprzęgnięcie multiplikatora po pojawieniu się siły o nadmiernej wartości. Należy również zauważyć, że multiplikatory są silnie obciążone w trakcie uruchamiania hydrozespołu, zwłaszcza podczas synchronizacji z siecią.

Zasadnicze znaczenie dla odpowiedniego poziomu niezawodności ma właściwe smarowanie. Niezmiernie ważne jest, by jakość, objętość, lepkość i temperatura oleju zawsze mieściły się w granicach określonych w specyfikacjach. Niezawodność układu smarowania można podnieść stosując system dublowany - z dwiema pompami i dwoma filtrami olejowymi.

Jakość wykonania zębów kół zębatych ma również pierwszorzędne znaczenie. W celu uniknięcia szybkiego pojawienia się pęknięć zmęczeniowych należy upewnić się, że kontakt mechaniczny jest liniowy, rozłożony wzdłuż całego zęba, a nie punktowy.

Multiplikatory obrotów projektuje się zgodnie z normami międzynarodowymi (AGMA 2001, ISO 6336 lub DIN 3990), stosując bardzo zachowawcze kryteria, które często stoją w konflikcie z tendencją do redukcji kosztów. Multiplikator jest bardzo wrażliwym elementem wyposażenia elektrowni, dlatego też nie należy dążyć do tańszego rozwiązania bez przeprowadzenia pogłębionej analizy naprężeń zmęczeniowych. Pod uwagę wziąć należy również obróbkę cieplną, jakość obróbki zębów przekładni oraz własności metalurgiczne, w tym zalety i wady odlewania z utwardzaniem oraz azotowania. Czynniki te mają istotny wpływ na jakość urządzenia.

Warto przypomnieć, że multiplikator obrotów nie powinien być wytwarzany na podstawie dokumentacji konstrukcyjnej reduktora obrotów. Multiplikator nie jest odwróconym reduktorem, lecz urządzeniem projektowanym według osobnych zasad.

Dobór łożysk ma również zasadnicze znaczenie. Przy mocach poniżej 1 MW stosuje się zwykle łożyska toczne. Dzisiaj wytwórcy zaczynają stosować tę technologię również do turbin o mocy do 5 MW.

Inne możliwości oferuje zastosowanie łożysk smarowanych hydrodynamicznie (ślizgowych):

- Żywotność łożysk tocznych jest zwykle ograniczona przez zjawiska zmęczeniowe (do około 100 000 godzin), podczas gdy łożyska smarowane hydrodynamicznie posiadają żywotność praktycznie nieograniczoną.
- W przeciwieństwie do łożysk tocznych, w łożyskach smarowanych hydrodynamicznie dopuszcza się pewne zanieczyszczenie oleju.

W przypadku małych hydrozespołów preferuje się łożyska toczne smarowane jednorazowo i niewymagające pomocniczego układu smarowania.

6.4.3. Obsługa multiplikatora

Przynajmniej 70 % awarii multiplikatorów obrotów wynika ze złej jakości lub niedostatecznej ilości oleju smarującego. Nierzadko dochodzi też do zatkania filtrów lub przedostania się wody do obiegu. Zapobiegawcze czynności obsługowe są niezbędne. Najlepszym rozwiązaniem jest okresowa analiza laboratoryjna czynnika smarnego celem sprawdzenia, czy odpowiada on specyfikacji.

Multiplikatory poważnie zwiększają hałas w budynku i wymagają starannej obsługi, a ich straty mechaniczne wywołane tarciem mogą przekraczać 2 % mocy wyjściowej. Z tego powodu często bada się możliwość stosowania rozwiązań alternatywnych, takich, jak np. generatory niskoobrotowe.

6.5. Generatory

W generatorach dokonuje się przemiana energii mechanicznej na elektryczną. Chociaż we wczesnym okresie elektryfikacji większość elektrowni dostarczała prąd stały zgodnie z ówczesnym zapotrzebowaniem, to dzisiaj – z wyjątkiem nielicznych instalacji o bardzo małych mocach – stosuje się tylko generatory na trójfazowy prąd przemienny. Zależnie od własności sieci elektroenergetycznej, wytwórca może wybrać:

- **Generatory synchroniczne.** Generatory te są wyposażone w wirujący lub statyczny układ wzbudzenia na prąd stały lub magnesy trwałe, połączony z regulatorem napięcia sterującym napięciem wyjściowym zanim generator zostanie podłączony do sieci. Są one źródłem mocy biernej wymaganej przez sieć. Generatory synchroniczne mogą pracować na sieć wydzieloną, gdyż ich wzbudzenie nie musi zależeć od sieci. W przypadku wzbudzenia statycznego uruchomienie hydrozespołu wymaga dodatkowego źródła zasilania (np. agregat prądotwórczy).
- **Generatory asynchroniczne**. Są to zwykle klatkowe silniki indukcyjne bez możliwości regulacji napięcia, pracujące z szybkością obrotową związaną z częstotliwością sieci elektroenergetycznej. Prąd wzbudzenia pobierają z sieci zużywając energię bierną, niezbędną na wytworzenie wirującego pola magnetycznego. Jest to powód, dla którego z reguły konieczne jest dołączenie baterii kondensatorów pozwalającej na kompensację pobieranej mocy biernej. Generatory asynchroniczne nie mogą pracować na sieć wydzieloną, ponieważ nie są w stanie zapewnić sobie odpowiedniego prądu wzbudzenia, niemniej są wykorzystywane w bardzo małych instalacjach autonomicznych jako najtańsze rozwiązania, gdy nie stawia się wysokich wymagań dotyczących parametrów dostarczanej energii elektrycznej.

Chociaż tradycyjnie uważa się, że przy mocy poniżej 1 MW generatory synchroniczne są droższe od generatorów asynchronicznych, to obecnie granica ta ulega przesunięciu w kierunku niższych wartości. Po uwzględnieniu faktu, że w przypadku maszyny synchronicznej unika się baterii kondensatorów, koszty przy mocach powyżej 100 kW są porównywalne. Generatory synchroniczne wykorzystuje się w szczególności w przypadku, gdy ich moc stanowi znaczącą część mocy sieci, do których są one podłączone. Generatory asynchroniczne, tańsze w przypadku małych mocy, wymagają stabilnej sieci elektroenergetycznej. Ich moc powinna stanowić zatem niewielką część mocy całej sieci. Sprawność sięga 95 % w przypadku maszyny o mocy 100 kW i może przekroczyć 97 % w przypadku mocy powyżej 1 MW (tabela 6.8). Sprawność generatorów synchronicznych jest zwykle trochę wyższa niż

sprawność maszyn asynchronicznych. Gdy moc pozorna przekracza kilka MVA, z reguły instaluje się generatory synchroniczne.

Od kilku lat do dyspozycji są także układy ze zmienną szybkością obrotową i stałą częstotliwością generowanego napięcia. W układach tych szybkość obrotowa turbin może się zmieniać, chociaż napięcie i jego częstotliwość pozostają stałe i niezdeformowane. Przemiennik częstotliwości, stosowany celem podłączenia generatora do sieci poprzez obwód pośredniczący prądu stałego może zostać zsynchronizowany z siecią nawet zanim wirnik generatora zacznie się obracać.

Tabela 6.8 Typowe sprawności małych generatorów

Moc znamionowa [kW]	Najwyższa sprawność
10	0.910
50	0.940
100	0.950
250	0.955
500	0.960
1000	0.970

Układ ten jest szczególnie atrakcyjny w przypadku silnie zmiennego spadu netto. Umożliwia dostosowanie szybkości obrotowej turbiny do warunków przepływu. Proponuje się go często w takich przypadkach jako sposób poprawy osiągów turbiny. Pozwala ponadto na pracę turbiny przy ekstremalnych zmianach spadu. Praca z niesynchroniczną szybkością obrotową może być też korzystna w przypadku, gdy optymalna szybkość obrotowa turbiny lokuje się między dwiema szybkościami synchronicznymi (wynosi np. 1283 obr/min).

Wbrew obiegowej opinii zmienna szybkość obrotowa nie pozwala dostosować się do znaczących zmian natężenia przepływu. Turbiny Kaplana nie można zatem zastąpić turbiną śmigłową o zmiennej szybkości obrotowej. Należy zwrócić uwagę, że przy niskich spadach turbina Kaplana (o podwójnej regulacji) pozwala dostosować się do spadu, podobnie jak maszyna o zmiennej szybkości obrotowej.

W małej energetyce wodnej standardowe napięcia małych generatorów wynoszą 400 lub 690 V. Pozwalają one na wykorzystanie standardowych transformatorów nn/SN jako transformatorów wyjściowych i wykorzystać generowany prąd do zasilania urządzeń pomocniczych elektrowni. W przypadku mocy pozornej powyżej kilku MVA dostępne są generatory pracujące na napięciu średnim (SN) rzędu kilku kV. Podłączenia do sieci dokonuje się zatem bez transformatora lub przy użyciu transformatora specjalnego SN/WN. Zasilanie urządzeń pomocniczych realizowane jest za pomocą niezależnego transformatora WN/nn.

6.5.1. Konfiguracje generatorów

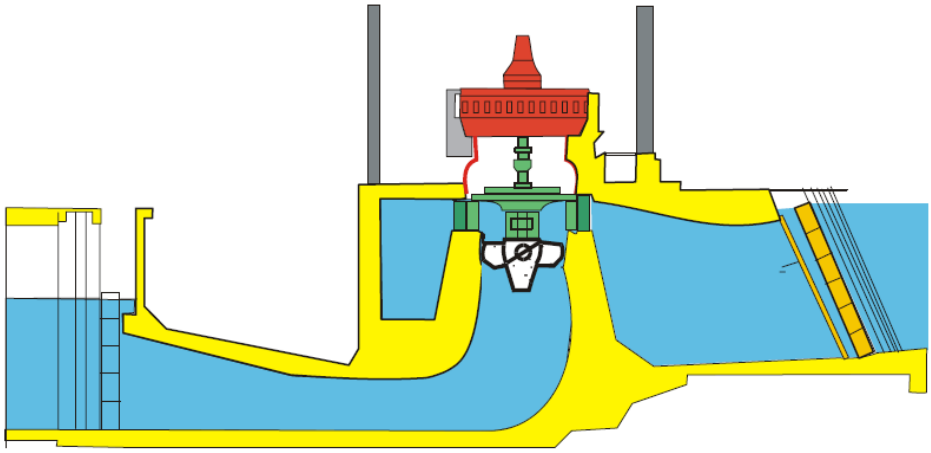
Generatory mogą być wytwarzane z przeznaczeniem do instalacji w układzie z osią poziomą lub pionową. Na rysunku 6.34 pokazano turbinę Kaplana o osi pionowej z wirnikiem wirującym z szybkością obrotową 214 obr/min, bezpośrednio sprzęgniętą z niskoobrotowym generatorem o 28 biegunach.

Ponieważ bezwładność małych maszyn bywa niewielka, często instaluje się koło zamachowe umożliwiające złagodzenie zmian szybkości obrotowej i zapewniające w ten sposób stabilność pracy elektrowni.

Innym kryterium, według którego charakteryzuje się generatory, jest usytuowanie ich łożysk. Typy łożysk są różne, zależnie od tego czy napór hydrauliczny ma być przejmowany przez łożysko genera-

tora, czy też łożysko turbiny. Z drugiej strony, łożyska powinny być różnie wymiarowane zależnie od tego czy wirnik turbiny nie jest, czy też jest osadzony na wale generatora. Ten ostatni układ, spotykany zwłaszcza w turbinach Peltona i Francisa, jest szczególnie korzystny, gdyż pozwala ograniczyć liczbę łożysk do dwóch i uniknąć w ten sposób problemów osiowania. Zaleca się zatem stosowanie tego rozwiązania zawsze, gdy jest to możliwe.

Małe generatory pracują z reguły z systemem chłodzenia o obiegu otwartym, lecz w przypadku większych hydrozespołów zaleca się stosowanie układów chłodzenia o obiegu zamkniętym z wymiennikami ciepła powietrze/woda.



Rysunek 6-35 Generator o osi pionowej, bezpośrednio sprzęgnięty z turbiną Kaplana

6.5.2. Układy wzbudzenia

Prąd wzbudzenia niezbędny do pracy generatora synchronicznego może być dostarczany z małej prądnicy prądu stałego, zwanej wzbudnicą i napędzaną z wału głównego. Moc pobierana przez tę prądnicę wynosi 0,5 do 1,0 % całkowitej mocy generatora. Obecnie prądnice te są wypierane przez układy wzbudzenia statycznego, lecz wiele wzbudnic wirujących jest wciąż w użyciu.

Wzbudnice wirujące

Wirniki generatora głównego i wzbudnicy są z reguły osadzone na wale głównym. W większych generatorach używa się również wzbudnicy pilotowej ze wzbudzeniem magnesami trwałymi. Dostarcza ona prąd wzbudzenia do wzbudnicy głównej, która wytwarza z kolei prąd wzbudzenia dla generatora.

Wzbudnice bezszczotkowe

W małych generatorach cewki wzbudnicy umieszczane są na stojanie i generują prąd przemienny w uzwojeniach wirnika. Prostownik obracający się wraz z wałem przetwarza go na prąd stały zasilający uzwojenia wzbudzenia generatora głównego bez potrzeby stosowania szczotek. Regulację napięcia uzyskuje się sterując prądem w uzwojeniach wzbudzających wzbudnicy.

Wzbudnice statyczne

Wzbudnicę statyczną stanowi prostownik podłączony do sieci, który dostarcza prąd stały do uzwojeń wzbudzających pole magnetyczne w generatorze. Regulacja napięcia i współczynnika mocy czynnej przebiega w taki sam sposób, jak w przypadku wzbudnicy wirującej. Wzbudnice statyczne są bardzo trwałe, łatwe do obsługi i wysokosprawne. Reakcja na oscylacje napięcia w generatorze jest bardzo dobra (sprzyjająca ich wytłumieniu).

6.5.3. Regulacja napięcia i synchronizacja

Generatory asynchroniczne

W celu wytworzenia pola magnetycznego generator asynchroniczny musi pobierać moc bierną z sieci trójfazowej. Sieć określa częstotliwość pola wirującego w stojanie i tym samym synchroniczną szybkość obrotową, powyżej której powinien być napędzany wirnik.

Załączenie generatora asynchronicznego do sieci powinno nastąpić przy szybkości obrotowej zbliżonej do synchronicznej w celu uniknięcia uderzeń prądowych i szkodliwych zjawisk dynamicznych. Szybkość obrotowa generatora równa się szybkości synchronicznej powiększonej o poślizg zależny od obciążenia momentem obrotowym turbiny.

Generatory synchroniczne

Podczas uruchamiania hydrozespołu turbina stopniowo przyspiesza zwiększając swój przełyk. Kontroluje się napięcie, częstotliwość, fazę i kierunek obrotów generatora. Regulacji dokonuje się poprzez turbinę, sterując jej mocą tak, aby na wyjściu wszystkie wyżej wymienione wielkości były takie same, jak w sieci. Gdy do tego dojdzie, następuje załączenie generatora do sieci i rozpoczyna się generacja mocy elektrycznej. W przypadku pracy na sieć wydzieloną regulator napięcia powinien utrzymywać stałe, założone napięcie, niezależnie od obciążenia. W przypadku sieci sztywnej regulator utrzymuje zadany współczynnik mocy lub moc bierną.

6.6. Sterowanie turbiną

Każda turbina projektowana jest na pewien spad netto i pewien przełyk, tj. konkretne warunki pracy. Każda zmiana tych warunków wymaga otwierania lub zamykania organów regulacyjnych takich, jak łopatki kierownicy, łopatki wirnika, czy zawory iglicowe, które utrzymują zadaną wartość jednego z następujących parametrów: mocy wyjściowej, poziom wody na jej ujęciu lub natężenie przepływu. W przypadku, gdy natężenie przepływu w rzece będzie wyższe od przełyku turbin, nie ma innej możliwości sterowania poziomem wody w zbiorniku niż poprzez regulację zamknięć jazu.

W elektrowniach pracujących na sieć wydzieloną lub sieć o mocy porównywalnej z mocą elektrowni, poza sterowaniem przepływem w zależności od wody do dyspozycji, trzeba regulować również szybkość obrotową wirnika, od której zależy częstotliwość wytwarzanego prądu. Jeśli generator jest dociążany (rosnące zapotrzebowanie sieci), turbina zwalnia. Na odwrót, turbina przyspiesza, gdy generator jest odciążany.

Istnieją dwa sposoby utrzymania stałej szybkości obrotowej wirnika przy zmiennym obciążeniu zewnętrznym: bądź poprzez zmianę mocy turbiny, bądź posługując się zmiennym obciążeniem balastowym generatora.

W pierwszej metodzie, regulacji szybkości obrotowej (częstotliwości) dokonuje się zwykle zmieniając natężenie przepływu i dostosowując produkcję do zapotrzebowania sieci. Ruch jest prowadzony przez układ regulacji przepływu sterujący serwomotorami kierownicy, wirnika (turbina typu semi-Kaplan) lub iglic dysz. Otwarcie organów regulacyjnych jest kontrolowane przez układ sprzężenia zwrotnego (odwodzenia) przekazujący informacje w sposób ciągły do układu sterowania i nadzoru. Tego rodzaju urządzenia określa się mianem regulatorów obrotów.

W drugiej metodzie zakłada się stałe obciążenie. Turbina zachowuje się tak, jak podczas współpracy z siecią sztywną i wykorzystuje dostępny przepływ w granicach swojego przełyku instalowanego. Przy stałym obciążeniu, stała pozostaje też szybkość obrotowa. Gdy zapotrzebowanie sieci spada, turbina wykazuje tendencję do przyspieszania. Przyspieszenie to jest wykrywane przez czujnik obrotów i regulator obciążenia uruchamia rezystor regulowany w taki sposób, by skompensować niskie obciąże-

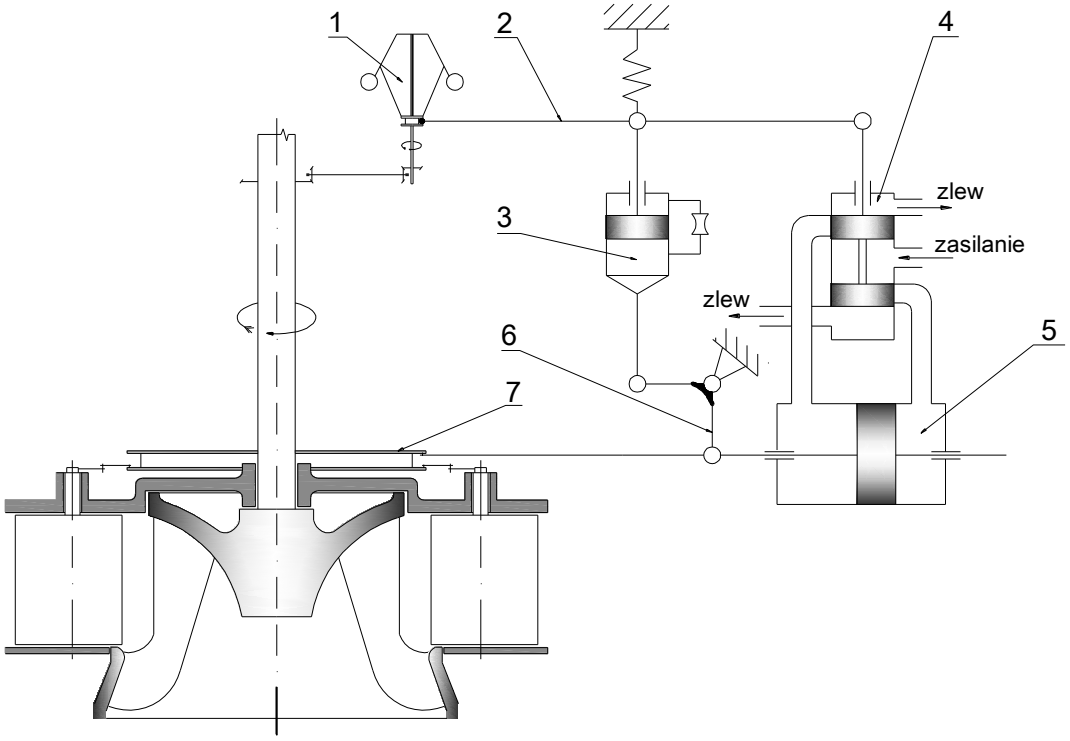
nie. Odwrotne działanie ma miejsce, gdy zapotrzebowanie ponownie wzrasta. Ten typ regulacji stosuje się zasadniczo wtedy, gdy ilość wody do dyspozycji jest cały czas wyższa od ilości wody pobieranej przez układ przepływowy elektrowni.

Regulatory szybkości obrotowej nie mają ograniczenia mocy, natomiast elektroniczne regulatory mocy, pracujące według drugiej metody rzadko współpracują z hydrozespołami o mocy wyższej niż 100÷150 kW.

Regulatory szybkości obrotowej

Regulator jest zespołem urządzeń i mechanizmów wykrywających odchylenie szybkości obrotowej i przetwarzających je w polecenie zmiany położenia serwomotoru. Czujnik obrotów wykrywa odchylenie szybkości obrotowej od wartości nastawionej i wysyła sygnał przetwarzany ostatecznie na polecenie dla serwomotoru, hydraulicznego lub elektrycznego, napędzającego organy regulacji przepływu przez turbinę. W przypadku turbiny Francisa uruchamiany jest pierścień kierownicy, co powoduje zmianę położenia łopatek kierownicy. W przypadku turbiny Peltona uruchamiane jest ciągadło iglicy. W końcu, w przypadku turbiny Kaplana steruje on bezpośrednio łopatkami wirnika (turbina typu semi-Kaplan) lub łopatkami kierownicy i wirnika (turbina o podwójnej regulacji). Serwomotory muszą być w stanie z każdej pozycji pokonać siły tarcia i siły hydrauliczne.

Do dyspozycji są różne typy regulatorów: mechaniczne, mechaniczno-hydrauliczne, elektrohydrauliczne lub mechaniczno-elektryczne.



Rysunek 6-36 Mechaniczno-hydrauliczny regulator szybkości obrotowej turbiny Francisa:
1 - wahadło odśrodkowe, 2 - dźwignia rozrządcza, 3 - izodrom, 4 - rozdzielacz oleju,
5 - siłownik kierownicy, 6 - dźwignia odwodzenia, 7 - mechanizm nastawczy kierownicy

Regulatory czysto mechaniczne stosuje się do zupełnie małych turbin, w których organem regulacji przepływu łatwo jest sterować bez większego wysiłku. Regulatory te wykorzystują układ mas wirujących (regulatory odśrodkowe) napędzanych z wału turbiny. W miarę unoszenia się lub opadania mas w zależności od szybkości obrotowej turbiny, przemieszcza się cięgno sterujące organem regulacyjnym.

W przeszłości najczęściej stosowanym regulatorem był regulator mechaniczno-hydrauliczny (rysunek 6.35), wykorzystujący również układ mas wirujących, lecz znacznie lżejszy i bardziej precyzyjny niż układ wykorzystywany w regulatorze czysto mechanicznym. W miarę narastania zapotrzebowania sieci szybkość obrotów zmniejsza się, masy wirujące opadają i uruchamiają suwak rozdzielacza oleju, otwierając dopływ do przestrzeni przed tłokiem siłownika. Olej pod ciśnieniem działa na tłok siłownika, który uruchamia organy regulacji przepływu przez turbinę. Odwrotne działanie występuje w przypadku wzrostu szybkości obrotowej.



Fot. 6-11 Układ olejowy ciśnieniowy zasilający siłownik kierownicy turbiny Francisa w Elektrowni Wodnej Borowo na Drawie (Polska)

Pojawienie się elektroniki i niezawodnych czujników szybkości obrotowej stanowiło od razu zapowiedź końca ery regulatorów odśrodkowych. Współczesne regulatory elektro-hydrauliczne wyposażone są w czujnik obrotów zamontowany na wale generatora. Czujnik ten mierzy w sposób szybkość obrotową wału. Wynik pomiaru jest porównywany z szybkością obrotową odniesienia. Jeśli sygnał czujnika różni się od sygnału referencyjnego, to emituje on sygnał błędu (dodatni lub ujemny), który – po wzmocnieniu – przesyłany jest do rozdzielacza serwomotoru, który działa w wymaganym kierunku. Organ regulacyjny jest z reguły napędzany za pomocą siłownika hydraulicznego do którego olej doprowadzany jest poprzez zawory regulacyjne z hydraulicznego układu wysokiego ciśnienia (UOC - układ olejowy ciśnieniowy) (Fot.6.9). Na układ olejowy ciśnieniowy składa się zbiornik zlewowy, pompa olejowa zasilająca układ i akumulator energii, w którym magazynowany jest olej pod ciśnieniem, zapewniającym możliwość odstawienia hydrozespołu w przypadku awarii sieci. Wszystkie wcześniej opisane układy dostosowują w sposób ciągły nastawy organów regulacji przepływów, które mogą być źródłem problemów ze stabilnością układu. Dla zapewnienia szybkiego i stabilnego przestawiania organów regulacyjnych z jak najmniejszymi odchyleniami szybkości obrotowej od wartości zadanej podczas zmian parametrów pracy, konieczne jest dodatkowe urządzenie. W olejowych regulatorach ciśnieniowych osiąga się to stosując amortyzator (izodrom), który powoduje niepełne przenoszenie zmian i spowalnia ruch suwaka rozdzielacza (patrz rysunek 6.35). Współczesne układy regulacji korzystają z regulatorów elektronicznych - typu proporcjonalnego, całkującego i różniczkującego, pozwalających na minimalizację oscylacji szybkości obrotowej podczas procesu regulacyjnego.

Hydrozespół podłączony do stabilnej sieci elektroenergetycznej (tzn. sieci, w której moc jest znacznie większa niż moc elektrowni) nie wymaga regulacji szybkości obrotowej, gdyż to zadanie przypisane jest sieci. Niemniej, w przypadku nagłego odłączenia generatora, np. wskutek awarii sieci, turbina przyspiesza aż do osiągnięcia obrotów rozbiegowych. Generator i multiplikator obrotów muszą być zaprojektowane tak, by wytrzymać takie obroty przez czas wystarczająco długi, by pozwolić na zamknięcie organów regulacji przepływu bez spowodowania uderzenia hydraulicznego, niedopuszczalnego dla ewentualnego rurociągu derywacyjnego.

Dla regulacji szybkości obrotowej potrzebna jest dostateczna bezwładność elementów wirujących. Ponieważ bezwładność małych hydrozespołów jest z reguły niewielka, niekiedy trzeba przewidzieć koło zamachowe, zamocowane na wale turbiny lub generatora. Dodatkowy moment bezwładności pozwala ograniczyć przyspieszenie w przypadku awarii sieci. Podstawowe równanie dynamiki układu wirującego zapisuje się następująco:

$$J \cdot \frac{d\Omega}{dt} = T_{turb} - T_{obc} \qquad \text{[Nm]} \qquad (6.34)$$

gdzie: J = moment bezwładności elementów wirujących [kg·m^2]
Ω = prędkość kątowa [rad/s]
T_{turb} = moment napędowy turbiny [Nm]
T_{obc} = moment wywołany obciążeniem [Nm]

Gdy T_{turb} jest równe T_{obc}, to $d\Omega/dt = 0$ i Ω = const, co oznacza ustalony ruch hydrozespołu. Gdy T_{turb} jest większe lub mniejsze od T_{obc}, to Ω nie jest stała i regulator powinien interweniować tak, aby moc dostarczana przez hydrozespół została dostosowana do zapotrzebowania sieci elektroenergetycznej. Niemniej, nie należy zapominać, że szybkie zmiany przełyku turbiny wprowadzają oczywiste zmiany prędkości przepływu w rurociągu ciśnieniowym (derywacyjnym). Efektowi stabilizującemu koła zamachowego przeciwdziała zatem efekt destabilizujący słupa wody. Stała czasowa rozruchu, tj. czas potrzebny by hydrozespół zwiększył swą szybkość obrotową od zera do wartości eksploatacyjnej przy znamionowym momencie napędowym, określona jest wzorem:

$$t_m = J \cdot \frac{\Omega^2}{P} \qquad \text{[s]} \qquad (6.35)$$

gdzie moment bezwładności zespołu wirującego J stanowi iloczyn jego masy przez kwadrat promienia żyroskopowego, zaś P jest mocą znamionową.

Stała czasowa bezwładności wody, charakteryzująca czas niezbędny dla przyspieszenia słupa wody od prędkości zerowej do pewnej innej prędkości V przy stałej jednostkowej energii hydraulicznej gH, określona jest wzorem;

$$t_v = \frac{\sum L \cdot V}{gH} \qquad \text{[s]} \qquad (6.36)$$

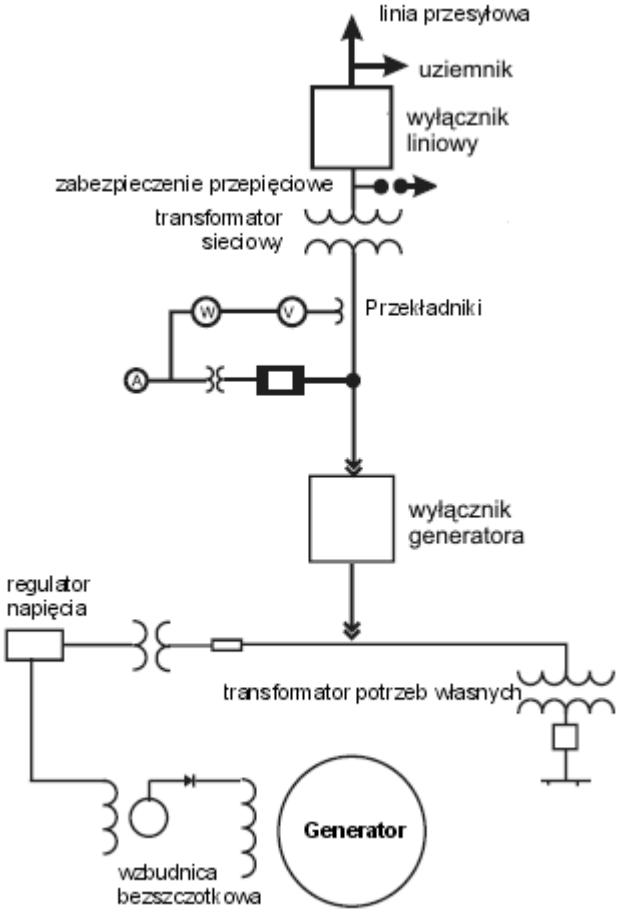
gdzie gH = jednostkowa energia hydrauliczna turbiny [J/kg]
L = długość słupa wody [m]
V = prędkość wody [m/s]

Dla uzyskania dobrej regulacji trzeba, by spełniony był warunek $t_m/t_v > 4$. Stałe czasowe bezwładności wody z reguły nie przekraczają 2,5 s. Jeśli czas ten jest dłuższy, to trzeba rozważyć bądź zmniejszenie prędkości wody poprzez dobór przewodu o większej średnicy, bądź zmniejszenie jego długości poprzez instalację wieży wyrównawczej. Można również zwiększyć bezwładność elementów wirujących poprzez instalację koła zamachowego przy generatorze. Należy zwrócić uwagę, że wzrost bezwładności części wirujących spowoduje obniżenie amplitudy uderzenia hydraulicznego i obniży chwilową zwyżkę szybkości obrotowej.

6.7. Wyposażenie rozdzielnic

W wielu krajach przepisy dotyczące dostaw energii elektrycznej nakładają na przedsiębiorstwa energetyczne obowiązek utrzymania bezpieczeństwa i jakości dostaw w określonych granicach. Niezależny producent energii elektrycznej musi sprawić, że jego elektrownia będzie działać zgodnie z wynikającymi stąd zobowiązaniami i zainstalować różne niezbędne w tym celu urządzenia zabezpieczające i ochronne.

Do sterowania generatorami i połączenia ich z siecią lub wydzielonym odbiornikiem energii niezbędne są urządzenia łączeniowe. Powinny one zapewnić również ochronę generatorów, transformatora głównego i transformatorów pomocniczych. Do podłączania i odłączania generatora od sieci elektroenergetycznej służy wyłącznik pneumatyczny, magnetyczny lub próżniowy. Do obniżenia napięć i prądów do poziomu mierzalnego bezpośrednio służą przekładniki napięciowe i prądowe. Do sterowania napięciem, współczynnikiem mocy i wyłącznikami służy wyposażenie sterujące generatora.



Rysunek 6-37 Schemat blokowy układu zasilania pojedynczej linii

Układ zabezpieczeń generatora asynchronicznego powinien zawierać, między innymi, następujące urządzenia:

- przekaźnik mocy zwrotnej, chroniący przed pracą silnikową;
- przekaźniki różnicowo-prądowe chroniące przed skutkami awarii wewnętrznych uzwojeń generatora;
- przekaźnik zwarcia doziemnego generatora;

Układ ochrony głównego transformatora zawiera przekaźnik bezzwłoczny przetężenia prądu i zwłoczny przekaźnik nadmiarowo-prądowy chroniący główny transformator w przypadku wykrycia awarii w szynie systemowej lub wewnętrznej awarii w transformatorze głównym.
Niezależny producent jest odpowiedzialny za urządzenia uziemiające w swoim obiekcie. Muszą być one zaprojektowane w uzgodnieniu z miejscowym przedsiębiorstwem dystrybucyjnym. Instalacja uziemiająca zależy od liczby eksploatowanych hydrozespołów, instalacji elektrycznej w elektrowni i sposobu eksploatacji.

W punkcie podłączenia do sieci muszą być zainstalowane urządzenia pomiarowe i rejestrujące, zgodnie z wymaganiami przedsiębiorstwa energetycznego.

Na rysunku 6.36 pokazano schemat jednokreskowy elektrowni z jednym generatorem. Po stronie wysokonapięciowej widać wyłącznik linii, który - wspólnie z uziemnikiem - umożliwia odłączenie hydrogeneratora i transformatora głównego od linii przesyłowej. Pomiary wykonywane są za pomocą odpowiednich przekładników napięcia i prądu. Dodatkowym zabezpieczeniem generatora jest jego wyłącznik. Transformator potrzeb własnych zapewnia energię niezbędną do pracy zasuw wlotowych, zaworów odcinających, serwomotorów, sprężarek olejowych i innych urządzeń pomocniczych.

Większej złożoności układu można oczekiwać w elektrowniach z wieloma hydrozespołami, gdzie elastyczność i ciągłość pracy ma istotne znaczenie.

6.8. Sterowanie automatyczne

Małe elektrownie wodne pracują zwykle bezobsługowo, pod nadzorem układu sterowania automatycznego. Z uwagi na koszty i łatwość eksploatacji potencjalny właściciel zawsze jest zainteresowany w wyborze układu prostego i niezawodnego. Ponieważ nie wszystkie elektrownie są do siebie podobne, jest prawie niemożliwe, by określić zakres automatyki, jaki powinien zostać wprowadzony do danego układu. Niemniej istnieje pewna liczba ogólnych wymagań:

a) Układ musi zawierać przekaźniki i inne urządzenia dla wykrycia poważnych awarii i spowodowania bezpiecznego odstawienia hydrozespołu lub elektrowni

b) Układ powinien zbierać odpowiednie dane eksploatacyjne i udostępniać je na bieżąco celem umożliwienia podejmowania odpowiednich decyzji dotyczących prowadzenia ruchu i utrzymania elektrowni. Dane te powinny być przechowywane w bazie danych celem umożliwienia ostatecznej oceny pracy elektrowni i wykrycia ewentualnych tendencji zmian uwidaczniających się z biegiem czasu.

c) Układ powinien uwzględniać prowadzenie ruchu elektrowni w trybie bezobsługowym. Należy przewidzieć automatyczne uruchamianie po odłączeniu od sieci.

d) Chociaż nie jest to konieczne, zaleca się przewidzieć system przesyłu informacji i alarmów na odległość. Systemy bardziej zaawansowane pozwalają również na wydawanie zdalnych poleceń o priorytecie nadrzędnym w stosunku do decyzji automatycznych.

e) W przypadku eksploatacji większej liczby elektrowni w kaskadzie, system powinien być w stanie komunikować się z poszczególnymi hydrozespołami w górze i w dole kaskady celem optymalizacji procedur eksploatacyjnych.

f) Pomocnicze układy nadzoru prewencyjnego stanowią silne narzędzie przewidywania niebezpieczeństwa awarii, pozwalające uruchomić na czas stosowne działania zapobiegawcze. W szczególności chodzi tu o układy nadzoru drganiowego.

Zaleca się projektowanie systemu w taki sposób, by składał się on z następujących modułów:

- Moduł konwersji analogowo-cyfrowej do przetwarzania sygnałów pomiaru poziomu wody, położenia organów regulacji przepływu, mocy chwilowej, temperatury łożysk itp.
- Moduł konwersji cyfrowo-analogowej do przekazywania sygnałów sterujących organami regulacji przepływu, rejestratorami itp.
- Moduł licznikowy zliczający impulsy licznika energii, deszczomierza, przepływomierza itp.
- Moduł telemetryczny zapewniający interfejs sterowania zdalnego przez linię telefoniczną, łączność radiową i inne techniki komunikacji

Modułowa koncepcja układu jest szczególnie dobrze dopasowana do zróżnicowanych wymagań związanych ze sterowaniem pracą elektrowni wodnych. Pozwala ona na standaryzację zarówno hardware'u, jak i software'u oraz ograniczenie kosztów obsługi i jej ułatwienie.

Automatyzacja układów sterowania może poważnie obniżyć koszt produkcji energii poprzez ograniczeni zakresu czynności obsługowych, wzrost niezawodności urządzeń i optymalizację produkcji w wyniku właściwego wykorzystania urządzeń i potencjału hydroenergetycznego.

W związku z ogromnym rozwojem urządzeń komputerowych, ich ceny są obecnie bardzo niskie. Wielu wytwórców dostarcza standardowe układy akwizycji danych. Nowe i niedrogie urządzenia peryferyjne, łatwe do podłączenia do komputerów przenośnych, ułatwiające monitoring i zastępujące urządzenia sterujące w przypadku awarii, są dzisiaj dostępne i łatwe do integracji z systemem stacjonarnym. Udoskonalone techniki programowania graficznego pomagają opracować łatwe do wykorzystania oprogramowanie z graficznym interfejsem użytkownika. Z uwagi na szybki rozwój technik cyfrowych, różnice między platformami hardware'owymi, takimi, jak PLC, mikrosterowniki i przemysłowe komputery PC, stają się niezauważalne dla operatora.

6.9. Pomocnicze wyposażenie elektryczne

6.9.1. Transformator potrzeb własnych

Pobór energii elektrycznej na oświetlenie i własne urządzenia mechaniczne elektrowni może wymagać od 1 do 3 % mocy elektrowni; wyższy udział dotyczy mikroelektrowni (elektrowni o mocy poniżej 500 kW). Transformator potrzeb własnych należy zaprojektować uwzględniając te przejściowe obciążenia. Jeśli to możliwe, to celem zapewnienia ciągłej pracy elektrowni bezobsługowej należy zapewnić dwa alternatywne źródła zasilania, z możliwością ich automatycznej zamiany.

6.9.2. Zasilanie prądem stałym

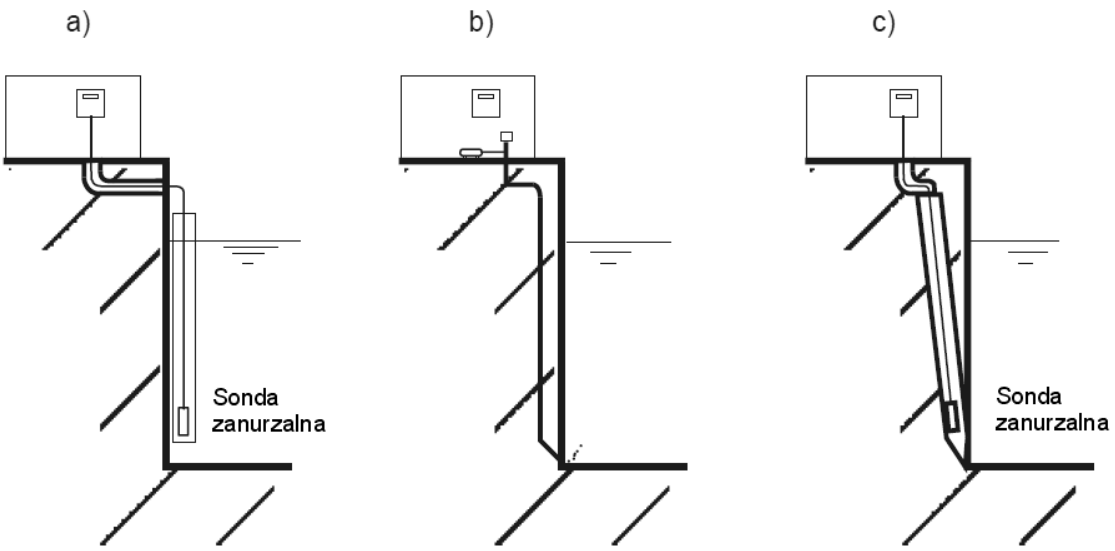
Układy sterowania i nadzoru funkcjonują z reguły przy zasilaniu napięciem stałym 24 lub 48 V. Generalnie zaleca się, by zdalnie sterowane elektrownie były wyposażone w układ zasilania awaryjnego z baterii, pozwalający zachować podstawowe funkcje układu sterowania celem odstawienia elektrowni po awarii sieci i zapewnić komunikację z systemem elektrownianym w dowolnej chwili. Pojemność baterii musi być wystarczająca, by w przypadku awarii sieci zapewnić pełne sterowanie do czasu, gdy możliwe będzie podjęcie działań zaradczych.

6.9.3. Pomiar poziomu wody

Ruch większości małych elektrowni wodnych jest prowadzony w zależności od poziomu górnej wody, którego znajomość jest niezwykle ważna. To wartość tego poziomu decyduje o otwarciu organów regulacji przepływu. Poziom wody, jaki należy utrzymać, jest zadany z góry. Gdy stosunek przepływu zadanego do przepływu dysponowanego okazuje się zbyt wysoki, to poziom wody się obniża i czujnik poziomu wody wysyła sygnał wyzwalający zamykanie organów regulacji przepływu. W przypadku przeciwnym, wysyłany jest sygnał na otwarcie. Taki sposób działania realizowany jest w sposób ciągły przez czujnik poziomu podłączony do układu sterowania i nadzoru elektrowni.

Sondę poziomu wody górnej instaluje się na ujęciu wody. W przypadku elektrowni niskospadowych możliwe jest również sterowanie poziomem wody dolnej, który ma bezpośredni wpływ na spad użyteczny. Jednoczesna znajomość tych dwóch wartości pozwala na przykład wydać polecenie odstawienia, gdy spad okaże się zbyt niski, by pozwolić na dalszy ruch turbin.

Do wyboru są różne czujniki, wykorzystujące różne techniki pomiarowe. Punkt pomiarowy powinien być dobrany starannie – tak, aby wynik pomiaru był reprezentatywny dla całej niecki wlotowej. Gdy używa się układu czujników ciśnienia, należy zwrócić uwagę, aby w tym miejscu prędkość przepływu nie była zbyt wysoka. Zgodnie z prawem Bernoulliego, zmiana prędkości przepływu powoduje zmianę ciśnienia dynamicznego, a zatem i pozornego poziomu wody mierzonego przez czujnik ciśnienia. Jeśli miejsce pomiaru usytuowane jest w budowli wlotowej lub wylotowej, w miejscu, gdzie mogą wystąpić wysokie prędkości przepływu, to pomiar da fałszywe wyniki. Czujniki poziomu wody działają zwykle na zasadzie hydrostatycznej (rysunek 6.37a) lub pneumatycznej (pęcherzykowej) (rysunek 6.37b). W pierwszym przypadku należy zwrócić uwagę, by wszystkie rurki impulsowe zostały zwymiarowane i ułożone w taki sposób, by nie mogły zostać zatkane i by niemożliwe było zbieranie się w nich powietrza. W drugim przypadku punkt odbioru ciśnienia czujnika jest ulokowany poniżej najniższego poziomu lustra wody. Woda nie może penetrować do rurek pomiarowych i w nich się zbierać. W rozwiązaniu przedstawionym na rysunku 6.37a), materiał unoszony z wodą może uszkodzić urządzenie pomiarowe. Lepszym rozwiązaniem jest ukrycie zespołu pomiarowego w ścianie ograniczającej przepływ tak, jak to pokazano na rysunkach 6.37b) i c).



Rysunek 6-38 Pomiar poziomu wody

Do dyspozycji są również metody ultradźwiękowe wykorzystujące odbicie sygnału od powierzchni wody. Podobnie, jak w przypadku innych metod, prawidłowość pomiaru zależy od zapewnienia możliwie stabilnego poziomu wody.

6.9.4. Podstacja zewnętrzna

Małe elektrownie wodne, wykonywane pod klucz, zawierają zwykle podstację. W przypadku awarii w elektrowni, wyłącznik sieciowy powinien wyłączyć elektrownię, łącznie z transformatorem sieciowym. W podstacji, w punkcie połączenia elektrowni z siecią, zamontowane są zwykle przekładniki napięciowe i prądowe wykorzystywane do pomiaru energii i mocy elektrycznej. W przypadku obszarów o dużej wrażliwości ekologicznej podstacje mogą znajdować się wewnątrz budynku elektrowni, a przewody przesyłowe mogą przebiegać, na przykład wzdłuż rurociągów derywacyjnych. Na terenie podstacji instaluje się zwykle zabezpieczenia przeciwprzepięciowe oraz odgromowe.

6.10. Przykłady

Poniższy przykład powinien pomóc w zrozumieniu koncepcji przedstawionych w tym rozdziale, a w szczególności powinien ułatwić posługiwanie się pojęciem wyróżnika szybkobieżności.

Rozważmy elektrownię zlokalizowaną na wysokości 1000 m nad poziomem morza, dla której spad netto wynosi 200 m przy nominalnym przepływie 1,5 m^3/s. Jaką turbinę należy dobrać zakładając bezpośrednie sprzęgniecie z wałem generatora i jakie będą jej wymiary gabarytowe?

Zgodnie z tabelą 6.3 lub rysunkiem 6.26, spad i przepływ mieszczą się w obszarach zastosowań turbin Francisa i Peltona. Szybkość obrotowa turbiny jest określona w funkcji n_{QE} z pomocą równania (6.5):

$$n = \frac{n_{QE} \cdot E^{3/4}}{\sqrt{Q}} = \frac{n_{QE} \cdot (9{,}81 \cdot 200)^{3/4}}{\sqrt{1{,}5}} = 240{,}7 \cdot n_{QE} \quad \text{[obr/s]}$$

Jeśli wybierzemy **jednodyszową turbinę Peltona**, to zgodnie z tabelą 6.2, maksymalna wartość n_{QE} wyniesie 0,025. Odpowiadająca jej szybkość obrotowa wyniesie 6 obr/s = = 360 obr/min.

Ponieważ mamy zamiar sprząc bezpośrednio wały turbiny i generatora, to dobrać należy synchroniczną szybkość obrotową, zgodnie z tabelą 6.5. W danym przypadku musimy wybrać szybkość obro-

tową 333 obr/min (5,55 obr/s = 34,87 rad/s). Zgodnie z równaniem 6.5, odpowiadającą mu wartość n_{QE} wyniesie:

$$n_{QE} = \frac{n \cdot \sqrt{Q}}{E^{3/4}} = \frac{5{,}55 \cdot \sqrt{1{,}5}}{(9{,}81 \cdot 200)^{3/4}} = 0{,}023 \qquad [-]$$

Zgodnie z równaniami 6.16, 6.17 i 6.18 główne wymiary turbiny Peltona wyniosą:

$$D_1 = 0{,}68 \cdot \frac{\sqrt{H_n}}{n} = 0{,}68 \cdot \frac{\sqrt{200}}{5{,}55} = 1{,}733 \qquad [m]$$

$$B_2 = 1{,}68 \cdot \sqrt{\frac{Q}{n_{struga}} \cdot \frac{1}{\sqrt{H_n}}} = 1{,}68 \cdot \sqrt{\frac{1{,}5}{1} \cdot \frac{1}{\sqrt{200}}} = 0{,}547 \qquad [m]$$

$$D_e = 1{,}178 \cdot \sqrt{\frac{Q}{n_{struga}} \cdot \frac{1}{\sqrt{gH}}} = 1{,}178 \cdot \sqrt{\frac{1{,}5}{1} \cdot \frac{1}{\sqrt{9{,}81 \cdot 200}}} = 0{,}217 \qquad [m]$$

Tak wielkie rozmiary nie wydają się uzasadnione z ekonomicznego punktu widzenia.

Jeśli rozważymy teraz **czterodyszową turbinę Peltona**, to (zgodnie z tabelą 6.2), maksymalny wyróżnik szybkobieżności wyniesie

$$n_{QE} \le 0{,}025 \cdot n^{0{,}5} = 0{,}025 \cdot 4^{0{,}5} = 0{,}050$$

Wykonując takie same obliczenia, jak w przypadku opcji jednodyszowej, uzyskamy szybkość obrotową 600 obr/min i odpowiadającą jej wartość n_{QE} równą 0,042. Główne wymiary turbiny Peltona wyniosą D_1 = 0,962 m, B_2 = 0,274 m i D_e = 0,108 m. Są to wartości akceptowalne.

Jeśli wybierzemy **turbinę Francisa**, to maksymalna wartość n_{QE} wyniesie 0,22 (tabela 6.2). Z równania 6.5 wynika, że odpowiadająca jej wartość wyniesie n = 76,43 obr/s lub 4765,8 obr/min. Jest to wartość daleka od realnej synchronicznej szybkości obrotowej. Z tego powodu wybierzemy wartość uznawaną zwykle za maksymalną, tj. 1500 obr/min.

Zgodnie z równaniem 6.5, odpowiadająca jej wartość n_{QE} wyniesie

$$n_{QE} = \frac{n\sqrt{Q}}{E^{3/4}} = \frac{25 \cdot \sqrt{1{,}5}}{(9{,}81 \cdot 200)^{3/4}} = 0{,}104 \qquad [-]$$

Z równań 6.20, 6.21 i 6.22 wynikają następujące główne wymiary wirnika Francisa:

$$D_3 = 84{,}5 \cdot \left(0{,}31 + 2{,}488 \cdot n_{QE}\right) \cdot \frac{\sqrt{H_n}}{60 \cdot n} = 84{,}5 \cdot \left(0{,}31 + 2{,}488 \cdot 0{,}104\right) \cdot \frac{\sqrt{200}}{60 \cdot 25} = 0{,}453 \quad \text{[m]}$$

$$D_1 = \left(0{,}4 + \frac{0{,}0950}{n_{QE}}\right) \cdot D_3 = \left(0{,}4 + \frac{0{,}0950}{0{,}104}\right) \cdot 0{,}453 = 0{,}595 \quad \text{[m]}$$

Ponieważ $n_{QE} < 0{,}164$, to możemy uznać, że $D_2 = D_1 = 0{,}595$ m.

Zgodnie z równaniem 6.28, liczba kawitacji wyniesie:

$$\sigma = 1{,}2715 \cdot n_{QE}^{1{,}41} + \frac{v^2}{2 \cdot g \cdot H_n} = 1{,}2715 \cdot 0{,}104^{1{,}41} + \frac{2^2}{2 \cdot 9{,}81 \cdot 200} = 0{,}0533 \quad \text{[-]}$$

Z równania 6.27 wynika posadowienie

$$H_S = \frac{p_{atm} - p_v}{\rho \cdot g} + \frac{v^2}{2 \cdot g} - \sigma \cdot H_n = \frac{90250 - 880}{1000 \cdot 9{,}81} + \frac{2^2}{2 \cdot 9{,}81} - 0{,}0533 \cdot 200 = -1{,}35 \quad \text{[m]}$$

Takie posadowienie wymaga prac ziemnych związanych z zagłębieniem turbiny

Gdybyśmy wybrali turbinę Francisa o szybkości obrotowej 1000 obr/min, to otrzymalibyśmy n_{QE} = 0,069, D_3 = 0,576 m, D_1 = 1,02 m, σ = 0,0305 i H_s = 3,21 m, skąd wynika brak potrzeby prac ziemnych związanych z zagłębieniem .

Ostateczny dobór będzie oparty na przesłankach ekonomicznych. W przypadku silnie zmiennego przepływu, czterodyskowa turbina Peltona może być dobrym wyborem. W innym przypadku nie wymagająca zagłębienia turbina Francisa o szybkości obrotowej 1000 obr/min może być lepszym rozwiązaniem.

Bibliografia

1. L. Vivier, «Turbines hydrauliques et leur régulation», Albin Michel, Paris, 1996
2. J. Raabe, "Hydro Power. The design, use and function of hydromechanical, hydraulic and electrical equipment", VDI Verlag, 1985, ISBN 3-18-400616-6
3. J. Raabe, „Hydraulische Maschinen und Anlagen", VDI Verlag, Düsseldorf 1990
4. I. Anton, „Turbine hidraulice", Editura Facla, Timisoara 1979
5. J. Giesecke., E. Mosonyi, „Wasserkraftanlagen. Planung, Bau und Betrieb", Springer Verlag, Berlin/Heidelberg, 1998
6. P.Henry, "Turbomachines hydrauliques. Choix illustré de réalisations marquantes", Presses polytechniques et universitaires romandes », Lausanne, 1992
7. Н.Н. Ковалев, «Гидротурбины. Конструкции и вопросы проектирования», Изд. «Машиностроение», Ленинград 1971
8. M. Nechleba, "Hydraulic turbines. Their design and equipment", ARTIA, Prague 1957
9. T. Jacob, «Machines hydrauliques et équipements électro-mécaniques », EPFL 2002

10. V. Denis, «Petites centrales hydroélectriques », EPFL 2002
11. J.-M. Chapallaz, "Petites centrales hydrauliques. Turbines hydrauliques", Journées de formation pour ingénieurs. Programme d'action PACER – Energies renouvelables, Office fédéral des questions conjoncturelles, Berne, aout 1995, ISBN 3-905232-54-5 [1]
12. J. Dos Ghali, J.-P. Ludwig, J.-M. Chapallaz, Ed. Schopfer, "Petites centrales hydrauliques. Générateurs et installations électriques », ibid., ISBN 3-905232-55-3
13. J.-M. Chapallaz, F. Heer, «Petites centrales hydrauliques. Régulation et sécurité d'exploitation », Berne, 1995, ISBN 3-905232-56-1
14. Harvey, "Micro Hydro design manual, A guide to small scale water power schemes, Intermediate Technology Publications, London, 1993, ISBN 1-85339-103-4
15. Société Hydrotechnique de France, "Design, construction, commissioning and operation guide", Mai 1985
16. F. de Siervo & A. Lugaresi, « Modern trends in selecting and designing Pelton turbines", Water Power & Dam Construction, December 1978
17. F. de Siervo & F. de Leva, « Modern trends in selecting and designing Francis turbines", Water Power & Dam Construction, August1976
18. F. de Siervo & F. de Leva, "Modern trends in selecting and designing Kaplan turbines", Water Power & Dam Construction, December 1977/January 1978
19. A Lugaresi & A. Massa, "Designing Francis turbines: trends in the last decade", Water Power & Dam Construction, November 1987
20. A Lugaresi & A. Massa, "Kaplan turbines: design trends in the last decade", Water Power & Dam Construction, May 1988
21. L. Austerre & J.de Verdehan, "Evolution du poid et du prix des turbines en fonction des progrès techniques", Compte rendu des cinquièmes journées de l'hydraulique, 1958, La Houille Blanche
22. H.Giraud & M.Beslin, "Optimisation d'avant-projet d'une usine de basse chute", Symposium AIRH. 1968, Lausanne
23. T.Belhaj, "Optimisation d'avant-projet d'une centrale hydroélectrique au fil de l'eau" Symposium Maroc/CEE Marrackech 1989
24. J.L.Gordon "A new approach to turbine speed", Water Power & Dam Construction, August 1990
25. J.L.Gordon, "Powerhouse concrete quantity estimates", Canadian Journal Of Civil Engineering, June 1983
26. F. Schweiger & J. Gregori, "Developments in the design of Kaplan turbines", Water Power & Dam Construction, November 1987
27. F. Schweiger & J. Gregory, "Developments in the design of water turbines", Water Power & Dam Construction, May 1989
28. J. Fonkenell, "How to select your low head turbine", Hidroenergia 1991.
29. J.E. Greaser, "Abaque pour turbines hydrauliques. Bulletin Technique de la Suisse Romande", No.13, Juin 1974
30. L. Vinogg, I. Elstad, "Mechanical equipment", Hydropower Development Book Series, Vol.12, Norwegian Institute of Technology, Trondheim, 2003
31. E. Westgaard, A. K. Enger, H. J. Mellbye, J. Sonstad, O. Torkildsen and S. Vikanes, "Electrical equipment", Hydropower Development Book Series, Vol.13, Norwegian Institute of Technology, Trondheim, 1994

[1] http://www.bfe.admin.ch/kleinwasserkraft/03834/04170/index.html?lang=en

32. J.-M. Chapallaz, "Petites centrales hydrauliques. Turbines hydrauliques", Journées de formation
33. M. Leclerc, „The very low head turbogenerator set concept evaluation of 1st year operation", Hidroenergia'2008 Conference Proceedings (CD ROM), Session 5A "SHP Innovation", Bled (Slovenia), June 2008
34. Strona internetowa firmy *BEGA*, http://www.bega-wasserkraft.de/index.html
35. Materiały promocyjne firmy *Ritz-Atro Pumpwerksbau GmbH*

Wybrane normy krajowe i międzynarodowe

36. ANSI/AGMA 2101-D04:2004, "Fundamental Rating Factors and Calculation Methods for Involute Spur and Helical Gear Teeth. (Metric Edition)"
37. ISO 6336-1:2006, **"**Calculation of load capacity of spur and helical gears - Part 1: Basic principles, introduction and general influence factors"
38. IEC 60545, "Guide for commissioning operation and maintenance of hydraulic turbines"
39. IEC 61364:1999, „Nomenclature for hydroelectric power plant machinery"
40. IEC 62006:2009, „Hydraulic machines – acceptance tests of small hydroelectric installations"
41. PN-EN 60041:1999, „Badania odbiorcze przeprowadzane w warunkach eksploatacyjnych celem określenia hydraulicznych parametrów ruchowych turbin wodnych, pomp zasobnikowych i turbin odwracalnych"
42. PN-EN 60193:2002, „Turbiny wodne, pompy zasobnikowe i pompoturbiny. Modelowe badania odbiorcze"
43. PN-EN 60308:2007, „Turbiny wodne. Badania układów regulacji"
44. PN-EN 61116:2003, „Wytyczne dotyczące wyposażenia elektromechanicznego małych elektrowni wodnych"
45. PN-EN 61362:2004, „Wytyczne dotyczące specyfikacji układów regulacji turbin wodnych"

Literatura w języku polskim

46. M. Hoffmann (red.), „Małe elektrownie wodne. Poradnik", Nabba Sp. z o.o., Warszawa 1991
47. K. Jackowski, „Elektrownie wodne. Turbozespoły i wyposażenie", WNT, Warszawa 1970
48. W. Krzyżanowski, „Turbiny wodne. Konstrukcja i zasady regulacji", WNT, Warszawa 1971
49. S. Michałowski, J. Plutecki, „Energetyka wodna", WNT, Warszawa 1975
50. G. Szczegolew, J. Garkawi, „Turbiny wodne oraz ich regulacja", PWT, Warszawa 1959

[i] Vincent Denis (MHyLab), Jean-Pierre Corbet (SCPTH), Jochen Bard (ISET), Jacques Fonkenell (SCPTH) i Celso Penche (ESHA), Adam Henke (IMP PAN), Janusz Steller (IMP PAN)

7. ODDZIAŁYWANIE NA ŚRODOWISKO - JEGO OGRANICZANIE I KOMPENSACJA [1]

7.1. Wprowadzenie

W grudniu 1997 roku odbyła się w Kioto Trzecia Konferencja Stron Konwencji Ramowej Narodów Zjednoczonych ds. Zmian Klimatycznych. Była to druga inicjatywa po historycznej Konferencji nt. Środowiska i Rozwoju, jaka miała miejsce w czerwcu 1992 w Rio de Janeiro. Jeszcze wcześniej Unia Europejska uznała pilną potrzebę zajęcia się sprawą zmian klimatycznych. Następnie opracowano Białą Księgę Strategii Wspólnotowej i Plan Działania zatytułowany „Energia dla przyszłości: odnawialne źródła energii" [1] stanowiący znaczący krok naprzód.

Cele wspólnotowe sformułowała jasno „Dyrektywa 2001/77/EC Parlamentu i Rady Europejskiej z 27 września 2001 roku o promocji produkcji energii elektrycznej ze źródeł odnawialnych na rynku wewnętrznym" [2]. Ustanowiono w niej jako globalny cel wskaźnikowy 12 % udziału OZE w konsumpcji energii brutto do roku 2010. Aby osiągnąć ten ambitny cel, od wszystkich Państw Członkowskich zażądano ustanowienia narodowych celów wskaźnikowych dla konsumpcji energii elektrycznej ze źródeł odnawialnych. Jeszcze bardziej ambitny cel - 20 % udziału wszystkich rodzajów energii odnawialnej w globalnej konsumpcji energii brutto w roku 2020 - sformułowała "Dyrektywa 2009/28/WE z dnia 23 kwietnia 2009 r. w sprawie promowania stosowania energii ze źródeł odnawialnych" [3]. Dyrektywa ta zmienia i w następstwie uchyla dyrektywę 2001/77/WE. Zgodnie z jej postanowieniami, na wszystkie kraje członkowskie nałożono nowe cele wskaźnikowe. Zostały one zobowiązane także do przedstawienia szczegółowych planów dochodzenia do celu wskaźnikowego. Plany ten obejmą wszystkie sektory OZE, w tym także energetykę wodną. W chwili pisania niniejszego tekstu Plan Działania dotyczący Polski jest wciąż w przygotowaniu. Plan nawiązuje do dokumentu rządowego pn. "Polityka energetyczna Polski do roku 2030" [4]. Zapisy dotyczące energetyki wodnej - w tym małej energetyki wodnej - są przedmiotem kontrowersji i dlatego nie będą omawiane w niniejszym przewodniku.

W roku 2002 ukończono strategiczne studium rozwoju małej energetyki wodnej w Unii Europejskiej w ramach programu „Blue Age for a Green Europe". Kolejne studia tego rodzaju przeprowadzono w ramach koordynowanych przez ESHA projektów Sieć Tematyczna MEW (TNSHP – *Thematic Network on Small Hydropower*) [5] oraz w ramach projektu SHERPA (*Small Hydro Energy Efficient Promotion Campaign Action*) [6]. Studium to zawiera bardzo interesujący przegląd potencjału MEW według różnych kryteriów. Kraje Unii szacują, że biorąc pod uwagę uwarunkowania ekonomiczne i środowiskowe w wyniku modernizacji oraz budowy nowych małych elektrowni wodnej można uzyskać wzrost mocy zainstalowanej w sektorze MEW z 12 do około 10 GW, czemu powinien odpowiadać wzrost produkcji rocznej z 41 do 79 TWh. Osiągnięcie tego celu oznaczałoby roczną redukcję emisji CO_2 o 16 milionów ton. Ocena ta oparta jest o ostrożne szacowanie emisji jednostkowej na poziomie 0,43 kg/kWh, co jest wartością typową dla elektrowni gazowych. W przypadku klasycznych elektrowni węglowych wartość ta mieści się często w granicach 0,7÷0,9 kg/kWh.

Niestety, przy obecnych trendach celu tego nie da się osiągnąć, o ile nie zostaną przełamane bariery związane z dostępem do lokalizacji i udzielaniem pozwoleń na użytkowanie wody. Trudności wynikają głównie z rzekomego konfliktu hydroenergetyki z ochroną środowiska naturalnego. Niektóre agencje ochrony środowiska próbują uzasadnić lub przynajmniej wytłumaczyć blokadę swoje niechętne stanowisko niewielką mocą małych elektrowni wodnych. Zdają się zapominać przy tym, że – z definicji – źródła energii odnawialnych są zdecentralizowane i że (pomimo małej mocy pojedynczych instalacji) elektrownie wodne i turbiny wiatrowe wnoszą obecnie istotny wkład do produkcji energii elektrycznej ze źródeł odnawialnych.

Jednocześnie, jakkolwiek produkcja energii w małych elektrowniach wodnych nie jest źródłem dwutlenku węgla ani zanieczyszczeń ciekłych, to prawdą jest, że względu na ich lokalizację we wrażliwych obszarach ich lokalne oddziaływanie na środowisko naturalne może być dość istotne. Poważne, globalne korzyści z małej energetyki wodnej nie powinny być przeszkodą w identyfikacji powodowanych przez nią obciążeń i oddziaływań na środowisko naturalne na poziomie lokalnym, a następnie w podejmowaniu niezbędnych działań kompensacyjnych. Wielkie elektrownie cieplne z uwagi na ich znaczenie gospodarcze i skalę uzyskują zezwolenia na bardzo wysokich szczeblach administracji, mimo że w wielu przypadkach ich oddziaływania na środowisko nie można złagodzić. Zezwolenia dla małych elektrowni wodnych, oddziałujących na środowisko w sposób, który z reguły można złagodzić, rozpatrywane są na niższych szczeblach, gdzie wpływ grup nacisku – stowarzyszeń wędkarzy, ekologów itp. – jest większy.

Nie jest trudno zidentyfikować oddziaływanie hydroenergetyki na środowisko, lecz bardzo trudno dokonać słusznego wyboru sposobu łagodzenia tego oddziaływania - wybór ten zazwyczaj jest dyktowany przez dość subiektywne argumenty. Dlatego też zaleca się nawiązanie stałego dialogu z władzami odpowiedzialnymi za stan środowiska począwszy od pierwszego etapu projektowania. Pomimo tego że określenie wpływu na środowisko powinno odbywać się niezależnie w każdym kolejnym projekcie, dobrze jest dysponować wytycznymi, umożliwiającymi projektantowi zaproponowanie takich działań, które mogłyby łatwiej zostać zaakceptowane przez władze wydające odpowiednie zezwolenia.

Wdrażanie przyjętej przez Unię Europejską Ramowej Dyrektywy Wodnej [7] powoduje jeszcze bardziej restrykcyjne ograniczenia środowiskowe. Niestety, dotrzymywanie wymagań ekologicznych, takich jak budowa przepławek dla ryb czy zwiększenie przepływu nienaruszalnego, związane jest z dodatkowymi nakładami inwestycyjnymi i zmniejsza rentowność projektów MEW. Podsumowując należy podkreślić, że uwzględnianie nowych celów środowiskowych nie jest hamowane przez opór ideologiczny inwestorów, którym niejednokrotnie leży na sercu dobro środowiska, lecz przez ograniczenia ekonomiczne. W rzeczywistości "zagadnienia środowiskowe" przekładają się na ograniczające czynniki ekonomiczne.

7.2. Identyfikacja obciążeń i oddziaływań

Oddziaływania elektrowni wodnych na środowisko silnie zależą od ich lokalizacji i zastosowanej technologii. Derywacja elektrowni wysokospadowej, zmieniająca znaczny odcinek biegu rzeki górskiej (rurociągi ciśnieniowe) i usytuowana w strefie wrażliwej, powoduje znacznie większe i bardziej szkodliwe oddziaływanie na środowisko niż obiekt niskospadowy, znakomicie wkomponowany w otoczenie. Modernizacja i rozbudowa istniejących elektrowni wodnych, którą będzie się traktować w Europie priorytetowo, powoduje zupełnie inne oddziaływanie na środowisko niż budowa nowych elektrowni. Przykładowo, w wysokospadowych obiektach derywacyjnych woda może zostać skierowana poza koryto rzeki na długim odcinku. W takim przypadku, w czasie działania elektrowni, odcinki te rzeki mogą długotrwale być pozbawione części swojego naturalnego przepływu.

W zamieszczonych poniżej tabelach 7.1 oraz 7.2 podano wyczerpujący opis możliwych oddziaływań, sporządzony na podstawie badań unijnych [8], przeprowadzanych przez grupy eksperckie wykonujące oceny oddziaływania na środowisko. Należy jednak zaznaczyć, że nie wszystkie te oddziaływania występują systematycznie we wszystkich lokalizacjach. W tabelach przedstawiono zdarzenia, przedmiot oddziaływania, rodzaj oddziaływania oraz jego priorytet na poziomie lokalnym i krajowym.

Tabela 7.1 Oddziaływania podczas budowy

Czynniki występujące podczas budowy	Przedmiot oddziaływania	Oddziaływanie	Priorytet
Badania geologiczne	Dzika przyroda	Hałas	niski
Wycięcie istniejącej roślinności	Lasy	Zmiany habitatu	średni
Powiększenie istniejących dróg	Społeczeństwo	Nowe możliwości rozwoju, zmiany habitatu	średni
Przemieszczanie gruntu	Struktura geologiczna	Zmiany stateczności zboczy	niski
Drążenie sztolni	Hydrogeologia	Zakłócenie obiegu wód podziemnych	niski
Materiały do umocnienia brzegów rzek	Geologia lokalizacji	Zmiany stateczności zboczy	niski
Wykonywanie wałów	Fauna i flora wodna, hydromorfologia	Zakłócenie hydrauliki rzeki	średni
Czasowe składowanie materiałów budowlanych	Geologia lokalizacji	Zmiany stateczności zboczy	niski
Czasowe przemieszczanie osób, zagospodarowanie dróg, linie elektryczne	Społeczeństwo		pomijalny
Budowa dróg i stacji rozdzielczych	Naturalna przyroda, społeczeństwo	Ingerencja w krajobraz i w dziką przyrodę	niski
Pogłębianie cieków wodnych	Ekosystem wodny	Zmiany habitatu	średni
Czasowa derywacja wody	Ekosystem wodny	Zmiany habitatu	wysoki
Korzystanie z koparek, ciężarówek, helikopterów, transportu samochodowego personelu, kabli	Dzika przyroda, społeczeństwo	Hałas	wysoki
Obecność ludzka na miejscu budowy w trakcie prac	Dzika przyroda, społeczeństwo	Hałas	niski

Tabela 7.2 Oddziaływania podczas eksploatacji elektrowni

Czynniki występujące podczas eksploatacji	Przedmiot oddziaływania	Oddziaływanie	Priorytet
Produkcja energii odnawialnej	Społeczeństwo	Redukcja zanieczyszczeń	wysoki
Zatrzymanie biegu cieku	Ekosystem wodny	Modyfikacja habitatu	wysoki
Stałe prace w korycie rzeki	Ekosystem wodny	Modyfikacja habitatu	wysoki
Pobór wody z cieku	Ekosystem wodny	Modyfikacja habitatu	wysoki
Rurociągi derywacyjne	Dzika przyroda	Efekt wizualny	średni
Nowe linie elektryczne	Społeczeństwo, naturalna przyroda	Efekt wizualny	niski

Tabela 7.2 Oddziaływania podczas eksploatacji elektrowni (c.d.)

Czynniki występujące podczas eksploatacji	**Przedmiot oddziaływania**	**Oddziaływanie**	**Priorytet**
Wały	Ekosystem wodny, ogół społeczeństwa	Zakłócenie środowiska naturalnego, efekt wizualny	niski
Narzuty kamienne	Ekosystem wodny, ogół społeczeństwa	Zakłócenie środowiska naturalnego, efekt wizualny	niski
Modyfikacja natężenia przepływu	Ryby	Modyfikacja habitatu	wysoki
	Rośliny	Modyfikacja habitatu	Średni
	Społeczeństwo	Zmiana warunków rekreacji	
Hałas pochodzący z wyposażenia elektromechanicznego	Społeczeństwo	Zmiana jakości życia	Niski
Usuwanie materiału zalegającego na dnie rzeki	Ekosystem wodny, społeczeństwo	Poprawa jakości wody	Wysoki

7.3. Oddziaływanie podczas budowy

Budowle hydroenergetyczne w zależności od ich konfiguracji (od tego, czy są zbudowane na derywacji energetycznej, na sieci irygacyjnej, ujęciu wody pitnej itd.) wykazują w czasie budowy bardzo różne oddziaływanie na środowisko, i to zarówno jakościowo jak i ilościowo. Obiekt wykorzystujący już istniejącą zaporę wielozadaniową wywiera ograniczone oddziaływanie, dlatego że budowla zatrzymująca bieg wody już została skonstruowana i już zastosowano niezbędne środki łagodzące jej oddziaływanie. Lokalizacja elektrowni u podstawy piętrzenia nie wpłynie znacząco na system ekologiczny.

Wprowadzenie turbin na wylocie istniejącego kanału lub rurociągu derywacyjnego nie spowoduje nowego oddziaływania na środowisko, w stosunku do oddziaływania już spowodowanego przez te budowle. Za to realizacja elektrowni wymagających wykonania budowli zmieniających bieg cieku wymaga bardzo szczegółowej analizy.

7.3.1. Zbiorniki wodne

Oddziaływania, które pociąga za sobą budowa zapory wodnej i związanego z nią zbiornika, zawierają, poza wykonaniem wykopów, zbudowanie i udostępnienie dróg niezbędnych do prac budowlanych, stworzenie placów budowy, ewentualne użycie materiałów wybuchowych, a nawet, w zależności od wielkości zapory, uruchomienie zakładów produkcji betonu. Inne istotne oddziaływania wynikają z powstania bariery powodującej okresową zmianę trasy przepływu cieku. Należy dodać, że na ogół przy budowie MEW nie prowadzi się tego typu prac, charakterystycznych raczej dla dużych elektrowni.

Reasumując: oddziaływania wywoływane przez prace budowlane w trakcie budowy zapory nie odbiegają od innych prac budowlanych prowadzonych na wielką skalę, a ich skutki i odpowiednie środki zaradcze są dobrze znane.

7.3.2. Ujęcia wody, kanały otwarte, rurociągi derywacyjne, kanały odpływowe

Oddziaływania wywoływane w trakcie budowy tych obiektów opisano w tabeli 7.1. Należą do nich: hałas szkodzący dzikim zwierzętom, zagrożenie erozją gruntu wynikające ze zniszczenia roślinności w trakcie prac ziemnych, zmętnienie wody i odkładanie się osadów w dolnym biegu rzeki itd. Aby zredukować te oddziaływania, zaleca się wykonywać prace ziemne w sezonie suchym, przy niskim poziomie wód, i rekultywować teren jak najszybciej po zakończeniu prac. W każdym przypadku oddziaływania te są przejściowe i nie stanowią poważnej przeszkody dla prawidłowego przeprowadzania procedur administracyjnych związanych z udzielaniem odpowiednich pozwoleń.

Celem wykorzystania roślinności w ochronie koryta rzeki przed erozją, zaleca się odbudować i wzmocnić roślinność na zboczach, zwłaszcza jeśli mogła ona być uszkodzona w trakcie prac budowlanych. Podkreślić należy, iż należy stosować roślinność lokalną, najlepiej przystosowaną do miejscowych warunków.

Ocena wpływu na środowisko powinna uwzględniać skutki rozproszenia materiałów, wydobytych z dna rzeki, oraz niekorzystny wpływ obecności pracowników budowlanych na obszarze zazwyczaj niezamieszkałym. Wpływ ten, który może być negatywny w przypadku lokalizacji elektrowni w na obszarach chronionych, w przypadku obszarów mniej wrażliwych może być korzystny z uwagi na zwiększenia lokalnej aktywności ekonomicznej. Emisja spalin samochodów i maszyn budowlanych, kurz powstający w trakcie prac ziemnych, wysoki poziom hałasu i inne pomniejsze utrudnienia stanowią duży kłopot, jeśli budowa usytuowana jest we wrażliwych strefach. Celem złagodzenia tych oddziaływań, ruch samochodowy należy planować z największą starannością – tak, aby ograniczyć przemieszczanie się ludzi i sprzętu do niezbędnego minimum.

Wzrost działalności gospodarczej w strefie budowy, a także korzystanie z lokalnej siły roboczej i poddostawców podczas prowadzenia prac, wywiera bardzo pozytywny wpływ na rozwój gospodarczy na poziomie lokalnym.

7.4. Oddziaływania wynikające z eksploatacji elektrowni

7.4.1. Oddziaływania akustyczne

Dopuszczalny poziom dźwięku zależy od istnienia skupisk ludzkich lub pojedynczych domów w sąsiedztwie elektrowni. Hałas powstaje głównie podczas działania wyposażenia elektromechanicznego – turbiny (zwłaszcza w przypadku kawitacji), multiplikatora obrotów, a niekiedy generatora i pompy próżniowej (w przypadku konfiguracji lewarowej). W dzisiejszych warunkach poziom hałasu wewnątrz hali maszyn można w razie potrzeby zredukować do 70 dBA, co sprawia, że jest on prawie niezauważalny poza budynkiem elektrowni.

Jeśli chodzi o oddziaływanie dźwiękowe, to jako przykład do naśladowania można wskazać elektrownię Fiskeby [9], zlokalizowaną w Norrköping w Szwecji. Właściciel elektrowni założył sobie osiągnięcie poziomu głośności nie wyższego niż 80 dBA wewnątrz hali maszyn przy pracy pełną mocą. Najbliższe domy znajdowały się w odległości około 100 m, a maksymalny dopuszczalny dla nich poziom hałasu zewnętrznego w nocy został ustalony na 40 dBA.

Aby osiągnąć takie poziomy dźwięku, właściciel zdecydował, iż wszystkie elementy składowe elektrowni (turbiny, multiplikatory obrotów i generatory asynchroniczne) pochodzić będą od jednego, poważnego dostawcy. Warunki dostawy zawierały poziom hałasu, osiągany w czasie działania maszyn. Aby sprostać tym wymogom, konstruktor zastosował następujące środki:

- bardzo małe tolerancje przy produkcji przekładni;
- system izolacji akustycznej na korpusie turbiny;
- chłodzenie wodne generatora (zamiast powietrznego);
- bardzo staranny dobór urządzeń pomocniczych.

Poza zwyczajową izolacją termiczną, budynek został wyposażony w starannie wykonaną izolację akustyczną. W wyniku tych działań osiągany poziom hałasu zmienia się od 66 dBA do 74 dBA, czyli jest o około 20 dBA niższy niż średni poziom hałasu w przeciętnej szwedzkiej elektrowni wodnej. Dzięki temu, że był tylko jeden dostawca wyposażenia, rozwiązany został problem odpowiedzialności.

Zmniejszenie poziomu hałasu na zewnątrz budynku elektrowni uzyskano dzięki systemowi izolacji antywibracyjnej na ścianach i dachu budynku. Zasada działania systemu redukcji drgań polegała na tym, że pod wpływem wibracji turbin pozostawiono jedynie betonowe płyty fundamentowe, betonowe kanały przepływowe i filary suwnicy. Inne części budynku, takie jak belki podtrzymujące betonowy dach i elementy z prefabrykatów betonowych w ścianach, spoczywają na specjalnych elementach z kauczuku, dających maksymalną redukcję hałasu. Dla wsporników dachu wybrano podkładki kauczukowe ze specjalnym amortyzatorem kompozytowym (Trelleborg Novimbra SA W300). Podobne rozwiązanie wybrano dla prefabrykowanych elementów ścian. W rezultacie na terenie najbliższych budynków mieszkalnych emisji dźwięku z elektrowni nie da się odróżnić od hałasu wynikającego z ruchu drogowego lub z przepływu wody.

Warto wymienić także podziemną elektrownię Cavaticcio [10], usytuowaną około 200 m od Piazza Maggiore, będącego historycznym sercem Bolonii. Badania oddziaływania akustycznego wykonane w elektrowniach włoskich wykazały wewnętrzny poziom hałasu wynoszący średnio 85 dBA. Poziom hałasu w okolicach najbliższych domów proponowanej elektrowni wynosił 69 dBA w dzień i 50 dBA w nocy. Obowiązujące przepisy wymagały, aby te wartości nie były przekraczane o więcej niż 5 dBA podczas dnia i 3 dBA nocą. Środki podjęte w celu spełnienia tych warunków były zbliżone do zastosowanych w Fiskeby:

- Specjalna izolacja ścian hali maszyn (najbardziej hałaśliwego pomieszczenia elektrowni) od sąsiadujących pomieszczeń za pomocą podwójnych ścianek zbudowanych z różnych materiałów, rozdzielonych wewnętrzną warstwą waty szklanej.
- Drzwi dźwiękoszczelne
- Wylewki na macie z waty szklanej o grubości 15 mm;
- Dźwiękoszczelny sufit podwieszony;
- Masywne drzwi na parterze, wyposażone w izolację dźwiękoszczelną i w uszczelki z neoprenu;
- Połączenia amortyzujące wibracje pomiędzy wentylatorami a przewodami wentylacyjnymi;
- Przewód doprowadzenia powietrza gwarantujący jego niewielką prędkość (4 m/s);
- Dwa amortyzatory hałasu na szczycie i z tyłu instalacji wentylacyjnej;
- Filary wlotowe i wylotowe wyposażone w pochłaniacze dźwięku;
- Przewody doprowadzenia powietrza zbudowane z materiałów warstwowych (beton, wata szklana, cegła i powłoka perforowana);
- Dynamicznie wyważone elementy wirujące turbiny;
- Generator synchroniczny bezszczotkowy, z chłodzeniem wodnym;
- Precyzyjnie wykonana przekładnia multiplikatora;
- Usztywnione korpusy turbiny i multiplikatora obrotów umożliwiające uniknięcie zjawiska rezonansu i wibracji;
- Osadzenie turbiny w specjalnym betonie niekurczliwym, zapewniającym monolityczność maszyn hydraulicznych i bloku fundamentowego;
- Balastowanie turbiny wielkimi masami betonu, redukującymi maksymalnie amplitudę drgań.

Podziemna wentylacja ma trzy główne zadania: usunięcie wilgoci z pomieszczeń, aby zapewnić prawidłowe funkcjonowanie i właściwą eksploatację wyposażenia, zapewnienie świeżego powietrza pracownikom i odprowadzenie ciepła, wytwarzanego przez różne części składowe elektrowni. Nawet przy maksymalnej objętości wymiany powietrza, określonej na 7000 m^3/h, prędkość powietrza w przewodach nie przekracza nigdy 4 m/s.

Aczkolwiek dwa przytoczone przykłady są dość szczególne, to należy je wziąć pod uwagę, gdyż pokazują one, że istnieje wiele innowacyjnych technologii pozwalających na spełnienie zaostrzonych wymagań środowiskowych, chociaż może to oznaczać znaczny wzrost nakładów inwestycyjnych. Oba wskazane przykłady dotyczą elektrowni niskospadowych, co implikuje zastosowanie multiplikatorów. W wysokogórskiej elektrowni derywacyjnej możliwe byłoby bezpośrednie sprzężenie turbiny z generatorem i, tym samym, wyeliminowanie wyposażenia w dużej mierze odpowiedzialnego za powstawanie wibracji i hałasu.

7.4.2. Oddziaływanie na krajobraz

Integracja wizualna jest ważna dla społeczeństwa, które coraz mniej akceptuje zmiany zewnętrzne narzucone swojemu otoczeniu. Problem ten jest szczególnie skomplikowany w przypadku elektrowni w regionach wysokogórskich lub zurbanizowanych. Objawia się on często pod postacią ożywionych debat społecznych i stanowi duże wyzwanie dla inwestorów zmierzających do modyfikacji krajobrazu wokół rzek w wyniku budowy obiektu hydroenergetycznego.

Każdy z elementów obiektu hydroenergetycznego – budynek elektrowni, jaz, przelew, rurociąg derywacyjny, ujęcie wody, kanał odprowadzający, podstacje czy linie przesyłowe prądu - może pociągać za sobą zmiany wizualne miejsca inwestycji poprzez wprowadzenie nowych form, linii, kolorów lub kontrastujących z naturalnym otoczeniem budowli. Założenia projektowe i rozmieszczenie poszczególnych elementów elektrowni mogą mieć bezpośredni wpływ na poziom akceptacji społecznej całości inwestycji.

Większość elementów elektrowni, nawet dużej, może być ukryta przed wzrokiem poprzez odpowiednie zagospodarowanie terenu i zastosowanie właściwej roślinności. Elementy pomalowane farbami o odpowiednich kolorach i matowej fakturze mogą zintegrować się z krajobrazem, a nawet uzupełnić jego cechy charakterystyczne. Wysiłek twórczy, mający zazwyczaj dość niewielki wpływ na budżet, może doprowadzić do pozytywnych rezultatów dzięki większej akceptacji projektu przez wszystkie zainteresowane strony, a mianowicie przez społeczność lokalną i krajową, agencje krajowe, organizacje ekologiczne itd.

Rurociąg derywacyjny jest zazwyczaj głównym powodem kłopotów. Jego przebieg powinien być przedmiotem szczegółowych studiów projektowych, zmierzających między innymi do wykorzystania wszystkich elementów naturalnych (skały, grunt, roślinność) do jego ukrycia, a jeśli nie ma innego rozwiązania – pomalowania w taki sposób, aby zminimalizować kontrast z otoczeniem. Podziemny rurociąg derywacyjny stanowi zazwyczaj najlepsze rozwiązanie, chociaż powoduje to pewne problemy eksploatacyjne z utrzymaniem i regulacją pracy elektrowni. Zagłębiając rurociąg można ograniczyć liczbę złącz kompensacyjnych i betonowych podpór stałych lub w ogóle je wyeliminować; powierzchnia gruntu wraca do stanu pierwotnego, a rurociąg nie stanowi bariery dla dzikich zwierząt.

Budynek elektrowni oraz ujęcie wody, rurociąg derywacyjny, kanał odpływowy i linie przesyłowe powinny być inteligentnie wkomponowane w krajobraz. Projekt powinien obejmować przedsięwzięcia zmierzające do łagodzenia niekorzystnego oddziaływania na środowisko, zwłaszcza takie, które nie pociągają za sobą wielkich wydatków, a znacznie ułatwiają otrzymanie odpowiednich zezwoleń.

Analiza dwóch obiektów hydroenergetycznych, starannie zaprojektowanych w celu zamaskowania ich elementów, powinna dostarczyć potencjalnym projektantom szereg idei, które mogą pomóc przekonać władze odpowiedzialne za politykę środowiskową, że nie ma miejsc na tyle wrażliwych ekologicznie, by trzeba było powstrzymywać procesy nieszkodliwej i akceptowalnej konwersji energii.

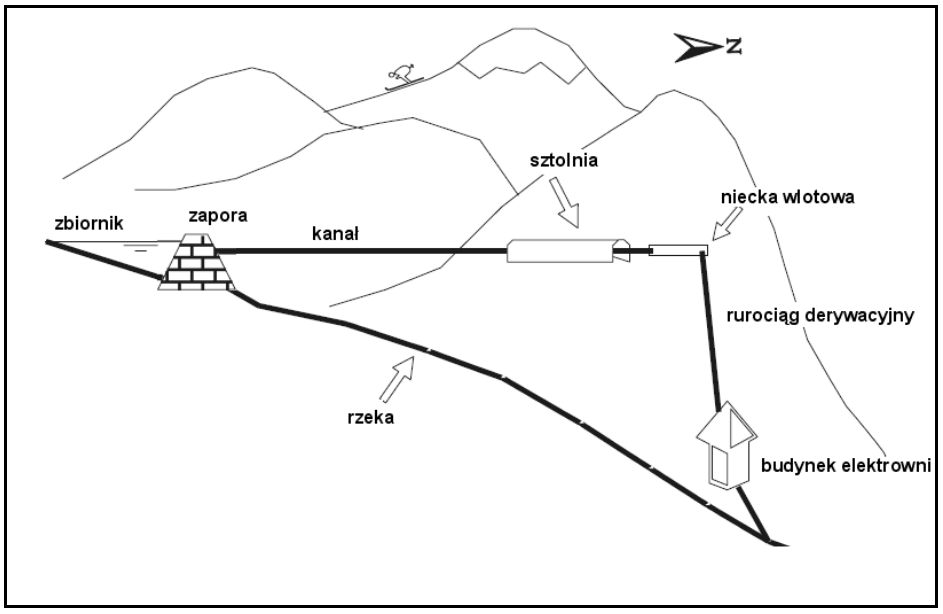
Przedmiotem poniższych rozważań jest Elektrownia Wodna Cordiñanes w Picos de Europa (Hiszpania) oraz elektrownia na rzece Neckar, zlokalizowana w historycznym centrum Heidelbergu (Niemcy).

Przykład elektrowni Cordiñanes w Picos de Europa (Hiszpania)

Mały zbiornik wodny w Cordiñanes (fotografia 7.1) wywiera bardzo pozytywny wpływ na środowisko (utrzymanie względnie stałego poziomu wody) oraz umożliwia uprawianie turystyki (kąpiele, wędkowanie, kajakarstwo), równoważąc z powodzeniem swe oddziaływanie negatywne. Schemat elektrowni Cordiñanes pokazano na rysunku 7.1.



Fot. 7-1 Zbiornik wodny Cordiñanes



Rysunek 7-1 Schemat węzła hydrotechnicznego elektrowni wodnej Cordiñanes

Jaz jest stosunkowo lekką budowlą z betonu, lecz z uwagi na swoją wysokości (14 m) stanowi element najbardziej ingerujący w otoczenie (fotografia 7.2). Wysokość jazu wynika z faktu, że woda musiała osiągnąć poziom starej sztolni, która (po rekonstrukcji) stanowi część derywacji. Jest to powód, dla którego poziom wody w zbiorniku nie może zmieniać się o więcej niż 2 m, co nadaje zbiornikowi charakter naturalnego jeziora.



Fot. 7-2 Jaz w Cordiñanes

Omawiając piętrzenia, wspomnieć należy o zaporze Wilhelmina w Szwecji. Jest to zapora ziemna z nieprzepuszczalnym rdzeniem (fotografia 7.3). Powierzchnia korony i skarpa od strony wody dolnej są chronione przed erozją warstwą dużych kamieni i bloków kamiennych, osadzonych w żelazobetonie aż do połowy swojej wysokości. Skarpa od strony wody dolnej charakteryzuje się normalnym pochyleniem 1: 3, za wyjątkiem odcinka o szerokości 40 m i pochyleniu 1:10. Taka konstrukcja pozwala rybom, zmierzającym w górę rzeki, na pokonywanie progu. Omawiana zapora posiada także inną zaletę środowiskową, gdyż nawet przy małym przepływie zachowuje wygląd naturalnej górskiej bystrzycy.



Fot. 7-3 Zapora Wilhelmina w Szwecji

W Cordiñanes kanał otwarty, zaczynający się na ujęciu wody (fot. 7.4), o przekroju 2 × 2,5 [m×m] i długości 1335 m, zbudowany z elementów żelazobetonowych, jest całkowicie zakopany i przykryty warstwą gleby oraz roślinności.



Fot. 7-4 Ujęcie wody w Cordiñanes

Kolejne fotografie (7.5, 7.6, 7.7) pokazują odcinek kanału w trakcie różnych faz budowy: wykopy ziemne, kanał ze zbrojonego betonu, a następnie wykończony kanał pokryty warstwą ziemi i roślinności. Tylko słup linii przesyłowej pomiędzy wsiami Posada de Valdeon w Cordiñanes potwierdza, że chodzi o to samo miejsce, gdyż nie sposób jest rozpoznać położenie pokrytego ziemią kanału.

Kolejne fotografie (7.8 i 7.9) pokazują, w jaki sposób ukryto wlot sztolni. Na drugiej z nich (7.9) wlot kanału sztolni został przykryty, tak jak i pozostała część kanału. Wejście do sztolni jest możliwe po jej odwodnieniu poprzez kanał rewizyjny. Sztolnia istniała już uprzednio, ale nie była skończona z powodu braku środków do przebicia osuwisk koluwialnych. Teraz została zrekonstruowana. Przekrój wypełniony wodą ma wymiary 2 × 1,80 [m×m], spadek zaś wynosi 1: 1000. Sztolnia prowadzi wodę w stronę niecki wlotowej, świetnie zharmonizowanej z otaczającymi skałami i wyposażonej w przelew o kształcie półkolistym. Poza niecką wlotową w skład instalacji wchodzi ciśnieniowy rurociąg derywacyjny ze stali, o średnicy 1,49 m i długości 650 m, doprowadzający wodę do turbin. Przez pierwsze 110 metrów rurociąg ma pochylenie bliskie 60^{o} i poprowadzony jest wykonanym w skale wykopem o przekroju 2,5 × 2 [m×m]. Wykop ten został wypełniony betonem barwionym na kolor upodobniający go do otaczających skał. Reszta wykopu została wykonana w gruncie. Schowano w niej pozostałe 540 m rurociągu, które potem przykryto naturalną roślinnością.



Fot. 7-5 Etap budowy – prace ziemne



Fot. 7-6 Etap budowy – kanał betonowy



Fot. 7-7: Etap budowy – ukończony kanał



Fot. 7-8 Wlot sztolni podczas budowy



Fot. 7-9 Wlot sztolni po przykryciu



Fot. 7-10 Budynek elektrowni

Kilka metrów przed wlotem do hali maszyn rurociąg derywacyjny rozgałęzia się na dwa mniejsze rurociągi, zasilające dwie turbiny Francisa o mocy po 5 000 kW. Budynek elektrowni (fotografia 7.10) posiada cechy charakterystyczne tradycyjnego budownictwa lokalnego. Kamienne ściany, tradycyjne dachówki i drewniane okiennice nadają budynkowi charakter budowli rustykalnej. Ponadto dwie trzecie obiektu znajdują się pod powierzchnią terenu, co znacznie poprawia efekt wizualny. Aby zamaskować kamienną konstrukcję kanału wylotowego zbudowano wodospad (fotografia 7.11).



Fot. 7-11 Kanał odpływowy



Fot. 7-12 Podstacja zlokalizowana w budynku elektrowni

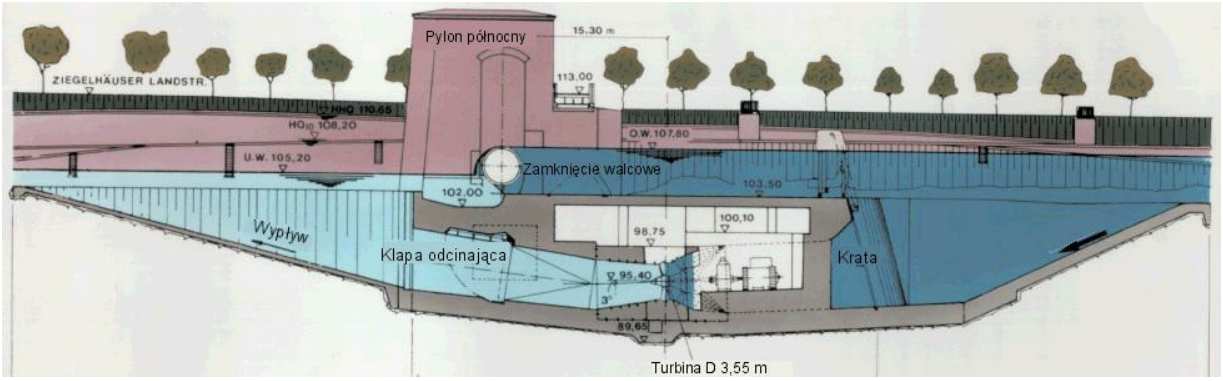
Podstacja jest usytuowana wewnątrz budynku elektrowni (fotografia 7.12), a kable energetyczne wychodzące z budynku są położone wzdłuż rurociągu derywacyjnego, pod sztolnią i nad kanałem otwartym. W pobliżu wioski, gdzie znajduje się wiele linii przesyłowych, kable są wyprowadzone na powierzchnię, a potem na północnym stoku (gdzie żyje niezwykle rzadki ptak „urogayo") ponownie są wpuszczone w ziemię.

Przykład elektrowni wodnej na rzece Neckar,
zlokalizowanej w centrum historycznym Heidelbergu (Niemcy)

Elektrownia wodna na Neckarze (fotografia 7.13), zlokalizowana w centrum Heidelbergu [11], uzyskała niezbędne pozwolenia pod warunkiem, że nie będzie zakłócała wyglądu starej zapory, zbudowanej, aby umożliwić nawigację na rzece. Budynek elektrowni znajduje się pod zaporą, jest całkowicie schowany i nie można go zauważyć z brzegu rzeki. Rysunek 7.2 pokazuje przekrój wzdłużny elektrowni, w której zainstalowano dwie studniowe turbin Kaplana, o mocy zainstalowanej 1 533 kW każda. Nakłady finansowe były duże około 3760 € na 1 kW mocy instalowanej.



Fot. 7-12 Elektrownia na Neckarze



Rysunek 7-2 Przekrój wzdłużny elektrowni wodnej na Neckarze

7.4.3. Oddziaływanie biologiczne

7.4.3.1. W zbiorniku

Wiele małych elektrowni wodnych nie posiada zbiorników wodnych. Jednakże są elektrownie, które magazynują wystarczająco dużo wody, aby uruchamiać turbinę wyłącznie podczas godzin, w których występuje duże zapotrzebowanie na energię. Takie działanie nazywane jest „szczytowym" lub „podszczytowym". W elektrowniach niskospadowych ten typ pracy może spowodować niekorzystne oddziaływanie na ryby żyjące w dolnym biegu rzeki, bo przepływ wody spada w okresie zredukowanej produkcji energii elektrycznej. Mały przepływ może spowodować osadzanie się na odsłoniętej powierzchni ikry świeżo złożonej w rejonach tarła. Ikra [8] może przeżyć okresy zatrzymania przepływu łatwiej niż funkcjonowanie elektrowni w godzinie szczytu, ale narybek może zginąć, zwłaszcza w przypadku gwałtownych zmian poziomu wody.

Zagrożenia zmianami poziomu wody są zdecydowanie ograniczone, gdy elektrownia stanowi element kaskady zwartej, pracującej w systemie przewałowym. Ostatni zbiornik kaskady powinien posiadać wówczas pojemność wystarczającą dla pracy ze stałym przepływem, niezależnie od zmian obciążenia elektrowni położonych wyżej.

7.4.3.2. W łożysku cieku wodnego

Większość europejskich MEW to elektrownie przepływowe, to znaczy pozbawione możliwości retencji wody. Woda pobierana jest często z cieku lub jeziora i kierowana do elektrowni przez kanał lub rurociąg derywacyjny. Dążenie do uzyskania wysokiego spadu sprawia, że długość derywacji może osiągać wiele kilometrów. Zmniejszenie przepływu w korycie rzeki pomiędzy derywacyjnym ujęciem wody a końcem kanału odpływowego poniżej elektrowni może wywierać wpływ na reprodukcję, wylęg, hodowlę i wędrówkę narybku, a także na przestrzeń życiową dorosłych ryb.

W przypadku pracy szczytowej samotnej elektrowni derywacyjnej znaczne zmiany przepływu mogą poważnie zagrozić biocenozie wodnej, gdyż pewne strefy pierwotnego koryta rzeki są zasilane wodą i osuszane okresowo. Zmiany przepływu w starym korycie można ograniczyć, gdy ruch prowadzony jest w kaskadzie, a za regulację przepływu odpowiedzialne są elektrownie zbiornikowe na początku i końcu kaskady. W przypadku kaskady zwartej w ruchu przewałowym można doprowadzić do prawie całkowitego zniwelowania wahań przepływu w rzece nawet w warunkach pracy interwencyjnej.

Istnieje tu ewidentny konflikt interesów. Inwestor będzie utrzymywał, że produkcja energii elektrycznej z odnawialnych źródeł energii przyczynia się do trwałego i zrównoważonego rozwoju, zaspakajając potrzeby energetyczne metodami niezużywającymi paliw kopalnych i nie emitującymi gazów cieplarnianych. Ekolodzy będą reprezentować stanowisko przeciwne, twierdząc, że zmienianie biegu rzek i charakteru ich przepływu stanowi naruszenie dobra publicznego.

7.4.3.2.1. Przepływ nienaruszalny

Znane są liczne wzory na obliczanie przepływu nienaruszalnego, a ich liczba wzrasta z dnia na dzień. Oznacza to, iż nie ma jednego uniwersalnego sposobu jego wyznaczania. Jest to oczywiste, ponieważ nie ma też jednoznacznej definicji przepływu nienaruszalnego, co pozwoliłoby określić tę wielkość za pomocą nienaruszalnej prawdy matematycznej jakiegokolwiek stopnia. Poniżej wymieniono kilka wzorów, sklasyfikowanych w zależności od przyjmowanych założeń obliczeniowych. Wzory te mogą dostarczyć wartości, mogące służyć jedynie jako wytyczne dla regulacji administracyjnych.

Dokładniejszą analizę metod obliczania przepływu nienaruszalnego można znaleźć w dokumentach przygotowanych przez ESHA w ramach projektu Sieci Tematyczna Małej Energetyki Wodnej (TNSHP, *Thematic Network on Small Hydroelectric Plants)*, dostępnych pod adresem internetowym http://www.esha.be .

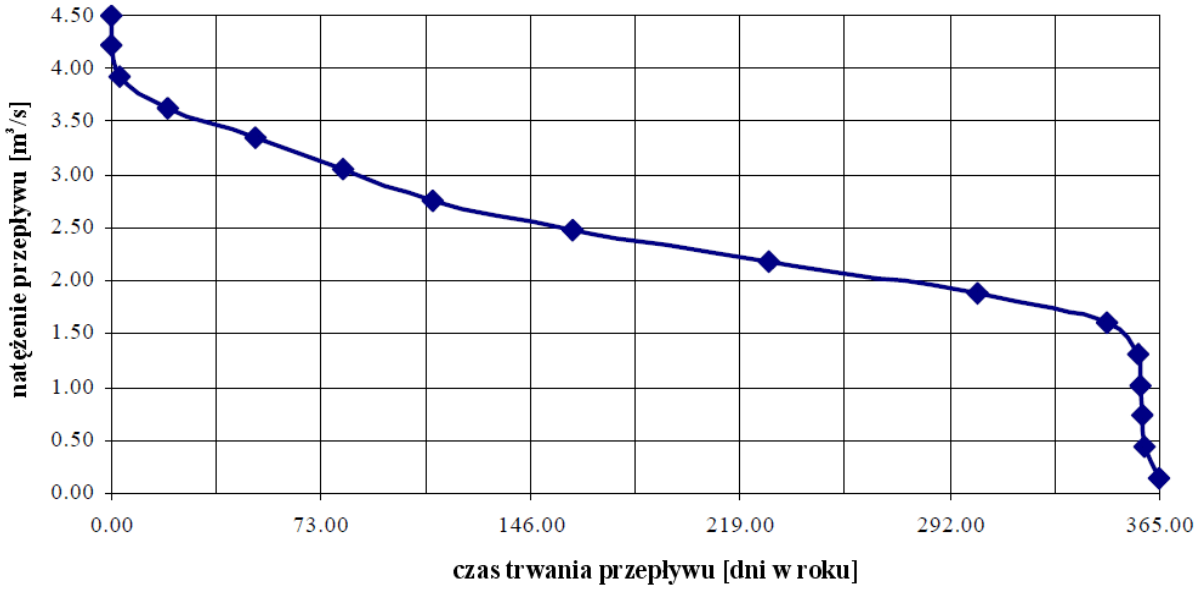
7.4.3.2.1.1. Metody oparte na wartościach hydrologicznych lub statystycznych

Jedna z grup metod obliczeniowych opiera się na średnim przepływie (SQ) przez rzekę w danym przekroju poprzecznym. Otrzymywany przepływ nienaruszalny zmienia się od 2,5% SQ dla metody CEMAGREF stosowanej we Francji, do 60 % dla metody stosowanej w stanie Montana (USA), dla cieków, w których połów ryb ma dużą ważność ekonomiczną. W typowych obliczeniach przyjmuje się, że przepływ nienaruszalny stanowi 10 % przepływu średniego.

Druga grupa metod odnosi się do przepływu średniego niskiego rzeki (SNQ). Przepływ nienaruszalny obliczony według tych metod zmienia się od 20% (metoda stosowana w Nadrenii-Palatynacie i w Hesji, Niemcy) do 100% (metoda Steinbacha, stosowana w Górnej Austrii) SNQ
.
W Polsce za podstawę do obliczeń przepływu nienaruszalnego przyjmuje się często przepływ średni niski SNQ, zdefiniowany Rozporządzeniem Ministra Środowiska z dnia 17 sierpnia 2006 r. w sprawie zakresu instrukcji gospodarowania wodą (Dz.U. Nr 150 poz 1087) jako średnia arytmetyczna wartość obliczona z minimalnych rocznych przepływów w określonych latach [12]. Autorzy obliczeń przepływu nienaruszalnego wykorzystują najczęściej wytyczne zawarte w dwóch publikacjach Haliny Kostrzewy wydanych przez Instytut Gospodarki Wodnej w Warszawie w 1972 roku [13, 14]. Są to publikacje nieco już archaiczne, jednak pomimo zmian klimatycznych wytrzymują próbę czasu, dając wyniki zapewniające ilość wody w cieku wystarczającą organizmom żywym.

Trzecia grupa metod odnosi się do wartości oznaczonych na krzywej sum czasów trwania przepływu (rysunek 7.3). Wartości odniesienia mogą być bardzo zróżnicowane:

- Q_{300} (szwajcarska metoda wartości ostrzegawczej, metoda Matthey'a i zlinearyzowana metoda Matthey'a),
- Q_{347} (niemiecka metoda Büttingera),
- NSQ_7 (najniższa wartość średnia w czasie 7 miesięcy, podczas których przepływy naturalne są najwyższe)
- NSQ_{Aug} (średni przepływ minimalny w sierpniu), $Q_{84\,\%}$, Q_{361}, Q_{355} itd.



Rysunek 7-3 Przykład krzywej sum czasów trwania przepływów

7.4.3.2.1.2. Metody oparte na zasadach „fizjograficznych”

Metody te odnoszą się zazwyczaj do stałego znormalizowanego natężenia przepływu nienaruszalnego (wyrażonego w l/s na 1 km^2 obszaru zlewni). Najlepiej wybierać metody oparte na SNQ (przepływ średni niski) lub NNQ (przepływ najniższy niski) z co najmniej 10 lat.

We wszystkich przypadkach sugerowane wartości przepływu nienaruszalnego są bardzo zróżnicowane. Na przykład w USA, w rzekach będących bogatym źródłem ryb, wymagana jest wartość 9,1 l/s/km^2, podczas gdy w źródlanych rzekach alpejskich wartość ta schodzi do 2 l/s/km^2.

Zalety metod:

- Łatwość zastosowania, jeśli posiada się dokładne dane wyjściowe,
- Możliwość ewentualnego uwzględnienia naturalnych fluktuacji,
- Umożliwienie szacunkowej oceny produkcji energii,
- Brak znanych zastrzeżeń od strony ekologicznej.

Wady:

- Są to wzory akademickie, podające sztywne wartości,
- NNQ często bywa niedoszacowane,
- Nie uwzględnia się parametrów hydraulicznych przepływu,
- Nie uwzględnia się dopływów i odpływów wody na odcinku derywacyjnym ani na długości derywacji,
- Podstawy ekonomiczne działalności małych elektrowni wodnych mogą być poważnie zachwiane,
- Metody niedostosowane do zróżnicowanych charakterystyk rzek, o wątpliwej możliwości przenoszenia wyników z jednej rzeki na drugą.

7.4.3.2.1.3. Formuły oparte na prędkości i głębokości wody

W tej grupie metod również mamy do czynienia z szerokim zakresem wartości, sugerowanych jako typowe parametry rzek. Prędkość wody może wahać się od 0,3 m/s (metoda styryjska) do 1,2 – 2,4 m/s (metoda oregońska), a głębokość wody powinna być większa niż 10 cm (metoda styryjska) lub zawierać się w granicach od 12 – 24 cm (metoda oregońska).

Inne formuły odpowiadające tego rodzaju metodom sugerują uzależnienie przepływu nienaruszalnego od szerokości rzeki w rozważanym przekroju (30 – 40 l/s na 1 m szerokości), lub od obwodu zwilżonego przekroju (w przypadku przepływu nienaruszalnego obwód zwilżony musi mieć wartość nie mniejszą niż 75 % obwodu przepływu niezakłóconego).

Zalety tych metod:

- Zachowanie głównych cech charakterystycznych przepływu,
- Możliwość uwzględnienia w obliczeniach kształtu profilu rzeki,
- Analiza dokonywana indywidualnie dla wybranej rzeki,
- Dane hydrologiczne przestają być niezbędne,
- Zachowanie wyłącznie pośrednich i ogólnych relacji z parametrami ekologicznymi,
- Przydatność do określenia wpływu na produkcję energii elektrycznej w elektrowni wodnej.

Wady:

- Spadek i naturalny przebieg rzeki nie są uwzględnione w obliczeniach,
- Nie można uwzględnić długości derywacji ani efektów dopływów lub poborów wód,
- Bez restrukturyzacji danych, metody te dają bardzo wysokie wartości przepływów nienaruszalnych dla szerokich rzek,
- Wyniki są miarodajne tylko w szczególnych przypadkach niedługich odcinków cieku,
- Zastosowanie do górskich strumieni daje nierealne wartości progowe głębokości wody,
- Stosowalność ograniczona do szczególnych typów rzek,
  przenoszenie wyników nie daje miarodajnych rezultatów.

7.4.3.2.1.4. Metody oparte na analizie multikryterialnej uwzględniające parametry ekologiczne

Podano jedynie krótki opis, gdyż metody te są złożone i trudno je przedstawić w sposób zwięzły.

Narzędzia decyzji multikryterialnych (MODM, Multi Objective Decision Making)

Określenie przepływu nienaruszalnego wynika z modelu, który uwzględnia zarówno cele ekologiczne jak i ekonomiczne. Przyjęte rozwiązanie powinno stanowić kompromis pomiędzy dwoma rodzajami parametrów. Jako parametry stosuje się następujące zmienne mierzalne:

- Możliwość pracy ciągłej (ekonomia),
- Najmniejsza maksymalna głębokość wody
  (dywersyfikacja gatunków i indywidualne rozmiary),
- Najwyższa temperatura (zmienność warunków cieplnych),
- Najmniejsza dopuszczalna zawartość tlenu rozpuszczonego w wodzie (jakość wody).

Stosunek rozcieńczenia

Niezbędny przepływ powinien być co najmniej 10 krotnie większy od wprowadzonego przepływu biologicznie czystego. Prędkość przepływu nie może spaść poniżej 0,5 m/s.

Parametry przepływu

Efekty wywołane przez przepływ nienaruszalny są mierzone za pomocą modelu. Na tej podstawie można określić niezbędne zabiegi korygujące i/lub budowlane w obszarze derywacji.

Fizyczny Model Symulacji Habitatu (PHABISM, Physical HABItat Simulation Model)

Metoda ta opiera się na znajomości kombinacji parametrów - głębokość wody, prędkość przepływu, temperatura i sedymentacja korzystna dla większości gatunków ryb. Po określeniu tych parametrów można obliczyć niezbędny przepływ, zgodnie z prawami techniki, uwzględniając potrzeby gatunków ryb branych pod uwagę.

Szacowanie minimalnych zasobów biologicznych (Habitat Prognoses Model)

Model ten został opracowany w celu ograniczenia kosztów związanych z określaniem przepływów nienaruszalnych w skomplikowanych przypadkach, wymagających przeprowadzenia specjalnych badań. Model funkcjonuje na podstawie parametrów mniej licznych skupisk morfologicznych, a przepływ nienaruszalny dla biogenezy jest szacowany metodą komputerową. Zostają określone wartości progowe „minimalnego przepływu ekologicznego" i „ekonomicznie uzasadnionej produkcji energii". Ostateczny przepływ nienaruszalny zależy od tych dwóch wartości. Jednocześnie powinien

on zapobiegać degradacji zasobów biologicznych w stosunku do dotychczasowych warunków przepływu. Sugerowana wartość przepływu nienaruszalnego nie może jednak być wyższa od minimalnego przepływu ekologicznego.

Przepływ nienaruszalny jest wartością progową dla ekonomicznie uzasadnionej produkcji energii elektrycznej lub wynosi 4 % przepływu małej elektrowni wodnej. Przepływ nienaruszalny może wynosić co najwyżej 5/12 SNQ.

Wskaźnik Jakości Habitatu (HQI, Habitat Quality Index, USA)

Model ten wykorzystuje metodę wielokrotnej regresji. Oparty jest na związku zdolności ryb łososiowatych do przeżycia w odcinku rzeki z zestawem parametrów ekologicznych. Celem obliczenia biomasy ryb łososiowatych mogących żyć w określonym odcinku rzeki, wymaga zebrania dużej ilości zróżnicowanych danych środowiskowych.

Wskaźnik Jakości Retencji (PQI, Pool Quality Index)

Model ten jest pochodną metody *HQI*. Oparty jest na maksymalizacji różnorodności hydraulicznej, co znaczy, że im więcej jest basenów retencji naturalnej w cieku wodnym, tym niższy jest przepływ nienaruszalny. W zależności od procentowego udziału retencji naturalnej w objętości wody na rozważanym odcinku cieku, metoda podaje następujące wartości przepływu nienaruszalnego, które powinny być porównane z wartościami otrzymanymi z zastosowaniem metod opisanych w punktach 7.4.3.2.1.1, 7.4.3.2.1.2 i 7.4.3.2.1.3:

- 7 – 9 % SSQ
- 50 – 70 % Q_{355}
- 3,6-4,3 l/s/km^2

Symulacja przyszłych warunków w odcinku derywacyjnym rzeki poprzez próby dozowania

Koncepcja „dozowania" dotyczy sztucznej regulacji natężenia przepływu w określonym czasie i przekroju poprzecznym cieku w taki sposób, aby zagwarantować niezbędną ilość wody w innym przekroju tego samego cieku. Metoda polega na określaniu warunków przepływu nienaruszalnego z jednoczesną symulacją przyszłych warunków w odcinku derywacyjnym rzeki (starym korycie rzeki).

Metoda ta wiąże parametry ekologiczne z przeanalizowanymi przypadkami zrealizowanych projektów umożliwiając wskazanie preferowanych zakresów i/lub krzywych. Jest opisywana jako metoda dość prosta i oszczędna, jednakowoż zakłada ona możliwość mierzenia małych przepływów w przyszłym odcinku derywacyjnym rzeki. W przypadku już istniejących elektrowni taki pomiar jest prosty, w innych przypadkach pomiary powinny być wykonywane w okresach niskich stanów wód i z pewnością wymagać będą ekstrapolacji.

Zalety tej metody:

- Obserwacja przepływu właściwego dla lokalizacji,
- Uwzględnienie charakterystyk hydrologicznych, hydraulicznych, ekologicznych i meteorologicznych,
- Jednoczesne uwzględnienie parametrów ekologicznych i ekonomicznych.

Wady:

- Metoda kosztowna z uwagi na potrzebę zbierania danych i obliczeń matematycznych,
- Dostosowana tylko do poszczególnych typów rzek, przenoszenie wyników nie daje miarodajnych rezultatów.

Przykład stosowania różnych metod, z zastosowaniem następujących kryteriów:

A (rozważana powierzchnia zlewni) =	120 km^2	Q_{300} = 1,90 m^3/s
Średnia szerokość rzeki o przekroju prostokątnym:	około 20 m	Q_{347} = 1,60 m^3/s
Średni spadek rzeki:	2,3 %	Q_{355} = 1,38 m^3/s
		Q_{361} = 0,37 m^3/s
SSQ =	2,33 m^3/s	SNQ = 0,15 m^3/s

Tabela 7-3 Metody oparte o wartości hydrologiczne lub statystyczne

Metoda	Opis	Przepływ nienaruszalny [l/s]	Metoda	Opis	Przepływ nienaruszalny [l/s]
10 % SSQ		233	Nadrenia-Palatynat	0,2 ÷ 0,5•Q_{365}	30 ÷ 75
Lanser	5 ÷ 10 % SSQ	116-233	Hesja	0,2 ÷ 0,9•Q_{365}	30 ÷ 135
CEMAGREF	2,5 ÷ 10% SSQ	58-233	Q_{361}		370
IMGW (Kostrzewa)	0,3÷0,7 *k* SNQ k =1	45 - 105	Poziom alarmowy	0,2 Q_{300}	380
Steinbach	Q_{365}	150	Büttinger	Q_{347}	1,600
Badenia-Wirtembergia	1/3•Q_{365}	50			

Tabela 7-4 Metody oparte o zasady fizjograficzne

Metoda	Opis	Przepływ nienaruszalny [l/s]	Metoda	Opis	Przepływ nienaruszalny [l/s]
USA	2,6 ÷ 9,1 l/s/km^2	312 ÷ 1092	Tyrol	2 ÷ 3 l/s/km^2	240 ÷ 360
Lombardia	2,88 l/s/km^2	346			

Tabela 7-5 Wzory oparte o prędkość i głębokość wody

Metoda	Opis	Przepływ nienaruszalny [l/s]	Metoda	Opis	Przepływ nienaruszalny [l/s]
Styria	0,3 ÷ 0,5 m/s	80 ÷ 290	Oregon	1,2 ÷ 2,4 m/s	2 600 ÷ 15 000
Górna Austria	głębokość ≥ 20 cm	7 150	Styria	głębokość ≥ 10 cm	2 290
Miksch	30 ÷ 40 l/s na 1 m szerokości	600 ÷ 800	Tyrol	głębokość ≥ 15 ÷ 20 cm	4 450 ÷ 7 150

Tabela 7-6 Metody oparte na analizie multikryterialnej, uwzględniającej parametry ekologiczne

Metoda	Opis	Przepływ nienaruszalny [l/s]	Metoda	Opis	Przepływ nienaruszalny [l/s]
PQI	7 ÷ 9 %	163 ÷ 210	PQI	50 ÷ 70 % Q_{355}	690 ÷ 966
Górna Austria	3,6 ÷ 4,3 l/s/km^2	432 ÷ 516	Styria	głębokość ≥ 10 cm	2 290

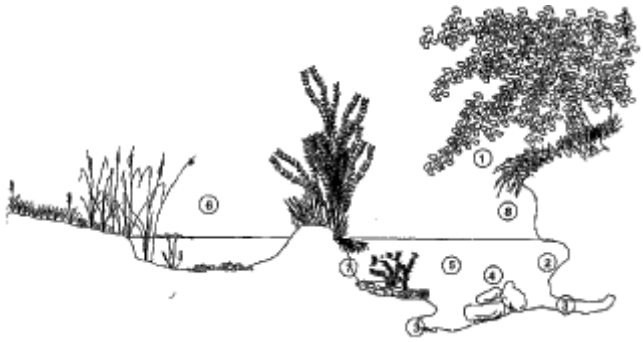
Podane powyżej przykłady pokazują znaczną zmienność otrzymywanych rezultatów i wskazują na trudności w zastosowaniu jednej z tych metod do określenia przepływu nienaruszalnego za budowlą kierującą wodę do instalacji hydroenergetycznej. Szczególnie zastosowanie formuł opartych na prędkości i głębokości wody prowadzi do nierealnych rezultatów obliczeń.

W tym kontekście zasadnym jest zastanowienie się nad metodami restrukturyzacji rzek, prowadzącymi do redukcji wartości przepływu nienaruszalnego. To podejście daje podwójną okazję do uzyskania lepszej wydajności środowiskowej przepływu nienaruszalnego (głębokości i prędkości dostosowane do wymogów ekosystemu) oraz powiększenia produkcji energii ze źródła odnawialnego.

Należy podkreślić, że jeżeli do określenia wartości przepływu nienaruszalnego stosuje się jedną z metod biologicznych, to w wielu krajach inwestor ma możliwość zredukowania wartości przepływu nienaruszalnego poprzez zmodyfikowanie struktury fizycznej koryta cieku. Dobrze znane metody dotyczące renaturyzacji i restrukturyzacji rzek wydają się zmierzać dokładnie w tym kierunku. Tak więc można rozważyć zastosowanie takich metod, jak zasadzenie drzew na brzegach rzeki - by ją zacienić, naniesienie żwiru do koryta rzeki - aby poprawić podłoże, wzmocnienie brzegów rzeki poprzez zarośla - aby zapobiegać ich erozji itd. Inwestycje niezbędne dla realizacji tych środków kompensacyjnych są przeważnie bardzo szybko rekompensowane przez znaczące obniżenie się przepływu nienaruszalnego, a w konsekwencji przez wzrost produkcji elektrowni.

Rysunek 7.4 (reprodukcja z dokumentu dra Martina Mayo) prezentuje sposób ochrony przed skutkami przepływu, promieniowania słonecznego i niebezpieczeństwami, na jakie są narażone kręgowce i bezkręgowce, z jednoczesnym zastosowaniem elementów naturalnych i sztucznych. Istnienie jam i podwodnych zagłębień dostarcza faunie schronienia przed atakami drapieżników. Dodatkowo roślinność w pobliżu wody daje cień, który ryby mogą wykorzystać jako zabezpieczenie przed przegrzaniem oraz umożliwia ukrycie się przed drapieżnikami lądowymi.

Wszystkie te elementy składają się na koncepcję, która w metodzie ważonej szerokości użytecznej (WUW, *Weighted Useful Width*) znana jest jako współczynnik kryjówki (*refuge coefficient*). Jeśli uwzględni się tę koncepcję, wymagana wartość przepływu nienaruszalnego może być zmniejszona. W ten sposób lepsza ochrona fauny wodnej może być połączona z większą produkcją energii.



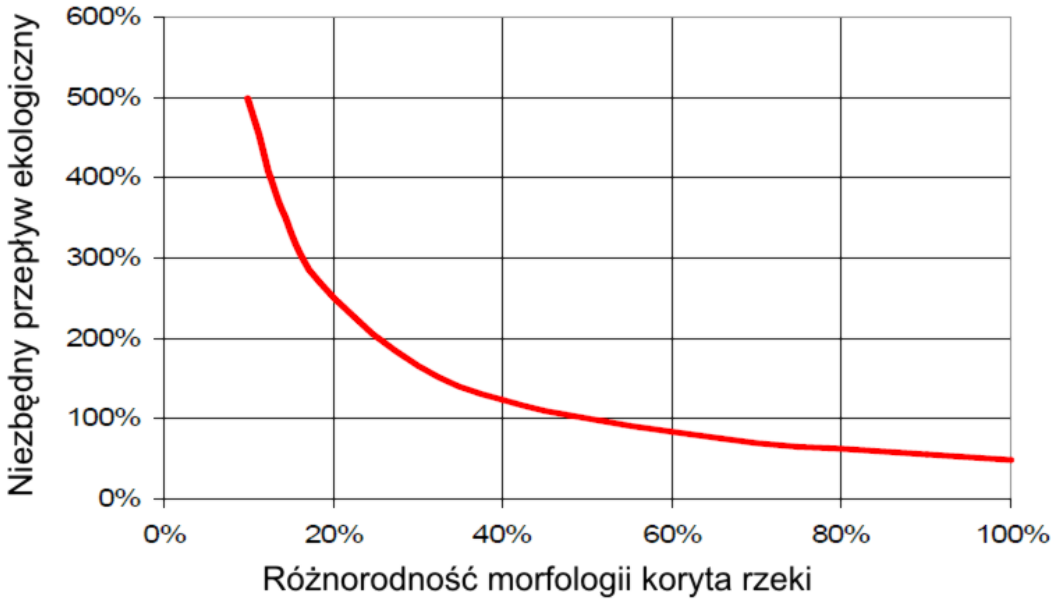
Rysunek 7-4 Przekrój poprzeczny koryta rzeki

1: kryjówki stworzone przez brzegi rzeki; 2: zagłębienia podwodne; 3: jamy; 4: zagłębienia w podłożu; 5: roślinność podwodna; 6: roślinność nadwodna; 7: konary, korzenie; 8: otwarte zagłębienia w brzegu

Dla przykładu, na rysunku 7.5 pokazano związek pomiędzy przepływem ekologicznym a morfologią koryta rzeki.

Wśród licznych możliwych działań wymienić należy tworzenie zbiorników umożliwiających rozmnażanie się ryb, tworzenie meandrów koryt rzek o niskich przepływach celem zwiększenia prędkości i głębokości w okresie niskich wód, modyfikacje spadku w celu zwiększenia głębokości wody w małych wodospadach lub platformach (30-40 cm).

Trudność tego typu prac polega na konieczności utrwalenia przeprowadzonych modyfikacji, tj. uodpornienia je na wielkie wody oraz na naturalną dynamikę łożysk rzecznych, której nie wolno niedoceniać.



Rysunek 7-5 Związek pomiędzy przepływem ekologicznym a morfologią koryta rzeki

Dokładniejszą analizę skutków zastosowania dodatkowych parametrów dotyczących przepływu nienaruszalnego (spadek, dopływy, struktura rzeki itd.) można znaleźć w dokumentach przygotowanych przez ESHA w ramach projektu Sieć Tematyczna MEW (TNSHP), dostępnych pod adresem internetowym: http://www.esha.be.

7.4.3.2.2. Przepławki dla ryb migrujących w górę rzeki

Ryby anadromiczne są to ryby, które rozmnażają się w wodzie słodkiej, pomimo iż spędzają większą część życia w oceanie. Ryby katadromiczne rozmnażają się w oceanie, a dorastają w wodzie słodkiej - są więc uzależnione od możliwości pokonania zabudowy rzecznej, takiej jak zapory. Dostępna jest szeroka gama projektów przepławek dla ryb wędrujących w górę rzeki, dostosowanych do różnych gatunków ryb. Bez nich ryba słodkowodna napotyka na silne ograniczenia możliwości przemieszczania się.

Technologia budowy przepławek w górę rzeki jest już uznana za dobrze rozwiniętą i dostosowaną do pewnej liczby gatunków anadromicznych, włączając łososia. Według raportu Urzędu ds. Oceny Technologii USA (*OTA, Office of Technology Assessment)* z roku 1995, nie ma jedynego dobrego rozwiązania, służącego do zaprojektowania przepławek dla ryb wędrujących w górę rzeki. Zaprojektowanie skutecznej przepławki dla poszczególnych lokalizacji wymaga dobrej komunikacji pomiędzy inżynierami a biologami oraz głębokiej znajomości cech charakterystycznych lokalizacji. Większość niepowodzeń związanych z przepławkami wydaje się wynikać z nieprzykładania należytej uwagi do funkcjonowania i utrzymania ruchu urządzeń.

Urządzenia przeznaczone do pokonywania barier podczas migracji w górę rzeki mogą mieć różną postać: przepławki dla ryb, windy dla ryb, śluzy, pompy lub wykorzystywać inne systemy transportowania ryb. Pompy stanowią metodę bardzo kontrowersyjną. Transport jest stosowany przy bardzo wysokich zaporach. Te bardzo specjalistyczne rozwiązania są raczej niespotykane w małych elektrowniach wodnych. Dla małych elektrowni wodnych wykonuje się raczej przepławki lub

strumienie obejściowe. Kryteria zależne od gatunków ryb, lokalizacji i aspektów ekonomicznych z reguły decydują o wyborze najkorzystniejszego rozwiązania.

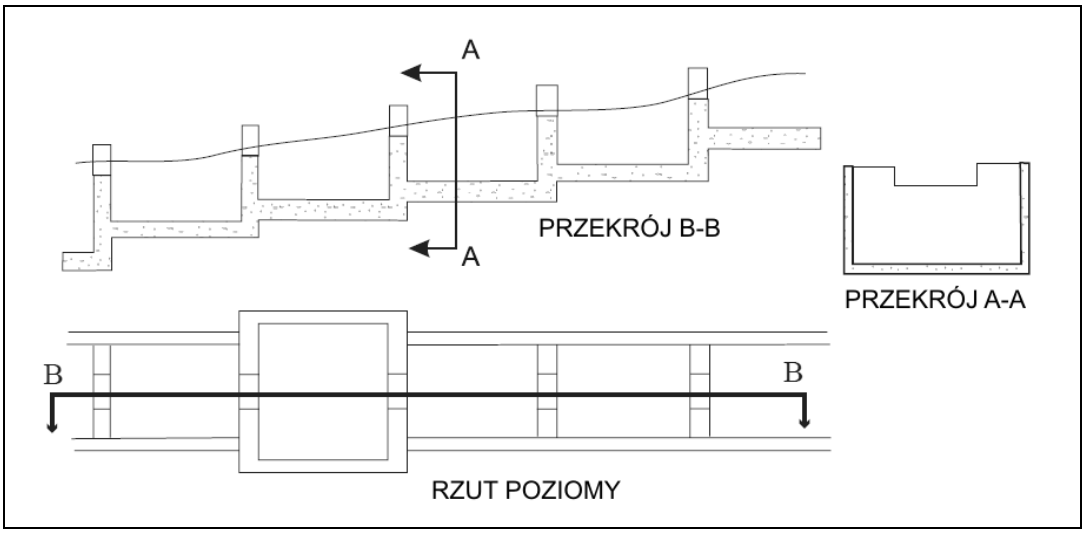
Budowle służące rybom do pokonania przeszkody (strumień typu naturalnego, przepławki komorowe i sukcesywne progi, przepławki Denila, z szczelinami pionowymi lub hybrydowe itd.) można zaprojektować tak, aby zaspokoić potrzeby różnych gatunków ryb (ryby przydenne, powierzchniowe lub przepływające przez otwory pod prąd wody). Jednakże nie wszystkie rodzaje ryb korzystają z przepławek. W pewnych przypadkach ryby niekorzystające z przepławek można transportować za pomocą układów specjalnych, takich jak windy dla ryb.

Najbardziej rozpowszechnioną przepławką jest przepławka o sukcesywnych progach i komorach, z wodą przelewającą się z jednej komory do drugiej (ponad prostokątnymi progami). Komory odgrywają w tym przypadku podwójną rolę: dostarczają rybom strefy do wypoczynku i rozpraszają energię wody spływającej przez przepławkę. Rozmiary komór powinny być określone w zależności od ryb, które powinny przez nie przechodzić. Komory mogą być tworzone za pomocą:

- Przegród z szczelinami, przez które mogą przejść zarówno ryby, jak i materiał wleczony,
- Przegród z wystarczająco dużymi otworami przydennym, aby mogły przez nie przechodzić ryby,
- Przegród wyposażonych zarówno w szczeliny pionowe, jak i otwory przydenne.

Komory oddzielone przegrodami wyposażonymi tylko w otwory przydenne nie mają praktycznego zastosowania, gdyż przechodzą przez nie wyłącznie ryby przydenne mieszczące się w otworach. Łososie nie potrzebują ich, bo mogą przeskakiwać przez przegrody. Najstarszy jest system progów prostokątnych (rysunek 7.6), ale posiada on tę wadę, że jest wrażliwy na zmiany poziomu wody górnej – w zależności od tego poziomu przepływ w przepławce jest odpowiednio podwyższony lub zmniejszony. W rezultacie jest to przepławka z przepływem zbyt wysokim lub zbyt niskim.

Ponadto ten rodzaj przepławki nie pozwala na transport materiału wleczonego przy dnie i należy koniecznie przewidzieć otwory przydenne. Na fotografii 7.14 pokazano jedną z takich przepławek z o konstrukcji „rustykalnej", zbudowaną celem kontroli wędrówek łososi w rzece płynącej w Asturii (Hiszpania).



Rysunek 7-6 Układ progów prostokątnych

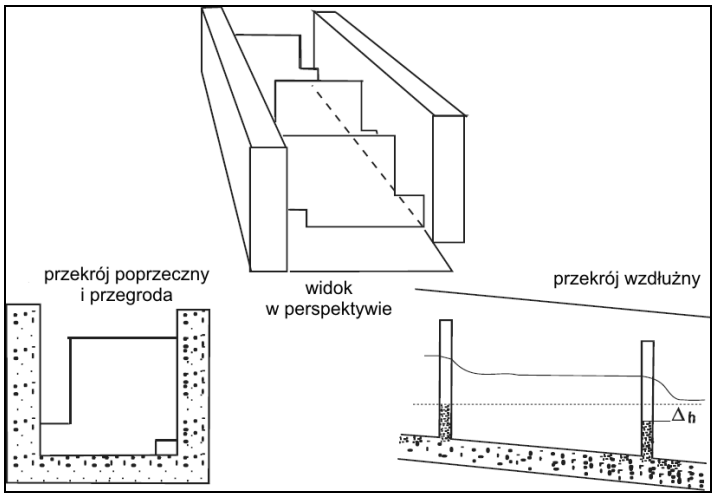


Fot.7-14 Przepławka o konstrukcji „rustykalnej”

Na fotografii 7.15 pokazano przepławkę o szczelinach pionowych i otworach przydennych, co daje zazwyczaj bardzo dobre rezultaty. Kształt i rozmieszczenie przegród pokazano w perspektywie na rysunku 7.7. Szerokość komór zmienia się od 1,2 do 2,4 m przy długości w zakresie od 1,8 do 3,0 m. Spadek poziomu wody pomiędzy komorami jest rzędu 10 – 30 cm. Alozy płynące w górę rzeki teoretycznie nie mogą pokonać spadku wyższego niż 25 cm. W zasadzie rozmiary komór i spadki międzykomorowe zależą od gatunków ryb, dla jakich buduje się system jest skonstruowany. Programy komputerowe [16] pozwalają na optymalizację szerokości i długości komór w funkcji spadków pomiędzy każdą z nich, a także całkowitego natężenia przepływu i spadek na przepławce, aby ograniczyć koszty jej wykonania.



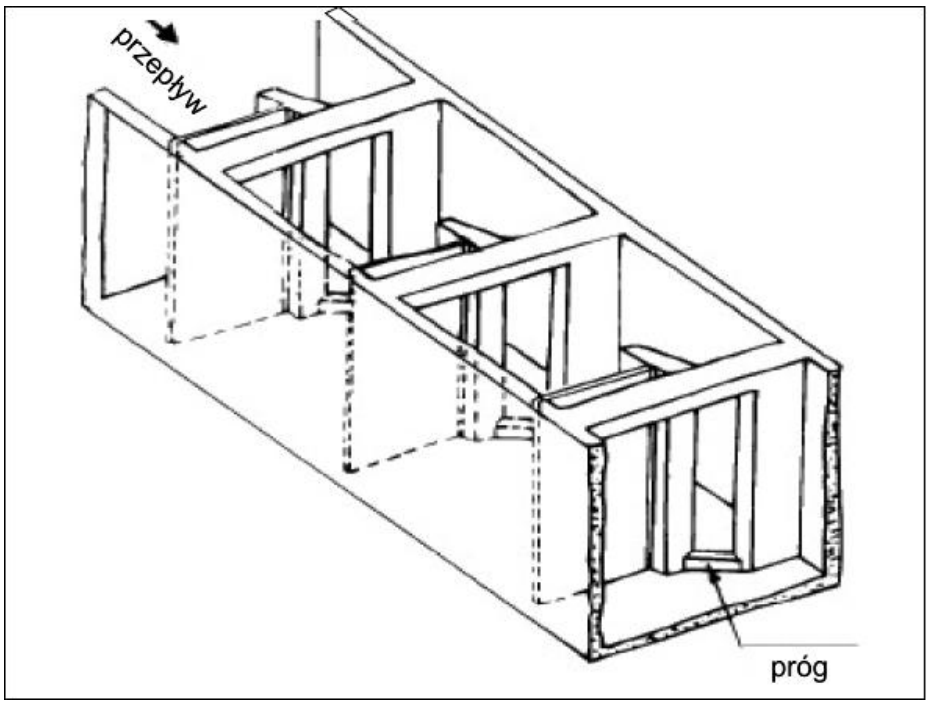
Fot.7-15 Przepławka o szczelinach pionowych



Rysunek 7-7 Przegrody przepławki w przekroju

Przepławka dla ryb ze szczelinami pionowymi (rysunek 7.8) jest szeroko stosowana w Stanach Zjednoczonych, ale nie jest dobrze znana w Europie [17] Zarówno ryby jak i unoszone cząstki stałe przechodzą poprzez pionowe szczeliny przegród. Typowy model zawiera komory o szerokości 2,5 m i długości 3,3 m, ze szczelinami o szerokości 30 cm. Zwolennicy tego typu przepławek podkreślają ich stabilność hydrauliczną - i to nawet przy znacznych zmianach przepływów oraz poziomów wody górnej i dolnej.

Przepławka dla ryb typu Denila (fotografia 7.16) jest stroma i składa się z sukcesywnych pochylni z żebrami, bardzo do siebie zbliżonymi, tak jak to pokazano na rysunku 7.9. Żebra te powodują dyssypację energii, dzięki czemu uzyskuje się przepływ o średnim natężeniu, który ryby mogą łatwo pokonać płynąc w górę rzeki.

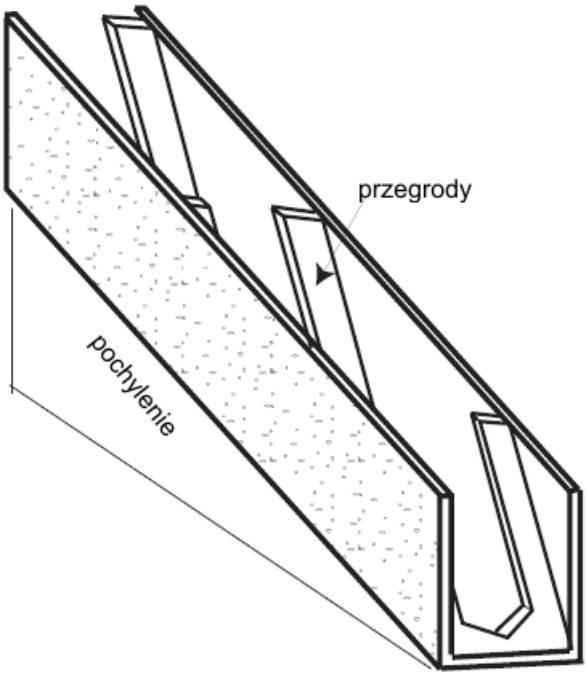


Rysunek 7-8 Przepławka o szczelinach pionowych

Ta cecha charakterystyczna pozwala na stosowanie przepławek Denila dla nachyleń wynoszących do 1:5. Dodatkowo powoduje ona silną turbulencję przepływu, który dzięki temu o wiele lepiej wabi wiele gatunków ryb niż przepływ w przepławkach komorowych oraz pozwala na pracę przy zmiennej głębokości wody. Przepławka powinna być wyposażona w baseny, umożliwiające rybom wypoczynek po pokonaniu każdych 2 m różnicy wzniesień.

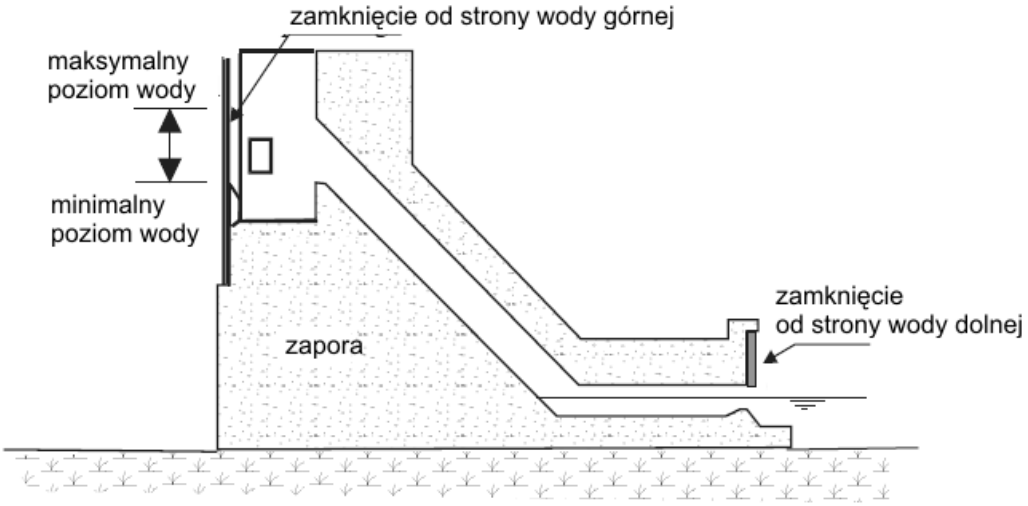


Fot. 7-16 Przepławka Denila



Rysunek 7-9 Koryto i żebra przepławki Denila

Śluza Borlanda (rysunek 7.10) jest stosunkowo tanim sposobem na transportowanie ryb z kanału odpływowego elektrowni do jej niecki wlotowej w przypadku zapór średniej wielkości. Ryby wchodzą najpierw do małej przepławki prowadzącej komorze dolnej. Potem wlot komory jest zamykany, a sztolnia prowadząca na wodę górną jest wypełniana wodą napływającą od góry. Gdy sztolnia wypełni się wodą, ryby wabione przez przepływ znajdują się już na poziomie niecki wlotowej, do której wpływają.



Rysunek 7-10 Przekrój przez śluzę Borlanda

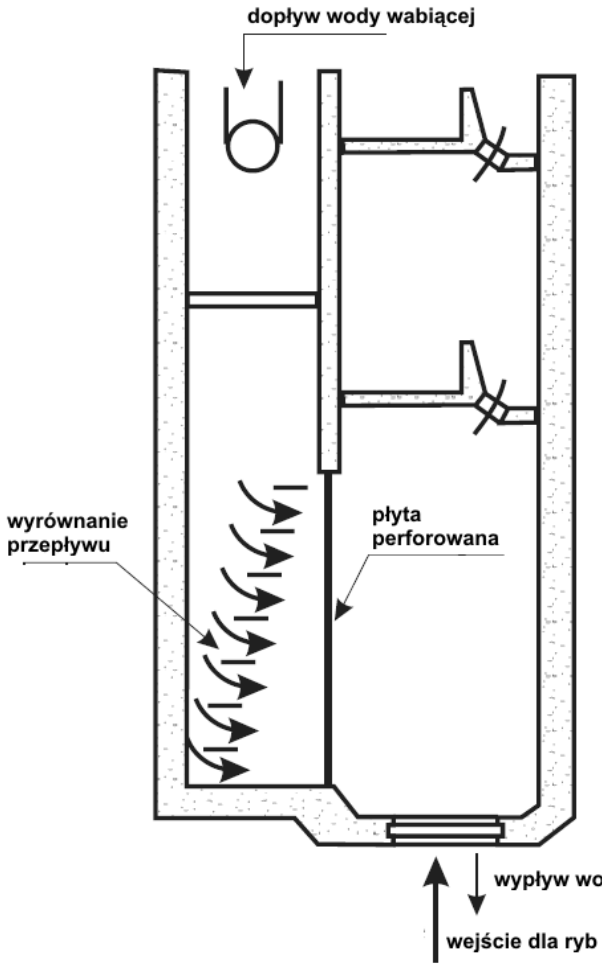
W przypadku wysokich zapór najlepszym rozwiązaniem jest instalacja specjalnie zaprojektowanych wind dla ryb. Francuski koncern energetyczny *EdF* posiada duże doświadczenie w tej dziedzinie. Na przykład winda *Golfech*, uruchomiona w 1989 roku, umożliwiła migrację dwudziestu tonom alozy (około 66 000 ryb), zablokowanych u podstawy zapory. Koncepcja polega na zwabieniu ryby u podstawy zapory i bezpiecznym przetransportowaniu do wody górnej. Tego typu urządzenia opisane są w bibliografii[3]. Doprowadzenie ryb z kanału odpływowego do windy wymaga jedynie małej przepławki. W tym miejscu, za pomocą urządzeń mechanicznych, ryby są gromadzone w wannie samowyładowczej ładowanej na wózek windy. Ostatecznie wanna transportuje je wyciągiem linowym bezpośrednio na koronę zapory i wyładowuje w wodzie górnej.

Najważniejszym elementem układu przepławkowego, zarazem najtrudniejszym do zaprojektowania i decydującym o wydajności jego działania, jest system wabienia ryb. Zadaniem systemu jest zwabienie ryb do dolnego stanowiska urządzenia do pokonywania zapory. System powinien być skonstruowany w taki sposób, aby wykorzystać tendencję ryb migrujących do szukania silnych prądów wody, unikając jednocześnie prądów zbyt silnych. Przepływ musi być wystarczająco intensywny, aby zwabić ryby spod upustów powodziowych i kanałów odprowadzających wodę z turbin. Prędkości przepływu na wlocie do przepławki zmieniają się w zależności od rodzaju migrujących ryb. W przypadku łososia i pstrąga dopuszczalne są prędkości od 2 do 3 m/s. Niewystarczająco efektywny przepływ wabiący może powodować opóźnienia w migracji ryb, które pojawiają się w dole budowli piętrzącej i tam się gromadzą. Jeśli jest to niezbędne, woda powinna być pompowana do przepławki z poziomu wody dolnej, lecz zazwyczaj wystarczająca ilość wody jest pobierana na poziomie ujęcia wody lub niecki wlotowej, a następnie kierowana przepławką do jej wlotu na wodzie dolnej. W przypadku łososia, przepływ wabiący najlepiej utrzymywać pomiędzy 1 a 2 m/s. Jeśli woda jest zbyt zimna (mniej niż 8 °C) lub zbyt ciepła (więcej niż 22 °C), to prędkość powinna być obniżona, gdyż ryba staje się wolniejsza i przestaje skakać. Woda wabiąca może być wprowadzana bezpośrednio do wejścia do przepławki, co pozwala uniknąć konieczności prowadzenia jej przez całą długość przepławki (rysunek 7.11).

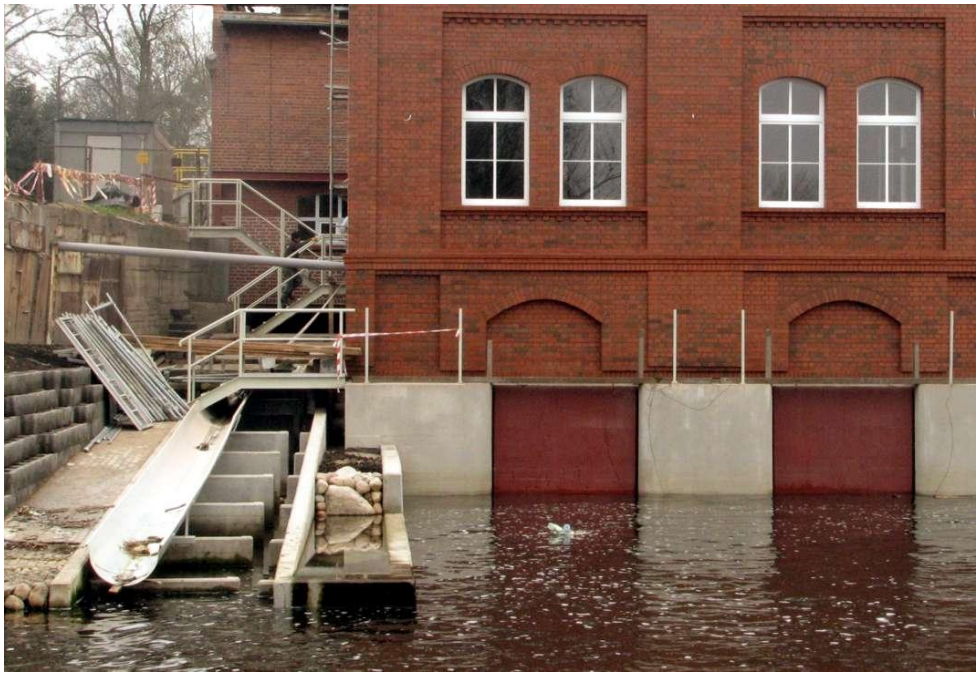
Wejście do przepławki powinno być umieszczane blisko progu piętrzącego, gdyż łosoś próbuje szukać drogi okrążając przeszkodę. W elektrowniach niskospadowych wlot powinien być w brzegu blisko elektrowni, tak jak to pokazano na fotografii 7.17.

Wyjście z przepławki na wodzie nie powinno być usytuowane blisko przelewu, gdzie istnieje niebezpieczeństwo, że ryby zostaną porwane z nurtem i spłyną w dół piętrzenia, ani w strefie zamkniętej cyrkulacji wody, która może stać się pułapką dla ryb. Przejścia dla ryb powinny być chronione przed kłusownikami, np. przykryciem z metalowych krat lub grubej blachy.

Zastosowanie pomp do transportu ryb przez zapory jest bardzo kontrowersyjne i, w zasadzie, nosi charakter eksperymentalny. Technologia ta jest związana z hodowlą ryb i służy do transportu żywych ryb. Na rynku jest wiele pomp dostosowanych do tego celu i powstają ich nowe wersje. Pomimo tego jest ryzyko, że przepompowywanie może uszkodzić ryby z racji ich stłoczenia w rurociągu tłocznym.



Rysunek 7-11 Urządzenie wabiące ryby



Fot.7-17 MEW Przechowo na Wdzie (Świecie nad Wisłą) z przepławką dla ryb po lewej stronie budynku (zdjęcie wykonane w końcowej fazie budowy elektrowni)

7.4.3.2.3. Przepławki dla ryb migrujących w dół rzeki

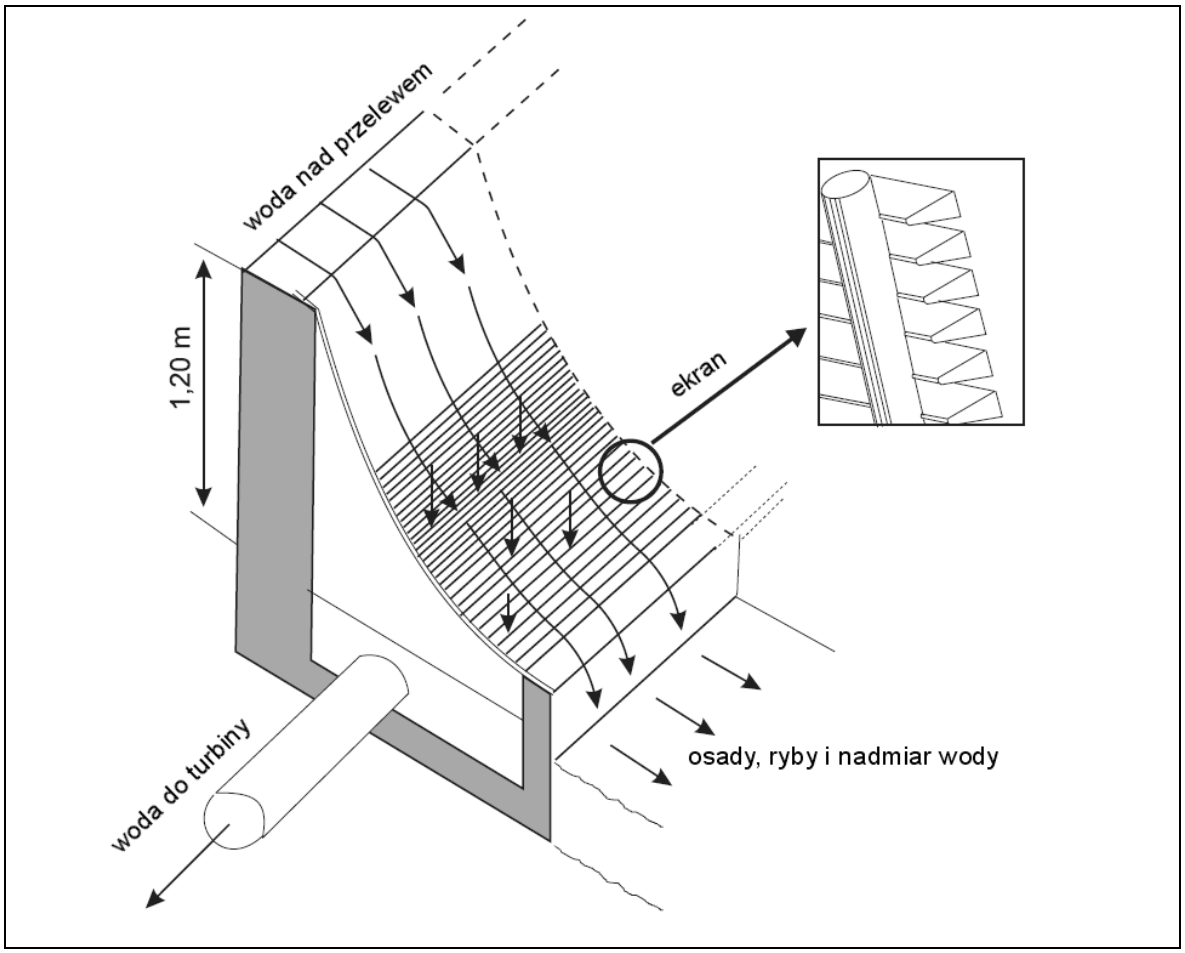
W przeszłości ryba migrująca w dół cieku przechodziła przez turbinę. Śmiertelność ryb może wtedy osiągać 40%, zależnie od budowy turbiny a zwłaszcza od szybkości obwodowej wirnika. W turbinie Francisa przejście z prędkości obwodowej wirnika 12 m/s na 30 m/s zwiększa śmiertelność z 5 % do 35 %. Turbiny Francisa, z uwagi na swoją konstrukcję, powodują znacznie większą śmiertelność niż turbiny Kaplana. Śmiertelność ryb przechodzących przez turbinę gruszkową jest często niższa niż 5 % [18]

Wydaje się, że spad nie odgrywa w tym przypadku decydującej roli. Turbina pracująca przy spadzie 12 m powoduje zbliżoną śmiertelność ryb do turbiny pracującej przy spadzie 120 m. Wzniesienie wirnika powyżej poziomu wody dolnej jest za to bardzo ważnym czynnikiem ryzyka, niezależnie od efektu kawitacji. Im większa jest sprawność turbiny, tym mniejsza jest śmiertelność przepływających przez nią ryb. A więc turbina działająca przy mocy nominalnej powoduje mniejszą śmiertelność ryb, niż turbina częściowo obciążona. Głównymi przyczynami śmiertelności ryb są:

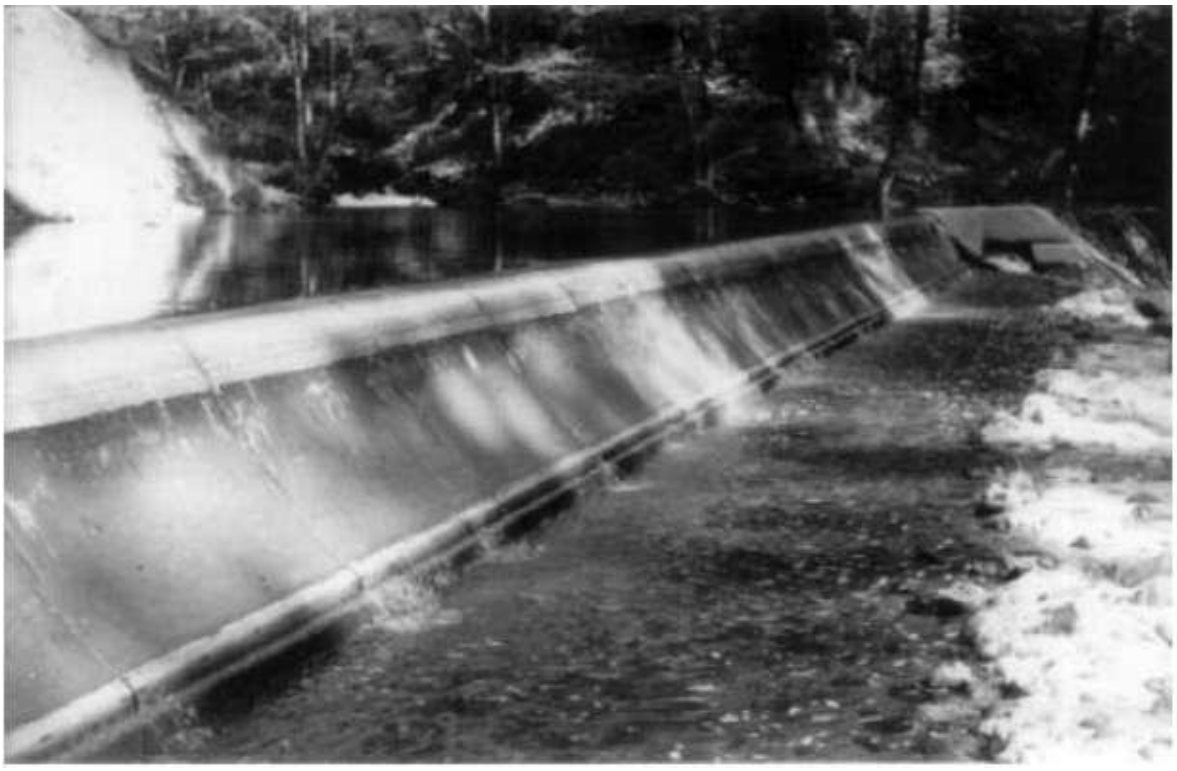
- uszkodzenia mechaniczne po kolizji z ciałami stałymi,
  z łopatkami kierownicy lub wirnika turbiny,
- duże ujemne gradienty ciśnienia występujące pomiędzy stroną napływu i ssącą turbiny,
- efekt ścinania powstający wskutek przenikania się przepływów o dużej prędkości
  i przeciwnych kierunkach.

Ostatnio do ochrony ryb zastosowano innowacyjne, samoczyszczące i niewymagające zasilania energią elektryczną ujęcia wody, pochodne ujęć tyrolskich. Ekran wykorzystuje efekt Coandy [19] - tendencję strugi cieczy do pełnego omywania powierzchni umieszczonego na jej drodze ciała stałego. Pręty robocze ekranu mają przekrój w kształcie V i są zamocowane pod odpowiednim kątem w stosunku do prętów wsporczych (rysunek 7.12), powodując efekt ścinania przepływu wzdłuż powierzchni ekranu.

Woda spływa grawitacyjnie do systemu zbiorczego turbiny przez szczeliny między prętami roboczymi kraty, zazwyczaj o szerokości 1 mm. 90 % cząsteczek ciał stałych zawieszonych w wodzie, których prędkość została zwiększona na płycie przyspieszającej, przepływa nad ekranem, stanowiącym tym samym znakomite zabezpieczenie turbiny przed erozją ścierną. Podobnie chroniona jest fauna wodna, bo ryby nie są wciągane przez kraty w kierunku turbiny. W istocie gładka powierzchnia stali nierdzewnej znakomicie kieruje ryby do strumienia obejściowego. Ten typ ujęcia wody posiada przepustowość do 250 l/s na 1 m kraty. Wadą tego typu krat jest to, iż przepływ wody nad przelewem, a następnie w dół, po jego profilu, w stronę układu zbiorczego, wymaga zużycia od 1 do 1,2 m spadu. W przypadku elektrowni niskospadowych może się to okazać bardzo niekorzystne i kosztowne. Fotografia 7.18 przedstawia urządzenie Coandy [20] w warunkach eksploatacyjnych.



Rysunek 7-12 Schemat ekranu Coandy

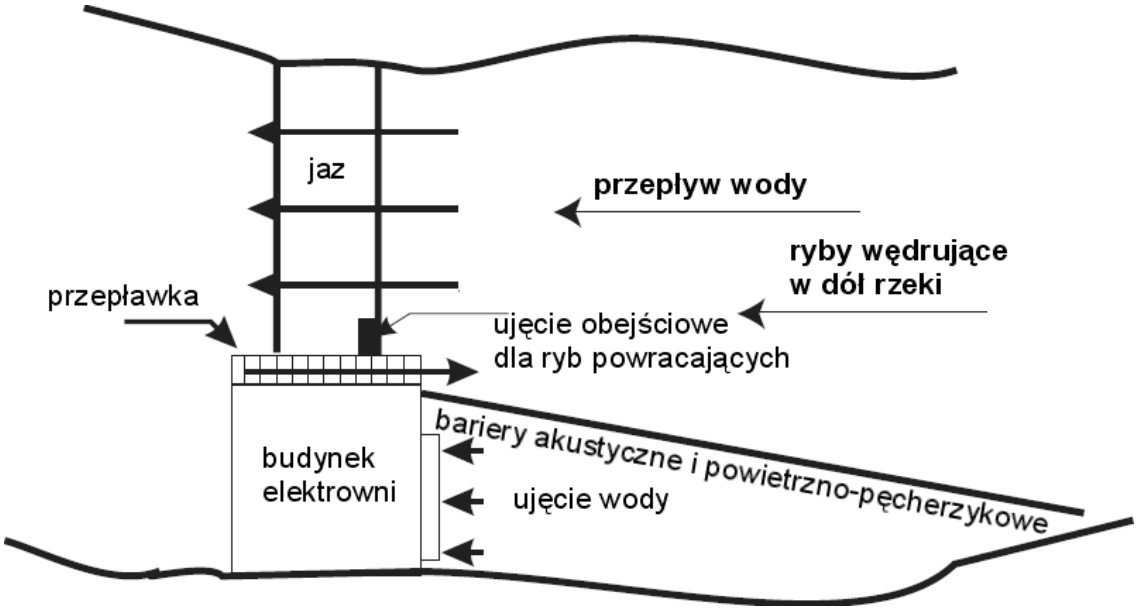


Fot. 7-18 Ekran Coandy w terenie

7.4.3.2.4. Behawioralne systemy oprowadzania

Behawioralne systemy oprowadzania obejmują szeroki zakres różnorodnych technologii służących do odstraszania lub wabienia ryb migrujących w dół rzeki. Swego czasu były one przedmiotem studiów Instytutu Badawczego Elektroenergetyki USA (*Electric Power Research Institute, EPRI*). Technologie te obejmują takie systemy, jak układy lamp stroboskopowych do odstraszania ryb, lamp rtęciowych do ich przywabiania, urządzenie generujące dźwięki o niskiej częstotliwości - znane pod nazwą „młotów" - do ich odstraszania, jak również dużą liczbę systemów oprowadzania elektrycznego. Nie dowiedziono jeszcze, że reakcją ryb można kierować bezpośrednio. Techniki kierowania zachowaniem są specyficzne dla każdej lokalizacji i dla występujących w niej gatunków ryb. Dlatego wydaje się mało prawdopodobne, żeby metody te mogły funkcjonować tak dobrze w zróżnicowanych warunkach hydraulicznych, jak ekrany Coandy [21].

Ekrany behawioralne działają wykorzystując naturalną odpowiedź ryb na wymuszenie odciągające je od stymulatora. W rezultacie testowania całego szeregu systemów za najbardziej skuteczne uznano odstraszanie akustyczne. Aby uzyskać efekt odstraszenia ryb, poziom dźwięku musi być wystarczająco wysoki w stosunku do szumu tła. Szum tła jest ważnym czynnikiem zwłaszcza tam, gdzie występuje hałas generowany przez urządzenia podwodne, takie jak pompy lub turbiny. Za najbardziej skuteczne we wszystkich zastosowaniach uznane zostały sztucznie generowane fale dźwiękowe gwałtownie zmieniające amplitudę i częstotliwość, dzięki czemu ryby mniej się do nich przyzwyczajają. Analogiczną sytuacją dla ludzi byłaby konieczność pozostawania w pobliżu wyjących syren alarmowych. Byłoby to po prostu nieprzyjemne i powodowałoby odsuwanie się od źródła hałasu. Najlepszym rozwiązaniem jest zazwyczaj odchylenie kierunku przepływu, które powoduje szybkie przemieszczenie ryb z pobliża źródła niebezpieczeństwa (np. ujęcia wody) w bezpieczny nurt wody. System BAFF (*Bio Acoustic Fish Fence* - bioakustyczna kurtyna rybna) wytwarza swego rodzaju „podwodną ścianę dźwiękową", za pomocą sprężonego powietrza generującego ciągłą kurtynę pęcherzyków, do której wprowadza się niskoczęstotliwościową falę akustyczną o częstości zmieniającej się od 50 do 500 herców. Pomimo że wewnątrz kurtyny z pęcherzyków powietrza generowany jest dźwięk o dużym natężeniu (co najmniej 160 decybeli), poziom hałasu maleje do wartości pomijalnej juz w odległości kilku metrów od kurtyny. Ograniczając kurtynę dźwiękową do małego obszaru, system pozwala rybom normalnie funkcjonować w pozostałej części zbiornika lub rzeki. Na rysunku 7.13 przedstawiano rozmieszczenie układu zanurzonych przetworników akustycznych, które przesyłają generowany dźwięk do wnętrza kurtyny utworzonej z unoszących się pęcherzyków, tworząc w ten sposób kurtynę dźwiękową kierującą ryby poza układ przepływowy turbiny.



Rysunek 7-13 Bariera bioakustyczna

Jak podaje M. Turpenny z Wodnych Laboratoriów Badawczych Fawleya (*Fawley Aquatic Research Laboratories Ltd*) w Wielkiej Brytanii „wadą ekranów odstraszania dźwiękowego w stosunku do konwencjonalnych krat mechanicznych jest to, że nie odstraszają one 100 % ryb, podczas gdy ekrany mechaniczne o wystarczająco małych odstępy między prętami mogą tego dokonać. Typowa skuteczność barier behawioralnych kształtuje się na poziomie od 50 do 90% w zależności od typu bariery, warunków środowiskowych i samej elektrowni. Większość ryb przechodzących przez barierę ma tendencję do przejścia przez turbinę, co powoduje ryzyko ich uszkodzenia."

Należy zapewnić trasy obejściowe pozwalające rybom przemieścić się ze strefy odstraszania dźwiękowego w bezpieczne miejsca w rzece.

Ekrany zlokalizowane na wlocie ujęcia wody nie wymagają przewodu powrotnego, gdyż ryby są porywane przez przepływ i w naturalny sposób wracają do nurtu rzeki, zwykle przez przelew, co jest niebezpieczne, lecz przynoszące znacznie mniej uszkodzeń niż przejście przez turbinę. Zadziwiające jest to, że wysokie jazy niekoniecznie są bardziej niebezpieczne dla ryb niż jazy niskie. Jak udowodniono zrzucając łososie z helikoptera do zbiornika wodnego, prędkość śmiertelna jest osiągana przy spadku z wysokości około 30 m. Eicher wspomina o eksperymentalnym przelewie typu skoczni narciarskiej, który wyrzuca rybę ze strumieniem wody i powoduje jej swobodne opadanie do zbiornika znajdującego się 80 m poniżej z współczynnikiem śmiertelności obniżonym do zera.

Kiedy ekran odstraszający ryby usytuowany jest na poziomie ujęcia wody, lecz poniżej wejścia do przepławki dla ryb płynących w dół rzeki, niezbędne jest ujęcie prowadzające ryby z powrotem do rzeki. Według charakterystyk behawioralnych ryby migrujące w dół rzeki nie mogą wrócić w jej górę, aby odnaleźć wejście, a więc musi być ono umieszczone na najdalej wysuniętym w kierunku wody dolnej końcu ekranu, przy założeniu, że powierzchnia ekranu jest ustawiona skośnie do kierunku przepływu. Ryby zazwyczaj wzbraniają się przed wejściem do wąskich otworów, zaleca się zatem, by szerokość otworu wlotowego obejścia wynosiła przynajmniej 45 cm, zwłaszcza gdy chodzi o młode ryby łososiowate. Wskazane jest, aby szerokość wlotu mogła być regulowana przez metalowe wkładki zmniejszające rozmiar otworu. Konstrukcja wlotu do obejścia powinna powodować łagodne przyspieszenie przepływu w przewodzie, bez nagłych zwężeń, rozszerzeń lub łuków. Do przeprowadzenia ryb od wejścia do odgałęzienia w stronę rzeki stosuje się rurociągi zamknięte lub kanały otwarte. Ryby niechętnie wchodzą do kanałów przepływowych, jeśli wejściu towarzyszy gwałtowny kontrast oświetlenia. Kanały otwarte są więc lepiej dostosowane do tej roli. Ich powierzchnie wewnętrzne muszą być bardzo gładkie, aby nie uszkadzać ryb. Polietylen o wysokiej gęstości (PEHD) i PCW są materiałami najlepiej dostosowanymi do produkcji przewodów oprowadzających ryby.

Należy unikać gwałtownych zmian przekroju, aby nie powodować turbulencji i niekorzystnych zmian ciśnienia. Szczególnie w rurociągach całkowicie wypełnionych należy unikać podciśnień, gdyż mogą one poważnie zranić, a nawet zabić ryby. Powietrze wciągnięte do rurociągów całkowicie wypełnionych jest przyczyną turbulencji i pulsacji ciśnienia, co nie pozwala na przesycenie wody gazem i może być szkodliwe dla ryb. Prędkość wody w tych rurociągach nie powinna być zbyt wysoka (w stosunku do typowych prędkościach w kanałach), aby nie spowodować sił ścinających mogących uszkadzać ryby. Zaleca się wartości bliskie 0,8 m/s.

7.4.3.3. Na powierzchni ziemi

Kanały otwarte czasem mogą stanowić przeszkodę dla swobodnego przemieszczania się zwierząt. Aby tego uniknąć, kanały otwarte często pokrywa się całkowicie ziemią, a nawet warstwą rodzimej roślinności. Z drugiej strony uważa się, że przykrycie kanałów ziemią prowadzi do utraty habitatu wodnego. W przypadku kanałów otwartych zaobserwowano, że czasem zwierzęta wpadają do nich i z powodu ich prostokątnego przekroju nie mają żadnej możliwości wyjścia. Niewielkim kosztem można poprawić tę sytuację wprowadzając konstrukcje wyposażone w stopnie. Inne zabiegi budowlane związane z MEW nie mają istotnego znaczenia ekologicznego.

7.4.3.4. Czyszczenie krat

Prawie wszystkie elektrownie wodne wyposażone są w czyszczarki krat, które wyciągają materiał niesiony z wodą i odkładający się na kratach. Zapobiega to przedostawaniu się tego materiału do kanałów przepływowych elektrowni, co mogłoby uszkodzić turbiny, i regularnie zmniejsza straty spadu, spowodowane częściowym zapchaniem krat. Corocznie tony odpadów domowych (torby plastikowe, butelki itp.), ale także liści i śmieci pochodzenia naturalnego usuwa się z cieków wodnych.

W wielu krajach każdy obiekt, łącznie z materią organiczną (liście, gałęzie itp.), usunięty z cieku, automatycznie stanowi odpad. Jeśli tak, nie może on być z powrotem wrzucony do wody, lecz powinien być dokładnie unieszkodliwiony, co czasem jest bardzo kosztowne. Jasne jest więc, że małe elektrownie wodne odgrywają fundamentalną rolę w oczyszczaniu rzek. Ta korzyść środowiskowa jest często pomijana, ale stanowi pozytywny wpływ MEW na środowisko. Należy zmierzać do zmniejszenia obciążeń ponoszonych z tego tytułu przez małe elektrownie wodne (na przykład zmniejszając koszty neutralizacji odpadów lub pozwalając na i inny sposób unieszkodliwiania materii organicznej, a inny - nieorganicznej).

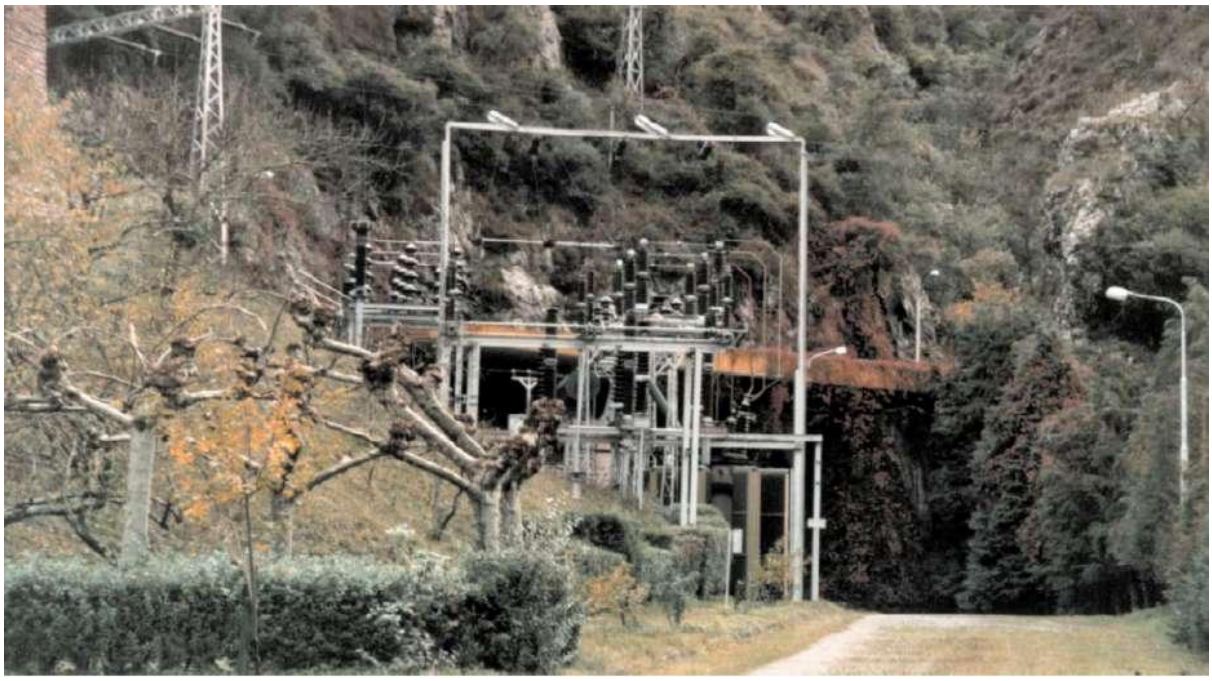
7.5. Oddziaływania linii przesyłowych

7.5.1. Efekt wizualny

Linie przewodów elektrycznych i korytarze używane do ich wytyczenia mogą mieć negatywny wpływ na krajobraz. Wpływ ten można ograniczyć przystosowując je do krajobrazu, a nawet, w przypadkach skrajnych, prowadząc je pod ziemią.

Optymalny technicznie i ekonomicznie sposób przesyłania energii elektrycznej z małej elektrowni wodnej powoduje, niestety, najbardziej negatywne efekty estetyczne. Istotnie - aby uniknąć kontaktu linii przesyłowej z drzewami najprościej byłoby postawić słupy na wierzchołkach wzgórz, co stanowiłoby dominujący element krajobrazu. Tak samo prostoliniowe pociągnięcie linii (co zazwyczaj pozwala zmniejszyć jej koszt) nie zawsze jest dostosowane do ukształtowania terenu.

W przypadku elektrowni powstających na obszarach o szczególnej wartości krajobrazowej górskich istnieje ryzyko, że przewody zdominują krajobraz, wpływając negatywnie na jego piękno. Należy jednak zaznaczyć, że linie przesyłowe istnieją często nawet bez małych elektrowni wodnych. Nawet wioski położone w górach potrzebują energii elektrycznej, a ta (jeśli nie jest generowana przez ogniwa fotowoltaiczne) wymaga linii przesyłowych. Prawdą jest także, że staranne wytyczenie linii może znacznie ograniczyć ich niekorzystne oddziaływanie. Można także, tak jak w Cordiñanes, schować podstacje i linie przesyłowe tak, aby nie były widoczne z zewnątrz, co poprawia sytuację. Jest to jednak rozwiązanie kosztowne i może zostać zrealizowane, jeśli projekt wykazuje dostateczną rentowność



Fot. 7-19 Efekt wizualny podstacji zewnętrznej

7.5.2. Oddziaływanie na stan zdrowia

Niektóre osoby mogą nie lubić przechodzić pod liniami przesyłowymi z obawy o zagrożenia dla zdrowia spowodowane polem elektromagnetycznym. Ryzyko takie istnieje tylko dla linii przesyłowych wysokiego napięcia, a nie w przypadku linii prowadzących z małej elektrowni wodnej. W świetle sprzecznych raportów, jakie ukazywały się na ten temat przez wiele lat brakuje jednak autorytatywnego rozstrzygnięcia.

7.6. Wnioski

Wielka liczba nowych małych elektrowni wodnych powstałych w ciągu dwóch ostatnich dziesięcioleci dowodzi, iż mimo coraz bardziej restrykcyjnych uwarunkowań środowiskowych możliwe jest spokojne i trwałe współistnienie małych elektrowni wodnych z środowiskiem przyrodniczym. W przypadku małych elektrowni wodnych o wiele łatwiej zaspokoić wymagania środowiskowe niż w przypadku elektrowni dużych, gdzie rozwiązania techniczne są mniej elastyczne. Chociaż rozwój i eksploatacja małych elektrowni wodnych z założenia nie mogą być wolne od problemów środowiskowych, szeroki zakres skutecznych środków łagodzących ich oddziaływanie środowiskowe daje odpowiedzialnym, doświadczonym i otwartym na nowe rozwiązania projektantom duże możliwości. Małe elektrownie wodne i ochrona środowiska nie pozostają ze sobą sprzeczności, lecz stanowią pasjonujące wyzwanie na drodze do zrównoważonego rozwoju.

Bibliografia

1. Energy for the future: renewable sources of energy. White Paper for a Community Strategy and Action Plan, COM(97)599 final (26/11/1997)
2. Dyrektywa 2001/77/WE o promocji energii wyprodukowanej ze źródeł odnawialnych na wewnętrznym rynku elektryczności, Dziennik Urzędowy UE, L 283, 27.10.2001
3. Dyrektywa Parlamentu Europejskiego i Rady 2009/28/WE z dnia 23 kwietnia 2009 r. w sprawie promowania stosowania energii ze źródeł odnawialnych zmieniająca i w następstwie uchylająca dyrektywy 2001/77/WE oraz 2003/30/WE. Dziennik Urzędowy UE, L 140/16, 5.6.2009

4. Polityka energetyczna Polski do 2030r., Ministerstwo Gospodarki, Warszawa, 10 listopada 2009
5. "State of the Art of Small Hydropower in EU-25", ESHA/LHA, 2006
6. C. Söderberg, T. Söderlund, A. Wänn, P. Punys, „Strategic study for development of small hydropower in the European Union", ESHA/LHA/SERO, 2008
7. Dyrektywa 2000/60/WE Parlamentu Europejskiego i Rady z dnia 23 października 2000 r. ustanawiająca ramy wspólnotowego działania w dziedzinie polityki wodnej. Dziennik Urzędowy UE, L 327/1, 22.12.2000
8. European Commission - "Externalities of Energy - Volume 6 Wind and Hydro" EUR 16525 EN
9. S. Palmer, "Small scale hydro power developments in Sweden and its environmental consequences". HIDROENERGIA'95 Proceedings, Milano
10. F. Monaco, N. Frosio, A. Bramati, "Design and realisation aspects concerning the recovery of an energy head inside a middle European town", HIDROENERGIA'93, Munich
11. J. Gunther, H.P. Hagg, "Vollständig Überflutetes Wasserkraftwerk Karlstor/Heidelberg am Neckar", HIDROENERGIA 93, Munich
12. Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 17 sierpnia 2006 r. w sprawie zakresu instrukcji gospodarowania wodą, Dz.U. z 2006 r., Nr 150, poz. 1087
13. H.Kostrzewa,"Przepływy nienaruszalne w profilach kontrolnych rzek Polski" Instytut Gospodarki Wodnej, Warszawa 1972
14. .Kostrzewa, „Zasady określania przepływu nienaruszalnego, Instytut Gospodarki Wodnej w Warszawie w 1972 roku [14].
15. European Commission - "Externalities of Energy - Volume 6 Wind and Hydro" EUR 16525 EN.
16. Santos Coelho & Betamio de Almeida, "A computer assisted technique for the hydraulic design of fish ladders in S.H.P." HIDROENERGIA'95, Munich
17. J Osborne, New Concepts in Fish Ladder Design (Four Volumes), Bonneville Power Administration, Project 82-14, Portland, Oregon, 1985
18. Department of Energy, Washington, USA, "Development of a More Fish-Tolerant Turbine Runner" (D.O.E./ID.10571)
19. Dulas Ltd. Machynllyth, Powys, Wales SY20 8SX, e-mail: dulas@gn.apc.org, "Static screening systems for small hydro", HIDROENERGIA'97 Conference Proceedings, page 190
20. James J. Strong, "Innovative static self-cleaning intake screen protects both aquatic life and turbine equipment" HYDRO'88 Conference papers
21. D.R. Lambert, A. Turpenny, J.R. Nedwell, "The use of acoustic fish deflection systems at hydro stations", Hydropower & Dams Issue One 1997
22. J. Giesecke., E. Mosonyi, „Wasserkraftanlagen. Planung, Bau und Betrieb", Springer Verlag, Berlin/Heidelberg, 1998
23. E. Helland-Hansen, T. Holtedahl, O. A. Lye, "Environmental effects", Hydropower Development Book Series, Vol.3, Norwegian Institute of Technology, Trondheim, 2005
24. K. O. Hillestad, "Landscape design in hydropower planning", Hydropower Development Book Series, Vol.4, Norwegian Institute of Technology, Trondheim, 1992
25. USBR, "Design of Small Dams", A Water Resources Technical Publication, Washington DC, 1987

26. USBR, "Fish Protection at Water Diversions. A Guide for Planning and Designing Fish Exclusion Facilities", A Water Resources Technical Publication, Denver, Colorado, 2006

Literatura w języku polskim

27. M. Hoffmann (red.), „Małe elektrownie wodne. Poradnik", Nabba Sp. z o.o., Warszawa 1991
28. K. Witkowski, A. Filipkowski, M.J. Gromiec, "Obliczanie przepływu nienaruszalnego. Poradnik", IMGW, Warszawa, 2008
29. B. Lubieniecki, „Przepławki i drożność rzek", Wydawnictwo Instytutu Rybactwa Śródlądowego, Olsztyn 2009

[1] Bernhard Pelikan (ÖVFK), Luigi Papetti (Studio Frosio) i Celso Penche (ESHA)

8. ANALIZA EKONOMICZNA[1]

8.1. Wstęp

Projekt inwestycyjny małej elektrowni wodnej pociąga za sobą określoną ilość wydatków, ponoszonych w czasie trwania procesu inwestowania i eksploatacji obiektu, oraz generuje w tym samym czasie określone przychody. Wydatki zawierają część stałą – koszt kapitału, ubezpieczenie, podatki inne od podatków dochodowych, itd. – oraz część zmienną – wydatki operacyjne oraz eksploatacyjne.

Pod koniec ww. okresu, zazwyczaj ograniczonego pozwoleniami administracyjnymi lub stanem technicznym majątku, wartość rezydualna jest zwykle dodatnia, chociaż niektóre z wydawanych administracyjnie pozwoleń nakazują zwrot mienia Skarbowi Państwa po upływie terminu ich ważności.

W ramach analizy ekonomicznej dokonuje się porównania różnych możliwych rozwiązań, co umożliwia wybór korzystniejszego z nich lub podjęcie decyzji o zarzuceniu projektu.

Z ekonomicznego punktu widzenia, elektrownia wodna różni się od konwencjonalnej elektrowni cieplnej wysokimi początkowymi nakładami inwestycyjnymi w przeliczeniu na 1 kW instalowanej mocy oraz bardzo niskimi kosztami operacyjnymi (brak konieczności zakupu paliwa).

Analiza ekonomiczna może uwzględniać efekt inflacji lub go pomijać. Zasadniczą zaletą przyjęcia założenia o stałej wartości pieniądza, czyli pominięcia wpływu inflacji, jest uniknięcie elementu ryzyka związanego z jej prognozowaniem. W takich warunkach analiza jest łatwiejsza, gdyż wycena odnosi się do przyjętego poziomu porównawczego, w którym pieniądz w okresie objętym analizą będzie miał siłę nabywczą zbliżoną do obecnej.

Jeżeli istnieją powody, aby sądzić, że pewne elementy rachunku ekonomicznego będą zmieniać się niezależnie od inflacji, analiza musi uwzględniać prognozę stopy inflacji jako dodatkową zmienną. Na przykład, przy założeniu wzrostu taryf energii elektrycznej o 2 % niższego od stopy inflacji, ceny energii elektrycznej w warunkach stałej siły nabywczej pieniądza powinny spadać o 2 % każdego roku.

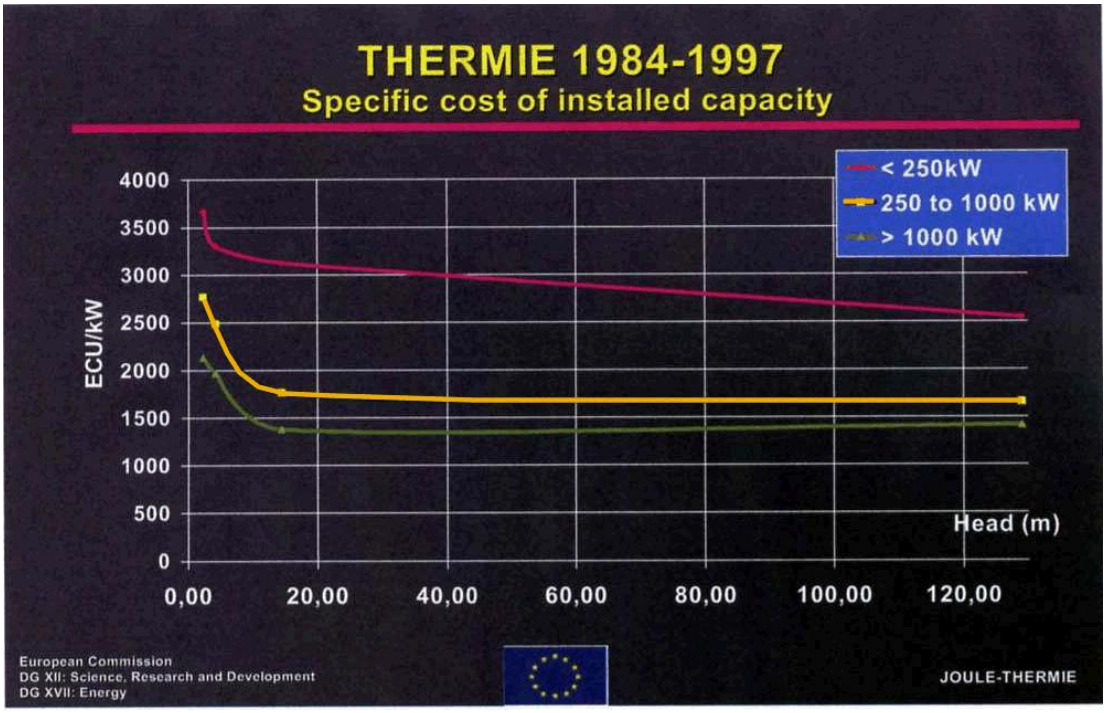
8.2. Podstawowe rozważania

Pierwszy krok oceny ekonomicznej stanowi szacunek kosztów inwestycji. Dla celów wstępnych szacunki mogą być oparte na obliczeniach kosztów podobnych projektów wykonanych przez DAE (*Instituto para la Diversificación y Ahorro de Energia*, Hiszpania) zawartych w publikacji "*Minicentrales Hidroelectricas*"[3], która analizuje koszt poszczególnych składowych projektu - jazu, ujęcia wody, kanału, rurociągu derywacyjnego zasilającego turbinę, siłowni, turbin i generatorów, transformatorów oraz linii przesyłowych. J.Fonkell opracował także odpowiednie wykresy, lecz jedynie dla elektrowni o niskim spadzie [4]. Organizacja *Departamento Naçional de Aguas e Energia Electrica* (DNAEE) opracowała program komputerowy *FLASH* przeznaczony do badania wykonalności projektów małych elektrowni wodnych [5].

Istnieje także wiele pakietów komputerowych służących do wspomagania analizy przedsięwzięcia. Programy takie, jak *HydrA* [6] lub *Hydrosoft* [7], dostępne są w Internecie, często w wersji gotowej do instalacji na komputerze osobistym. Niektóre z nich ograniczają się do poszczególnych regionów lub państw, inne zaś są bardziej ogólne. Program *RETScreen Pre-feasibility Analysis Software* [8] jest ogólnym, udostępnianym darmowo pakietem z instrukcją dla użytkownika online. Umożliwia on użytkownikowi przygotowanie wstępnej szacunkowej kalkulacji rocznej produkcji energii, kosztów oraz perspektyw finansowych projektu. Z kolei francuskie biuro studiów ISL opracowało wspólnie z ADEME narzędzie informatyczne do oceny kosztów i rentowności projektów w postaci programu *PEACH* [9].

Chociaż rozpoznanie potencjału technicznego wybranej lokalizacji ma największe znaczenie, kluczem do sukcesu jest przeprowadzenie analizy ekonomicznej przedsięwzięcia, która powinna dokładnie wskazać niezbędne nakłady inwestycyjne. Zasadnicze znaczenie dla wyników tej analizy mają takie wskaźniki, jak nakład jednostkowy na 1 kWh produkcji rocznej i jednostkowy koszt 1 kW mocy zainstalowanej charakteryzujący dane przedsięwzięcie.

H. Pauwels z Dyrektoriatu Transportu i Energii Komisji Europejskiej (wcześniej DG XVII), w swoim wystąpieniu na temat programu THERMIE podczas konferencji HIDROENERGIA'97, zestawił dane z elektrowni wodnych biorących udział w programie w postaci zależności pomiędzy jednostkowymi nakładami inwestycyjnymi w przeliczeniu na 1 kW mocy zainstalowanej, a mocą i spadem. Zgodnie z przewidywaniami, na przedstawionym wykresie (rysunek 8.1) widać wyraźnie dwie prawidłowości: jednostkowy nakład inwestycyjny wzrasta wraz ze zmniejszaniem się spadu elektrowni oraz jej mocy. Podsumowując, względny nakład inwestycyjny jest najwyższy w przypadku elektrowni małych (poniżej 250 kW) o niskim spadzie (poniżej 15 m).

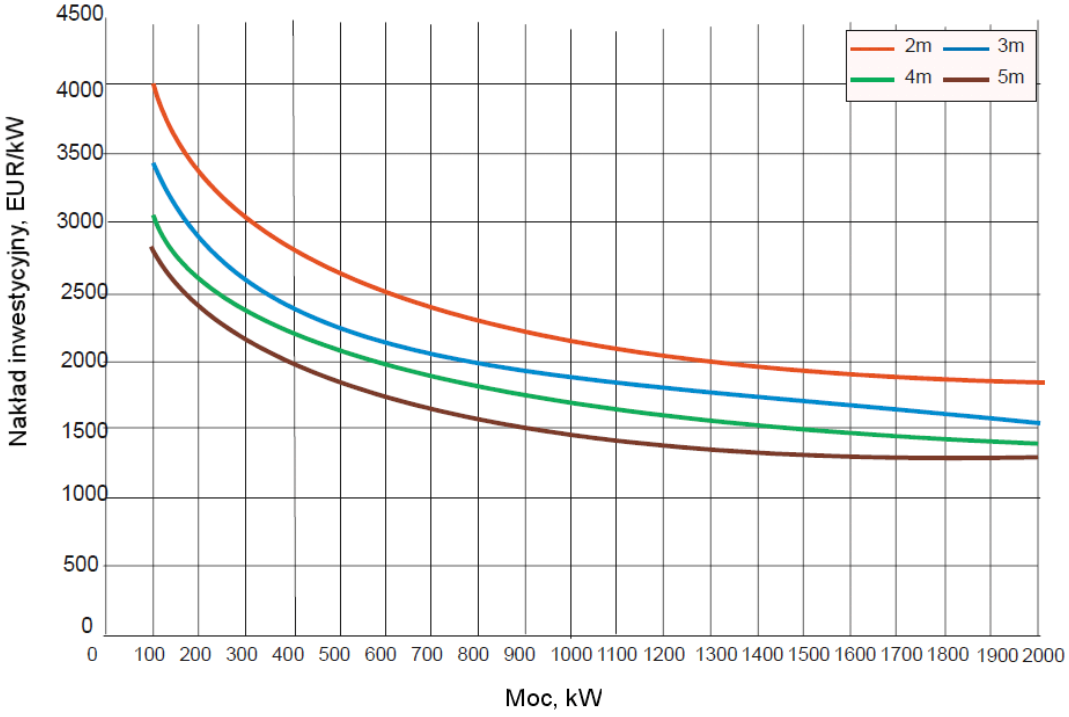


Rysunek 8-1 Jednostkowy koszt 1 kW mocy zainstalowanej

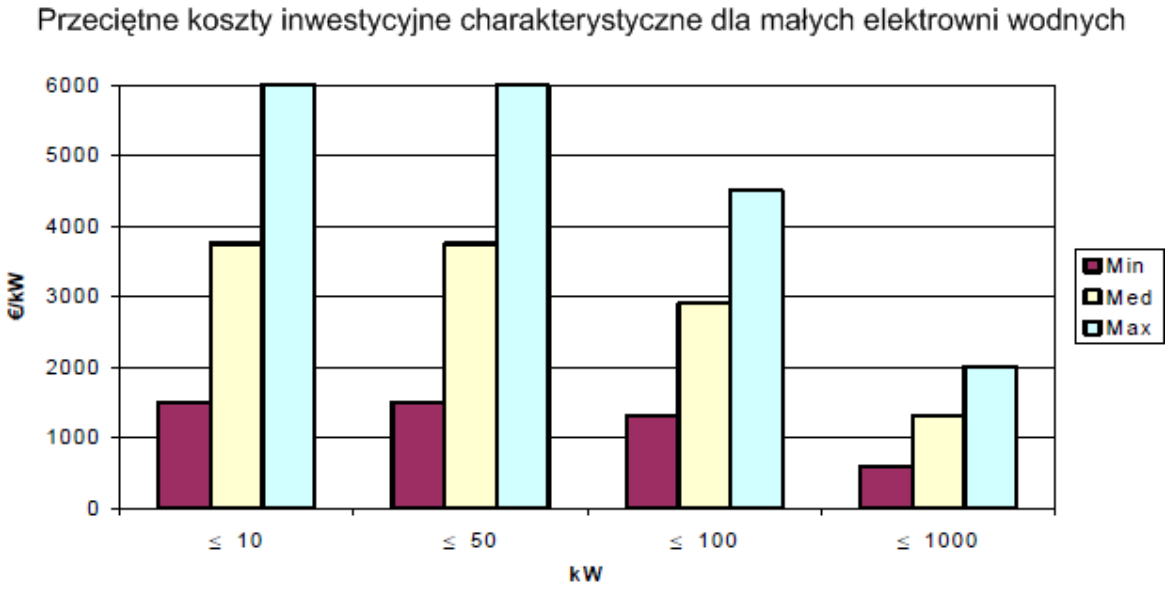
Na konferencji HIDROENERGIA'97 zaprezentowano także wygenerowany w programie *Hydrosoft* zbiór krzywych, przedstawiający zależności pomiędzy kosztem inwestycji mierzonym w €/kW a zainstalowaną mocą elektrowni (pomiędzy 100 kW a 10 MW) dla elektrowni o niskim spadzie (2, 3, 4 oraz 5 m).

Bardziej aktualne dane opracowane przez ESTIR [10] (grudzień 2002) przedstawiają nakłady inwestycyjne charakterystyczne dla małych elektrowni w odniesieniu do ich mocy (niezależnie od wysokości spadu). Duże zróżnicowanie jednostkowych kosztów inwestycji ukazuje rysunek 8.3. Powyższe dane sugerują, że w przypadku elektrowni wodnych o niskiej mocy jednostkowy nakład inwestycyjny w skrajnych przypadkach może wynieść nawet 6 000 €/kW.

Szacunek kosztów jest niezbędny dla analizy ekonomicznej, jednak należy także sporządzić projekt wstępny obejmujący główne elementy elektrowni. Taki projekt może stanowić podstawę do przygotowania zapytań o oferty budżetowe na poszczególne elementy i materiały niezbędne do realizacji przedsięwzięcia. Oferty stanowiące odpowiedzi na takie zapytania nie powinno się jeszcze traktować jako ostateczne do czasu ustalenia szczegółowej specyfikacji i terminów dostaw. To zaś zwykle ma miejsce później, podczas właściwego procesu projektowania oraz zakupów inwestycyjnych.



Rysunek 8-2 Koszty inwestycyjne 1 kW mocy zainstalowanej przy określonym spadzie



Rysunek 8-3 Przeciętne jednostkowe nakłady inwestycyjne charakterystyczne dla małych elektrowni wodnych (według ESTIR)

Należy pamiętać, że w przypadku elektrowni przyłączonej do sieci trzeba uwzględnić także koszty przyłączenia, ponieważ zgodnie z różnymi przepisami krajowymi linia energetyczna, mimo że często staje się własnością operatora sieci, budowana jest na koszt inwestora elektrowni. Dlatego też przedsięwzięcie realizowane w pobliżu węzła przyłączeniowego sieci energoelektrycznej będzie zawsze tańsze, niż w miejscu od niego oddalonym. Dotyczy to również linii telefonicznych w przypadku gdy tego typu linia jest używana do transmisji sygnałów telemetrycznych i alarmowych w elektrowniach bezobsługowych. W takich przypadkach często tańsze mogłoby być użycie samej linii elektroenergetycznej, do utworzenia łączności radiowej. Obecnie najczęściej do tego typu zadań wykorzystuje się sieć cyfrowej telefonii komórkowej, o ile zapewnia ona dostateczny zasięg.

8.3. Wartość pieniądza w czasie

„Wartość pieniądza w czasie" jest koncepcją, która zakłada, że 1 euro otrzymanemu dziś odpowiada większa siła nabywcza niż 1 euro otrzymanemu po pewnym czasie w przyszłości. Można to tłumaczyć choćby możliwością jego zainwestowania i pobierania z tej inwestycji zysków w postaci odsetek. Analizy wartości pieniądza w czasie dotyczą w ogólności związków pomiędzy określoną ilością pieniędzy, określonym okresem czasu oraz określoną stopą odsetek.

Projekt inwestycyjny zakłada przychody oraz wydatki ponoszone w różnych okresach czasu. W każdej analizie ekonomicznej dotyczącej wartości ekonomicznej występują zawsze dwie zmienne – pieniądze oraz czas. Określona ilość pieniędzy wydanych lub otrzymanych w konkretnej chwili ma inną wartość, niż taka sama kwota wydana lub otrzymana w innej chwili analizowanego okresu. Wiąże się to z możliwością zainwestowania danej kwoty pieniędzy i czerpania zysków w wysokości zależnej od czasu trwania tejże inwestycji (przy danej stopie zwrotu takiej inwestycji, im dłuższy jest czas jej trwania, tym większe zyski). Termin „wartość bieżąca" określa obecną wartość przyszłych przepływów pieniężnych oszacowaną z uwzględnieniem danej stopy procentowej. Wartość bieżącą pieniądza (*PV*), czyli jego wartość na chwilę rozpoczęcia inwestycji (w roku „0") wyznacza się poprzez dyskontowanie przyszłej wartości pieniądza (*FV*) w *n*-tym roku inwestycji z uwzględnieniem danej stopy procentowej "*r*" (zwanej także stopą dyskontową). Dokonuje się tego korzystając ze wzoru:

$$PV_0 = \frac{FV_n}{(1+r)^n} = \frac{1}{(1+r)^n} FV_n \tag{8.1}$$

Wyrażenie $1/(1+r)^n$ określane jest także mianem "współczynnika wartości bieżącej" (*PVF*). Tabela 8.1 podaje wartość tego mnożnika dla różnych wartości stopy procentowej i okresów czasu. Stąd też, przy stopie dyskontowej *r*, koszt C_n (lub korzyść B_n), wydatkowany lub otrzymany w roku *n*, można zdyskontować dla roku „0" poprzez równanie:

$$C_0 = \left[\frac{1}{(1+r)^n}\right] C_n \tag{8.2}$$

Ułamek w kwadratowym nawiasie jest wspomnianym wyżej współczynnikiem wartości bieżącej. Aby umożliwić porównanie wartości pieniędzy otrzymanych lub wydatkowanych w różnym czasie, można skorzystać z powyższego wzoru, lub przemnożyć odpowiednią wartość *PVF* (podaną w lewostronnej kolumnie tabeli 8.1) przez daną wartość pieniądza. Na przykład, jeśli określona inwestycja może przynieść zyski na poziomie 8 % rocznie, to kwota € 1500 planowana, jako wpływ w 5-tym roku inwestycji byłaby równoważna kwocie w roku „0" wynoszącej:

$$\frac{1}{(1+0{,}08)^5} \cdot 1500 = 1020{,}9 \qquad [€]$$

Przepływy pieniężne występujące w różnym czasie mogą zostać sprowadzone do wspólnego poziomu porównawczego metodą dyskontową, przy wykorzystaniu wzorów dostępnych w elektronicznych arkuszach kalkulacyjnych lub za pomocą tabeli 8.1. Współczynniki dyskontujące zawarte w tabeli 8.1 zostały wyliczone ze wzorów dyskontujących dla różnych okresów czasu oraz kosztów alternatywnych (wyrażonych jako stopa dyskontowa r). Okresy czasu mogą być wyrażone w latach, kwartałach, miesiącach, itd. a okresowa stopa dyskontowa będzie odpowiadać danemu okresowi czasu (przy danej rocznej stopie dyskontowej *r*, *r*/4 będzie stopą dyskontową właściwą dla kwartału, a *r*/12 – dla miesiąca).

Dzięki koncepcji bieżącej wartości przyszłych płatności, inwestorzy mogą obliczyć m.in. wartość bieżącą przyszłych cen sprzedaży małych elektrowni wodnych. Wzory te pomagają zrozumieć, że obecna inwestycja musi zostać sprzedana za dużo wyższą cenę w przyszłości, jeżeli inwestycja ta ma być interesująca z ekonomicznego punktu widzenia. Choć *PVF* może zostać wykorzystane do rozwiązania każdego problemu związanego z wartością bieżącą,, to aby przyspieszyć obliczenia, warto zdefiniować kolejne określenie - wartość bieżącą renty.

Tabela 8-1 Współczynnik wartości bieżącej (*PVF*) dla różnych okresów *n* i kosztów alternatywnych *r*

	Płatność pojedyncza				Płatność rozłożona równomiernie w czasie			
n \ *r*	6%	8%	10%	12%	6%	8%	10%	12%
1	0,9434	0,9259	0,9091	0,8929	0,9434	0,9259	0,9091	0,8929
2	0,8900	0,8573	0,8264	0,7972	1,8334	1,7833	1,7355	1,6901
3	0,8396	0,7938	0,7513	0,7118	2,6730	2,5771	2,4869	2,4018
4	0,7921	0,7350	0,6830	0,6355	3,4651	3,3121	3,1699	3,0373
5	0,7473	0,6806	0,6209	0,5674	4,2124	3,9927	3,7908	3,6048
6	0,7050	0,6302	0,5645	0,5066	4,9173	4,6229	4,3553	4,1114
7	0,6651	0,5835	0,5132	0,4523	5,5824	5,2064	4,8684	4,5638
8	0,6274	0,5403	0,4665	0,4039	6,2098	5,7466	5,3349	4,9676
9	0,5919	0,5002	0,4241	0,3606	6,8017	6,2469	5,7590	5,3282
10	0,5584	0,4632	0,3855	0,3220	7,3601	6,7101	6,1446	5,6502
11	0,5268	0,4289	0,3505	0,2875	7,8869	7,1390	6,4951	5,9377
12	0,4970	0,3971	0,3186	0,2567	8,3838	7,5361	6,8137	6,1944
13	0,4688	0,3677	0,2897	0,2292	8,8527	7,9038	7,1034	6,4235
14	0,4423	0,3405	0,2633	0,2046	9,2950	8,2442	7,3667	6,6282
15	0,4173	0,3152	0,2394	0,1827	9,7122	8,5595	7,6061	6,8109
16	0,3936	0,2919	0,2176	0,1631	10,1059	8,8514	7,8237	6,9740
17	0,3714	0,2703	0,1978	0,1456	10,4773	9,1216	8,0216	7,1196
18	0,3503	0,2502	0,1799	0,1300	10,8276	9,3719	8,2014	7,2497
19	0,3305	0,2317	0,1635	0,1161	11,1581	9,6036	8,3649	7,3658
20	0,3118	0,2145	0,1486	0,1037	11,4699	9,8181	8,5136	7,4694
21	0,2942	0,1987	0,1351	0,0926	11,7641	10,0168	8,6487	7,5620
22	0,2775	0,1839	0,1228	0,0826	12,0416	10,2007	8,7715	7,6446
23	0,2618	0,1703	0,1117	0,0738	12,3034	10,3711	8,8832	7,7184
24	0,2470	0,1577	0,1015	0,0659	12,5504	10,5288	8,9847	7,7843
25	0,2330	0,1460	0,0923	0,0588	12,7834	10,6748	9,0770	7,8431
26	0,2198	0,1352	0,0839	0,0525	13,0032	10,8100	9,1609	7,8957
27	0,2074	0,1252	0,0763	0,0469	13,2105	10,9352	9,2372	7,9426
28	0,1956	0,1159	0,0693	0,0419	13,4062	11,0511	9,3066	7,9844
29	0,1846	0,1073	0,0630	0,0374	13,5907	11,1584	9,3696	8,0218
30	0,1741	0,0994	0,0573	0,0334	13,7648	11,2578	9,4269	8,0552
31	0,1643	0,0920	0,0521	0,0298	13,9291	11,3498	9,4790	8,0850
32	0,1550	0,0852	0,0474	0,0266	14,0840	11,4350	9,5264	8,1116
33	0,1462	0,0789	0,0431	0,0238	14,2302	11,5139	9,5694	8,1354
34	0,1379	0,0730	0,0391	0,0212	14,3681	11,5869	9,6086	8,1566
35	0,1301	0,0676	0,0356	0,0189	14,4982	11,6546	9,6442	8,1755
36	0,1227	0,0626	0,0323	0,0169	14,6210	11,7172	9,6765	8,1924
37	0,1158	0,0580	0,0294	0,0151	14,7368	11,7752	9,7059	8,2075
38	0,1092	0,0537	0,0267	0,0135	14,8460	11,8289	9,7327	8,2210
39	0,1031	0,0497	0,0243	0,0120	14,9491	11,8786	9,7570	8,2330
40	0,0972	0,0460	0,0221	0,0107	15,0463	11,9246	9,7791	8,2438

Renta jest ciągiem równych płatności w określonym okresie czasu. Wartość bieżąca renty przez *n* lat, przy rocznych płatnościach na poziomie *C* (począwszy od końca pierwszego roku), będzie wynikiem mnożenia *C* przez współczynnik a_n, równy sumie współczynników wartości bieżącej *v*:

$$a_n = v_1 + v_2 + v_3 + ... + v_n .$$

Można wykazać, że:

$$a_n = \frac{1-v_n}{r} = \frac{(1+r)^n - 1}{r(1+r)^n} = \frac{1-(1+r)^{-n}}{r} . \tag{8.3}$$

Renta jest płatnością powtarzającą się regularnie w przedziale czasu o długości "*n*". Przyjmując "*C*" jako roczne płatności oraz "*PVA*" jako wartość bieżącą renty, można wyrazić wartość bieżącą jako sumę przyszłych płatności zdyskontowaną współczynnikiem "*r*":

$$PVA_n = C\sum_{t=1}^{n}\frac{1}{(1+r)^t} = C\frac{1-\frac{1}{(1+r)^n}}{r} = C\frac{1+(1+r)^{-n}}{r} = C\cdot a_n \tag{8.4}$$

Na przykład: wartość bieżąca serii płatności w wysokości € 200 przez 3 lata w wartościach na początek pierwszego roku zostanie obliczona przy użyciu równania 8.4 oraz współczynnika *PVF* z prawej kolumny Tabeli 8.1. Przyjmując stopę dyskontową *r* na poziomie 8%, otrzymujemy:

$$PVA_3 = 200\sum_{t=1}^{3}\frac{1}{(1+0{,}08)^3} = 200\frac{1-\frac{1}{(1+0{,}08)^3}}{0{,}08} = 200\frac{1+(1+0{,}08)^{-3}}{0{,}08} = 200\cdot 2{,}5771 = 551{,}42 \ \ [€]$$

Koncepcja wartości bieżącej renty pozwala na oszacowanie, jak wysokie dochody ze sprzedaży musiałaby osiągać mała elektrownia wodna, aby przedsięwzięcie było opłacalne dla inwestora. Przy cenach sprzedaży energii elektrycznej na poziomie 4 €ct/kWh i rocznej produkcji na poziomie 100.000 kWh, roczne dochody (renta) wynosi 4000 €. Jaka byłaby bieżąca wartość tego strumienia dochodów dla okresu 10 lat przy wymaganej stopie zwrotu dla inwestora na poziomie 8%? Korzystając z równania 8.4 i wartości z Tabeli 8.1 otrzymuje się:

$$PVA_{10} = 4000\frac{1-\frac{1}{(1+0{,}08)^{10}}}{0{,}08} = 4000\cdot 6{,}7101 = 26840{,}4 \ \ [€]$$

8.4. Metody oceny ekonomicznej

Okres zwrotu jest najprostszą metodą od strony obliczeniowej, jednak większość księgowych preferuje analizę bieżącej wartości netto *NPV* oraz wewnętrznej stopy zwrotu (*IRR*). Metody te biorą pod uwagę większość czynników mających wpływ na efektywność inwestycji. Obie metody uwzględniają wartość pieniądza w czasie.

Najprostszą metodą porównywania różnych projektów inwestycyjnych jest zestawienie stosunku ogółu kosztów inwestycji do zainstalowanej mocy lub do rocznej produkcji energii. Kryterium to nie przesądza o dochodowości przedsięwzięcia, gdyż przychody nie są brane pod uwagę. Stanowią one podstawowe kryterium oceny.

8.4.1. Metody statyczne

8.4.1.1. Metoda okresu zwrotu

Metoda okresu zwrotu określa ilość lat potrzebnych do zwrotu zainwestowanego kapitału poprzez spodziewane korzyści. Ilość potrzebnych lat zwana jest okresem zwrotu (z ang. *payback, recovery,* lub *break-even period*). Obliczenia wyglądają następująco:

$$Okres\ zwrotu = \frac{Koszt\ inwestycji}{Roczne\ dochody\ netto}$$

Miara ta zwykle nie uwzględnia kosztu alternatywnego kapitału. Kosztem alternatywnym kapitału nazywamy odsetki, które można by otrzymać użytkując posiadane zasoby w inny sposób niż analizowana inwestycja. Koszty inwestycji zwykle są zdefiniowane jako koszty początkowe (prace budowlane, koszt wyposażenia elektrycznego i hydromechanicznego), korzyści zaś jako rezultaty inwestycji – roczne dochody netto spodziewane ze sprzedaży wyprodukowanej energii po odjęciu kosztów operacyjnych oraz utrzymania, przy założeniu stałej wartości pieniądza. Często uważa się, że okres zwrotu nie powinien przekraczać 7 lat, jeśli projekt inwestycyjny małej inwestycji wodnej ma być uważany za opłacalny. Nie jest to jednak kryterium powszechnie przyjęte.

Metoda okresu zwrotu nie pozwala jednak na wybór pomiędzy zastosowaniem określonych rozwiązań technicznych dla tego samego przedsięwzięcia, nie umożliwia także porównania różnych projektów, które mogłyby zostać zrealizowane przez jednego inwestora. Właściwie metoda nie ujmuje przepływów pieniężnych realizowanych poza okresem, w którym dokona się zwrot inwestycji, nie może więc mierzyć efektywności inwestycji w całym cyklu życia projektu.

Podczas analizy metodą okresu zwrotu, projekty lub zakupy o krótszych okresach zwrotu uważane są za korzystniejsze od tych z dłuższymi okresami zwrotu. Teoria zakłada, że projekty z krótszymi okresami zwrotu są bardziej płynne, stąd też reprezentują mniejsze ryzyko.

Inwestor stosujący tę metodę, akceptuje projekt prowadzący do zwrotu nakładów inwestycyjnych i - jeśli jest wybór – taki, który zwróci się najszybciej. Metoda ta jest prosta w użyciu, ale ma zastosowanie jedynie wtedy, gdy ważna dla inwestora jest kwestia płynności, nie uwzględnia natomiast wyraźnie zagadnienia wartości pieniądza w czasie.

8.4.1.2. Metoda zwrotu z inwestycji

Metoda zwrotu z inwestycji (*ROI - Return On Investment*) polega na obliczeniu średnich rocznych korzyści – pomniejszonych o roczne koszty (takie jak deprecjacja) – jako procent wyjściowej wartości księgowej inwestycji. Obliczenia wyglądają następująco:

$$ROI = \frac{Roczny\ dochód\ netto - deprecjacja}{koszty\ inwestycji} \times 100$$

Na użytek tego wzoru, obliczenia wartości deprecjacji (spadku wartości) są bardzo proste, przy użyciu metody liniowej:

$$Deprecjacja = \frac{koszt - wartość\ pozostała}{czas\ pracy\ obiektu}$$

Użycie metody *ROI* pozwala szybko oszacować dochody netto generowane przez projekt inwestycyjny oraz może służyć jako podstawa do porównywania kilku różnych projektów. Analiza przy zastosowaniu tej metody uwzględnia zwrot kapitału przez cały cykl życia projektu (w przeciwieństwie do metody okresu zwrotu, która uwzględnia tylko okres potrzebny do zwrotu zainwestowanych środków). Z drugiej strony jednak, obliczenia *ROI* opierają się na danych związanych z dochodem, nie z przepływami gotówki, oraz całkowicie ignoruje kwestię wartości pieniądza w czasie. Aby obejść ten problem, używa się metod bieżącej wartości netto oraz wewnętrznej stopy zwrotu.

8.4.2. Metody dynamiczne

Dynamiczne metody analizy finansowej biorą pod uwagę ogół kosztów oraz korzyści w całym cyklu życia projektu inwestycyjnego oraz określony czas realizacji przepływów pieniężnych.

8.4.2.1. Metoda bieżącej wartości netto (*NPV*)

NPV (*Net Present Value*) jest metodą porównywania propozycji inwestycyjnych. Wartość bieżąca netto jest równa bieżącej wartości przyszłych zwrotów z inwestycji, zdyskontowanej współczynnikiem kosztu krańcowego kapitału oraz po odjęciu bieżącej wartości kosztów inwestycji. Różnica pomiędzy dochodami a wydatkami (obydwie wartości zdyskontowane stopą procentową stałą dla całego okresu analizy) tworzy wartość bieżącą netto (*NPV*) inwestycji. Można ją wyliczyć poprzez następujące operacje:

1. Wyliczenie spodziewanych wolnych przepływów pieniężnych (najczęściej w skali rocznej) jako wyników inwestycji;
2. Odjęcie kosztu kapitału zdyskontowanego stopą procentową uwzględniającą czas i ryzyko, aby uzyskać wartość bieżącą;
3. Odjęcie początkowych kosztów inwestycji – obliczenie bieżącej wartości netto (*NPV*).

Wartość bieżąca netto jest więc wielkością, która wyraża wartość wyników inwestycji w cenach bieżących. Jest to możliwe dzięki uwzględnieniu wszystkich przepływów pieniężnych w całym cyklu życia projektu w bieżących cenach. Realizację projektu można brać pod uwagę przy dodatniej wartości *NPV*.

Wzór do obliczenia *NPV*, przy założeniu przepływów pieniężnych (dochodów) występujących w równych odstępach czasowych oraz wystąpieniu pierwszych przepływów pieniężnych pod koniec pierwszego okresu analizy, kolejnych zaś przepływów – w kolejnych okresach, wygląda następująco:

$$NPV = \sum_{i=1}^{n} \frac{R_i - \left(I_i + O_i + M_i\right)}{\left(1+r\right)^i} + V_r \tag{8.5}$$

gdzie: I_i = inwestycje w okresie i

R_i = przychody w okresie i

O_i = koszty operacyjne w okresie i

M_i = koszty utrzymania w okresie i

V_r = wartość rezydualna inwestycji pod koniec cyklu życia inwestycji, gdy cykl życia wyposażenia jest dłuższy od zakładanej długości życia projektu

r = okresowa stopa dyskontowa, gdy okresem jest kwartał przyjmuje się ¼ stopy rocznej

n = liczba okresów (lat, kwartałów, miesięcy, itd.) w cyklu życia inwestycji

Obliczeń zwykle dokonuje się na okres 30 lat, gdyż ze względu na zastosowane metody dyskontowania przychodów i wydatków, w dalszych latach analizy stają się one mało istotne dla analizy.

Metoda bieżącej wartości netto pozwala na porównanie różnych projektów według malejącej wartości *NPV*. Projekty o ujemnej wartości *NPV* zostają odrzucone, gdyż oznacza to, że zdyskontowane korzyści w cyklu życia projektu nie są wystarczająco wysokie, aby pokryć początkowe koszty inwestycji. Spośród projektów o dodatniej wartości *NPV* za najlepsze będą uważane przedsięwzięcia o najwyższej wartości *NPV*.

Wyniki obliczeń *NPV* wykazują wysoką wrażliwość na zmiany stopy dyskontowej, a nieprawidłowe jej oszacowanie może znacząco wpłynąć, lub nawet zupełnie odmienić ranking efektywności projektów. Jako że zmiana stopy dyskontowej może zmienić wynik analizy, powinno się jej używać bardzo ostrożnie. Dla prywatnego inwestora stopa dyskontowa musi pozwolić na wybór pomiędzy

inwestycją w małą elektrownię wodną a oszczędzaniem pieniędzy przy wykorzystaniu bezpiecznych inwestycji, tj. lokat bankowych, obligacji, bonów skarbowych. Stopa dyskontowa, zależnie od stopy inflacji, zwykle zawiera się w przedziale między 5% a 12%.

Jeśli dochody nie zmieniają się w czasie (szereg jednostajny), ich zdyskontowaną wartość przedstawia równanie (8.3).

Metoda ta nie rozróżnia projektów o wysokich nakładach inwestycyjnych, obiecujących określone dochody od innych, które generują takie same dochody, lecz wymagają niższych wkładów inwestycyjnych, jako że mogą one mieć taką samą wartość *NPV*. Stąd projekt wymagający nakładów na poziomie €1 000 000 w cenach bieżących o spodziewanych zyskach €1 100 000 będzie się charakteryzował taką samą wartością *NPV*, jak projekt o nakładach w wysokości €100 000 i zyskach €200 000 (wartości bieżące). Wartość *NPV* w przypadku obu projektów będzie równa €100 000, lecz pierwsze przedsięwzięcie wymaga dziesięciokrotnie wyższych nakładów niż drugie.

Użycie stałych stóp dyskontowych przy obliczaniu *NPV* wywołuje kontrowersje [11]. Najnowsze teorie ekonomiczne postulują wykorzystanie malejących stóp dyskontowych dla projektów długoterminowych – gdy cykl życia inwestycji przekracza 30 lat, w szczególności w przypadku projektów infrastrukturalnych. Przykładami takich projektów mogą być: zapobieganie zmianom klimatycznym, budowa elektrowni, czy też długoterminowe inwestycje infrastrukturalne, takie jak budowa dróg oraz kolei. Dla przykładu, na ocenę kosztów łagodzenia zmian klimatycznych istotnie wpływa fakt, że korzyści płynące z redukcji emisji mogą stać się odczuwalne w dalekiej przyszłości. Przy zastosowaniu stałych stóp dyskontowych, korzyści te są dyskontowane do poziomu zbliżonego do zera, co nie stanowi znacznego bodźca dla podejmowania działań, lecz malejąca stopa procentowa przypisuje większe znaczenie przyszłym korzyściom.

Reasumując, właściwe użycie malejących stóp dyskontowych kładzie większy nacisk na koszty i korzyści spodziewane w dalekiej przyszłości. Przedsięwzięcia inwestycyjne o strumieniu korzyści narastającym wraz z dłuższym cyklem życia projektu wydają się bardziej atrakcyjne.

8.4.2.2. Wskaźnik korzyści/koszty

Metoda wskaźnika korzyści/koszty porównuje bieżącą wartość korzyści oraz kosztów inwestycyjnych wynikających z inwestycji w elektrownię za pomocą wskaźnika $R_{b/c}$. Porównanie dotyczy strumienia przychodów i strumienia wydatków. Projekty o współczynniku mniejszym od 1 są odrzucane. Wzór matematyczny na wskaźnik $R_{b/c}$ przedstawia się następująco:

$$R_{b/c} = \frac{\sum_{i=0}^{n} i \frac{R_i}{(1+r)^i}}{\sum_{i=0}^{n} i \frac{I_i + M_i + O_i}{(1+r)^i}} \tag{8.6}$$

gdzie parametry są tożsame z wymienionymi w (8.5)

8.4.2.3. Metoda wewnętrznej stopy zwrotu

Analiza większych projektów inwestycyjnych z wykorzystaniem metody wewnętrznej stopy zwrotu (*IRR - Internal Return Rate*) uwzględnia wartość pieniądza w czasie. Zasadniczo utożsamia ona stopę procentową ze spodziewaną wartością zwrotu kapitału z inwestycji wyrażoną w euro. Gdy stopa zwrotu jest już znana, można ją porównywać ze stopami zwrotu, jakie mogłyby zostać osiągnięte poprzez wybór alternatywnych projektów lub inwestycji. Jeśli wewnętrzna stopa zwrotu jest niższa od kosztu kapitału obcego potrzebnego do sfinansowania projektu, przedsięwzięcie jest nieopłacalne. Jednak najczęściej, aby zaakceptować projekt inwestycyjny, inwestor wymaga wewnętrznej stopy zwrotu *IRR* o kilka procent *wyższej* od kosztów kapitału jako rekompensatę za podjęte ryzyko, czas oraz problemy związane z projektem.

W przypadku metody wewnętrznej stopy zwrotu, istotą porównania poszczególnych projektów jest wybór projektu o najwyższej wartości *IRR*.

Stopę zwrotu wylicza się zazwyczaj metodą prób i błędów, obliczając przepływy pieniężne netto dla różnych stóp dyskontowych tak długo, aż ich wartość zostanie zredukowana do zera. Arkusze kalkulacyjne wyposażone są w szereg narzędzi, aby wyliczyć przybliżoną wewnętrzną stopę zwrotu. Poniższe przykłady obrazują, jak zastosować opisane wyżej metody dla hipotetycznego projektu małej elektrowni wodnej:

8.4.3. Przykłady

8.4.3.1. Przykład A

Moc zainstalowana: 4 929 kW

Prognozowana roczna produkcja: 15 750 MWh

Przychód roczny po pierwszym roku: €1 005 320

Zakłada się coroczny wzrost cen energii elektrycznej o 1% niższy od stopy inflacji.

Prognozowane koszty projektu w € wynoszą:

1	Studium wykonalności:	6 100
2	Opracowanie i zarządzanie projektem:	151 975
3	Prace budowlane:	2 884 500
4	Wyposażenie elektromechaniczne:	2 686 930
5	Instalacja:	686 930
6	Suma 1-5:	6 416 435

Nieprzewidziane wydatki (3%): 192 493

Całkowity koszt inwestycji: €6 608 928

Koszty inwestycyjne w przeliczeniu na 1 kW wynoszą:

6 608 928/4.929 = 1 341 €/kW

Koszty inwestycyjne w przeliczeniu na roczną produkcję: 420 €/MWh

Roczne koszty operacyjne oraz utrzymania, oszacowane na poziomie 4% całkowitej wartości inwestycji wynoszą: €264 357

Tabela 8-2 Analiza przepływów pieniężnych

Nakłady inwestycyjne	**Koszty utrzymania i eksploatacji**	**Stopa dyskontowa** ***r***	**Trwałość** ***n***
6 608 928 €	**64 357 €**	**8 %**	**35 lat**

Rok	Nakłady	Przychody	Utrzymanie i eksploatacja	Przepływy pieniężne	Przepływy skumulowane
-4	82 087		-	-82 087	- 82 087
-3	75 988			-75 988	- 158 075
-2	3 074 165			-3 074 165	- 3 232 240
-1	3 376 688			-3 376 688	- 6 608 928
0		1 005 320	264 357	740 963	- 5 867 965
1		995 267	264 357	730 910	- 5 137 055
2		985 314	264 357	720 957	- 4 416 098
3		975 461	264 357	711 104	- 3 704 995
4		965 706	264 357	701 349	- 3 003 645
5		956 049	264 357	691 692	- 2 311 953
6		946 489	264 357	682 132	- 1 629 821
7		937 024	264 357	672 667	- 957 155
8		927 654	264 357	663 297	- 293 858
9		918 377	264 357	654 020	360 162
10		909 193	264 357	644 836	1 004 998
11		900 101	264 357	635 744	1 640 743
12		891 100	264 357	626 743	2 267 486
13		882 182	264 357	617 832	2 885 318
14		873 368	264 357	609 010	3 494 329
15		864 634	264 357	600 277	4 094 605
16		855 988	264 357	591 630	4 686 236
17		847 428	264 357	583 071	5 269 306
18		838 953	264 357	574 596	5 843 903
19		830 564	264 357	566 207	6 410 109
20		822 258	264 357	557 901	6 968 010
21		814 036	264 357	549 679	7 517 689
22		805 895	264 357	541 538	8 059 227
23		797 836	264 357	533 479	8 592 706
24		789 858	264 357	525 501	9 118 207
25		781 959	264 357	517 602	9 635 809
26		774 140	264 357	509 783	10 145 592
27		766 398	264 357	502 041	10 647 633
28		758 734	264 357	494 377	11 142 011
29		751 147	264 357	486 790	11 628 800
30		743 636	264 357	479 278	12 108 079
31		736 199	264 357	471 842	12 579 921
32		728 837	264 357	464 480	13 044 401

Analiza zakłada, że projekt będzie realizowany przez cztery lata. Pierwszy rok będzie poświęcony analizie wykonalności oraz uzyskaniu pozwolenia od odpowiednich organów administracyjnych. Stąd pod koniec pierwszego roku do zapłaty będzie całość kosztów studium wykonalności oraz połowa kosztów opracowania i zarządzania projektem. Pozostała część wydatków w zakresie opracowania i zarządzania projektem przypadnie na koniec drugiego roku. Koniec trzeciego roku niesie za sobą wydatki w postaci 60% kosztów robót budowlanych oraz 50% wyposażenia elektromechanicznego. Pozostałe koszty inwestycyjne zostaną poniesione pod koniec roku czwartego. Projekt zostanie zrealizowany pod koniec czwartego roku i rozpocznie działalność począwszy od początku piątego roku (rok zero). Odtąd wpływy ze sprzedaży energii elektrycznej oraz koszty operacyjne i utrzymania zostaną zrealizowane pod koniec każdego roku. Ceny energii elektrycznej wzrastają corocznie o 1% mniej od wzrostu stopy inflacji. Termin pozostawania w mocy pozwolenia na produkcję energii wodnej został ustalony na poziomie 35 lat, począwszy od początku drugiego roku (rok –2). Stopa dyskontowa wynosi 8% a wartość rezydualna zero. Tabela 8.2 przedstawia przepływy pieniężne na przestrzeni cyklu życia projektu.

Wartość bieżąca netto (*NPV*)

Równanie (8.5) można zapisać następująco:

$$NPV = \sum_{i=4}^{36} \frac{R_i - (O_i + M_i)}{(1+r)^i} - \sum_{i=0}^{3} \frac{I_i}{(1+r)^i}$$

Aby przeprowadzić obliczenia za pomoca powyższego równania należy wziąć pod uwagę fakt, że R_i zmienia się każdego roku z powodu zmian cen energii elektrycznej. *NPV* wyliczone za pomocą obliczeń ręcznych bądź przy użyciu elektronicznego arkusza kalkulacyjnego wynosi **€444 803.**

Wewnętrzna stopa zwrotu (*IRR*)

IRR obliczana jest za pomocą iteracyjnego procesu kalkulacyjnego, przy użyciu różnych stóp dyskontowych, aby znaleźć tę odpowiednią dla *NPV* = 0 lub używając specjalnej funkcji *NPV* w elektronicznym arkuszu kalkulacyjnym.

NPV dla r = 8% NPV = €444 803

NPV dla r = 9% NPV = - €40 527

iteracji metodą kolejnych przybliżeń można obliczyć, że *NPV* = 0 występuje przy stopie dyskontowej *r* = 8,91%, a więc *IRR* = 8,91%

Wskaźnik Korzyści - Koszty

Bieżąca wartość netto (*NPV*) przychodów w roku 35 wynosi €8 365 208, zaś bieżąca wartość netto (*NPV*) kosztów €7 884 820. Z tego wynika, że:

$R_{b/c}$ = 1,061

Różnicowanie szacunków może służyć badaniu wrażliwości poszczególnych parametrów. Tabela 8.3 oraz Tabela 8.4 przedstawiają odpowiednio wartość bieżącą netto (*NPV*) oraz wskaźnik korzyści-koszty ($R_{b/c}$) dla przykładu A dla różnych długości cykli życia projektów oraz stóp dyskontowych.

Tabela 8-3 *NPV* a długość cyklu życia projektu oraz stopa dyskontowa

rok/*r*	6 %	8 %	10 %	12 %
25	1 035 189	21 989	- 668 363	- 1 137 858
30	1 488 187	281 347	- 518 242	- 1 050 050
35	1 801 647	444 803	- 431 924	- 1 003 909

Tabela 8-4 $R_{b/c}$ a długość cyklu życia projektu oraz stopa dyskontowa

rok/r	6 %	8 %	10 %	12 %
25	1,153	1,020	0,906	0,811
30	1,193	1,050	0,930	0,830
35	1,215	1,061	0,933	0,828

Wyniki finansowe są wysoce zależne od ceny za energię elektryczną. Tabela 8.5 przedstawia wartości *NPV*, $R_{b/c}$ oraz *IRR* dla różnych stawek – 35% oraz 25% niższych, jak również 15% oraz 25% wyższych od założonych w przykładzie A.

Tabela 8-5 *NPV*, $R_{b/c}$ oraz *IRR* dla różnych stawek cen energii elektrycznej (na poziomie r = 8% i cyklu życia projektu 35 lat)

	65 %	75 %	100 %	115 %	125 %
NPV	- 2 266 144	- 1 491 587	44 803	1 606 638	2 381 194
$R_{b/c}$	0,690	0,796	1,061	1,220	1,326
IRR	2,67 %	4,68 %	8,91 %	11,16 %	12,60 %

Przykład B

Przykład B przedstawia roczne przepływy pieniężne w przypadku, gdy inwestor korzysta z zewnętrznego kapitału, przy następujących założeniach:

- Stopa dyskontowa 8%
- Czas realizacji projektu: 4 lata
- Należności i wydatki naliczane pod koniec roku
- Około 70% inwestycji finansowanych przez bank (okres wolny od spłat 2 lata)
- Okres finansowania: 12 lat
- Koszt kapitału obcego (stopa procentowa) 10%
- Cykl życia projektu 30 lat

Wydatki są identyczne jak w przykładzie A. W ciągu dwóch pierwszych lat bank pobiera jedynie odsetki od niespłaconego długu, patrz Tabela 8.6.

Należy wspomnieć, że przykład odnosi się do hipotetycznej elektrowni, chociaż wartości kosztów i przychodów są dostosowane do warunków w Południowej Europie. Celem jest przedstawienie praktycznego przykładu, na którym można by się wzorować i stosować go w odniesieniu do innych projektów o innych kosztach oraz przychodach.

Tabela 8-6 Przykład B – roczne przepływy pieniężne dla inwestycji finansowanej zewnętrznie

Nakłady inw. - €	Koszty bieżące - €	Stopa dyskontowa	Cykl życia - *t*	Kredyt bankowy	Okres kredytowania	Odsetki kredytowe	NPV	$R_{b/c}$	IRR
6 608 928	264 357	8 %	35 lat	4 515 599	12 lat	10 %	208 208	1,061	8,72 %

Rok	Inwestycje	Kredyt bankowy	Wkład inwestora	Spłata kredytu	Zadłużenie	Odsetki	Przychody	Koszty bieżące	Przepływy pieniężne	Przepływy skumulowane
-4	- 82 087								- 82 087	- 82 087
-3	- 75 988								- 75 988	- 158 075
-2	- 3 074 165	-2 151 916	- 922 249	0	- 2 151 916				- 922 249	- 1 080 324
-1	- 3 376 688	-2 363 683	- 2 363 683	0	- 4 515 599	- 215 192			- 1 013 005	- 2 093 329
0				0	- 4 515 599	- 451 560	1 005 320	- 264 357	289 403	- 1 803 926
1				- 135 023	- 4 380 576	- 451 560	995 267	- 264 357	144 327	- 1 659 599
2				- 296 835	- 4 083 741	- 438 058	985 314	- 264 357	- 13 936	- 1 673 535
3				- 326 519	- 3 757 222	- 408 374	975 461	- 264 357	- 23 789	- 1 697 324
4				- 359 171	- 3 398 051	- 375 722	965 706	- 264 357	- 33 544	- 1 730 868
5				- 395 088	- 3 002 963	- 339 805	956 049	- 264 357	- 43 201	- 1 774 069
6				- 434 596	- 2 568 367	- 300 296	946 489	- 264 357	- 52 761	- 1 826 829
7				- 478 056	- 2 090 311	- 256 837	937 024	- 264 357	- 62 226	- 1 889 055
8				- 525 862	- 1 564 449	- 209 031	927 654	- 264 357	- 71 597	- 1 960 652
9				- 578 448	- 986 001	- 156 445	918 377	- 264 357	- 80 873	- 2 041 525
10				- 636 293	- 349 708	- 98 600	909 193	- 264 357	- 90 057	- 2 131 582
11				- 349 708	0	- 34 971	900 101	- 264 357	251 066	- 1 880 516
12							891 100	- 264 357	626 743	- 1 253 773
13							882 189	- 264 357	617 832	- 635 940
14							873 368	- 264 357	609 010	- 26 930
15							864 634	- 264 357	600 277	573 347
16							855 988	- 264 357	591 630	1 164 977
17							847 428	- 264 357	583 071	1 748 048
18							838 953	- 264 357	574 596	2 322 644
19							830 564	- 264 357	566 207	2 888 851
20							822 258	- 264 357	557 901	3 446 752
21							814 036	- 264 357	549 679	3 996 430
22							805 895	- 264 357	541 538	4 537 968
23							797 836	- 264 357	533 479	5 071 448
24							789 858	- 264 357	525 501	5 596 948
25							781 959	- 264 357	517 602	6 114 551
26							774 140	- 264 357	509 783	6 624 333
27							766 398	- 264 357	502 041	7 126 375
28							758 734	- 264 357	494 377	7 620 752
29							751 147	- 264 357	486 790	8 107 542
30							743 636	- 264 357	479 278	8 586 820
31							736 199	- 264 357	471 842	9 058 662
32							728 837	- 264 357	464 480	9 523 142

8.4.3.3 Analiza finansowa istniejących elektrowni w Europie

Tabela 8.7 zawiera analizę wybranych małych elektrowni wodnych w Europie. Należy zaznaczyć, że zarówno koszty inwestycyjne, jak i stawki odkupu energii ze źródeł odnawialnych odpowiadają rzeczywistości z roku 1991 i nie muszą koniecznie odzwierciedlać obecnej sytuacji.

Tabela 8-7 Analiza finansowa wybranych europejskich małych elektrowni wodnych

Państwo		Francja	Hiszpania	Irlandia	Niemcy	Polska	Portugalia
Przełyk znamionowy	m^3/s	0.6	104	15	0.3	57	2
Spad brutto	m	400	5	3.5	47	3,7	117
Typ turbiny		Pelton	Kaplan	Kaplan	Francis	Kaplan	Francis
Moc instalowana	kW	1900	5000	430	110	1 500	1630
Nakłady inwestycyjne	€	1297 400	5578 928	541 400	486 500	3 000 000	1148 000
Czas pracy	**h**	**4 105**	**3 150**	**8 400**	**8 209**	**4 000**	**4 012**
Produkcja roczna	MWh	7800	15750	3612	903	6 000	6540
Cena sprzedaży	€/MWh	53.65	63.82	23.23	76.13	106	53.54
Przychody	€/rok	418 443	1005 165	83 907	68 745	636 000	350 128
Ekspl. & Utrzymanie	€/rok	51 984	157 751	25 176	19 850	110 848	22 960
Ekspl. & Utrzymanie	%	4.01	2.83	4.65	4.08	3,69	2.00
Dochody brutto	€/rok	366 459	847 414	58 731	48 895	525 153	327 168
Analiza ekonomiczna							
Nakłady jednostkowe	€/kW	683	1 116	1 259	4 423	2 000	704
Nakłady jednostkowe	€/MWh	166	354	150	539	500	176
Okres zwrotu	lata	3.54	6.58	9.22	9.95	6	3.51
NPV	€	2 649 850	3 739 862	115 910	63 374	3 185 895	2 375 270
IRR	%	28.23	14.99	10.33	9.37	17,00	28.49
B/C		2.72	1.64	1.16	1.15	1,61	2.82

Wartości zostały wyliczone dla stopy dyskontowej 8 % i cyklu życia projektu wynoszącego 30 lat. W tabeli można zaobserwować wskaźniki kosztów inwestycyjnych w przeliczeniu na 1 kW zainstalowanej mocy lub rocznej produkcji wyrażonej w MWh, których wartości różnią się dla poszczególnych elektrowni. Aktualne koszty robót budowlanych oraz wyposażenia elektromechanicznego różnią się dla poszczególnych państw. Wymagania ochrony środowiska, które mają wpływ na koszty inwestycji, także się różnią – nie tylko pomiędzy poszczególnymi państwami, ale też regionami. Stawki odkupu energii elektrycznej w niektórych państwach mogą być nawet do pięciu razy wyższe niż w innych.

8.5. Stawki i bodźce motywacyjne

Analizy ekonomiczne przedsięwzięcia inwestycyjnego wykonywane przez inwestora byłyby znacznie prostsze, gdyby stawki opłat za energię elektryczną kształtowały się na stałym, ujednoliconym poziomie. Trendy są jednak inne, a sytuacja na rynkach ciągle się zmienia, czego dobrym przykładem są obecne dążenia do liberalizacji i otwierania rynków oraz promocji odnawialnych źródeł energii. Stawki są uzgadniane na różne sposoby pomiędzy producentem a dostawcą. Duży wpływ na ich kształtowanie wywiera polityka państwa. Strategie postępowania poszczególnych państw nie tylko mogą się różnić miedzy sobą, ale także ulegać częstym weryfikacjom oraz zmianom, co utrudnia zestawienie danych w sposób bardziej szczegółowy. Stawki wynegocjowane poprzez rodzaj umowy zakupu energii zawartej z dostawcą mogą różnić się w zależności od państwa, którego polityka wywiera wpływ na ich kształtowanie. Dlatego inwestor musi dobrze orientować się w zagadnieniach polityki poszczególnych państw (dotyczącej elektrowni wodnych) i rozumieć jej implikacje. Podobnie, musi on także sprawdzić, jakie dodatkowe możliwości oferuje dane państwo w zakresie promocji nowych przedsięwzięć z zakresu energetyki odnawialnej. Rozdział 9 (Aneks) opisuje różne rodzaje konstrukcji taryf oraz systemów wsparcia dostępnych w krajach Unii. Tabela 8.8 przedstawia bieżące ceny w Unii Europejskiej, wynikające z różnych programów wsparcia.

Tabela 8-8a: Ceny energii elektrycznej wyprodukowanej w małych elektrowniach wodnych w państwach Unii Europejskiej (UE-15)

Kraj członkowski	Cena sprzedaży (€centy/kWh)
Austria	**Taryfikator obowiązujący w latach 2002-2009 z 13-letnią gwarancją** Stare elektrownie za pierwszą GWh: 5,68 za produkcję w granicach 1 – 4 GWh: 4,36 4- 14 GWh: 3,63 14-24 GWh: 3,28 > 24 GWh: 3,15 Nowe elektrownie *Elektrownie po przebudowie z przyrostem rocznej produkcji energii elektrycznej> 15%* za pierwszą GWh: 5,96 za produkcję w granicach 1 – 4 GWh: 4,58 4- 14 GWh: 3,81 14-24 GWh: 3,44 > 24 GWh: 3,31 *Nowe elektrownie lub elektrownie przebudowane o wzroście produkcji rocznej> 50%* za pierwszą GWh: 6,25 za produkcję w granicach 1 – 4 GWh: 5,01 4- 14 GWh: 4,17 14-24 GWh: 3,94 + 24 GWh: 3,78 **Taryfikator obowiązujący od 2009 roku:** 2 (dotacja) + 2,2 (cena rynkowa)
Belgia	Walonia: 12,3 = 3,3 (cena rynkowa) + 9 (zielony certyfikat) Flandria: 12,8 = 3,3 (cena rynkowa) + 9,5 (zielony certyfikat)
Dania	8,48
Finlandia	2,6 (cena rynkowa) + 0,42 (premia jeśli < 1 MW); Dodatkowo: dotacja w wysokości 30% inwestycji
Grecja [2]	Elektrownie w krajowym systemie elektroenergetycznym: 7,.52
	Elektrownie na wyspach, niepodłączone do sieci krajowej: 8,74
Holandia [2]	5 ÷ 6
Hiszpania	6,49 = 3,54 (cena wspólna) + 2,95 (premia)
Irlandia [2]	6,80
Luksemburg	3,1 (cena energii elektrycznej) + 2,5 (premia tylko dla elektrowni o mocy < 3 MW)

Tabela 8-8a: Ceny energii elektrycznej wyprodukowanej w małych elektrowniach wodnych w państwach Unii Europejskiej (UE-15), ciąg dalszy

<table>
<tr><th>Kraj członkowski</th><th>Cena sprzedaży (€centy/kWh)</th></tr>
<tr><td>Francja</td><td>Cena składa się z trzech składników: taryfy referencyjnej (T), premii dla małych elektrowni wodnych (MP) i premii za jakość dostaw (MQ). Taryfy T i MP podano poniżej za Decyzją Ministra Gospodarki, Finansów i Przemysłu oraz Ministra ds Przemysłu z 2007 roku[1]. Między przedziałami mocy stosuje się interpolację liniową. Ta sama decyzja określa sposób obliczania premii za jakość dostaw. Wysokość tej premii nie przekracza 1,68.
<table>
<tr><th rowspan="2">Taryfa</th><th rowspan="2">Taryfa T</th><th colspan="3">Premia MP</th></tr>
<tr><th>0 < P ≤ ≤ 400 kW</th><th>600 kW < P ≤ ≤ 2500 kW</th><th>P > 3000 kW</th></tr>
<tr><td>Taryfa jednoskładnikowa</td><td>6,07</td><td>2,50</td><td>0,50</td><td>0</td></tr>
<tr><td>Taryfa dwuskładnikowa
zima
lato</td><td>
8,38
4,43</td><td>
3,45
1,82</td><td>
0,69
0,36</td><td>
0
0</td></tr>
<tr><td>Taryfa czteroskładnikowa
zima, wysokie obc.
zima, niskie obc.
lato, wysokie obc.
lato, niskie obc.</td><td>
10,19
5,95
4,55
4,25</td><td>
4,20
2,45
1,87
1,75</td><td>
0,84
0,49
0,37
0,35</td><td>
0
0
0
0</td></tr>
<tr><td>Taryfa pięcioskładnikowa
zima, szczyt
zima, wysokie obc.
zima, niskie obc.
lato, wysokie obc.
lato, niskie obc.</td><td>
17,72
8,92
5,95
4,55
4,25</td><td>
7,30
3,67
2,45
1,87
1,75</td><td>
1,46
0,73
0,49
0,37
0,35</td><td>
0
0
0
0
0</td></tr>
</table></td></tr>
<tr><td>Niemcy</td><td>7,67 (< 500 kW) ; 6,65 (500 kW - 5 MW)</td></tr>
<tr><td>Portugalia [12]</td><td>8,5</td></tr>
<tr><td>Szwecja</td><td>4,9 = 2,3 (certyfikat) + 2,6 (cena na wspólnym rynku nordyckim Nordpool)</td></tr>
<tr><td>Wielka Brytania</td><td>2 (średnia cena rynkowa energii elektrycznej)
+ 0,38 (zwolnienie z podatku Climate Change Levy)

4,2 (wartość ROC). Gdy 10 % energii elektrycznej dostarczanej przez dostawcę do jego odbiorców pochodzi ze źródeł odnawialnych, otrzymuje on 4,2, lecz jeśli to mu się nie uda, płaci 4,2 do skarbu państwa.</td></tr>
</table>

[1] *Arrêté du 1er mars 2007 fixant les conditions d'achat de l'électricité produite par les installations utilisant l'énergie hydraulique des lacs, cours d'eau et mers, telles que visées au 1o de l'article 2 du décret no 2000-1196 du 6 décembre 2000,* Journal Officiel de la République Française, 22 avril 2007, texte 7 sur 40

Tabela 8-8a: Ceny energii elektrycznej wyprodukowanej w małych elektrowniach wodnych w państwach Unii Europejskiej (UE-15), ciąg dalszy

Kraj członkowski	Cena sprzedaży (€centy/kWh)
Włochy [12]	Elektrownie o mocy poniżej 1 MW mają prawo do minimalnej taryfy gwarantowanej (13,6 za pierwsze 250 MWh, 10,4 za następne 250 MWh, 8,4 za kolejne 500 MWh oraz 7,8 za produkcję między 1000 a 2000 MWh). Elektrownie o mocy między 1 MW, a 10 MW, sprzedają swoja energię po cenach ustalonych dla stref godzinowych. Elektrownie o mocy powyżej 10 MW sprzedają energię po cenach rynkowych. Wszystkie nowe i zmodernizowane elektrownie, zakwalifikowane do OZE-E, mają prawo do zielonych certyfikatów w liczbie proporcjonalnej do ich produkcji energii (1 certyfikat za 1 MWh). Wsparcie to trwa od 12 do 15 lat, zależnie od przepisów obowiązujących w okresie rozruchu (tzn. elektrownie uruchomione w roku 2008 i później mają prawo do 15 lat wsparcia, zaś elektrownie które rozpoczęły produkcję w roku 2006 - do 12 lat) Elektrownie o mocy mniejszej od 1 MW mogą przez pierwsze 3 lata zrezygnować z systemu certyfikatów na rzecz pełnych taryf dotowanych (cena energii elektrycznej + wsparcie), których wysokość ustalono na 22.

Tabela 8-8b Ceny energii elektrycznej wyprodukowanej w małych elektrowniach wodnych w państwach Unii Europejskiej (nowi członkowie) [2]

Kraj członkowski	Cena sprzedaży (€centy/kWh)
Bułgaria	4,5
Czechy	Elektrownie uruchomione przed 1 stycznia 2006: 5 do15,2 Elektrownie uruchomione po 1 stycznia 2006: cena zakupu = cena stała (6,96 do 10,4) + "zielona premia" (2,1 do 5,6)
Estonia	7,34
Litwa	5,79 (cena gwarantowana przez 10 lat)
Łotwa	dla MEW (<5 MW): 8,5 do 11,5
Polska	Właściciel otrzymuje wynagrodzenie równe sumie średniej ceny energii "czarnej" w roku poprzednim oraz ceny rynkowej świadectwa pochodzenia (zielonego certyfikatu), która jest ograniczona wysokością tzw. opłaty zastępczej. Obie wartości są ogłaszane dorocznie przez Prezesa URE (Urząd Regulacji Energetyki) W roku 2010 obowiązywała cena energii "czarnej" równa około 5. Wysokość opłaty zastępczej wynosiła około 6,5.
Rumunia	Właściciel otrzymuje wynagrodzenie równe sumie ceny rynkowej energii "czarnej" (około 3,93) oraz ceny rynkowej zielonego certyfikatu (2,4÷4,2).
Słowacja	MEW: 6,87; zmodernizowane MEW (<5 MW): 7,61
Słowenia	Cena podstawowa: między 6,16 (nowe elektrownie), a 5,54 (stare elektrownie) Premia: między 2,82 (nowe elektrownie), a 2,54 (stare elektrownie)
Węgry	między 10 (elektrownie o mocy < 5 MW), aj 6 (pozostałe elektrownie)

Bibliografia

1. K. Goldsmith, "Economic and financial analysis of hydropower projects", Hydropower Development Book Series, Vol.6, Norwegian Institute Of Technology, Trondheim, 1993
2. J. Giesecke, E. Mosonyi, „Wasserkraftanlagen. Planung, Bau und Betrieb“, Springer Verlag, Berlin/Heidelberg, 1998
3. IDAE: "Manual de Minicentrales Hidroeléctricas", Wydanie specjalne CINCO DIAD. 1997
4. J. Fonkenell, "Comment sélectioner une turbine pour basse chute", Obrady HIDROENERGIA' 91, Agence Francaise pour pa Maitrise de l'Energie
5. DNAEE "Aproveitamentos hidreletricos de pequeno porte" Tom V "Avaliaçao de Custos e Benificios de Pequenas Centrais Hidrelétricas", Model FLASH, Brazylia 1987
6. HydrA – zestaw komputerowych programów użytkowych do szybkich szacunków potencjału energetyki wodnej w Wielkiej Brytanii i w Hiszpanii. W przeszłości program był dostępny bezpłatnie na stronie internetowej Instytutu Hydrologii (*Institute of Hydrology*, UK, 2000, http://www.nerc-wallingford.ac.uk/ih/)
7. P. Fraenkel et al., "Hydrosoft: A software tool for the evaluation of low-head hydropower Resources". HIDROENERGIA'97 Conference Proceedings, page 380
8. Natural Resources, Canada: Canmet, Energy Diversification Research Lab, *The RETScreen Analysis Software* dostępne darmowo: www.retscreen.gc.ca. lub poprzez pocztę elektroniczną CANMET Energy Diversification Research Lab., 1615 Lionel-Boulet PO Box 4800, Varennes PQ, Canada J3X 1S6
9. P.Punys, A. Dumbrauskas, “Advances in hydrological analysis for planning and design of SHP plants”, Hidroenergia’2010, SHAPES Workshop, Paper S.02, Lozanna (Szwajcaria), 16-19 czerwca 2010
10. Hepburn C, (2002) "Long-Run Discounting", Utilities Journal 42
11. Scientific and Technological References Energy Technology Indicators http://www.cordis.lu/eesd/src/indicators.htm
12. Punys P., Söderberg C., Söderlund T., Wänn A., "Strategic Study for the Development of Small Hydro Power (SHP) in the European Union", ESHA/SERO/LHA, Brussels, 2007

[1] Jamie O’Nians (IT Power), Gema San Bruno (ESHA), Maria Laguna (ESHA) , Celso Penche (ESHA) przy udziale Kathariny Krell (EUREC Agency)

9. PROCEDURY ADMINISTRACYJNE [i]

9.1. Wprowadzenie

Procedury administracyjne i plany zagospodarowania przestrzennego, których potencjalni inwestorzy powinni przestrzegać, stanowią jedną z największych przeszkód w rozwoju projektów dotyczących energii odnawialnej. Dotyczy to w szczególności małych i średnich przedsiębiorstw (MŚP), które mają znaczący udział w sektorze.

Według dyrektywy 2001/77/WE (Pierwsza Dyrektywa OŹE) państwa członkowskie Unii Europejskiej miały dokonać analizy obowiązujących ram prawnych i przepisów dotyczących procedur udzielania pozwoleń, aby zmniejszyć ilość przeszkód prawnych i pozaprawnych, zracjonalizować i przyspieszyć procedury administracyjne, a także zapewnić przejrzysty i niedyskryminujący nikogo charakter reguł. Reguły te powinny uwzględniać szczególne cechy różnych technologii, stosujących odnawialne źródła energii. Dyrektywa wspomina także o tym, że Państwa Członkowskie posiadają obowiązek przedstawienia Komisji Europejskiej raportów z tej analizy, definiującego zamierzone działania. Na podstawie raportów Państw Członkowskich Komisja miała określić najlepsze praktyki stosowane do redukcji przeszkód prawnych i pozaprawnych, co spowodować ma wzrost produkcji energii z OŹE. W rzeczy samej, podjęte działania spowodowały przyspieszenie rozwoju OZE-E w Unii Europejskiej, chociaż osiągnięcie globalnego celu wskaźnikowego w roku 2010 stoi pod znakiem zapytania.

Jak wynika z trendów przedstawionych w raporcie ESHA, opublikowanym w ramach projektu unijnego SHERPA[1] [1], za szczególnie mało prawdopodobne należy uznać osiągnięcie w roku 2010 produkcji energii elektrycznej w MEW w wysokości 55 TWh rocznie, zgodnie z założeniami Białej Księgi „Energia dla przyszłości: Odnawialne Źródła Energii" [2]. Wśród zasadniczych przyczyn takiego stanu rzeczy należy wymienić bariery administracyjne, rozbudowywane między innymi pod naciskiem organizacji pozarządowych, reprezentujących przekonanie o jednoznacznie szkodliwej ingerencji stopni wodnych w zastane środowisko przyrodnicze. Organizacje te oraz sprzyjające im osoby i instytucje wykorzystują w swoich działaniach unijne akty prawne, a zwłaszcza Ramową Dyrektywę Wodną [3] i tzw. dyrektywy siedliskowe [4,5] (patrz również rozdział 1).

Z uwagi na stan zastany i różną skuteczność ww. działań, w różnych krajach występują różne bariery prawno-administracyjne. Wg wyżej przywołanego raportu ESHA, czas postępowania administracyjnego w krajach UE-15 waha się od 12 miesięcy w Austrii (najlepszy scenariusz) do 12 lat w Portugalii. W większości nowych państw członkowskich cykl ten jest znacznie krótszy. W Polsce czas oczekiwania na poprawnie złożony wniosek o pozwolenie wodnoprawne zwykle waha się od 3 do 12 miesięcy.

Liczba pozwoleń niezbędnych do uruchomienia małej elektrowni wodnej jest różna w różnych krajach i regionach. Z reguły obok pozwolenia na użytkowanie wody do celów energetycznych (w Polsce: „pozwolenie wodnoprawne"), potrzebne jest pozwolenie na budowę, uregulowanie praw własności, uzyskanie zgody na przyłączenie do sieci i eksploatację elektrowni (w Polsce: warunki przyłączenia, koncesja, wyniki kontroli urządzeń przeprowadzonej przez lokalnego operatora sieci). Uzyskanie niektórych pozwoleń uzależnione jest od oceny oddziaływania na środowisko, zgodności przedsięwzięcia z lokalnym planem zagospodarowania itp. Autorzy raportu ESHA stwierdzają:

Koordynacja działalności różnych organów administracyjnych nie przebiega właściwie, gdy chodzi o terminy, przyjmowanie oraz rozpatrywanie wniosków o pozwolenia. Terminy udzielania odpowiedzi z reguły nie są dotrzymywane. Inwestorzy muszą prowadzić wielokrotne konsultacje społeczne tego samego projektu. Nie ma prawdziwych procedur "szybkiej ścieżki", szczególnie w przypadku mniejszych projektów.

[1] *Small Hydro Energy Efficient Promotion Campaign Action* – projekt Unii Europejskiej koordynowany przez ESHA w latach 2006-2008 w ramach programu *Inteligentna Energia dla Europy*

Istniejące procedury, dalekie od przejrzystości, obiektywizmu i braku przejawów dyskryminacji, w niektórych przypadkach są nadzorowane przez organy administracji lokalnej - bardzo czułe na presję i naciski grup lobbujących, które zwielokrotniają liczbę interlokutorów i przedłużają czas potrzebny na podjęcie decyzji (w niektórych regionach Włoch trzeba zgromadzić do 58 pozwoleń z różnych organów administracyjnych). Dodatkowo projekt musi zostać upubliczniony - tak, aby społeczność lokalna mogła się wypowiedzieć w jego sprawie. W rezultacie w niektórych Państwach Członkowskich procedura może przeciągać się do 10 lat (w przypadku nowych obiektów), co zniechęca potencjalnego inwestora i sprawia, że jest on skłonny zainteresować się innym, bardziej atrakcyjnym projektem OZE lub lokalizacjami położonymi poza obszarem Unii Europejskiej.

W przypadku modernizacji elektrowni sytuacja jest z reguły, choć nie zawsze, łatwiejsza - mimo, że nadal wymaga się różnych pozwoleń. Czasami wymaga się od inwestora przeprowadzenia Oceny Oddziaływania na Środowisko (OOŚ) istniejącej infrastruktury.

Koszt uzyskania pozwoleń obejmuje ocenę hydrologiczną i środowiskową, projekt wstępny, pozwolenia i zgody na wykorzystanie wody i gruntów, jak również studium dotyczącego budowy i przyłączenia do sieci, porozumień o zakupie energii[1]*. Koszt ten jest róży w różnych krajach i zwykle mieści się w granicach między 10 000 a 30 000 € za projekt. Suma ta zostanie stracona w przypadku odmowy pozwolenia na realizacje projektu.*

W konkluzji tych rozważań autorzy raportu stwierdzają:

Wydaje się, że Państwa Członkowskie nie wdrożyły dyrektywy 2001/77/WE w stopniu niezbędnym dla osiągnięcia celów założonych dla sektora MEW.

Również postęp w dziedzinie ujednolicania postępowania administracyjnego oraz mechanizmów wsparcia dla OZE, a małej energetyki wodnej w szczególności, okazał się ograniczony. Przynajmniej częściowo wynika to z wątpliwości dotyczących sensu takich działań. Wątpliwości te podziela Komisja Europejska oraz przez przedstawiciele sektora OZE. Już w roku 2005 wypowiedziała się na ten temat Europejska Rada OZE (EREC - *European Renewable Energy Council*), stwierdzając co następuje[2]:

EREC również podziela opinie, że ze względu na szerokie zróżnicowanie potencjałów i rozwoju różnych Państw Członkowskich w odniesieniu do energii ze źródeł odnawialnych, ujednolicenie różnych mechanizmów wsparcia wydaje sie trudne do osiągnięcia w perspektywie krótko- i średnioterminowej. Dodatkowo, krótko- i średnioterminowe zmiany systemowe mogły by potencjalnie zakłócic funkcjonowanie niektórych rynków i utrudnić Państwom Członkowskim osiągnięcie ich celów.

Mimo wspomnianych różnic między przepisami w różnych państwach członkowskich Unii, autorzy niniejszego przewodnika zdecydowali się przedstawić w niniejszym rozdziale podstawowe informacje o procedurach administracyjnych niezbędnych do uruchomienia i eksploatacji MEW. Informacje te zilustrowano przykładami z Polski i niektórych innych krajów.

[1] W niektórych krajach brak jest obowiązku zakupu energii ze wszystkich OZE.

[2] EREC News Release on the Commission's communication on "The support for electricity from renewable energy sources", Brussels, 07.12.2005

9.2. Rodzaje procedur[1]

Budowa MEW może być rozważana z różnych punktów widzenia:

- produkcji energii;
- wpływu na jakość wody, florę i faunę rzeki, oraz wszystkie aspekty środowiskowe;
- wymagań budowlanych;
- przyłączenia do sieci;
- prawa użytkowania gruntu;
- itd.

Uregulowania dotyczące wymienionych tu aspektów leżą w kompetencjach różnych władz, zależnie od kraju członkowskiego, jego organizacji politycznej i administracyjnej i zaangażowania w rozwój odnawialnych źródeł energii.

W tym kontekście należy zauważyć, że procedury te są zróżnicowane nie tylko w zależności od kraju, lecz także regionu. Są one dalekie od przejrzystości i obiektywizmu. Nadzór nad nimi sprawują liczne organy administracji lokalnej, bardzo wrażliwe na działanie grup nacisku, które mnożą ilość interlokutorów i przedłużają okres oczekiwania na decyzję (np. w niektórych regionach Włoch potrzeba aż 58 pozwoleń wydawanych przez różne organy administracji). We wszystkich krajach projekt musi być upubliczniony, aby umożliwić ustosunkowanie się do niego społeczności lokalnej.

9.2.1. Użytkowanie wody do celów energetycznych

Woda płynąca w rzece jest wykorzystywana do różnych celów: nawadnianie, rybołówstwo, instalacje przemysłowe, wypoczynek itd. Umożliwienie jak najlepszego dostępu wszystkim użytkownikom wymaga uregulowań prawnych. Praktycznie we wszystkich Państwach Członkowskich woda ma status własności państwowej (w Irlandii i w niektórych krajach nordyckich prawa do wody są reglamentowane według systemu praw dostępu do rzeki).

Uregulowania dotyczące zastosowania do celów energetycznych wykształciły się w 20-tym wieku, wraz z rozwojem elektroenergetyki. Na przykład artykuł 1 Prawa Francuskiego z 16 października 1919 stanowi, że "nikt nie może wykorzystywać energii pływów, jezior i cieków wodnych bez pozwolenia państwowego". Doprecyzowano, że mniejsze elektrownie wodne (< 4500 kW, od 1980 r.) mogą być eksploatowane po uzyskaniu odpowiedniego pozwolenia, podczas gdy elektrownie większe obowiązuje procedura koncesyjna.

Procedura jest długa. Organ zajmujący się rzekami musi wymienić się informacjami z administracją regionalną odpowiedzialną za środowisko. W niektórych krajach oczekiwanie na pozwolenie może nawet przekroczyć 5 lat. Już po zbudowaniu elektrowni kompetentne władze muszą sprawdzić na miejscu, czy wzniesiony obiekt odpowiada wymaganiom wymienionym w udzielonym pozwoleniu na korzystanie z wody. Protokół z tej inspekcji może stanowić część koncesji na eksploatację elektrowni.

Tabela 9.1 informuje o władzach kompetentnych do wydawania pozwolenia na korzystanie z wody i o okresie ważności tego pozwolenia w większości państw Unii Europejskiej. Tabela stanowi kompilację danych zawartych w referacie George'a Bablisa (Hidroenergia'97) oraz w obszernym studium strategii rozwoju MEW w Unii Europejskiej, wykonanym 10 lat później w ramach projektu SHERPA [1].

[1] Część przedstawionych informacji została zaczerpnięta z francuskiego podręcznika « *Guide pour le montage de projets de petite hydroélectricité* » (Przewodnik projektowania małych elektrowni wodnych) ADEME – Géokos, mai 2003

Tabela 9-1 Prawo do użytkowania wód w państwach członkowskich Unii Europejskiej

Kraj	Władze udzielające pozwoleń na korzystanie z wody	Okres ważności pozwolenia
Austria	<200 kW - władze lokalne > 200 kW - władze krajowe	zazwyczaj 30 lat można więcej (60 – 90 lat)
Belgia	< 1 MW - władze prowincji > 1 MW - tak samo + Ministerstwo Energetyki	nieokreślony 33 do 99 lat
Dania	Ministerstwo Energetyki	nieokreślony
Francja	< 4,5 MW - prefektura departamentu > 4,5 MW - Państwo	w praktyce do 40 lat
Grecja	Ministerstwo Energetyki	10 lat, odnawialne
Hiszpania	Władze zlewni, za wyjątkiem kilku rzek w Katalonii i Galicji	25 lat + 15 uznaniowo
Holandia	Krajowe i lokalne zarządy gospodarki wodnej	co najmniej 20 lat
Irlandia	Nie ma potrzeby. Obowiązują prawa dostępu do rzeki.	wieczna
Luksemburg	Ministerstwo Rolnictwa, Prac Publicznych, Środowiska i Zatrudnienia + władze lokalne	nieokreślony
Niemcy	Kraje związkowe	30 lat
Portugalia	DRAN (Regionalny Zarząd Ochrony Środowiska i Zasobów Naturalnych)	30 lat, odnawialne
Szwecja	Sąd Wodny	wieczne (30 lat)
Wielka Brytania	Agencja ds Środowiska Nie wymagane w Szkocji, jeżeli P < 1 MW Jeśli P > 1 MW, to Sekretarz Stanu	Anglia i Walia - 15 lat w Szkocji - nieokreślony
Włochy	< 3 MW władze regionalne > 3 MW Ministerstwo Przemysłu	30 lat
Bułgaria	Nowe zezwolenia: Dyrektor Zarządu Zlewni Przedłużenie: Regionalny Inspektorat Środowiska i Gospodarki Wodnej	brak danych
Czechy	brak danych	brak danych
Estonia	miejscowe władze właściwe dla ochrony środowiska i gospodarki wodnej	brak danych
Litwa	miejscowe władze właściwe dla ochrony środowiska i gospodarki wodnej	50 do 99 lat
Łotwa	miejscowe władze właściwe dla ochrony środowiska i gospodarki wodnej	10 lat z możliwością przedłużenia
Polska	Zależnie od okoliczności: organ administracji samorządowej (starosta, marszałek województwa) lub rządowej (Regionalny Zarząd Gospodarki Wodnej)	do 20 lat z możliwością przedłużenia
Rumunia	Krajowy Zarząd Gospodarki Wodnej (ANRE)	brak danych
Słowacja	władze miejscowe pod kontrolą Krajowego Zarządu Gospodarki Wodnej (	brak danych
Słowenia	Ministerstwo Środowiska	30 lat
Węgry	miejscowy zarząd gospodarki wodnej	brak danych

9.2.2. Procedury środowiskowe

Począwszy od lat 70-tych integracja środowiskowa stała się ważnym elementem projektów MEW, konsekwencją czego jest włączenie ochrony środowiska do większości przepisów, obowiązujących w Państwach Członkowskich.

Obecnie dwa akty prawne mają podstawowy wpływ na projekty MEW na poziomie Unii Europejskiej:

- Dyrektywy ustanawiające program Natura 2000 [2,3];
- Dyrektywa 2000/60/WE (Ramowa Dyrektywa Wodna) [4].

9.2.2.1. Określenie oddziaływania środowiskowego

W większości Krajów Członkowskich należy wykonać ocenę oddziaływania na środowisko, aby móc otrzymać prawo do użytkowania wody.

W ramach tej analizy naukowej i technicznej wykonuje się opis stanu obecnego i ocenia się konsekwencje, jakie mogą wyniknąć z realizacji projektu. Dziedzinami branymi pod uwagę są flora, fauna, krajobraz, grunty, woda, powietrze, klimat, środowisko naturalne i równowaga biologiczna, ochrona dobytku i dziedzictwa kulturowego, komfort życia w otoczeniu (z uwzględnieniem takich czynników, jak hałas, wibracje, zapachy, oświetlenie), higiena, bezpieczeństwo oraz samopoczucie społeczne i ochrona zdrowia.

Jest to synteza różnych ekspertyz środowiskowych, wykonywanych w miejscu lokalizacji projektu, obejmująca ekspertyzy hydrobiologiczne, ustalenie przepływu nienaruszalnego, analizę krajobrazu itd.

Ocena oddziaływania na środowisko ma trzy podstawowe cele:

- *Ochrona środowiska.* Obejmuje ona nie tylko zachowanie gatunków i ich przestrzeni życiowej oraz klasyfikację terenów chronionych przed ludzką działalnością, lecz także integruje środowisko w działania prowadzące do zagospodarowania terenu. Należy więc tworzyć projekty z poszanowaniem człowieka, krajobrazu i środowiska naturalnego, oszczędzające przestrzeń i zasoby naturalne, ograniczające zanieczyszczenie wody, powietrza i gruntu.
- *Informacja dla władz samorządowych i społeczeństwa.* Jako narzędzie informacji dla władz samorządowych, ocena oddziaływania stanowi oficjalną częścią składową decyzji administracyjnej. Jest ona także narzędziem informacji dla społeczeństwa, zwłaszcza w przypadku badań opinii społecznej.
- *Narzędzie do podejmowania decyzji.* Ocena oddziaływania na środowisko stanowi analizę naukowo-techniczną ograniczeń środowiskowych, a zarazem jedno ze studiów wstępnych, które musi przeprowadzić inwestor. Wraz ze studiami technicznymi i ekonomicznym, przyczynia się ono do poprawy projektu całej inwestycji.

9.2.2.2. Przepływ nienaruszalny

Natężenie przepływu wody wykorzystywanej do produkcji elektryczności stanowi tradycyjnie główny temat dyskusji pomiędzy inwestorami z jednej strony, a rybakami, władzami środowiskowymi i organizacjami ekologicznymi walczącymi o zachowanie nienaruszonego środowiska z drugiej strony. Inwestor, który zamierza produkować energię elektryczną w sposób nie zagrażający środowisku w sensie globalnym, zasługuje na realne wsparcie i na to, aby nie podlegać restrykcyjnym ograniczeniom swojej mocy produkcyjnej. Jednakże sprzeciwiają się temu władze środowiskowe i różne stowarzyszenia, zajmujące się ochroną środowiska, dla których niski przepływ nienaruszalny stanowi zagrożenie dla dobra publicznego: na przykład dla fauny wodnej.

Przepisy prawne są na ogół ustanawiane na poziomie krajowym i określają jedynie minimalną wartość przepływu nienaruszalnego. Pozwoliło to władzom lokalnym na narzucanie przynajmniej tego minimum, jednakże w wielu przypadkach wartości przepływu nienaruszalnego są nieracjonalnie wysokie. Zgodnie z decyzją Rady Dyrektywy Wodnej (Dyrektywa 2000/60/WE z 23 października 2000 r.) zarządy gospodarki wodnej są teraz bardziej zaangażowane w wyznaczenie obowiązujących wartości przepływu nienaruszalnego. O ile w minionych latach przepisy krajowe określały przepływ nienaruszalny jako pewien procent modułu (przepływu średniorocznego), to teraz zarządy gospodarki wodnej badają różne odcinki cieku, uwzględniając zarówno dane hydrologiczne, jak dane dotyczące przyrody ożywionej, jakości wody i modele wodne jedno- i dwuwymiarowe. Otrzymane w ten sposób wartości przepływów nienaruszalnych są na ogół wyższe, ale przynajmniej określone w sposób naukowy.

Deweloper MEW w swojej ocenie oddziaływania na środowisko powinien podać proponowaną przez siebie wartość oraz zastosowaną metodę obliczeniową.

Jednakże, jak to szczegółowo opisano w rozdziale 7, istnieją liczne wzory do obliczania przepływu nienaruszalnego, a ich liczba systematycznie rośnie. Stanowi to realny problem dla prawodawcy, który powinien ustalić spójne prawo, chociaż w szczególnych przypadkach trudno jest uzyskać wartości referencyjne lub wzory, które powinno się stosować. Główne typy metod, opisane szczegółowo w rozdziale 7[14], to:

- Metody oparte na wartościach statystycznych lub hydrologicznych;
- Obliczenia oparte na prędkości i głębokości wody;
- Metody oparte na analizie multikryterialnej, biorącej pod uwagę także parametry ekologiczne.

Nawet w zakresie jednej grupy metod można uzyskiwać znacznie różniące się od siebie rezultaty.

Nie ma możliwości dokonania ogólnego porównania tych grup metod, bo nie odnoszą się one do tych samych danych. Możliwe jest jedynie porównanie rezultatów, uzyskanych za pomocą różnego typu metod dla rzeczywistych przypadków, dla których znane są wszystkie potrzebne dane. Zastosowanie 24 różnych metod dla szerokiej rzeki o niewielkim spadku dało 24 różne wyniki. Stosunek maksymalnej obliczonej wartości przepływu nienaruszalnego do wartości minimalnej wyniósł 192! Nawet jeżeli nie uwzględni się 4 najwyższych i 4 najniższych wartości, to stosunek ten wynosi wciąż 14. Istnienie tylu różnych metod pociąga za sobą dużą rozbieżność w krajowych uregulowaniach prawnych.

W następnych paragrafach dokonano krótkiej analizy stosowanych metod.

Austria

W Austrii nie ma ustalonej ogólnej metody, ale stosuje się metodę kolejnych przybliżeń, tak aby otrzymać jak najbardziej "poprawny" wynik. Zazwyczaj decyzja jest podejmowana w ramach procedury udzielania pozwolenia, przez oficjalnego eksperta. Może to prowadzić do zmiennych skutków, biorąc pod uwagę to, że ekspertyza wykonana przez różne osoby prowadzi do uzyskania różnych rezultatów. Pierwsze przybliżenie jest zazwyczaj uzyskiwane za pomocą parametrów hydrologicznych, z zastosowaniem skali pomiędzy "średniorocznym przepływem minimalnym (SNQ)" a "minimalnym przepływem rocznym (NNQ)". Użytecznym, choć często kosztownym sposobem na uniknięcie przyjęcia zawyżonej wartości niezbędnego przepływu, jest przedstawienie specjalistycznej ekspertyzy, bazującej na badaniu punktów rozproszonych. Eksperci rządowi w większości przypadków respektują jej wyniki.

[1] Zobacz także *TNSHP – Environmental group – Reserved flow* – krótki krytyczny przegląd metod obliczeniowych pod adresem internetowym www.esha.be

Francja

Minimalny przepływ nie powinien być mniejszy od 1/10 modułu rzecznego, odpowiadającego przepływowi średniemu z wielolecia, określonemu na podstawie informacji pochodzących z co najmniej 5 lat, lub od przepływu nienaruszalnego budowli znajdującej się bezpośrednio powyżej rozpatrywanego obiektu, o ile jest on niższy od poprzedniej wartości.

Pomimo tego dla rzek lub odcinków rzek, których moduł przekracza 80 m^3/s, uchwała Rady Państwa może ustalić przepływ nienaruszalny mniejszy od tych wartości, który jednak nie powinien być niższy od 1/20 modułu.

Grecja

Przepływ nienaruszalny powinien wynosić co najmniej 1/3 średniego przepływu letniego rzeki.

Hiszpania

W hiszpańskim prawie wodnym z 1985 r. przepływ nienaruszalny został ustalony na 10% średniego przepływu wieloletniego. Różne lokalne i autonomiczne instytucje uznają tę wartość za minimalną i dla każdego projektu ustala się wartość wyższą, często w sposób arbitralny. Według nowego prawa wodnego z lipca 2001 przepływ nienaruszalny powinien zostać określony według "planów zarządzania zlewniami rzecznymi", sporządzanych przez odpowiednie zarządy gospodarki wodnej (w Hiszpanii jest ich 14). W rzeczywistości tylko jeden zarząd (w Kraju Basków) opracował program komputerowy do określania tego przepływu.

Litwa

Terytorium litewskie jest podzielone na dwa regiony hydrologiczne, dla których narzucone są wartości przepływu nienaruszalnego. W pierwszym regionie hydrologicznym, w którym rozkład przepływów w rzekach ma charakter nieregularny, przepływ nienaruszalny jest równoważny wartości niskiego przepływu z sezonu ciepłego (od kwietnia do października) o 30-dniowym czasie trwania, wyznaczonego z pięciolecia (prawdopodobieństwo 0,80). W drugim regionie hydrologicznym, który charakteryzuje się bardziej regularnymi przepływami, wartość przepływu nienaruszalnego jest niższa i obliczana jest za pomocą tej samej metody, co poprzednio, lecz okres powtarzalności przepływu niskiego jest określony na 20 lat (prawdopodobieństwo 0,95). W elektrowniach derywacyjnych, niezależnie od rodzaju regionu hydrologicznego, minimalny przepływ nienaruszalny jest ustalony na 10% długoterminowego przepływu średniego danej pory roku.

Niemcy

Nie ma prawodawstwa obowiązującego w całym kraju. Kraje związkowe posiadają swoje własne regulacje prawne. Na ogół obliczenia opierają się na "średnim przepływie minimalnym" (SNQ). Zwyczajowo przepływ nienaruszalny wynosi od 1/3 do 1/6 "przepływu minimalnego". Zazwyczaj wybiera się opcję 1/3. Przedstawiciele władz państwowych podejmują decyzją końcową podczas procedury udzielania pozwolenia.

Polska

W związku z uchyleniem Rozporządzenia Ministra Środowiska z dnia 28 kwietnia 2004 r. w sprawie zakresu i trybu opracowywania planów gospodarowania wodami na obszarach dorzeczy oraz warunków korzystania z wód regionu wodnego (Dz. Ust. Nr.126, poz.1318), w polskim systemie prawnym obowiązuje jedynie uproszczona definicja zawarta w Rozporządzeniu z dnia 20 kwietnia 2007 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budowle hydrotechniczne i ich usytuowanie1(Dz. Ust. Nr 86, poz.579). Zgodnie z nią, przez przepływ nienaruszalny rozumie się *przepływ minimalny zapewniający utrzymanie życia biologicznego w cieku*. W praktyce, przy obliczaniu przepływu nienaruszalnego korzysta się zwykle z metod Instytutu Meteorologii i Gospodarki Wodnej, a zwłaszcza z metody H.Kostrzewy i tzw. metody małopolskiej [5].

Spośród kilku kryteriów wskazywanych przez H.Kostrzewę, uwzględnia się zazwyczaj kryterium hydrobiologiczne i kryterium rybacko-wędkarskie. Stosując kryterium hydrobiologiczne, zakłada się:

a) utrzymanie prędkości przepływu nie dopuszczającego do powstania niekorzystnych zmian morfometrycznych koryta cieku

b) utrzymanie przepływu powyżej wartości *NNQ*

Spełnienie warunku (a) uzyskuje się zakładając, że zależność przepływu od prędkości średniej *v* w korycie rzeki wyraża się wzorem

$$Q = av^b$$

gdzie *a* i *b* oznaczają parametry ustalone w wyniku aproksymacji danych doświadczalnych.

Wartość przepływu nienaruszalnego uzyskuje się zakładając, że prędkość średnia przepływu nie powinna być niższa od prędkości miarodajnej przepływu równej odpowiednio 0,20 m/s dla rzek nizinnych, 0,25 m/s dla rzek przejściowych i 0,30 m/s dla rzek górskich. W uproszczonej wersji metody przyjmuje się, że przepływ nienaruszalny jest proporcjonalny do *SNQ*, przy czym współczynnik proporcjonalności mieści się w granicach od 0,5 do 1,5 i zależy od charakteru rzeki oraz powierzchni zlewni (patrz rozdział 7).

Przepływ nienaruszalny wg kryterium rybacko-wędkarskiego ustala się dla trzech okresów w ciągu roku - (a) okresu tarła i rozrodu, (b) żerowania i wzrostu narybku i (c) przezimowania. Dla każdego z dwóch pierwszych okresów wybiera się najniższą spośród miesięcznych wartości *SNQ*. Dla okresu przezimowania wybiera się najniższą spośród miesięcznych wartości *NNQ*. Ww. okresy ustala się dla dwóch grup ryb, zgodnie z tabelą 9-2.

Tabela 9-2 Okresy występowania faz rozwoju ryb w Polsce [5]

Faza życia	Ryby łososiowate	Ryby nizinne
Rozród i tarło	III-IV lub IX-XI	III-VI
Wzrost	V-VIII	VII-XI

Za miarodajny przepływ nienaruszalny uznaje się największą z wartości przepływów nienaruszalnych wyznaczonych wg różnych kryteriów.

Tzw. metoda małopolska została opracowana przez T.Stochlińskiego, który zaleca jej stosowanie na obszarze działania Regionalnego Zarządu Gospodarki Wodnej w Krakowie. Zgodnie z tą metodą przepływ nienaruszalny Q_n oblicza się osobno dla każdego miesiąca w roku z wzoru

$$Q_n = NNQ + DQ/2$$

gdzie $DQ = SNQ - NNQ$. W szczególnych warunkach, takich jak:

- wzrost temperatury wody w miesiącach letnich powyżej wartości średnich,
- tarło i rozród wiodących gatunków ryb,
- zanieczyszczenie wody obniżające klasę poniżej klasy właściwej dla wiodących gatunków ryb,
- nieekologiczna regulacja cieku poniżej przekroju obliczeniowego,

przyznaje się dodatkowy przepływ "pomocowy" równy domyślnie 0,15 *DQ*.

Portugalia

Przepływ nienaruszalny powinien być równy lub większy od 1/10 średniego przepływu rocznego z wielolecia.

Włochy

Przepisy dotyczące przepływu nienaruszalnego są określane przez zarząd zlewni hydrologicznej lub przez władze regionalne. Istnieje wiele przepisów, którym należy się podporządkować. Ogólnie istnieje tendencja do korzystania z metod hipsograficznych, z zastosowaniem współczynników korekcyjnych. Przepisy są aktualnie w trakcie zmian[1].

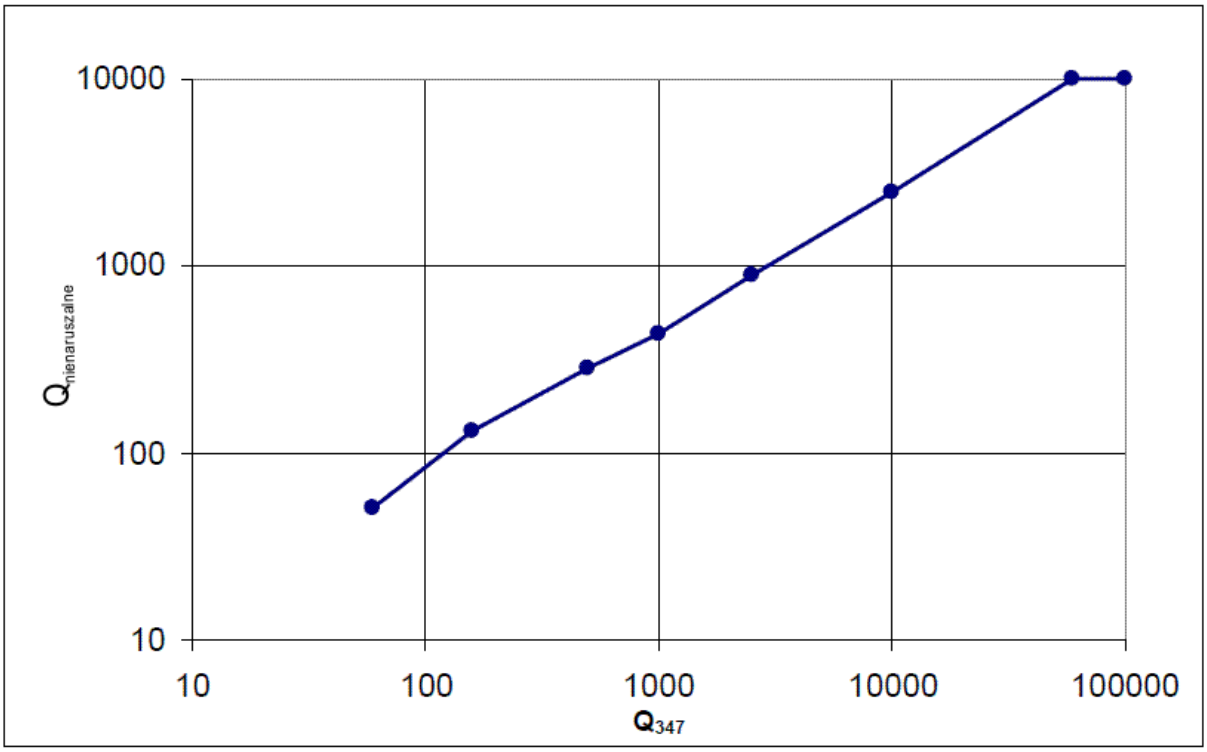
Wielka Brytania

W Wielkiej Brytanii nie ma standardowej metody postępowania. Władza zwierzchnia dla rzek (Agencja Ochrony Środowiska) przygląda się osobno każdej lokalizacji przed udzieleniem pozwolenia. Punktem wyjściowym do negocjacji jest zazwyczaj Q_{95} (jest to natężenie przepływu, utrzymywane lub przekraczane przez 95 % czasu w ciągu roku), ale w rzeczywistości przyjmuje się wartość wyższą lub niższą.

W Szkocji przepływ nienaruszalny powinien być równy lub większy od 45% średniego przepływu rocznego z wielolecia.

Szwajcaria

Pomimo że Szwajcaria nie stanowi części UE, to jej przepisy dotyczące przepływu nienaruszalnego są warte uwagi. Przepływ nienaruszalny wyznaczany jest w oparciu o wartość Q_{347} (przepływ trwający dłużej niż 347 dni w roku, czyli 95% roku), odpowiadająca oczywiście niewielkiemu przepływowi. Poniższy wykres pokazuje obowiązującą wartość przepływu nienaruszalnego w funkcji Q_{347}:



Rysunek 9-1 Przepisy dotyczące przepływu nienaruszalnego w Szwajcarii

Przy bardzo niskich przepływach przepływ nienaruszalny wynosi 80% Q_{347}, podczas gdy dla Q_{347} równego 10 000 l/s ta wartość procentowa zredukowana jest do 25%, a począwszy od Q_{347} równego 60 000 l/s przepływ nienaruszalny wynosi 10 000 l/s.

[1] Włoska wersja przewodnika z roku 2007

9.2.3. Konsultacje społeczne

W niektórych Państwach Członkowskich inwestor powinien poddać projekt konsultacjom społecznym. Procedura ta jest zazwyczaj uproszczona dla elektrowni o małej mocy. Konsultacje stanowią wymóg ze strony urzędu, odpowiedzialnego za wydanie zgody na budowę elektrowni. Celem konsultacji jest poinformowanie społeczeństwa o planowanym projekcie, zebranie opinii, sugestii i kontrpropozycji, dzięki czemu społeczeństwo bierze udział w decyzji, a urząd dysponuje wszystkimi niezbędnymi informacjami.

Konsultacje prowadzi audytor, który wizytuje przewidywane miejsce budowy elektrowni, występuje o dodatkowe informacje, organizuje zebranie społeczne, ewentualnie przedłuża czas konsultacji. W efekcie powstaje raport do odnośnych władz, uwzględniający uwagi społeczne. Audytor powinien jasno sprecyzować, czy akceptuje projekt czy nie, oraz wyszczególnić swoje zastrzeżenia i warunki. Władze mogą (ale nie muszą) uwzględnić wnioski audytora.

9.2.4. Wymagania budowlane

Na ogół wymaga się pozwolenia na budowę. Wydaje się je oddzielnie od pozwolenia na korzystanie z wody. Leży ono w kompetencji władz zajmujących się zagospodarowaniem przestrzennym, a odpowiednie procedury wynikają z przepisów budowlanych kraju lub regionu. Często wymaga się studium krajobrazu i integracji projektu z środowiskiem. Służby administracyjne odpowiedzialne za projekt powinny zweryfikować jego zgodność z obowiązującymi dokumentami urbanistycznymi.

9.2.5. Podłączenie do sieci

Podłączenie do sieci także jest procedurą niezależną od prawa na korzystanie z wody. W tej sprawie należy zwrócić się do operatora sieci (wysokiego lub niskiego napięcia, w zależności od dostarczanej mocy).

Z uwagi na ogólnoeuropejski wysiłek zmierzający do rozwijania odnawialnych źródeł energii, zakłady energetyczne otrzymują zwiększoną liczbę wniosków o przyłączenie do sieci obiektów rozproszonych, zwłaszcza farm wiatrowych. W związku z tym moc przyłączeniowa sieci lokalnych może ulec wyczerpaniu. Wzmocnienie sieci jest oczywiście zabiegiem znacznie droższym niż zwykłe podłączenie. Uniknięcie niepotrzebnych inwestycji wymaga wcześniejszej informacji o przewidywanych podłączeniach.

Aby zarządzać tym problemem, Francja wprowadziła system "kolejek oczekujących". Każdy wniosek powoduje wszczęcie wstępnej analizy projektu. W jej rezultacie odnośny urząd wydaje odpowiedź projektodawcy, który wówczas może wystąpić o szczegółowe zbadanie możliwości podłączenia elektrowni do sieci. Koszty podłączenia mogą obejmować wzmocnienie sieci, lecz część tych kosztów może być odzyskana w późniejszym terminie, w przypadku, gdy inni producenci energii będą chcieli wykorzystywać urządzenia, za które zapłacił pierwszy inwestor.

9.2.6. Inne procedury

Może być także wymagane poddanie się innym procedurom, takim jak:

- *Pozwolenie na wyrąb.* Dostęp do instalacji, budowa drogi wodnej, czy rurociągów może być prowadzona na terenie zalesionym. Pozwolenie na przeprowadzenie wyrębu jest wymagane, zależnie od status prawny lasu. W celu uzyskania pozwolenia należy skontaktować się z władzami odpowiedzialnymi za rolnictwo i gospodarkę leśną.
- *Uzgodnienia dotyczące obszarów brzegowych i własności gruntów.* Inwestor MEW nie zawsze jest właścicielem całości gruntów niezbędnych do realizacji przedsięwzięcia. Może być zmuszony do budowy rurociągu derywacyjnego, drogi dojazdowej lub części kanału wodnego na terenie przyległym.

W takiej sytuacji inwestor musi dojść do porozumienia z właścicielami terenu objętego oddziaływaniem projektu. Jeśli inwestorem jest jednostka samorządu terytorialnego, ma ona często więcej praw i możliwości niż inwestor prywatny, a do tego korzysta z nich w całej rozciągłości. Jeśli porozumienie nie zostanie osiągnięte, jednostka samorządu terytorialnego może posłużyć się argumentem interesu społecznego, czego nie może uczynić inwestor prywatny.

9.3. Kilka przykładów praktycznych[1]

9.3.1. Austria

Pierwszym krokiem administracyjnym winna być dyskusja z odpowiedzialnymi ekspertami i agendami rządowymi. Inwestor musi przedstawić na piśmie wszystkie istotne elementy wstępnego studium wykonalności (rzeka, lokalizacja, spad, natężenie przepływu, sposób pracy, moc, przewidywana produkcja itd.) i zaprezentować to opracowanie rządowi. Ta wstępna weryfikacja pozwala uniknąć kolizji z innymi możliwymi projektami lub generalnym stanowiskiem rządu.

Po tym etapie przygotowuje się zwykle operat wodnoprawny (*wasserrechtliches Einreichprojekt*). W porównaniu do wstępnego studium wykonalności, projekt podaje już wszelkie niezbędne szczegóły. Projekt ten staje się podstawą do negocjacji w zakresie procedur przyznawania pozwolenia. Główną część tej procedury stanowi dyskusja publiczna. Na tym etapie zainteresowani ludzie (włączając w to rybaków itp.) mogą wyrazić swoje stanowisko, czyli czego oczekują, a czego chcieliby uniknąć. Przewodniczący spotkania musi zebrać wszystkie opinie i ostatecznie podjąć decyzję, czy projekt może być realizowany, czy nie.

Następny etap dotyczy prawa ochrony środowiska. Chociaż sprawy związane ze środowiskiem są zawarte w prawie do użytkowania wody, to mogą pojawić się dodatkowe wymagania i oddzielne procedury. Pozwolenie wodnoprawne będzie ważna przez co najmniej 30 lat, ale można występować także o dłuższe okresy. Nie istnieje pojęcie podatku wodnego (*Wasserzins*).

Dobre przygotowanie projektu i współpraca z organami rządowymi, odpowiedzialnymi za ocenę, są sprawą najwyższej wagi. Takie przygotowanie musi obejmować szereg spotkań, poważne uwzględnienie zagadnień ekologicznych (zgodnie z propozycją dodatkowego eksperta, wchodzącego w skład ekipy). Jak na razie nie istnieją „rzeki zakazane", chociaż w niektórych przypadkach każdy wie, że projekt nie otrzymałby pozwolenia. Pewne rzeki są więc zakazane w sposób niejawny.

Nie istnieje żadne ogólne prawo o przepływie nienaruszalnym. Zwykle jego wartość zawiera się pomiędzy NNQ (najniższym przepływem niskim), a SNQ (średniorocznym przepływem niskim). W wielu przypadkach rozsądnym jest dokonanie specjalistycznych badań. Bez tego specjaliści rządowi mogą podjąć decyzję ustalając "na wszelki wypadek" dość wysoki przepływ – o wiele wyższy, niż ten wynikający z badań. Dlatego przeprowadzenie takich badań może być bardzo opłacalne.

9.3.2. Francja[2]

Prawodawstwo francuskie rozróżnia projekty elektrowni o mocy mniejszej niż 4 500 kW i większej niż 4 500 kW. Pierwsze wymagają pozwolenia wydanego przez prefekta, będącego lokalnym przedstawicielem rządu. Stosowaną procedurę opisano poniżej. Jeśli zachodzą jakieś utrudnienia, proces oczekiwania może trwać od pięciu do dziesięciu lat. Wskutek przyjęcia Dyrektywy

[1] Część przytoczonych przykładów zostało dostarczonych przez kraje, współpracujące w ramach projektu europejskiego SPLASH („*Spatial Plans and Local Arrangement for Small Hydro*"): Irlandię, Grecję i Portugalię, Załączamy podziękowania

[2] Część przedstawionych informacji została zaczerpnięta z francuskiego podręcznika « *Guide pour le montage de projets de petite hydroélectricité* » (Przewodnik do projektowania małych elektrowni wodnych) ADEME – Géokos mai 2003

2001/77/WE rząd francuski zorganizował debatę na temat uproszczenia procedury dla projektów OŹE. Obecnie procedura dla MEW nie powinna przekraczać dwa lata.

Projekty elektrowni o mocy powyżej 4 500 kW wymagają koncesji, która jest wydawana przez Radę Państwa. Jest ona wydawana na okres maksymalnie 75 lat, z możliwością odnawiania w okresach 30-letnich. Korzystanie z pozwolenia jest obciążone pewnym ryzykiem, gdyż może ono być odwołane bez odszkodowania ze względów związanych z obroną narodową, bezpieczeństwem publicznym itp. Z koncesją związany jest natomiast status obiektu użyteczności publicznej. Wymagane procedury są jednak znacznie bardziej uciążliwe. Tak duże projekty wymagają dużego stopnia specjalizacji, dlatego też procedura uzyskiwania koncesji nie jest przedstawiona w tym podręczniku.

9.3.2.1. "Rzeki klasyfikowane"

Istotnym elementem prawodawstwa francuskiego jest wyłączenie z wykorzystania energetycznego pewnej części sieci rzecznej, sklasyfikowanej przez dekret oparty na ustawie z 16 października 1919,. Autor projektu powinien więc zacząć od sprawdzenia, czy lokalizacja, którą jest zainteresowany, nie jest "klasyfikowana".

9.3.2.2. Procedura uzyskania pozwolenia

Według ustawy z 16/10/1919, zarówno koncesja, jak i pozwolenie są udzielane maksymalnie na 75 lat i mogą być odnawiane. W praktyce okres ten jest na ogół skracany do 30 lat, tak aby przy każdym odnowieniu pozwolenia producent musiał się podporządkować nowym uregulowaniom prawnym.

Dekret 95-1204 z 6/11/1995 wyszczególnia, jakie dokumenty i informacje należy dołączyć do dokumentacji wniosku. Przede wszystkim chodzi o:

- informację o inwestorze;
- dokumentację techniczną i geograficzną projektu;
- **ocenę oddziaływania na środowisko** dla projektów elektrowni o mocy zainstalowanej brutto powyżej 500 kW; jeśli moc jest mniejsza niż 500 kW wystarczy zwykły "raport o oddziaływaniu";
- wnioskowany czas ważności pozwolenia;
- informacje ekonomiczne i finansowe;
- prawo do użytkowania gruntu.

Dokumentacja wniosku powinna być wysłana do prefekta, który przekazuje ją odpowiedniej Służbie Policji Wodnej (SPE). SPE studiuje dokumentację i przekazuje ją władzom regionalnym, takim jak: Regionalna Dyrekcja Przemysłu, Badań Naukowych i Środowiska (*Direction Régionale de l'Industrie, de la Recherche et de l'Environnement, DRIRE*), Regionalna Dyrekcja Ochrony Środowiska (*Direction Régionale de l'Environnement, DIREN*), *Najwyższa* Rada d/s Rybołówstwa (*Conseil Supérieur de la Pèche, CSP*). Wnioskodawca może być poproszony o dostarczenie dodatkowych informacji. Po uzyskaniu różnych opinii, SPE przesyła je do prefekta. Jeżeli prefekt akceptuje projekt, poleca wydanie rozporządzenia o rozpoczęciu konsultacji społecznych.

Po zasięgnięciu opinii Rady Generalnej, merów i wszystkich odnośnych służb, SPE redaguje i proponuje wydanie pozwolenia na korzystanie z wody. Prefekt podejmuje decyzję końcową. Jeśli jest ona pozytywna, to podpisuje akt pozwolenia i rozpoczynają się prace na obiekcie. Pod koniec prac dokonuje się kontroli wyposażenia i wraz z protokołem z kontroli wydawana jest zgoda na jego użytkowanie.

9.3.2.3. Podłączenie do sieci

Według ustawy z 10 lutego 2000 i jej aktów wykonawczych, sieć ma obowiązek zakupu elektryczności wyprodukowanej w elektrowniach OŹE o mocy poniżej 12 MW. Jednakże inwestor powinien wykazać, że nie może korzystnie sprzedać swojej produkcji innemu klientowi i powinien zredagować wniosek o przyłączenie do sieci. W przypadku mocy mniejszych od 10 MW dokonuje się podłączeń do sieci rozdzielczej (niskiego napięcia). W przypadku mocy wyższych od 10 MW elektrownia podłączana jest do sieci przesyłowej (wysokiego napięcia).

Inwestor powinien równolegle uruchomić dwie procedury:

- Wniosek o pozwolenie na uruchomienie elektrowni, wysyłany do ministerstwa odpowiedzialnego za energetykę (rozporządzenie 2000-877 z 7 września 2000).
- Wniosek o wydanie certyfikatu o obowiązku zakupu, skierowany do Regionalnej Dyrekcji Przemysłu, Badań Naukowych i Środowiska (*Direction Régionale de l'Industrie, de la Recherche et de l'Environnement, DRIRE*).

9.3.3. Grecja

Zgodnie z aktualnym prawem greckim, do zbudowania i uruchomienia elektrowni zasilanej z OŹE wymagane są trzy główne pozwolenia:

- Pozwolenie na produkcję energii elektrycznej;
- Pozwolenie na budowę elektrowni;
- Pozwolenie na eksploatację elektrowni.

Pierwsza jest otrzymywana na poziomie krajowym i stanowi wyraz wstępnego uznania wykonalności projektu. Na ogół jest dość łatwo udzielana, jeśli nie ma rzeczywistych przeciwwskazań. Najtrudniej otrzymać pozwolenie na budowę elektrowni. Procedura jest bardzo skomplikowana i dotyczy dużej liczby organów. Ostatnio (kwiecień 2003) opublikowano nową decyzję Ministerstwa (1726/2003), dotyczącą uproszczenia i przyspieszenia procedury otrzymywania tego pozwolenia.

Pozwolenie na eksploatację jest udzielane po zakończeniu wszystkich prac budowlanych i poświadcza z jednej strony, że elektrownia została zbudowana według dwóch poprzednich pozwoleń, a z drugiej strony, że przedstawiono wyniki wszystkich wymaganych analiz, zgodnie z obowiązującym prawem.

9.3.3.1. Pozwolenie na produkcję energii elektrycznej

Uzyskanie "pozwolenia na produkcję energii elektrycznej" stanowi pierwszy etap uzyskiwania wszystkich pozwoleń, niezbędnych do zbudowania i uruchomienia instalacji produkującą elektryczność z OŹE. Pozwolenie to jest wydawane przez Ministerstwo Rozwoju, zgodnie z opinią Urzędu Regulacji Energii. Do wniosku o to pozwolenie należy załączyć następujące dokumenty:

- Ogólna informacja o podmiocie ubiegającym sie o pozwolenie:
  pełna nazwa, adres, nazwiska członków zarządu (jeśli są), schemat organizacyjny itd.;
- Aktualna sytuacja finansowa, zawierająca bilans i stan przychodów z trzech ostatnich lat;
- Plan biznesowy, obejmujący okres co najmniej pięciu lat;
- Studium wykonalności projektu.

9.3.3.2. Pozwolenie na budowę elektrowni

Procedura ubiegania się o to pozwolenie jest najbardziej złożona i długotrwała. W przypadku projektu OŹE-E wnioskodawca powinien wypełnić wniosek do władz regionalnych. Format tego wniosku jest ustalony rozporządzeniem ministerialnym 2000/2002. Aby go wypełnić, należy posiadać ważne pozwolenie na wytwarzanie energii elektrycznej. Do wniosku należy dołączyć dokumenty towarzyszące, studia, mapy itd.

Pomimo, iż władza regionalna stanowi "jedyne okienko", w którym składa się wniosek o pozwolenie na budowę, nie znaczy to, że wniosek ten jest rozpatrywany wewnętrznie przez władze regionalne. Wręcz przeciwnie - przed udzieleniem pozwolenia na budowę instalacji władze regionalne proszą o opinie liczne inne służby. Wymagana jest także pewna ilość pozwoleń "pośrednich", przed wydaniem decyzji ostatecznej.

Pozwolenie na budowę małych elektrowni wodnych ma okres ważności 2 lat. W Oznacza to, że wnioskodawca powinien wykonać prace w tym okresie. Można uzyskać przedłużenie okresu ważności pozwolenia o dodatkowy rok, pod warunkiem, że wykonano już 70% prac.

Dokumentacja wniosku

Dokumentacja wniosku powinna zawierać:

- Zaświadczenie o wyłącznym użytkowaniu lokalizacji;
- Opis techniczny;
- Ocenę Oddziaływania na Środowisko;
- Mapy i fotografie;
- Wiążące oświadczenia;
- Opis techniczny podłączenia do sieci;
- Inne dokumenty uzupełniające.

Władze i ciała doradcze uczestniczące w określaniu oddziaływania na środowisko

W trakcie postępowania dotyczącego pozwolenia na budowę, władze regionalne udzielają "Akceptacji uzgodnień i warunków środowiskowych", co jest wymogiem niezbędnym dla uzyskania pozwolenia na budowę elektrowni. Akceptacja ta oparta jest o analizę oddziaływania na środowisko, którą przedkłada wnioskodawca. Przed wydaniem akceptacji władze regionalne zasięgają opinii pewnej liczby innych władz i organizacji. Są to: Główny Zarząd Lasów, służby urbanistyczne, konserwator zabytków prehistorycznych i klasycznych, konserwator zabytków bizantyjskich, konserwator dzieł sztuki nowoczesnej, władze lotnictwa cywilnego, Sztab Generalny przy Ministerstwie Obrony Narodowej, Grecka Organizacja Telekomunikacji i Krajowa Organizacja Turystyczna.

Procedura publiczna oceny oddziaływania na środowisko:

Przed udzieleniem "Akceptacji postanowień i warunków środowiskowych", władze regionalne powinny podać wniosek potencjalnego inwestora OŹE do wiadomości publicznej. W tym celu kopia dokumentacji wniosku wysyłana jest do odpowiedniej prefektury i do władz miejskich. Władze na trzech kolejnych poziomach (regionalny, prefekturalny i miejski) umieszczają zawiadomienie o potencjalnej inwestycji na tablicach ogłoszeniowych i, i proszą o zgłaszanie zastrzeżeń w terminie do 30 dni.

W przypadku pojawienia się sprzeciwów proponowany projekt jest omawiany na spotkaniu w prefekturze lub radzie miejskiej. Rada przedstawia swoje sugestie i końcowe komentarze władzy regionalnej, która podejmuje ostateczną decyzję o pozwoleniu środowiskowym dla projektu.

9.3.3.3. Pozwolenie na eksploatację

Licencja jest udzielana przez władze regionalne po zakończeniu prac budowlanych oraz sprawdzeniu i zaświadczeniu przez właściwe urzędy zgodności projektu z wszystkimi ustaleniami i warunkami dotyczącymi budowy i eksploatacji obiektu. Wniosek o pozwolenie na eksploatację jest przedstawiany z wymaganymi załącznikami

9.3.4. Irlandia

W Irlandii obowiązują następujące procedury:

9.3.4.1. Pozwolenie na zagospodarowanie

Wniosek o zgodę na zagospodarowanie lokalizacji składa się z formularza aplikacyjnego oraz szeregu dokumentów, map i planów. Urzędnik odpowiedzialny za zagospodarowanie przestrzenne terenu musi wziąć pod uwagę wszystkie zalecenia dotyczące energii odnawialnej zawarte w Planie Rozwoju. Plany Rozwoju są aktualizowane co pięć lat.

Inwestor musi dostarczyć informację o tym, jak inwestycja będzie wpływać na okolicę. Dokonuje się tego poprzez Oświadczenie o Oddziaływaniu na Środowisko (EIS – *Environmental Impact Statement*). Oświadczeni takie jest wymagane także, jeśli inwestycja będzie zlokalizowana na Terenach Dziedzictwa Narodowego (NHA - *National Heritage Area*), w rezerwatach (SAC - *Special Area of Conservation*), Specjalnej Strefie Chronionej (SPA - *Special Protection Area*) lub na innych obszarach specjalnych.

Oświadczenie o Oddziaływaniu na Środowisko (OOŚ) jest określone prawnie przez wydane w roku 1990 przepisy o samorządzie lokalnym w zakresie dotyczącym planowania i rozwoju przestrzennego (*Planning and Development Regulations*). Typowe OOŚ zawiera wyniki badania oddziaływania projektu na wodę, glebę i strukturę geologiczną, jakość powietrza, hałas, florę i faunę, dziedzictwo kulturowe, pola elektromagnetyczne, wrażenia wizualne, efekty klimatyczne, informacje o interakcjach miedzy poszczególnymi oddziaływaniami oraz o rozwiązaniach alternatywnych. To OOŚ zadecyduje, czy aplikacja zostania przyjęta, czy nie. Oświadczenie powinno być czytelne, dokładne i obejmować wszystkie dziedziny zagospodarowania terenu. Zarówno urzędnik odpowiedzialny za plany zagospodarowania przestrzennego, jak i urzędnicy z właściwych urzędów mają obowiązek służyć radą przy przygotowaniu tego dokumentu.

9.3.4.2. Uzgodnienia dotyczące regulacji sieci elektroenergetycznej

Niezbędne jest uzyskanie następujących uzgodnień:

1. Pozwolenie na budowę. Każdy, kto chciałby zbudować nową elektrownię (lub odbudować już istniejącą) musi uzyskać Pozwolenie na Budowę zgodnie z paragrafem 16 Prawa o Regulacji - Elektryczności (*Electricity Regulation Act*) z 1999 roku.
2. Licencja na produkcję energii elektrycznej. Zgodnie z postanowieniami rozdziału 14(1) (a) Prawa o Regulacji Elektryczności z 1999 roku Komisja ma prawo przyznać lub odmówić przyznania licencji na wytwarzanie energii elektrycznej.

Istnieje dokładnie opracowana ścieżka aplikacyjna o obydwie licencje dla elektrowni o mocy poniżej 5 MW. Do wydania licencji wystarczy, że projekt spełnia poniższe kryteria,:

- nie będzie mieć negatywnego wpływu na moc lub stabilność sieci;
- będzie opłacalny finansowo;
- przestrzega standardów i norm środowiskowych.

Trzeba jednak nadmienić, że prowadzona jest dyskusja o zwolnieniu małych instalacji z wymogu uzyskiwania powyższych licencji.

9.3.4.3. Porozumienia dotyczące ceny zakupu energii (PPA – *Power Purchase Agreements*)

W celu uzyskania finansowania z banku inwestor musi przedstawić gwarantowanego odbiorcę swojej energii elektrycznej na określony czas. Obecnie są dwa sposoby spełnienia tego warunku:

1. Program „Zapotrzebowanie na Energię Alternatywną" (AER - *Alternative Energy Requirement*). Jest to konkurs organizowany przez rząd, który przyznaje kontrakty indywidualnym wytwórcom. Kontrakty te wymagają od publicznych dostawców energii zakupu energii elektrycznej po stałych cenach na okres 15 lat. Jest znaczna konkurencja przy tego rodzaju kontraktach i nie ma gwarancji ich uzyskania.
2. Dostęp przez podmiot niezależny: można podpisać umowę z dostawcą energii elektrycznej, który zapewni wytwórcy kontrakt na zakup energii elektrycznej przez dostawcę po ustalonej cenie przez ustalony okres. Rozwiązanie takie może być także względnie konkurencyjne i nie będzie dużo kosztowniejsze niż rozwiązanie uzyskane w ramach AER.

9.3.5. Polska [1]

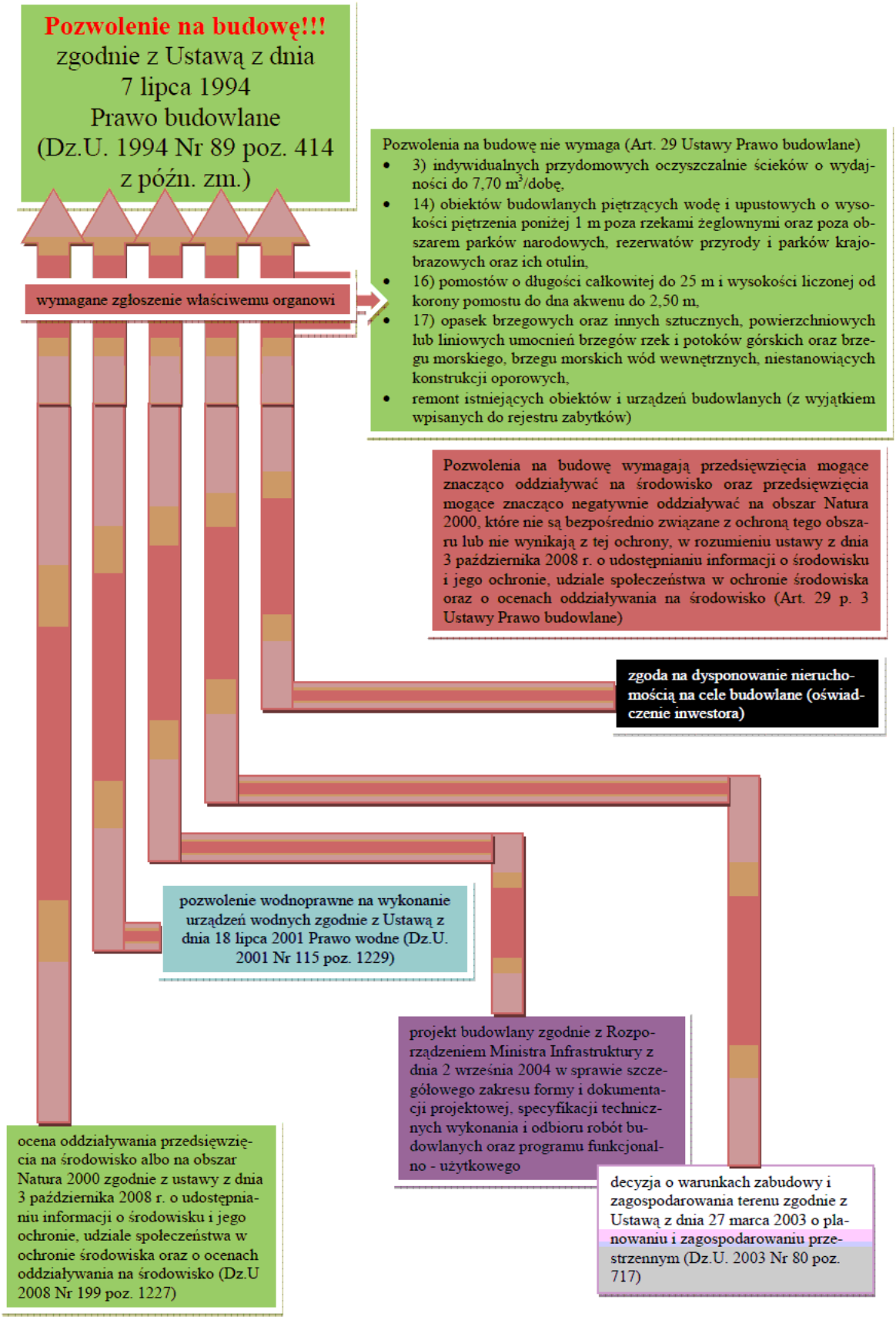
9.3.5.1. Budowa elektrowni

Przystąpienie do budowy małej elektrowni wodnej wymaga uzyskania **pozwolenia na budowę** (patrz . *Ustawa z dnia 7 lipca 1994 „Prawo Budowlane"*, Dz.U. 1994, Nr 89, poz.414 z późniejszymi zmianami). W tym celu w Urzędzie Wojewódzkim należy złożyć stosowny wniosek, opisując w nim planowaną inwestycję poprzez podanie nazwy i rodzaju oraz adresu całego zamierzenia budowlanego, rodzaju obiektu bądź robót budowlanych, numerów ewidencyjnych działek budowlanych oraz obrębu ewidencyjnego.

Do wniosku należy dołączyć (rys.9-2):

1. cztery egzemplarze **projektu budowlanego** wraz z opiniami, uzgodnieniami, pozwoleniami i innymi dokumentami wymaganymi przepisami szczególnymi oraz aktualnym zaświadczeniem o uprawnieniach zawodowych projektanta, który sporządził projekt (patrz *Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 2 września 2004 r. w sprawie szczegółowego zakresu formy i dokumentacji projektowej, specyfikacji technicznych wykonania i odbioru robót budowlanych oraz programu funkcjonalno- użytkowego*)
2. **decyzję o warunkach zabudowy i zagospodarowania terenu** (patrz *Ustawa z dnia 27 marca 2003 o planowaniu i zagospodarowaniu przestrzennym* , Dz.U. 2003, Nr 80, Poz.717)
3. **decyzję o uwarunkowaniach środowiskowych** wraz z ewentualnym postanowieniem w sprawie uzgodnienia warunków realizacji przedsięwzięcia (patrz *Ustawa z dnia 3 października 2008 o udostępnianiu informacji o środowisku i jego ochronie, udziale społeczeństwa w ochronie środowiska* Dz.U., 2008, Nr 199, poz. 1227)
4. **pozwolenie wodnoprawne** na wykonanie urządzeń wodnych zgodnie *z Ustawą z dnia 18 lipca 2001 „Prawo wodne"* (Dz.U., 2001, Nr 115, poz.1229)
5. **oświadczenie o posiadanym prawie do dysponowania nieruchomością** na cele budowlane; (prawo do dysponowania nieruchomością na cele budowlane wynika z tytułu: własności, współwłasności, użytkowania wieczystego, trwałego zarządu, ograniczonego prawa rzeczowego lub stosunku zobowiązaniowego, przewidującego uprawnienie do wykonywania robót i obiektów budowlanych)

[1] Opracowano na podstawie [6] i materiałów Towarzystwa Elektrowni Wodnych

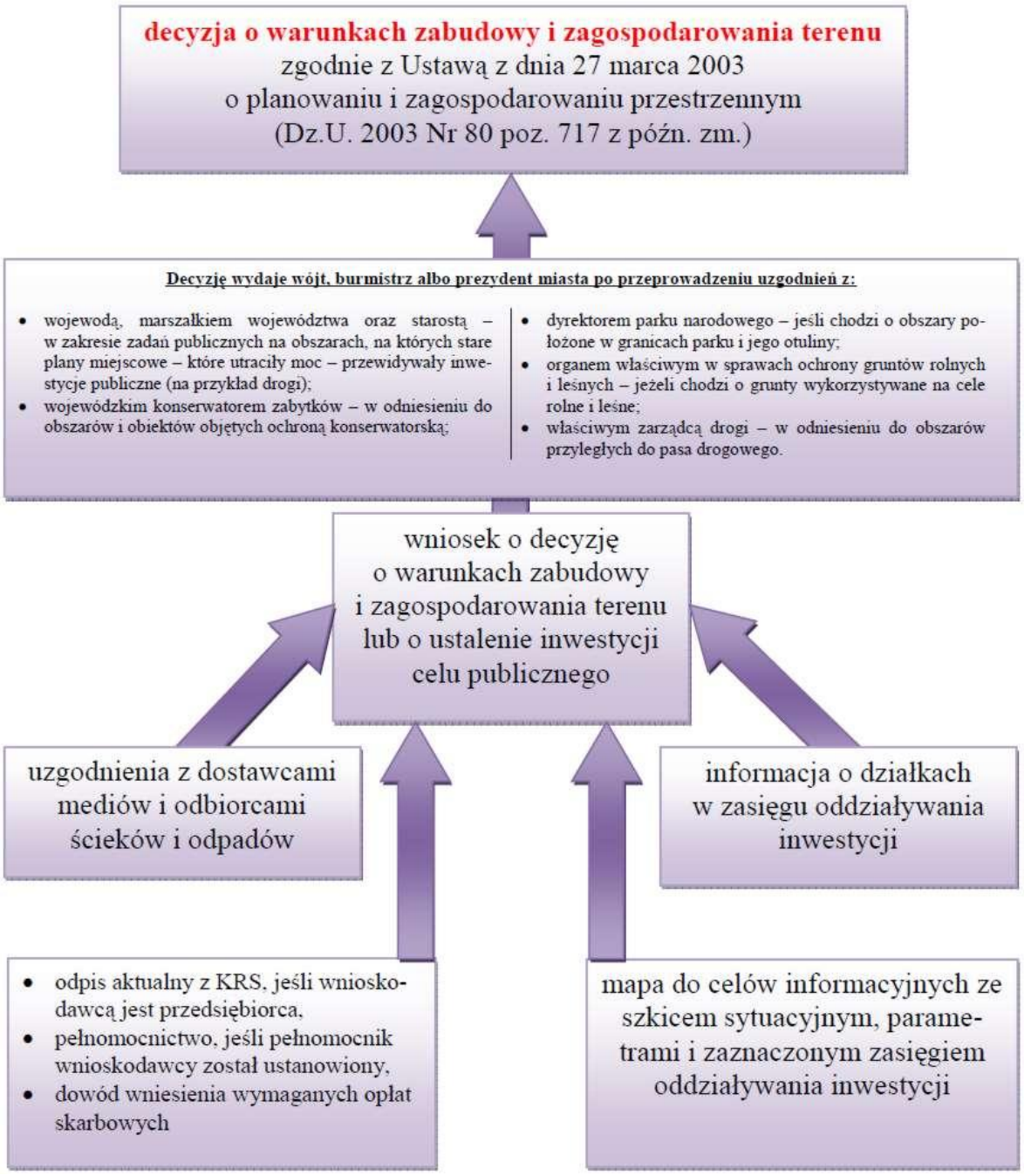


Rysunek 9-2 Procedura ubiegania się o pozwolenie na budowę MEW zgodnie ze stanem prawnym obowiązującym w Polsce w pierwszej połowie 2010 r.

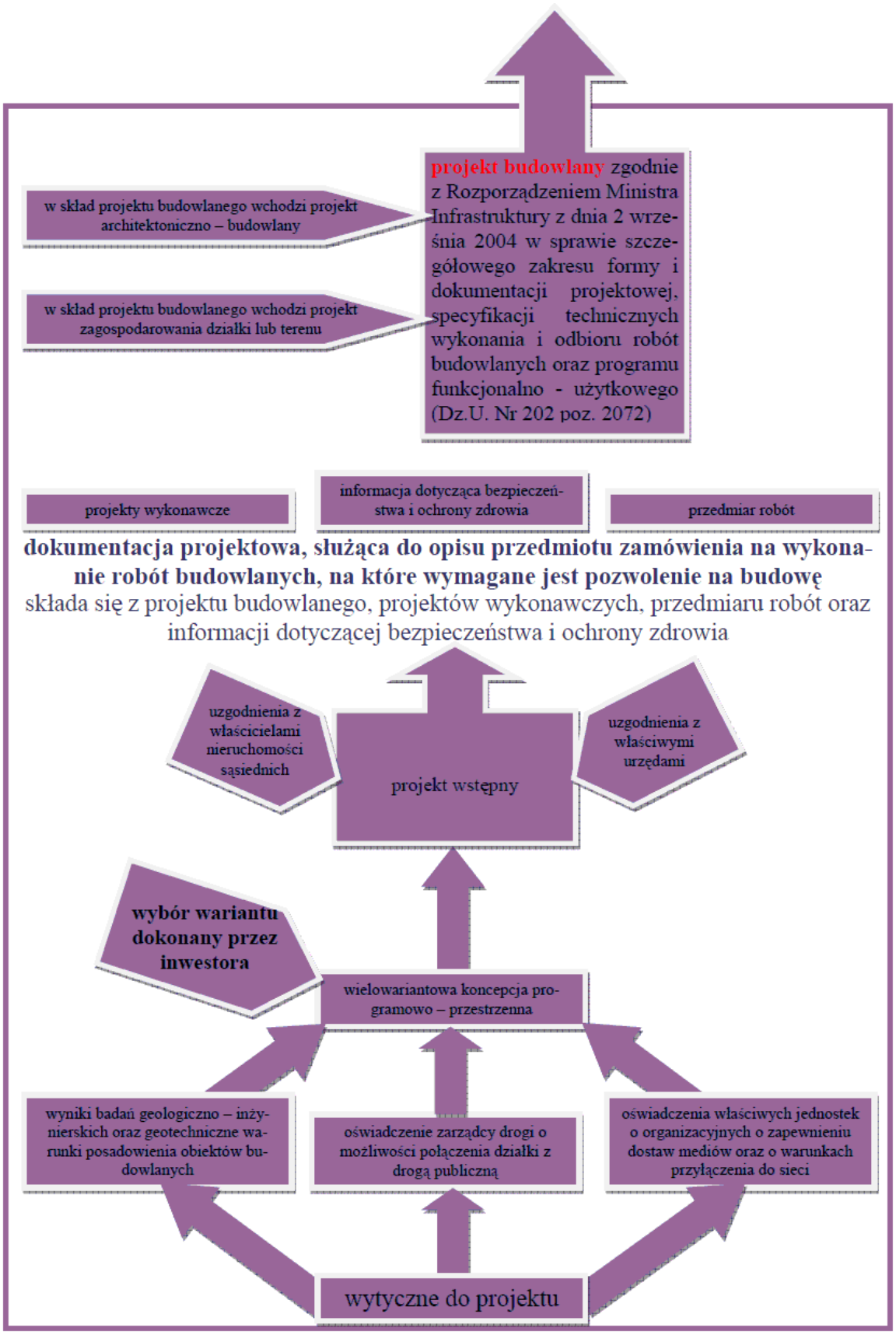
W przypadku wniosku składanego przez osobę prawną konieczny jest aktualny odpis z Rejestru Przedsiębiorców Krajowego Rejestru Sądowego.

Termin wydania pozwolenia na budowę wynosi maksymalnie 65 dni od dnia złożenia wniosku. Może się on jednak przedłużyć z przyczyn wskazanych w ustawie „Prawo budowlane" lub wskutek opóźnień spowodowanych z winy wnioskodawcy.

Poniżej opisano zasady postępowania przy przygotowywaniu wniosków o wydanie wymienionych decyzji oraz opracowywaniu projektu budowlanego.



Rysunek 9-3 Procedura ubiegania się o decyzję o warunkach zabudowy i zagospodarowania terenu (Polska, pierwsza połowa 2010 r.)



Rysunek 9-4 Schemat blokowy procesu przygotowywania projektu budowlanego MEW (Polska, pierwsza połowa 2010 roku)

Wniosek o wydanie **decyzji o uwarunkowaniach środowiskowych** (rys.9-3) składa każdy inwestor MEW. W przypadku elektrowni wodnych o mocy nie niższej niż 2,5 MW procedura Oceny Oddziaływania na Środowisko (OOŚ) zostanie przeprowadzona obligatoryjnie. Natomiast w elektrowniach wodnych o mocy niższej niż 2,5 MW, odpowiedni organ, tj. wójt, burmistrz, prezydent miasta, w porozumieniu z Regionalną Dyrekcją Ochrony Środowiska (RDOŚ) i ewentualnie Państwową Inspekcją Sanitarną dokonuje rozpoznania, czy wydane powinno zostać postanowienie nakładające obowiązek przeprowadzenia OOŚ, czy też postanowienie o braku takiego obowiązku.

Zgodnie z *Ustawą z 3 października 2008 r. o udostępnianiu informacji o środowisku i jego ochronie, udziale społeczeństwa w ochronie środowiska oraz o ocenach oddziaływania na środowisko* (Dz.U. Nr 199, poz. 1227) OOŚ przeprowadzana jest, gdy przedsięwzięcie wymaga zezwolenia na inwestycję (budowę) oraz może zawsze znacząco albo potencjalnie znacząco oddziaływać na środowisko. O tym, która inwestycja może zostać zakwalifikowana do jednej z powyższych kategorii decyduje *Rozporządzenie Rady Ministrów z 9 listopada 2004 r. w sprawie określenia rodzajów przedsięwzięć mogących znacząco oddziaływać na środowisko oraz szczegółowych uwarunkowań związanych z kwalifikowaniem przedsięwzięcia do sporządzenia raportu o oddziaływaniu na środowisko* (Dz.U. Nr 257, poz. 2573, z późniejszymi zmianami) oraz *Dyrektywa Rady Wspólnot Europejskich 97/11/EC z dnia 3 marca 1997 r. poprawiająca dyrektywę 85/337/EEC w sprawie oceny skutków dla środowiska niektórych publicznych i prywatnych przedsięwzięć* (zwana Dyrektywą OOŚ). Zgodnie z ww. Rozporządzeniem RM na środowisko mogą oddziaływać znacząco elektrownie wodne o mocy 2,5 MW i wyższej. Dyrektywa OOŚ wymienia natomiast wszystkie elektrownie wodne, jako instalacje potencjalnie znacząco oddziaływujące na środowisko.

Oceny Oddziaływania na Środowisko dokonuje:

1. organ właściwy do wydania decyzji o uwarunkowaniach środowiskowych,
2. regionalny dyrektor ochrony środowiska w przypadku przedsięwzięć wymagających pozwolenia na budowę lub w przypadku oddziaływania przedsięwzięcia na obszar Natura 2000

W przypadku decyzji o przeprowadzeniu OOŚ organ właściwy do wydania decyzji o uwarunkowaniach środowiskowych zobowiązuje wnioskodawcę do przedłożenia raportu o oddziaływaniu przedsięwzięcia na zagrożony obszar i określa zakres tego raportu.

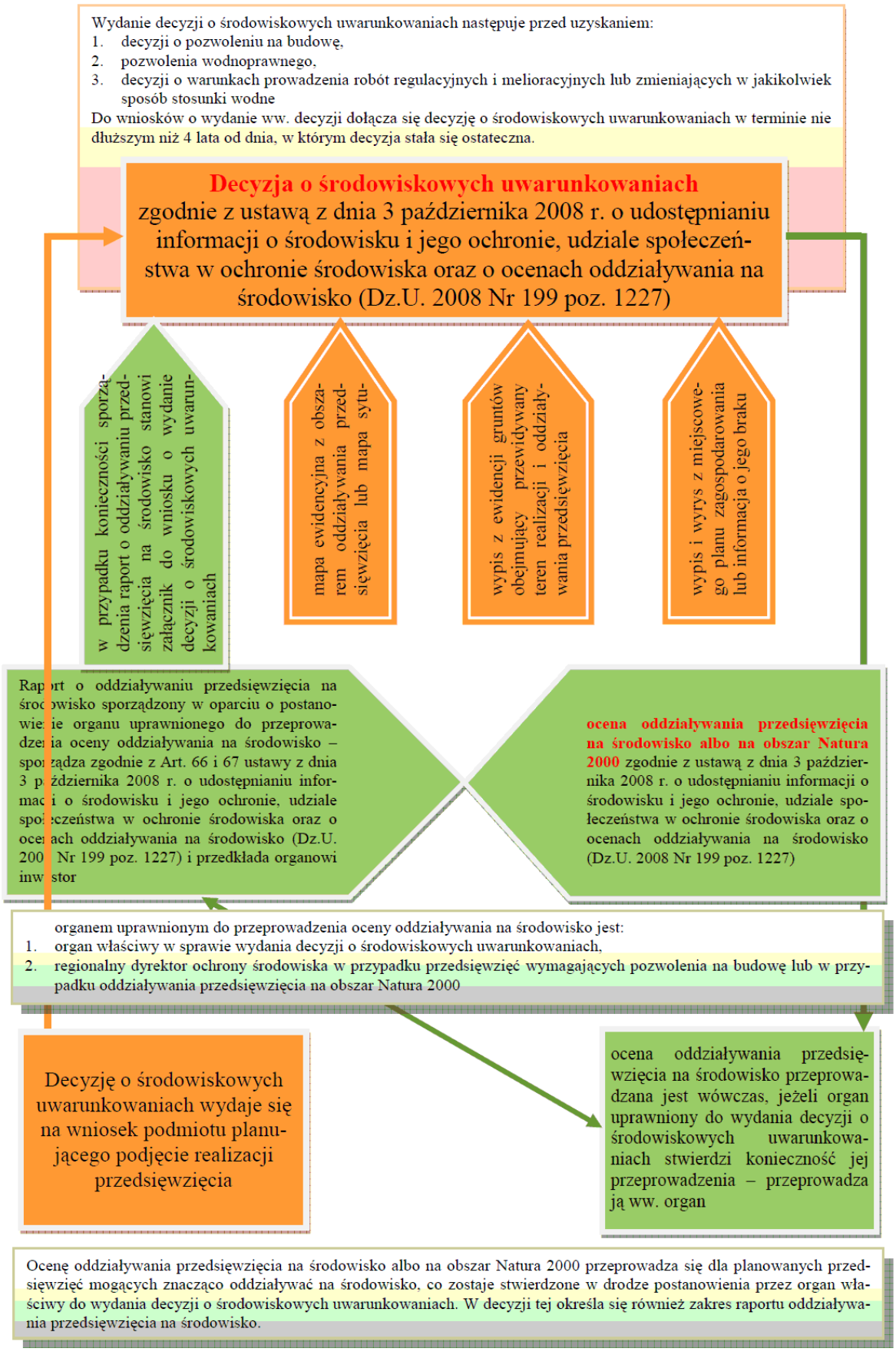
Decyzja o uwarunkowaniach środowiskowych jest niezbędna przy ubieganiu się o **pozwolenie wodnoprawne** na wykonanie urządzenia wodnego oraz korzystanie z wód (patrz *Ustawa z dnia 18 lipca 2001 r. "Prawo wodne"*, Dz.U., 2001, Nr 115, poz. 1229 z późniejszymi. zmianami).

Wniosek o udzielenie pozwolenia wodnoprawnego składa się do właściwego organu administracji samorządowej lub rządowej. Zgodnie z zapisami Prawa Wodnego organem tym jest:

1. starosta powiatowy
2. marszałek województwa (w przypadku konieczności przeprowadzenia OOŚ)
3. Dyrektor Regionalnego Zarządu Gospodarki Wodnej
   (w przypadku terenów zamkniętych, np. istniejących obiektów hydrotechnicznych).

Do wniosku wydanie pozwolenia wodnoprawnego należy dołączyć:

- **operat wodnoprawny,**
- **projekt instrukcji gospodarowania wodą**, umożliwiającego zaspokojenie potrzeb wszystkich użytkowników odnoszących korzyści z urządzenia wodnego
- **decyzję o warunkach zabudowy i zagospodarowania terenu**, jeżeli na podstawie odrębnych przepisów jest ona wymagana lub **wypis i wyrys z miejscowego planu zagospodarowania przestrzennego**, jeżeli decyzja ta nie jest wymagana i plan taki został sporządzony
- **opis prowadzenia zamierzonej działalności** sporządzony w języku nietechnicznym



Rysunek 9-5 Procedura ubiegania się o decyzję o uwarunkowaniach środowiskowych (Polska, pierwsza połowa 2010 r.)

Z godnie z zapisami Prawa Wodnego operat sporządza się w formie opisowej i graficznej. Część opisowa operatu zawiera (cytat):

1) *oznaczenie zakładu ubiegającego się o wydanie pozwolenia, jego siedziby i adresu;*
2) *wyszczególnienie:*
   a) *celu i zakresu zamierzonego korzystania z wód,*
   b) *rodzaju urządzeń pomiarowych oraz znaków żeglugowych,*
   c) *stanu prawnego nieruchomości usytuowanych w zasięgu oddziaływania zamierzonego korzystania z wód lub planowanych do wykonania urządzeń wodnych, z podaniem siedzib i adresów ich właścicieli,*
   d) *obowiązków ubiegającego się o wydanie pozwolenia w stosunku do osób trzecich;*
3) *charakterystykę wód objętych pozwoleniem wodnoprawnym;*
4) *ustalenia wynikające z warunków korzystania z wód regionu wodnego;*
5) *określenie wpływu gospodarki wodnej zakładu na wody powierzchniowe oraz podziemne;*
6) *planowany okres rozruchu i sposób postępowania w przypadku rozruchu, zatrzymania działalności bądź wystąpienia awarii lub uszkodzenia urządzeń pomiarowych oraz rozmiar, warunki korzystania z wód i urządzeń wodnych w tych sytuacjach;*
7) *informację o formach ochrony przyrody utworzonych lub ustanowionych na podstawie ustawy z dnia 16 kwietnia 2004 r. o ochronie przyrody, występujących w zasięgu oddziaływania zamierzonego korzystania z wód lub planowanych do wykonania urządzeń wodnych.*

Część graficzna operatu zawiera (cytat):

1) *plan urządzeń wodnych i zasięg oddziaływania zamierzonego korzystania z wód lub planowanych do wykonania urządzeń wodnych, z oznaczeniem nieruchomości wraz z ich powierzchnią, naniesiony na mapę sytuacyjno-wysokościową terenu;*
2) *zasadnicze przekroje podłużne i poprzeczne urządzeń wodnych oraz koryt wody płynącej w zasięgu oddziaływania tych urządzeń;*
3) *schemat rozmieszczenia urządzeń pomiarowych oraz znaków żeglugowych;*
4) *schemat funkcjonalny lub technologiczny urządzeń wodnych*

Nie ma ustawowego obowiązku uzgadniania operatu wodnoprawnego z właścicielem wody ani z dyrektorem regionalnego zarządu gospodarki wodnej, ani z właścicielami innych urządzeń wodnych położonych w zasięgu oddziaływania projektowanego urządzenia. Uzgodnienia takie korzystnie jest jednak uzyskać na etapie tworzenia zrębów koncepcji, ponieważ wymienione podmioty są stronami postępowania i z urzędu przysługuje im prawo do zgłaszania uwag do projektu. Pewne sprawy sporne można rozwiązać za pomocą satysfakcjonujących wszystkie strony zapisów w projekcie instrukcji gospodarowania wodą. Odkładanie uzgodnień do czasu wszczęcia postępowania administracyjnego o wydanie pozwolenia wodnoprawnego może niepotrzebnie przedłużyć a nawet wstrzymać procedury.

9.3.5.2. Przyłączenie do sieci[1]

Przyłączenie nowego obiektu do sieci energetycznej może wiązać się z poniesieniem znaczących wydatków. Ich wysokość zależy od wielu czynników - przede wszystkim od stanu technicznego sieci i węzła przyłączeniowego. Zasady regulowane są taryfami ustalanymi niezależnie przez każdego operatora sieci, lecz wymagającymi akceptacji przez Urząd Regulacji Energetyki (URE). Podmioty przyłączane do sieci dzielą się na kilka grup:

[1] *Rozporządzenie Ministra Gospodarki i Pracy z dnia 20 grudnia 2004 r. w sprawie szczegółowych warunków przyłączenia podmiotów do sieci elektroenergetycznych, ruchu i eksploatacji tych sieci*, Dz. Ust. z 2005 r., nr 2, poz. 6

I. Grupa I obejmuje podmioty podłączane bezpośrednio do sieci przesyłowej (nie dotyczy MEW)
II. Grupa II obejmuje podmioty podłączane bezpośrednio do sieci o napięciu 110 kV
III. Grupa III obejmuje podmioty podłączane bezpośrednio do sieci o napięciu między 1 a 110 kV
IV. Grupa IV obejmuje podmioty podłączane do sieci o napięciu nie wyższym niż 1 kV oraz mocy przyłączeniowej większej niż 40 kW lub prądzie znamionowym zabezpieczenia przelicznikowego większym niż 63 A
V. Grupa V obejmuje podmioty podłączane do sieci o napięciu nie wyższym niż 1 kV oraz mocy przyłączeniowej nie większej niż 40 kW i prądzie znamionowym zabezpieczenia przelicznikowego nie większym niż 63 A
VI. Grupa VI obejmuje podmioty podłączane do sieci poprzez przyłącze tymczasowe (w zasadzie nie dotyczy MEW)

Opłata przyłączeniowa dla dostawców z grupy OZE-E o mocy do 5 MW wynosi 50 % rzeczywistych nakładów[1]. W przypadku dostawców z grupy IV i V typowe ceny w roku 2009 wynosiły 100-110 zł/kW przy przyłączu napowietrznym oraz 130-140 zł/kW przy przyłączu kablowym. W przypadku linii przyłączeniowej o długości ponad 200 m pobierano dodatkową opłatę w wysokości do 40 zł/m linii.

Zgodnie z zapisami ustawy „Prawo energetyczne" (ustawa z dnia 10 kwietnia 1997, Dz. U. z 1997 r. Nr 54, poz.348 z późniejszymi zmianami), *w przypadku urządzeń, instalacji lub sieci przyłączanych bezpośrednio do sieci elektroenergetycznej o napięciu znamionowym wyższym niż 1 kV sporządza się ekspertyzę wpływu tych urządzeń, instalacji lub sieci na system elektroenergetyczny, z wyjątkiem przyłączanych jednostek wytwórczych o łącznej mocy zainstalowanej nie większej niż 2 MW*. Sporządzenie ekspertyzy zapewnia przedsiębiorstwo energetyczne zajmujące się przesyłaniem lub dystrybucją energii elektrycznej, a jej koszty uwzględnia się odpowiednio w nakładach, o których mowa była wcześniej.

Precyzyjne określenie opłaty przyłączeniowej następuje w momencie otrzymania **warunków przyłączenia do sieci** . Inwestor powinien wystąpić o ich uzyskanie do operatora sieci. Warto pamiętać, iż na etapie składania wniosku o określenie warunków przyłączenia inwestor powinien posiadać dokument określający tytuł prawny do korzystania z obiektu lub kiedy obiekt nie został jeszcze wybudowany, prawomocne pozwolenie na budowę bądź zgłoszenie budowy obiektu przyłączanego. W praktyce możliwe jest jednak uzyskanie warunków przyłączenia do sieci bez przedłożenia niniejszego dokumentu, ale już do zawarcia umowy przyłączeniowej, dokument ten jest niezbędny.

9.3.5.3. Uruchomienie i eksploatacja elektrowni

Zgodnie z zapisami Prawa Energetycznego, wytwarzanie energii elektrycznej w odnawialnych źródłach energii wymaga posiadania koncesji, bez względu na moc źródła. Koncesje udzielane są przez Prezesa Urzędu Regulacji Energetyki wnioskodawcom, którzy:

1) mają siedzibę lub miejsce zamieszkania na terytorium państwa członkowskiego Unii Europejskiej, Konfederacji Szwajcarskiej lub państwa członkowskiego EFTA
2) dysponują środkami finansowymi w wielkości gwarantującej prawidłowe wykonywanie działalności bądź jest w stanie udokumentować możliwości ich pozyskania;
3) mają możliwości techniczne gwarantujące prawidłowe wykonywanie działalności;
4) zapewnią zatrudnienie osób o właściwych kwalifikacjach zawodowych[2],
5) uzyskali decyzję o warunkach zabudowy i zagospodarowania terenu.

[1] Do końca 2010 r. zasada ta dotyczy wszystkich OZE-E

[2] *Rozporządzenie Ministra Gospodarki, Pracy I Polityki Społecznej z dnia 28 kwietnia 2003 r. w sprawie szczegółowych zasad stwierdzania posiadania kwalifikacji przez osoby zajmujące się eksploatacją urządzeń, instalacji i sieci*, Dz. Ust. z roku 2003, nr 89, poz.828 z późniejszymi zmianami

Prawo energetyczne wskazuje wyraźnie, w jakich okolicznościach należy odmówić wydania koncesji, i zobowiązuje Prezesa URE do poinformowania Komisji Europejskiej o takiej odmowie.

Koncesji udziela się na czas oznaczony, nie krótszy niż 10 lat i nie dłuższy niż 50 lat, chyba że przedsiębiorca wnioskuje o udzielenie koncesji na czas krótszy

Wniosek o udzielenie koncesji powinien zawierać w szczególności:

1) oznaczenie wnioskodawcy i jego siedziby lub miejsca zamieszkania, a w razie ustanowienia pełnomocników do dokonywania czynności prawnych w imieniu przedsiębiorcy - również ich imiona i nazwiska;
2) określenie przedmiotu oraz zakresu prowadzonej działalności, na którą ma być wydana koncesja;
3) informacje o dotychczasowej działalności wnioskodawcy, w tym sprawozdania finansowe z ostatnich 3 lat, jeżeli podmiot prowadzi działalność gospodarczą;
4) określenie czasu, na jaki koncesja ma być udzielona, wraz ze wskazaniem daty rozpoczęcia działalności;
5) określenie środków, jakimi dysponuje podmiot ubiegający się o koncesję, w celu zapewnienia prawidłowego wykonywania działalności objętej wnioskiem;
6) numer w rejestrze przedsiębiorców albo ewidencji działalności gospodarczej oraz numer identyfikacji podatkowej (NIP)

Wnioskodawca może ubiegać się najpierw o promesę koncesji, którą stosunkowo łatwiej można uzyskać (wymaganych jest mniej dokumentów). Pomimo, że promesa koncesji nie daje prawa do prowadzenia działalności w zakresie wytwarzania energii elektrycznej, może być dokumentem ułatwiającym przedsiębiorstwu uzyskanie finansowania planowanej inwestycji, a także uzyskanie w przyszłości koncesji, ponieważ na etapie wnioskowania o promesę, przedsiębiorca musi zgromadzić określone dokumenty. Ponadto w okresie ważności promesy nie można odmówić udzielenia koncesji na działalność określoną w promesie, chyba że uległ zmianie stan faktyczny lub prawny podany we wniosku o wydanie promesy. Dostawcy o mocy przyłączeniowej nie przekraczającej 5 MW (MEW) są zwolnieni z opłaty koncesyjnej.

Elektrownia, która uzyskała koncesję może rozpocząć pracę, gdy lokalny operator sieci sprawdzi urządzenia i zaplombuje liczniki energii.

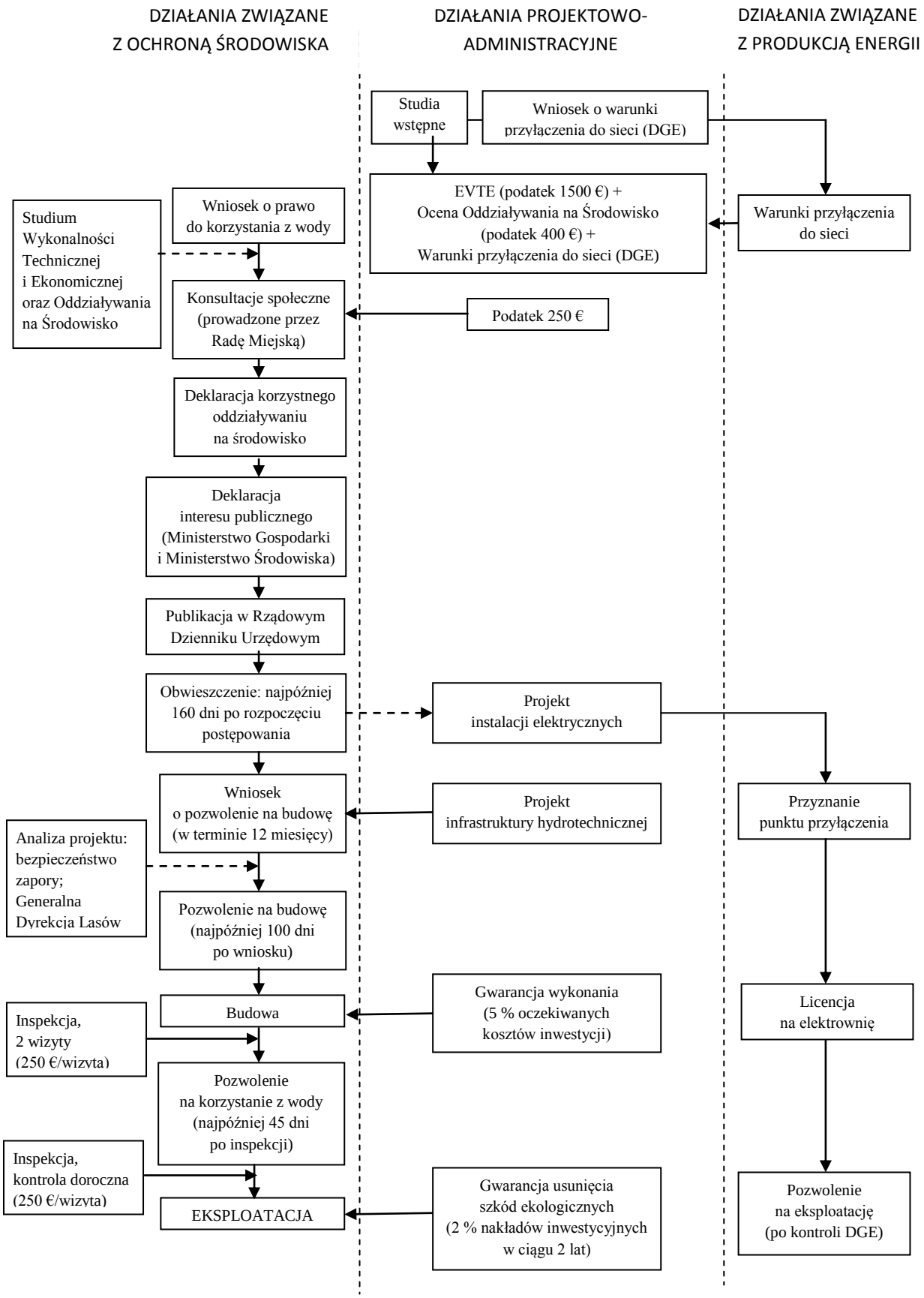
9.3.6. Portugalia

Poniżej przytoczono, w charakterze przykładu, schemat blokowy portugalskich procedur administracyjnych. Na schemacie tym pokazane główne etapy postępowania administracyjnego pozwalającego na eksploatację MEW i na niezależną produkcję energii elektrycznej (produkcja w trybie specjalnym). Schemat ten uwzględnia uzyskanie czterech podstawowych zezwoleń:

- Pozwolenie na budowę obiektów hydrotechnicznych,
- Licencji na elektrownię wodną,
- Prawa do korzystania z wody,
- Pozwolenia na eksploatację urządzeń.

Tytułem informacji uwzględniono tu podatki i gwarancje związane z procesem inwestycyjnym z wyjątkiem tych dotyczących Dyrekcji Generalnej Energii, gdzie koszty są o wiele niższe.

Schemat nie dotyczy przypadku projektu MEW w strefie, gdzie czynniki środowiskowe są szczególnie ważne (na przykład sieć *Natura* 2000). Co więcej, uważa się tu, że koszty oceny oddziaływania na środowisko nie są do pogodzenia z relatywnie niskimi budżetami MEW o mocy poniżej 1 MW. Na schemacie procedur prośba skierowana do Dyrekcji Generalnej Energetyki (DGE) o punkt przyłączenia została pokazana już po uzyskaniu zgody Ministerstwa Środowiska, pomimo tego, że taka szczególna sytuacja nie została przewidziana przez prawo.



Rysunek 9-6 Schemat blokowy portugalskich procedur administracyjnych

9.3.7. Szwajcaria

Jak każde państwo federalne, Szwajcaria ma swoje prawa krajowe. Prawa te różnią się w zależności od kantonu. Niemniej jednak procedury są podobne i obowiązuje pewna liczba praw federalnych:

- Prawo o ochronie wód[1]: (przepływy nienaruszalne)
- Prawo energetyczne[2]: (dostęp do sieci i warunki sprzedaży energii)
- Prawo o korzystaniu z energii hydraulicznej[3]: (przyznawanie koncesji)

Są to główne prawa, które ustalają reguły prawne Szwajcarii w sprawach elektrowni wodnych, a w szczególności MEW.

Przyznawanie koncesji może pozostawać w kompetencjach kantonalnych (na przykład kanton *Vaud* (Wodezja)), komunalnych (przypadek *Valais* (Wallis)) lub obywatelskich (kilka kantonów). Nie istnieje wymóg koncesji na poziomie federalnym. Z drugiej strony państwo sprawuje nadzór nad wielkimi elektrowniami.

Elektrownie użytkujące wodę pitną i ścieki nie potrzebują koncesji. Zazwyczaj wystarcza zwykłe pozwolenie od władz kantonu. Nie jest to jednak systematycznie stosowana zasada.

Typową procedurę omówiono w rozdziale 7 dokumentu „Przewodnik inwestora małej elektrowni wodnej" (*Guide pratique pour la réalisation de petites centrales hydrauliques*), dostępnego na stronie Szwajcarskiego Urzędu Federalnego Energetyki, http://www.bfe.admin.ch/kleinwasserkraft/03834/04170/index.html?lang=en.

Ogólny przegląd aktualnych systemów prawnych, których sektor małych hydroelektrowni musi przestrzegać na poziomie europejskim przedstawiono w **Załączniku A**.

[1] *Loi fédérale du 24 janvier 1991 sur la protection des eaux*, http://www.admin.ch/ch/f/rs/c814_20.html

[2] *Loi du 26 juin 1998 sur l'énergie (LEne)*, http://www.admin.ch/ch/f/rs/c730_0.html

[3] *Loi fédérale du 22 décembre 1916 sur l'utilisation des forces hydrauliques (LFH),* http://www.admin.ch/ch/f/rs/c721_80.html

BIBLIOGRAFIA

1. P. Punys, C. Söderberg, T. Söderlund, A. Wänn, *Strategic Study for the Development of Small Hydro Power (SHP) in the European Union*, ESHA/SERO/LHA, Brussels, 2007
2. Energy for the future: renewable sources of energy. White Paper for a Community Strategy and Action Plan, COM(97)599 final (26/11/1997)
3. *Dyrektywa 2000/60/WE Parlamentu Europejskiego i Rady z dnia 23 października 2000 r. ustanawiająca ramy wspólnotowego działania w dziedzinie polityki wodnej*. Dziennik Urzędowy UE, L 327/1, 22.12.2000
4. *Dyrektywa 2009/147/WE z 30 listopada 2009 w sprawie ochrony dzikiego ptactwa, stanowiąca wersję skonsolidowaną wcześniejszej dyrektywy EWG 79/409/EWG z 2 kwietnia 1979 o ochronie dziko żyjących ptaków*, Dziennik Urzędowy UE, 30 listopada 2009, L20/7,
5. *Dyrektywa 92/43/EWG w sprawie ochrony siedlisk przyrodniczych oraz dzikiej fauny i flory*, Dziennik Urzędowy UE, 1992 L 206/7, p.102-143
6. K. Witkowski, A. Filipkowski, M.J. Gromiec, *Obliczanie przepływu nienaruszalnego. Poradnik.* IMGW, Warszawa, 2008
7. M. Noskowiak, *Małe elektrownie wodne . Jak odpowiednio przygotować się do realizacji inwestycji,* Management & Consulting Group Sp. z o. o., 2010

[i] Francis Armand (ADEME), Gema San Bruno (ESHA), Maria Laguna (ESHA), Celso Penche (ESHA), Katarzyna Trojanowska (TEW), Janusz .Steller (IMP PAN)

ZAŁĄCZNIK 9A:

SEKTOR MAŁEJ ENERGETYKI WODNEJ NA WEWNĘTRZNYM RYNKU ENERGETYCZNYM UE

WPROWADZENIE

Europejski sektor elektroenergetyczny odchodzi od stosowania praktyk monopolistycznych w produkcji energii na rzecz gospodarki rynkowej, w której to klient ma możliwość wyboru dostawcy energii. Dzieje się tak już w większości krajów członkowskich , a wkrótce proces ten obejmie wszystkie kraje wspólnoty. Odchodzimy od stosowania złożonych schematów regulujących produkcję i dystrybucję energii na rzecz większego zaufania do mechanizmów rynkowych. Jednym z zasadniczych elementów nowej strategii rynkowej jest zapewnienie, że restrukturyzowany rynek energetyczny zostanie ukierunkowany w stronę czystych źródeł energii, co jest zgodne z interesem społecznym. Naukowcy zajmujący się badaniami klimatu, w zdecydowanej większości są zgodni, że gazy cieplarniane są odpowiedzialne za zmiany klimatyczne i znacząco przyczyniają się do dewastacji środowiska naturalnego, co w konsekwencji przyniesie olbrzymie szkody dla całej ludzkości. Ponadto UE musi wypełnić zobowiązania wynikające z podpisania protokołu z Kioto [1] i poprawić bezpieczeństwo dostaw energii z różnych źródeł, wykorzystując w tym celu własne źródła energii odnawialnej dla zmniejszenia zależności od paliw importowanych [2].

W tym nowym kontekście, pozycja rynkowa małej energetyki wodnej w Unii Europejskiej istotnie zależy od obowiązujących w Unii dyrektyw ramowych, a w szczególności od dyrektyw następujących:

- Dyrektywa 2001/77/WE o promocji energii elektrycznej ze źródeł odnawialnych, [3] nazywana "Dyrektywą OZE-E". Dyrektywa ta ustala ramy prawne dla zastosowania mechanizmów promocji energii elektrycznej z OZE w państwach członkowskich Wspólnoty dla osiągnięcia ambitnego celu podwojenia do roku 2010 udziału OZE w całkowitym zużyciu energii elektrycznej w UE. Data wprowadzenia w życie tej dyrektywy to październik 2003 r., natomiast dla nowych Państw Członkowskich, 1 maja 2004 r. Dyrektywa obowiązuje do roku 2012.
- Dyrektywa 2009/28/WE z dnia 23 kwietnia 2009 r. w sprawie promowania stosowania energii ze źródeł odnawialnych, zmieniająca i w następstwie uchylająca dyrektywy 2001/77/WE oraz 2003/30/WE [4]. Dyrektywa określa ramy prawne, w jakich ma być osiągnięty założony wcześniej cel, polegający na 20-procentowym udziale energii ze źródeł odnawialnych w całkowitym zużyciu energii i 10-procentowym udziale energii ze źródeł odnawialnych w energii zużywanej w transporcie. Podobnie, jak w przypadku Dyrektywy OZE-E ustala ona cele wskaźnikowe dla poszczególnych Państw Członkowskich. Sposób osiągania tego celu (w tym udział odnawialnych źródeł energii w bilansie energii elektrycznej) leży w kompetencji poszczególnych krajów członkowskich, które zostały zobowiązane do przedstawienia swoich planów działania w roku 2010.
- Dyrektywy 2003/54/WE i 2009/72/WE dotyczące wspólnych zasad rynku wewnętrznego energii elektrycznej [5,6]. Dyrektywy te nazywane są niekiedy "Dyrektywami o Elektryczności". Dyrektywa 2009/72/WE zastępuje wcześniejszą dyrektywę 2003/54/WE i określa, między innymi, zasady związane z organizacją i funkcjonowaniem sektora elektroenergetycznego, dostępem do rynku energii i działaniem systemu elektroenergetycznego.

Pewne znaczenie dla rozwoju małej energetyki wodnej mają też liczne dokumenty unijne zmierzające do redukcji emisji gazów cieplarnianych (zwłaszcza CO_2) [7÷10], chociaż znacznie bardziej istotne są akty ograniczające możliwości energetycznego zagospodarowania cieków wodnych. Wśród tych ostatnich wymienić należy zwłaszcza Ramową Dyrektywę Wodną [11] oraz dyrektywy związane z programem Natura 2000 [12,13], regulacje dotyczące ochrony poszczególnych gatunków ichtiofauny (np. węgorzy) itp.

W dziedzinie obowiązujących powyższych aktów prawnych, można wyróżnić trzy aspekty odnoszące się w szczególności do sektora małej energetyki wodnej MEW, tj. (I) ustalone cele indykatywne i trudności z ich osiągnięciem, (II) struktura taryfikacyjna i obowiązujące mechanizmy wsparcia oraz ich efektywność, (III) ciągle istniejące bariery, mimo nowych aktów prawnych, bardziej sprzyjających MEW.

A1. CELE

Dyrektywa OZE-E określiła cele wskaźnikowe udziału OZE w całkowitej konsumpcji energii elektrycznej do 2010 roku dla każdego z krajów członkowskich. Jednakże dyrektywa nie daje żadnych wskazań, co do procentowego udziału poszczególnych OZE w bilansie ogólnym kraju, pozostawiając tą decyzje każdemu z Państw Członkowskich. W tabeli A.1 przedstawiono cele wskaźnikowe dla poszczególnych krajów wspólnoty, ustalone przez Dyrektywę oraz Traktaty Akcesyjne podpisane przez nowych członków Unii. Cele te zestawiono w tabeli A1, wskazując zarazem stan wyjściowy z roku 1995 dla krajów "Starej Unii" (UE-15) i z roku 1997 dla krajów, które przystąpiły do Unii w roku 2003, a także stan osiągnięty w roku 2007. Jak widać ze statystyki, różne kraje europejskie bardzo różnie radzą sobie z realizacją przyjętych zobowiązań, a osiągnięcie globalnego celu wskaźnikowego w roku 2010 stoi dziś pod znakiem zapytania.

W chwili pisania niniejszego tekstu wiadomo, że osiągnięcie 14000 MW mocy zainstalowanej w obiektach MEW, jaką założono w Białej Księdze Strategii Wspólnoty i Planie Działania krajów UE-15 [14], będzie trudne nawet siłami 27 Państw Członkowskich. Osiągnięcie siłami poszerzonej Unii produkcji energii elektrycznej MEW zaplanowanej dla UE-15 w wysokości 55 TWh rocznie należy uznać za mało prawdopodobne (rysunek A1).

Również w wielu nowych krajach członkowskich przyrost mocy zainstalowanej w MEW okazał się niższy od przewidywanego. W Polsce należy oczekiwać, że moc ta w roku 2010 nie przekroczy 280 MW, co jest wartością niższą nie tylko od celu 420 MW, założonego w roku 2000 przez Ministerstwo Środowiska w Strategii Rozwoju Energetyki Odnawialnej [15], ale również od 300 MW wskazywanych w przewidywaniach Towarzystwa Elektrowni Wodnych z 2004 roku[1].

Informacje dostarczone przez krajowe stowarzyszenia MEW wskazują, że opóźnienia w rozwoju hydroenergetyki w ostatnich latach nie wynikają w większości przypadków z przyczyn ekonomicznych, ale są skutkiem istniejących barier administracyjnych i środowiskowych. Chociaż przyjęcie odpowiednich finansowych mechanizmów wsparcia MEW [16÷18] stało się koniecznością, to w żadnym razie nie doprowadziło do oczekiwanej stymulacji jej rozwoju. Jeżeli życzeniem Komisji Europejskiej jest stworzenie spójnej polityki rozwoju MEW, to wśród priorytetów jej działania musi pojawić się usunięcie barier administracyjnych i środowiskowych, które dziś skutecznie blokują rozwój MEW.

Jak wspomniano wcześniej, na rok 2020 Unia Europejska sformułowała globalny cel wskaźnikowy w postaci 20-procentowego udziału energii wytworzonej w OZE (tabela A2), nie formułując jednak założeń dotyczących wkładu poszczególnych sektorów energetycznych w jego osiągnięcie. Opracowanie planów działania prowadzących do osiągnięcia celów wskaźnikowych przypisanych poszczególnym krajom członkowskim pozostawiono ich administracjom rządowym. Do połowy 2010 roku tylko niektóre kraje przedłożyły swoje plany do Komisji Europejskiej. Przyjęte założenia są bardzo zróżnicowane.

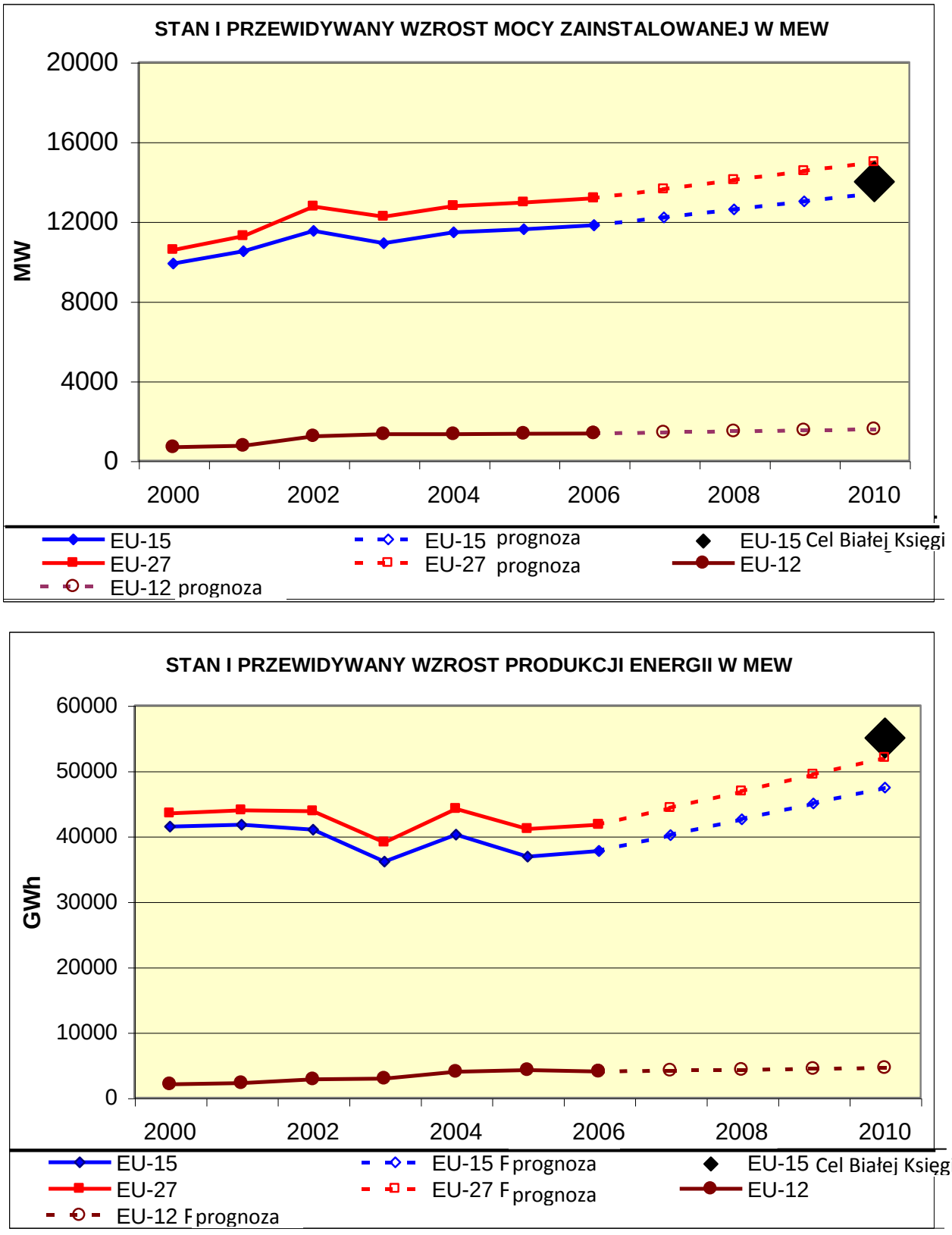
[1] Ankieta projektu TNSPH (Sieć Tematyczna MEW), Gdańsk/Bruksela, 2004 (materiały niepublikowane)

Tabela A-1 Udział energii OZE-E w końcowym zużyciu energii elektrycznej wg dyrektywy 2001/77WE i danych EUROSTATu za rok 2007 [19]

Kraj członkowski	**Produkcja 1997 (95)**	**Produkcja 2007**	**Udział 1997 (95)**	**Udział 2007**	**2010 (cel)**
	TWh	TWh	%	%	%
Austria	39,05	41,9	70	59,8	**78,1**
Belgia	0,86	4,0	1,1	4,2	**6,0**
Bułgaria	6,0	2,9	1,7	7,5	**11,0**
Czechy	2,36	3,4	3,8	4,7	**8,0**
Cypr	0,002	0,0	0,05	0,0	**6,0**
Dania	3,21	11,1	8,7	29,0	**29,0**
Estonia	0,02	0,1	0,2	1,5	**5,1**
Finlandia	19,03	24,4	24,7	26,0	**31,5**
Francja	66	68,3	15	13,3	**21,0**
Grecja	3,94	4,6	8,6	6,8	**20,1**
Hiszpania	37,15	59,4	19,9	20,0	**29,4**
Holandia	3,45	9,1	3,5	7,6	**9,0**
Irlandia	0,84	2,8	3,6	9,3	**13,2**
Litwa	0,33	0,6	3,3	4,6	**7,0**
Luksemburg	0,14	0,3	2,1	3,7	**5,7**
Łotwa	2,76	2,8	42,4	36,4	**49,3**
Malta	0		0		**5,0**
Niemcy	24,91	93,8	4,5	15,1	**12,5**
Polska	2,35	5,4	1,6	3,5	**7,5**
Portugalia	14,3	16,5	38,5	30,1	**39,0**
Rumunia	14,9	16,0	28,0	26,9	**33,0**
Słowacja	5,09	5,0	17,9	16,6	**31,0**
Słowenia	3,66	3,4	29,9	22,1	**33,6**
Szwecja	72,03	78,2	49,1	52,1	**60,0**
Węgry	0,22	2,0	0,7	4,6	**3,6**
Wielka Brytania	7,04	20,4	1,7	5,1	**10,0**
Włochy	46,46	49,2	16,0	13,7	**25,0**
UE-27	372,0	220,3	13,2	15,6	**21,0**

Tabela A-2 Udział energii ze źródeł odnawialnych w końcowym zużyciu energii brutto wg dyrektywy 2009/28/WE i danych EUROSTATu za rok 2007 [19]

Kraj członkowski	**Produkcja 2007**	**Udział 2007**	**2020 (cel)**
	Mtoe	%	%
Austria	8,0	23,78	**34**
Belgia	1,8	3,13	**13**
Bułgaria	1,0	4,73	**16**
Czechy	2,2	4,72	**13**
Cypr	0,1	2,43	**13**
Dania	3,6	17,35	**30**
Estonia	0,6	9,91	**25**
Finlandia	8,5	22,63	**38**
Francja	19,0	7,01	**23**
Grecja	1,7	5,02	**18**
Hiszpania	10,3	7,01	**20**
Holandia	3,0	3,58	**14**
Irlandia	0,5	2,93	**16**
Litwa	0,8	8,87	**23**
Luksemburg	0,1	2,51	**11**
Łotwa	1,4	29,65	**40**
Malta		0,00	**10**
Niemcy	28,1	8,28	**18**
Polska	5,0	5,09	**15**
Portugalia	4,6	17,65	**31**
Rumunia	4,8	11,86	**24**
Słowenia	0,7	10,00	**25**
Słowacja	1,0	5,49	**14**
Szwecja	15,6	30,93	**49**
Węgry	1,4	5,26	**13**
Wielka Brytania	4,6	2,10	**15**
Włochy	12,7	6,92	**17**
EU-27	141	7,8	**20**



Rysunek A-1 Wzrost mocy zainstalowanej i produkcji energii elektrycznej w małych elektrowniach wodnych na terenie Unii Europejskiej w latach 2000-2010 [18]

Według polskiego projektu Krajowego planu działania w zakresie energii ze źródeł odnawialnych, opublikowanego w czerwcu 2010 roku przez Ministerstwo Gospodarki, w roku 2020 ponad 19,4 % produkcji energii elektrycznej powinno pochodzić ze źródeł odnawialnych. W tym samym dokumencie przyjęto za „Polityką energetyczną Polski do roku 2030", że w latach 2010-2020 przyrost mocy zainstalowanej w małych elektrowniach wodnych wyniesie 175 MW. W opinii specjalistów Towarzystwa Elektrowni Wodnych jest to założenie całkowicie nierealne. W dziesięcioleciu 1995-2005 przyrost ten wyniósł około 70 MW - od tego czasu obserwuje się spadek przyrostów rocznych.

A2. KONSTRUKCJA TARYFIKATORÓW ENERGII ELEKTRYCZNEJ I MECHANIZMY WSPARCIA DLA OZE

Promocja źródeł odnawialnych, nakierowana na wzrost ich udziału w całkowitym bilansie energetycznym, w szczególności poprzez zapewnienie efektywnych i odpowiednich narzędzi wsparcia stanowi podstawę dla osiągnięcia celów polityki energetycznej UE, tj. bezpieczeństwa i dywersyfikacji dostaw energii i paliw, konkurencyjności i ochrony środowiska. Wsparcie OZE jest konieczne również ze względu na wypełnienie zobowiązań wynikających z podpisania protokołu z Kioto. Konieczność wprowadzania mechanizmów wsparcia OZE wynika głównie z dwóch przyczyn:

- **Koszty**. Największą wadą OZE jest obecnie fakt, że w ramach istniejących regulacji prawnych, nieuwzględniających internalizacji kosztów zewnętrznych[1] produkcji energii, koszty wyprodukowania tzw. „zielonej energii" są zdecydowanie wyższe od odpowiadających im kosztów produkcji energii ze źródeł konwencjonalnych. Wiadomo też powszechnie, że producenci tzw. „czarnej energii" ze źródeł konwencjonalnych nie tylko nie ponoszą żadnych opłat z tytułu obciążeń dla środowiska, ale są często silnie subsydiowani. Badania przeprowadzone dla UE w ramach projektu ExternE wykazały, że koszty energii elektrycznej wyprodukowanej w UE z surowców nieodnawialnych, takich, jak węgiel czy ropa naftowa, wzrosłyby średnio dwukrotnie, gdyby zawierały opłaty zewnętrzne związane z szkodliwością dla środowiska oraz zdrowia. W rezultacie energia elektryczna wytwarzana przez OZE nie może być rynkowo konkurencyjna w stosunku do energii pochodzącej ze źródeł konwencjonalnych. W konsekwencji należy stwierdzić, iż dla prawidłowego rozwoju branży związanej z produkcją energii ze źródeł odnawialnych wymagane są dwa istotne elementy: (I) mechanizm wsparcia cen, który umożliwi producentom „zielonej energii" wejście na rynek i uzyskiwanie stosownych zysków, (II) stabilny system regulacji rynku, który pozbawi wchodzącego na rynek inwestora obaw, że mechanizm wsparcia produkcji „zielonej energii" ulegnie zmianom prowadzącym do braku opłacalności produkcji.

- **Infrastruktura**. Przed producentami „zielonej energii" stoi wiele istotnych wyzwań, takich jak zagadnienia projektowe czy przyłączenia do sieci elektroenergetycznej. Przyszłość OZE-E w dużej mierze zależy od połączenia dwóch czynników: cen i wsparcia politycznego. Likwidacja subsydiów dla energetyki konwencjonalnej oraz internalizacja kosztów zewnętrznych mogą potrwać bardzo długo. Problem kosztów zewnętrznych mógłby zostać skorygowany przez UE poprzez np. wprowadzenie „podatku węglowego", przynajmniej w odniesieniu do paliw kopalnych. Według Hiszpańskiego Stowarzyszenie Producentów Energii ze Źródeł Odnawialnych APPA (*La Asociación de Productores de Energías Renovables*), koszty zewnętrzne energetyki konwencjonalnej powinny być traktowane, jako wartość odniesienia przy określaniu kwot kompensujących dla małym elektrowniom wodnym korzyści środowiskowe i społeczne.

Państwa Członkowskie wspierają OZE na różne sposoby - poprzez programy badawczo-rozwojowe, system ulg podatkowych, ceny gwarantowane na zakup energii elektrycznej, wsparcie inwestycyjne itp. Komisją Europejska od ponad dekady wspiera programy badawczo-rozwojowe związane z OZE w ramach różnych Ramowych Programów Badawczo-Rozwojowych (obecnie w ramach 7 Programu Ramowego). Niezależnie od tego, dzięki Białej Księdze [14] i specjalnym dyrektywom, UE wdraża instrumenty zabezpieczające wsparcie inwestycji związanych z OZE. Jest oczywiste, że bez

---

[1] **Internalizacja kosztów zewnętrznych** - jest procesem zmuszającym sprawcę do włączenia w swój rachunek ekonomiczny kosztów przez siebie spowodowanych

ustalonych ram taryfowych, które gwarantowałyby przewidywalne zyski inwestycyjne z wykorzystania technologii OZE, cele wskaźnikowe zapisane wspomnianych we wyżej aktach prawnych okazałyby się całkowicie nierealne. Dyrektywa OZE-E określa źródła energii odnawialnych, jako źródła energii nieoparte o paliwa kopalne. Energetyka wodna, jako źródło takiej energii, w pierwotnej propozycji dyrektywy OZE-E, została ograniczona do 10 MW mocy zainstalowanej. Ograniczenie to jednak usunięto z ostatecznej wersji projektu dyrektywy.

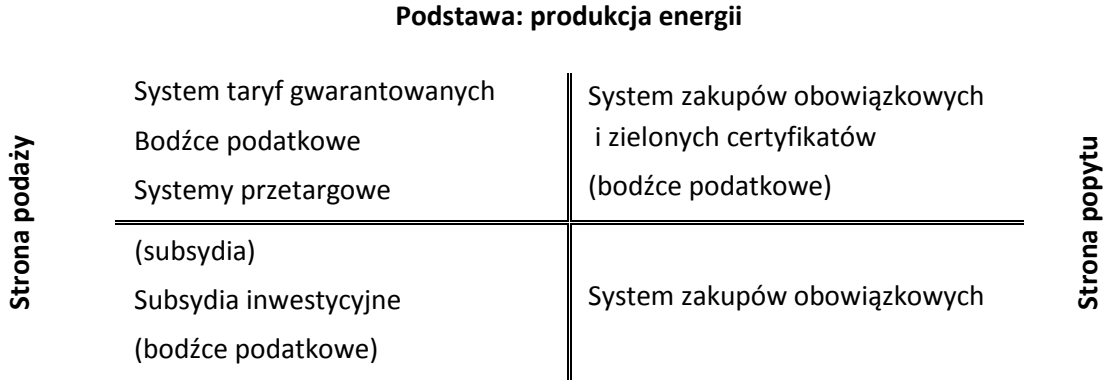
Niektóre państwa Wspólnoty, takie jak Hiszpania, stosują mechanizm cen gwarantowanych dla energii elektrycznej wytwarzanej w elektrowniach o mocy zainstalowanej od 10 do 50 MW, wprowadzając zasadę obniżenia ceny gwarantowanej wraz ze wzrostem mocy zainstalowanej.

Inne Państwa Członkowskie zwiększają wsparcie dla mniejszych elektrowni wodnych poprzez zmniejszanie wartości ceny gwarantowanej wraz ze wzrostem produkcji. Przykładem jest Austria, gdzie w latach 2002-2009 przy sprzedaży pierwszej GWh wyprodukowanej w nowej elektrowni wodnej obowiązywała cena 5,96 €ct/kWh, przy sprzedaży następnych trzech GWh - 4,58 €ct/kWh, a po przekroczeniu 24 GWh cena ta spadała do 3,31 €ct/kWh. Powyższe zasady zostały zagwarantowane inwestorom na 13 lat. W roku 2009 weszła w życie nowa ustawa, zgodnie z którą nowe elektrownie wodne mogą liczyć na jednorazowe wsparcie, zależne od mocy w sposób następujący:

- MEW o mocy zainstalowanej do 500 kW – maksymalna pomoc inwestycyjna w wysokości 30 % nakładów, ale nie więcej niż 1500 €/kW
- MEW o mocy zainstalowanej 2000 kW – maksymalna pomoc inwestycyjna w wysokości 20 % nakładów, ale nie więcej niż 1000 €/kW
- MEW o mocy zainstalowanej 10000 kW – maksymalna pomoc inwestycyjna w wysokości 20 % nakładów, ale nie więcej niż 1000 €/kW

Wsparcie dla elektrowni o mocach pośrednich liczone są metodą interpolacji liniowej. Dotacja do ceny energii jest stała i w roku 2009 wynosiła 2 €ct/kWh.

Kompletny taryfikator cen stosowany w różnych krajach UE dla małej energetyki wodnej jest przedstawiony w rozdziale 8. Dyrektywa 2003/54/WE Komisji Europejskiej określająca wspólne zasady dla rynku energii elektrycznej podkreśla priorytetowy charakter elektrowni wykorzystujących odnawialne źródła energii.



Źródło: Polityka rozwoju energetyki opartej o OZE w krajach Unii Europejskiej, Arkusze sprawozdawcze Krajów Członkowskich 2003, ECN [20]

Rysunek A-2 Instrumenty polityki wsparcia OZE

Tabela A-3 Mechanizmy wsparcia MEW w państwach UE-15 [16÷18]

Państwo członkowskie	**Instrumenty wsparcia**
Austria	System taryf gwarantowanych oraz subsydiów inwestycyjnych: a) elektrownie istniejące, te które otrzymały pozwolenia na produkcję energii przed 01.01.2003, tym obecnie eksploatowane, są objęte dofinansowaniem w systemie taryf gwarantowanych zależnych od produkcji przez okres 10 lat, b) elektrownie oddane do eksploatacji w latach 2003-2009 są objęte dofinansowaniem w systemie taryf gwarantowanych zależnych od produkcji przez okres 13 lat, c) elektrownie uruchomione po roku 2009 objęte są systemem taryf gwarantowanych niezależnych od produkcji oraz subsydiów inwestycyjnych zależnych od mocy zainstalowanej
Belgia	Walonia – system zielonych certyfikatów od 01.10.2002. Flandria - system zielonych certyfikatów od 01.01.2003.
Dania	System taryf gwarantowanych
Grecja	System taryf gwarantowanych
Hiszpania	Producenci energii elektrycznej z OZE o mocy do 50 MW mogą wybierać między systemem taryf gwarantowanych, a cenami rynkowymi z premiami. Taryfy i premie są ustalane, jako procent standardowej ceny referencyjnej "*Tarifa Media de Referencia*" (TMR) ogłaszanej corocznie przez administrację rządową. W przypadku taryf gwarantowanych procent ten zależy od wieku elektrowni (90 % dla elektrowni w wieku poniżej 25lat i 80 % dla elektrowni starszych). Oprócz tego dostępne są pożyczki niskooprocentowane.
Holandia	System taryf gwarantowanych (w latach 2003-2006 obowiązywały premie dla nowych elektrowni)
Finlandia	Nordycki rynek energii plus ceny premiowane
Francja	System taryf gwarantowanych. Wysokość dopłat dla MEW jest uzależniona od mocy elektrowni i od sezonu (zima/lato). Cena składa się z trzech składników: taryfy referencyjnej, premii dla małych elektrowni wodnych (< 3 MW) i premii za jakość dostaw (patrz rozdział 8)
Irlandia	System taryf gwarantowanych
Luksemburg	System taryf gwarantowanych. Premia gwarantowana przez okres 10 lat.
Niemcy	System taryf gwarantowanych,
Portugalia	System taryf gwarantowanych
Szwecja	System zielonych certyfikatów uruchomiony 01.05.2003
Wielka Brytania	Ceny rynkowe energii (NETA) oraz system certyfikatów ROC (*Renewable Energy Obligation Certificate*) dostępny dla elektrowni wodnych nie przekraczających mocy zainstalowanej 20 MW, wybudowanych po 1990 r, lub starszych, poddanych rewitalizacji polegającej na wymianie wirników turbin i układów sterowania. Zwolnienie z podatku klimatycznego.

Tabela A-3 Mechanizmy wsparcia MEW w państwach UE-15 (c.d.)

Państwo Członkowskie	Instrumenty wsparcia
Włochy	Elektrownie o mocy poniżej 1 MW mają prawo do minimalnej taryfy gwarantowanej zależnej od produkcji. Elektrownie o mocy między 1 MW, a 10 MW, sprzedają swoją energię po cenach ustalonych dla stref godzinowych. Elektrownie o mocy powyżej 10 MW sprzedają energię po cenach rynkowych. Wszystkie nowe i zmodernizowane elektrownie, zakwalifikowane do OZE-E, mają prawo do zielonych certyfikatów w liczbie proporcjonalnej do ich produkcji energii (1 certyfikat za 1 MWh). Wsparcie to trwa od 12 do 15 lat, zależnie od przepisów obowiązujących w okresie rozruchu (tzn. elektrownie uruchomione w roku 2008 i później mają prawo do 15 lat wsparcia, zaś elektrownie które rozpoczęły produkcję w roku 2006 - do 12 lat) Elektrownie o mocy mniejszej od 1 MW mogą przez pierwsze 3 lata zrezygnować z systemu certyfikatów na rzecz pełnych taryf dotowanych (cena energii elektrycznej + wsparcie

Tabela A-4 Mechanizmy wsparcia MEW w nowoprzyjętych państwach członkowskich UE [16÷18]

Państwa członkowskie	Instrumenty wsparcia
Bułgaria	Połączenie systemów taryf gwarantowanych, obligacji oraz bodźców podatkowych
Cypr	System grantowy promujący OZE (od lutego 2004) finansowany poprzez system podatków od konsumpcji energii w wysokości 0,22 Euro/kWh
Czechy	System taryf gwarantowanych (od 2002) wspieranych przez granty inwestycyjne , Rewizja oraz ulepszenie systemu dopłat taryf nastąpiło w lutym 2005.
Estonia	System taryf gwarantowanych w połączeniu z systemem obligacji
Węgry	System taryf gwarantowanych (od stycznia 2003) w połączeniu z systemem obligacji i grantów inwestycyjnych,,
Łotwa	System obligacji w połączeniu z systemem taryf gwarantowanych,
Litwa	Stosunkowo skromne taryfy gwarantowane wraz z obowiązkiem zakupu energii. Dobre warunki przyłączenia do sieci. Gwarancje cen do 31 grudnia 2020 roku. Zamknięcie elektrowni jądrowej w Ignalinie wpłynie na ceny i konkurencyjność OZE. Są plany wprowadzenia systemu zielonych certyfikatów w latach 2010-2021.
Malta	Brak danych
Polska	System zielonych certyfikatów. Niektóre rodzaje OZE mogą liczyć na subsydia z Funduszu Ochrony Środowiska, lecz z reguły nie dotyczy to MEW
Rumunia	Subsydia oraz system taryf gwarantowanych,
Słowacja	Programy wspierające OZE w tym system taryf gwarantowanych i bodźców podatkowych
Słowenia	System taryf gwarantowanych oraz długoterminowe umowy na zakup zielonej energii, opodatkowana emisja CO2 oraz wsparcie inwestycji związanych z OZE ze środków publicznych

Instrumenty polityczne, stosowane w różnych krajach członkowskich Wspólnoty oparte są na dwóch głównych zasadach. Jak pokazuje rysunek A2, instrumenty te oddziaływują zarówno na podaż jak i na popyt rynku zielonej energii, koncentrują się zarówno na wsparciu produkcji energii elektrycznej jak i wzroście mocy zainstalowanej w elektrowniach wykorzystujących odnawialne źródłach energii.

W obrębie tej kategoryzacji występują zasadniczo trzy główne instrumenty wsparcia energetyki odnawialnej. Te instrumenty to: (I) system taryf gwarantowanych, (II) zakupy obowiązkowe w połączeniu z systemem zielonych certyfikatów, (III) tzw. „czyste" procedury przetargowe na dostawy energii elektrycznej z OZE. Oprócz trzech głównych instrumentów wsparcia, możliwe są mechanizmy dodatkowe, takie jak subsydia inwestycyjne czy bodźce podatkowe.

Systemy taryf gwarantowanych istnieją w większości Państw Członkowskich. Charakterystyczną cechą tych systemów jest cena o określonej wysokości, zazwyczaj ustalona na okres kilku lat, którą spółki branży energetycznej, zazwyczaj dystrybutorzy, są zobowiązane płacić na rzecz krajowych producentów „zielonej" energii elektrycznej. Koszty dodatkowe tych systemów ponoszą dostawcy, w określonej proporcji do wolumenu sprzedawanej przez siebie energii elektrycznej, oraz są one przenoszone na konsumentów energii elektrycznej w postaci dopłaty do ceny detalicznej za kWh. Systemy te są korzystne ze względu na bezpieczeństwo inwestycji, możliwość przeprowadzania operacji dostrajających oraz promocji technologii średnio- oraz długoterminowych. Z drugiej strony, harmonizacja tych systemów na szczeblu UE jest trudna, gdyż mogą one zostać zakwestionowane w świetle zasad rynku wewnętrznego oraz wiążą się z ryzykiem przeinwestowania, jeżeli krzywa przyswajania każdej technologii energii elektrycznej z OZE nie ma postaci funkcji malejącej w czasie. Wariantem systemu cen gwarantowanych jest mechanizm dopłaty gwarantowanej realizowany obecnie w Danii oraz częściowo w Hiszpanii. W ramach tego systemu rząd określa premię środowiskową o stałej wysokości wypłacaną producentom energii z OZE niezależnie od normalnej ceny energii elektrycznej lub ceny energii elektrycznej na rynku natychmiastowym.

W ramach systemu **zielonych certyfikatów**, funkcjonującego obecnie w Szwecji, w Wielkiej Brytanii, we Włoszech, w Belgii oraz w Polsce, energia elektryczna z OZE jest sprzedawana po cenach obowiązujących na rynku energii elektrycznej pochodzącej ze źródeł konwencjonalnych. Celem sfinansowania dodatkowych kosztów produkcji zielonej energii elektrycznej, i zapewnienia wytwarzania pożądanych jej rodzajów, wszyscy konsumenci (lub w niektórych krajach –finalni dostawcy energii) są zobowiązani do zakupu określonej liczby „zielonych certyfikatów" od producentów energii elektrycznej z OZE w określonej proporcji do ich całkowitego zużycia/produkcji energii elektrycznej. Wpływy z kar i opłat zastępczych uiszczanych w przypadku niezastosowania się do przepisów lub braku dostatecznej liczby certyfikatów na rynku są przekazywane bądź na cele badań, rozwoju i demonstracji technologii OZE, bądź do budżetu centralnego. Ponieważ dostawcy/konsumenci pragną kupować certyfikaty po jak najniższych cenach, rozwija się rynek wtórny, na którym producenci energii elektrycznej z OZE konkurują ze sobą o możliwość sprzedaży „zielonych certyfikatów". Dlatego „zielone certyfikaty" stanowią instrumenty rynkowe, które mają teoretyczny potencjał - o ile funkcjonują w sposób prawidłowy - zapewnienia inwestycji o optymalnej wartości. Systemy te mogłyby funkcjonować prawidłowo w ramach jednolitego rynku europejskiego i teoretycznie powodować zmniejszenie ryzyko przeinwestowania. Jednakże „zielone certyfikaty" mogą wiązać się ze zwiększonym ryzykiem dla inwestorów, i nie sprzyjają ponadto rozwojowi technologii długoterminowych, które charakteryzują się w chwili obecnej wysokimi kosztami. Systemy te powodują również zwiększone koszty administracyjne.

Czyste procedury **przetargowe** obowiązywały uprzednio w dwóch Państwach Członkowskich (Irlandii oraz Francji), jednak Francja zastąpiła niedawno swój system systemem taryf gwarantowanych połączonym z systemem przetargowym. System taryf gwarantowanych wprowadziła również Irlandia. W ramach procedury przetargowej państwo ogłasza serię przetargów na dostawę energii elektrycznej z OZE, która jest następnie dostarczana na podstawie kontraktu po cenach uzgodnionych w ramach procedury przetargowej. Koszty dodatkowe związane z zakupem energii elektrycznej z OZE są przenoszone na konsumentów energii elektrycznej w postaci opłaty wyrównawczej. Chociaż teoretycznie systemy przetargowe wykorzystują w sposób optymalny mechanizmy rynkowe, mają one charakter

nieciągły, nie sprzyjający stabilizacji warunków. Systemy tego rodzaju wiążą się ponadto z ryzykiem, że przyjmowanie niskich ofert przetargowych może skutkować niewykonaniem projektów.

Systemy oparte wyłącznie na **bodźcach podatkowych** są stosowane na Malcie i w Finlandii. W większości krajów (np. na Cyprze, w Wielkiej Brytanii oraz Republice Czeskiej) są one wykorzystywane jako instrumenty dodatkowe realizowane w ramach ogólnej polityki.

- **Subsydia inwestycyjne** – instytucje rządowe oferują subsydia na inwestycje związane z technologią OZE, w przeważającej większości w określonym procencie całości inwestycji, Ten rodzaj wsparcia pozwala pokonać bariery finansowe związane z wysokimi kosztami rozpoczęcia inwestycji i jest powszechnie stosowany przy inwestycjach w mniej ekonomicznie opłacalne technologie OZE. W nowych krajach członkowskich pomoc ta może być przejściowo (do roku 2013) dostępna między innymi ze środków Europejskiego Funduszu Spójności[1].

W czasie, w którym była tworzona wersja robocza dyrektywy OZE-E, Komisja Europejska wspierała wprowadzenie systemu, spopularyzowanego w tamtym okresie przez program NEFO (Wielka Brytania), jednak ostatecznie pozostawiono państwom Wspólnoty wolny wybór mechanizmów wspierania odnawialnych źródeł energii. Dlatego też dyrektywa nie określa, który z mechanizmów zabezpieczających rozwój OZE jest najkorzystniejszy, a Państwa Członkowskie rozwijają własne zróżnicowane mechanizmy dla stymulowania rozwoju OZE [16÷18].

W opracowanych przez ESHA tabelach A3 i A4 pokazano aktualnie stosowane systemy wsparcia w różnych Państwach Członkowskich. Wynikające z tych systemów ceny zakupu energii przedstawiono szczegółowo w rozdziale 8.

Zmiany, do jakich może dojść w systemach wsparcia w najbliższych latach mogą być związane z wdrożeniem krajowych planów działania w ramach nowej dyrektywy OZE [4]. Wprowadzenie wspólnego mechanizmu wsparcia dla cen energii elektrycznej z OZE może być trudne z uwagi na różne doświadczenia poszczególnych Państw Członkowskich.

A3. BARIERY

Podstawowe bariery ograniczające rozwój OZE w Unii Europejskie są natury prawno- administracyjnej. Chodzi przede wszystkim o uzyskanie pozwolenia na budowę nowej elektrowni wodnej. Jest to mocno podkreślone przez ESHA, występującej w imieniu wielu organizacji zrzeszających producentów z MEW.

Procedury administracyjne związane z działalnością OZE różnią się znacząco w poszczególnych krajach Wspólnoty, regionach czy też projektach inwestycyjnych. Artykuły 4-6 Dyrektywy OZE-E zawierają podstawowe zasady obowiązujące w tym zakresie, dotyczą w szczególności zasad wydawania zezwoleń na produkcję i sprzedaż energii elektrycznej, które to muszą być obiektywne i nie dyskryminujące. Przeprowadzona w ramach projektu SHERPA[2] ankietyzacja ujawniła, że procedury administracyjne trwają od 12 miesięcy w Austrii (najlepszy scenariusz) do 12 lat w Portugalii. W większości nowych państw członkowskich Unii średni czas oczekiwania na pozwolenie jest znacznie krótszy niż w starych Państwach Członkowskich. Ważniejsze jest jednak, że w większości Państw Członkowskich udzielono w ostatnich latach jedynie kilkadziesiąt pozwoleń na budowę MEW. Bez sprawnej proce-

---

[1] W Polsce środki te udostępniane w ramach Działania 9.4 Programu Operacyjnego "Infrastruktura i Środowisko". Sprawy te reguluje *Rozporządzenie Ministra Gospodarki z dnia 3 lutego 2009 r. w sprawie udzielania pomocy publicznej w zakresie budowy lub rozbudowy jednostek wytwarzających energię elektryczną lub ciepło z odnawialnych źródeł energii* (Dz.U. Nr 21 poz. 112). W chwili pisania tego tekstu budżet działania jest jednak już niewielki, a środki przeznaczone na MEW było bardzo trudno uzyskać, gdyż system kryteriów nie preferował obiektów wielozadaniowych, do jakich często należy infrastruktura małych elektrowni wodnych.

[2] *Small Hydro Energy Efficient Promotion Campaign Action* – projekt Unii Europejskiej koordynowany przez ESHA w latach 2006-2008 w ramach programu *Inteligentna Energia dla Europy*

dury wydawania pozwoleń nie jest możliwy jakikolwiek rozwój OZE (w tym MEW) i narzędzia wspierające sprzedaż zielonej energii stają się bezużyteczne nie tylko w procesie promocji MEW, ale także dla osiągnięcia zamierzonych celów wskaźnikowych.

Dyrektywa OZE-E wskazała, że dla osiągnięcia postępu w tej dziedzinie konieczny jest wysiłek związany z promocją OZE i zobowiązała wszystkie Państwa Członkowskie do :

- Kontroli (przeglądu) istniejących przepisów, projektowych i administracyjnych, którym potencjalny producent energii z OZE musi sprostać oraz określenia, jakie działania mogą być ewentualnie podjęte, aby zmniejszyć istniejące bariery dla zwiększenia produkcji energii z OZE. Wśród działań tych wymieniono:
  - ⇒ Ustalenie jednego punktu przyjęć dla wniosków o niezbędne zezwolenia,
  - ⇒ Zapewnienie koordynacji pomiędzy działaniami różnych służb administracyjnych związanych z OZE, skutkujące ustanowieniem rozsądnych czasowo terminów przyznawania pozwoleń,
  - ⇒ Ustanowienie tzw. „szybkiej ścieżki" procedur planowania dla producentów z OZE,
  - ⇒ Tam, gdzie jest to możliwe - rozważenie ustanowienia mechanizmów, według których brak decyzji ze strony odpowiednich organów administracyjnych w sprawie złożonego wniosku o pozwolenie w określonym termie będzie równoznaczny z przyznaniem tego pozwolenia,
  - ⇒ Przygotowanie wytycznych do planowania projektów OZE,
  - ⇒ Identyfikację na poziomie kraju, regionu lub gminy możliwych do wykorzystania lokalizacji pod projekty OZE,
  - ⇒ Powiększanie mocy zainstalowanej w OZE,
  - ⇒ Wprowadzenie do programów szkoleniowych kadr odpowiedzialnych za wydawanie pozwoleń tematu odpowiedzialności cywilnej.
- Opublikowanie raportu na temat działalności promującej OZE, z wnioskami na temat działań, jakie zostaną podjęte nie później niż dwa lata po wejściu w życie zapisów Dyrektywy w danym kraju Wspólnoty. Komisja Europejska, na podstawie zgromadzonych raportów krajowych, przedstawi raport całościowy dotyczący doświadczeń poszczególnych Członków Wspólnoty, podkreślający rozwiązania najbardziej udane z punktu widzenia zastosowań praktycznych,

Dyrektywa 2009/72/WE [6], zwana Dyrektywą o Energii Elektrycznej i stanowiąca zaktualizowaną wersję wcześniejszych dyrektywy 2003/54/WE [5] ustala wspólne zasady dla unijnego rynku energii, proponuje również wprowadzenie pewnych środków kontroli dla przestrzegania tych zasad. W szczególności:

- W preambule Dyrektywy stwierdza się, że:
  - ⇒ *Procedury udzielania zezwoleń nie powinny prowadzić do obciążeń administracyjnych nieproporcjonalnych do wielkości i potencjalnego oddziaływania producentów energii elektrycznej. Nadmiernie powolne procedury wydawania zezwoleń mogą stanowić barierę dla dostępu nowych podmiotów wchodzących na rynek.*
  - ⇒ *Prawie wszystkie Państwa Członkowskie wybrały przejrzystą procedurę udzielania zezwoleń, jako sposób zapewnienia konkurencji na rynku wytwarzania energii elektrycznej. Państwa Członkowskie powinny jednakże zapewnić możliwość zwiększenia bezpieczeństwa dostaw poprzez uruchomienie procedur przetargowych lub procedur równoważnych w przypadku, gdy wystarczająca zdolność wytwórcza energii elektrycznej nie zostanie zbudowana na podstawie procedur udzielania zezwoleń. Ze względu na ochronę środowiska i promowanie nowych technologii Państwa Członkowskie powinny mieć możliwość ogłaszania przetargów na nowe zdolności na podstawie opublikowanych kryteriów. Takie nowe zdolności obejmują między innymi energię elektryczną z odnawialnych źródeł energii i skojarzoną produkcję ciepła i elektryczności.*

- Artykuł 3 dotyczący zobowiązań państwa oraz ochrony konsumenta wskazuje, iż:

  ⇒ *Państwa Członkowskie, opierając się na swojej strukturze organizacyjnej i z należytym uwzględnieniem zasady pomocniczości, zapewniają, aby — bez uszczerbku dla ust. 2 — przedsiębiorstwa energetyczne działały zgodnie z zasadami niniejszej dyrektywy, mając na celu stworzenie konkurencyjnego, bezpiecznego i zrównoważonego pod względem środowiskowym rynku energii elektrycznej, oraz nie dyskryminują tych przedsiębiorstw w odniesieniu do ich praw lub obowiązków.*

  ⇒ *W pełni uwzględniając odpowiednie postanowienia Traktatu, w szczególności jego art. 86, Państwa Członkowskie mogą w ogólnym interesie gospodarczym nałożyć na przedsiębiorstwa działające w sektorze elektroenergetycznym obowiązki użyteczności publicznej, które mogą odnosić się do bezpieczeństwa, w tym również do bezpieczeństwa dostaw, regularności, jakości i ceny dostaw, a także ochrony środowiska, w tym również do efektywności energetycznej, energii ze źródeł odnawialnych i ochrony klimatu. Takie obowiązki muszą być jasno określone, przejrzyste, niedyskryminacyjne, weryfikowalne i gwarantować wspólnotowym przedsiębiorstwom energetycznym równość dostępu do konsumentów krajowych. W odniesieniu do bezpieczeństwa dostaw, efektywności energetycznej /zarządzania popytem i realizacji celów ochrony środowiska oraz celów dotyczących energii ze źródeł odnawialnych, o których mowa w niniejszym ustępie, Państwa Członkowskie mogą wprowadzić konieczność realizacji planów długoterminowych, uwzględniając przy tym fakt, że o dostęp do systemu mogą się ubiegać strony trzecie.*

  ⇒ *Państwa Członkowskie zapewniają, aby na rachunkach lub wraz z rachunkami, a także w materiałach promocyjnych udostępnianych odbiorcom końcowym dostawcy energii elektrycznej dokładnie określali:*

  - *udział każdego źródła energii w ogólnym koszyku paliw dostawcy w poprzednim roku w sposób zrozumiały i łatwo porównywalny na poziomie krajowym;*
  - *co najmniej odesłanie do istniejących źródeł informacji, takich jak strony internetowe, zawierających publicznie dostępne informacje dotyczące oddziaływania na środowisko, co najmniej pod względem emisji CO2 i odpadów radioaktywnych powstałych przy produkcji energii elektrycznej z ogólnego koszyka paliw wykorzystanych przez dostawcę w poprzednim roku;*

  ⇒ *Państwa Członkowskie wdrażają środki umożliwiające osiągnięcie celów spójności społecznej i gospodarczej oraz ochrony środowiska — co obejmuje środki w zakresie efektywności energetycznej/zarządzania popytem i środki przeciwdziałające zmianom klimatu — oraz, w stosownych przypadkach, bezpieczeństwa dostaw. Środki te mogą obejmować w szczególności odpowiednie zachęty ekonomiczne — w stosownych przypadkach z zastosowaniem wszystkich istniejących narzędzi krajowych i wspólnotowych — w celu utrzymywania i budowy niezbędnej infrastruktury sieciowej, w tym również zdolności połączeń wzajemnych*

  ⇒ *Wdrażając niniejszą dyrektywę, Państwa Członkowskie informują Komisję o wszystkich środkach przyjętych w celu spełniania obowiązku usługi powszechnej i obowiązku użyteczności publicznej, w tym również ochrony konsumentów i ochrony środowiska, a także o ich możliwym wpływie na konkurencję krajową i międzynarodową oraz o tym, czy takie środki wymagają odstępstwa od niniejszej dyrektywy. Państwa Członkowskie powiadamiają następnie Komisję co dwa lata o wszelkich zmianach takich środków niezależnie od tego, czy wymagają one odstępstwa od niniejszej dyrektywy, czy też nie.*

- Artykuł 7 dotyczący procedury udzielania pozwoleń na instalację nowej mocy podkreśla, że:

  Procedury i kryteria udzielania zezwoleń podawane są do wiadomości publicznej. Wnioskodawcy są informowani o przyczynach każdej odmowy przyznania zezwolenia.

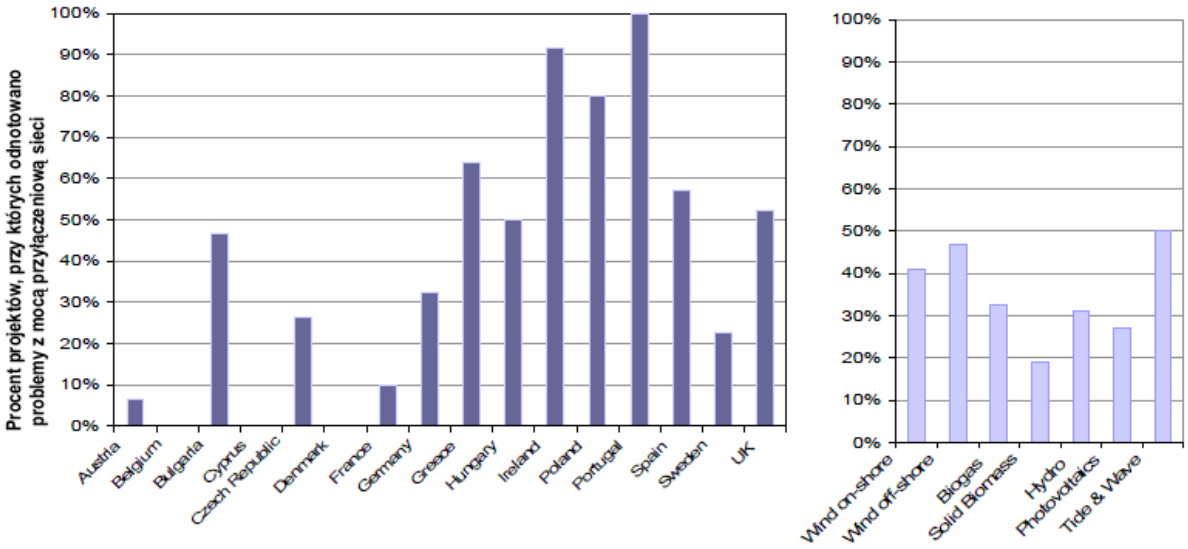
Przyczyny te muszą być obiektywne, niedyskryminacyjne, uzasadnione i należycie umotywowane. Wnioskodawca ma możliwość skorzystania z procedur odwoławczych.

- Artykuł 8 dotyczący przetargów na instalację nowej mocy stwierdza, że:

  Państwa Członkowskie mogą, w interesie ochrony środowiska i promowania nowych technologii będących na wczesnych etapach rozwoju, zapewnić możliwość przetargów na nowe zdolności na podstawie opublikowanych kryteriów. Taki przetarg może się odnosić do nowej zdolności lub do środków związanych z efektywnością energetyczną / zarządzaniem popytem. Procedura przetargowa może być jednak uruchamiana jedynie w przypadku gdy — na podstawie procedur udzielania zezwoleń — zdolności wytwórcze, które mają być budowane, lub środki związane z efektywnością energetyczną / zarządzaniem popytem, które mają być podjęte, są niewystarczające, aby osiągnąć te cele.

PRZYŁĄCZENIE I DOSTĘP DO SIECI

Za wyjątkiem systemów wydzielonych, elektrownia nie może funkcjonować bez przyłączenia do sieci. Sprawa ta ma niekiedy znaczenie krytyczne dla rozwoju OZE-E. Przykładem jest Polska, gdzie według sprawozdania Prezesa Urzędu Regulacji Energetyki (URE) [21] w samym roku 2009 r. operator systemu dystrybucyjnego ENERGA Operator SA, działający na terenie Zachodniego Oddziału Terenowego URE w Poznaniu, odmówił z powodów technicznych przyłączenia do sieci dystrybucyjnej 292 farm wiatrowych na ogólną moc ok. 1 398,4 MW oraz 12 biogazowni na ogólną moc ok. 15,8 MW. Przegląd sytuacji w całej Unii Europejskiej przedstawiono na rysunku A3.



Rysunek A-3 Procent projektów OZE-E, przy których odnotowano problemy z przyłączeniem do sieci[1]

Specyfikacja warunków przyłączenia do sieci może także zniechęcać do rozwoju MEW i/lub wpływać na ekonomiczny sens przedsięwzięcia. Przedsiębiorstwa dystrybucyjne stawiające nadmierne wymagania dotyczące warunków przyłączenia do sieci (np. umieszczenie punktu przyłączenia daleko od elektrowni) w dużej mierze wpływają na wykonalność przedsięwzięcia. Jednakże przedsiębiorstwa dystrybucyjne powinny gwarantować we wszystkich przypadkach określony poziom jakości swoich usług i wymagać od niezależnego producenta spełnienia pewnej ilości warunków umożliwiających uzyskanie pozwolenia na przyłączenie do sieci.

Dyrektywa OZE-E postanawia w artykule 7, że "*bez uszczerbku dla utrzymania, pewności i bezpieczeństwa sieci, kraje członkowskie podejmą środki niezbędne do tego, aby operatorzy sieci*

[1] *"Promotion and growth of renewable energy sources and systems" Final Report,* Ecofys et al. p67 (za [17])

*przesyłowych i dystrybucyjnych obecni na ich terenie zapewnili przesył i dystrybucję elektryczności wyprodukowanej z odnawialnych źródeł energi*i." Ma to szczególne znaczenie dla obiektów OZE, które są zwykle niewielkie i ekonomicznie podatne na zakłócenia w dostawach energii elektrycznej. Przedsiębiorstwa energetyczne „*mogą także przewidzieć preferencyjny dostęp do sieci dla elektryczności wyprodukowanej ze źródeł odnawialnych. O ile krajowy system elektroenergetyczny dopuszcza takie rozwiązanie, przy rozmieszczaniu instalacji produkcyjnych, podmioty gospodarcze w systemie przesyłowym przyznają pierwszeństwo instalacjom produkcyjnym wykorzystującym odnawialne źródła energii*". Dyrektywa wymaga, aby Kraje Członkowskie poleciły operatorom sieci przesyłowych i dystrybucyjnych sporządzić i opublikować standardowe reguły postępowania dotyczące ponoszenia kosztów adaptacji technicznych, takich jak przyłączenie do sieci i jej wzmocnienie, niezbędnych do wprowadzenia do sieci energii od nowych producentów, wytwarzających energię z odnawialnych źródeł energii, a nawet do całkowicie lub częściowo pokryć koszty przyłączenia i wzmocnienia sieci[1]. Ustalenie, kto będzie musiał zapłacić za te inwestycje konsolidujące sieć, może mieć wpływ na ogólne tempo rozwoju OZE-E. Należy tu zaznaczyć, że Dyrektywa 2009/72/WE przewiduje w artykule 5 i 23, że Kraje Członkowskie lub wyznaczeni przez nie operatorzy sieci przesyłowych muszą zapewnić utworzenie obiektywnych i nikogo nie dyskryminujących zasad technicznych i wymagań ruchowych dotyczących przyłączenia producentów do sieci przesyłowej i ich publikację.

Celem zapewnienia konkurencyjności rynku podjęto dodatkowe kroki zmierzające do rozdzielenia funkcji operatora systemu przesyłowego od wytwarzania energii elektrycznej. W szczególności w preambule, przy opisie korzyści na rynku wewnętrznym, stwierdza się, co następuje:

> *Wolności, jakie Traktat gwarantuje obywatelom Unii — miedzy innymi, swobodny przepływ towarów, swoboda przedsiębiorczości oraz prawo do swobodnego świadczenia usług — są możliwe do osiągnięcia jedynie w warunkach w pełni otwartego rynku, który umożliwia wszystkim konsumentom swobodny wybór dostawców, a wszystkim dostawcom — swobodną realizację dostaw dla odbiorców.*
>
> *Istnieją jednak obecnie we Wspólnocie przeszkody w sprzedaży energii elektrycznej na równych warunkach oraz bez dyskryminacji lub niekorzystnych warunków. W szczególności nie we wszystkich Państwach Członkowskich istnieje już niedyskryminacyjny dostęp do sieci oraz równie skuteczny nadzór regulacyjny*
>
> *Dobrze funkcjonujący rynek wewnętrzny energii elektrycznej powinien dostarczać producentom właściwych zachęt do inwestowania w nowe moce wytwórcze, w tym również z odnawialnych źródeł energii, ze szczególnym uwzględnieniem krajów i regionów najbardziej oddalonych na wspólnotowym rynku energii*
>
> *W komunikacie Komisji z dnia 10 stycznia 2007 r., zatytułowanym „Polityka energetyczna dla Europy", zwrócono uwagę na znaczenie dokończenia budowy rynku wewnętrznego energii elektrycznej oraz stworzenia równych warunków działania dla wszystkich przedsiębiorstw energetycznych mających siedzibę we Wspólnocie. Komunikaty Komisji z dnia 10 stycznia 2007 r. zatytułowane „Perspektywy rynku wewnętrznego energii elektrycznej i gazu" oraz „Dochodzenie w ramach art. 17 rozporządzenia (WE) nr 1/2003 w odniesieniu do europejskich sektorów gazu i energii elektrycznej (raport końcowy)" wykazały, że obecne zasady i środki nie zapewniają niezbędnych ram dla osiągnięcia celu, jakim jest właściwie funkcjonujący rynek wewnętrzny.*
>
> *Bez skutecznego oddzielenia sieci od działalności w zakresie wytwarzania i dostaw („skuteczny rozdział") istnieje nieodłączne ryzyko dyskryminacji nie tylko w zakresie eksploatacji sieci, ale także w zakresie środków zachęcających przedsiębiorstwa zintegrowane pionowo do dokonywania stosownych inwestycji w swoje sieci.*

---

[1] W Polsce sprawy te reguluje *Rozporządzenie Ministra Gospodarki i Pracy z dnia 20 grudnia 2004 r. w sprawie szczegółowych warunków przyłączenie podmiotów do sieci elektroenergetycznych, ruchu i eksploatacji tych sieci*, Dz.U. nr2, poz.6, a także taryfy poszczególnych operatorów, zatwierdzane przez Urząd Regulacji Energetyki.

Zasady dotyczące rozdziału prawnego i funkcjonalnego przewidziane w dyrektywie 2003/54/WE nie doprowadziły jednak do skutecznego wydzielenia operatorów systemów przesyłowych. Na posiedzeniu w dniach 8 i 9 marca 2007 r. Rada Europejska wezwała w związku z tym Komisję do opracowania wniosków legislacyjnych w zakresie „skutecznego oddzielenia działalności w zakresie dostaw i wytwarzania od eksploatacji sieci"

Skuteczny rozdział może zostać zapewniony jedynie poprzez wyeliminowanie środków zachęcających przedsiębiorstwa zintegrowane pionowo do stosowania dyskryminacji wobec konkurentów w odniesieniu do dostępu do sieci oraz w zakresie inwestycji. Rozdział własności — który należy rozumieć jako wyznaczenie właściciela sieci na operatora systemu i zachowanie jego niezależności od wszelkich interesów związanych z dostawami i produkcją — jest wyraźnie skutecznym i stabilnym sposobem na rozwiązanie nieodłącznego konfliktu interesów oraz zapewnienie bezpieczeństwa dostaw. Z tej przyczyny Parlament Europejski w swojej rezolucji z dnia 10 lipca 2007 r. w sprawie perspektyw rynku wewnętrznego energii elektrycznej i gazu(- wiązał do rozdziału własności na poziomie przesyłu jako najskuteczniejszego narzędzia promowania inwestycji w infrastrukturę w niedyskryminacyjny sposób, sprawiedliwego dostępu do sieci dla nowych podmiotów oraz przejrzystego rynku

Niedyskryminacyjny dostęp do sieci dystrybucyjnej decyduje o dostępie dostawcy do odbiorców na poziomie detalicznym. Możliwości stosowania dyskryminacji w zakresie dostępu osób trzecich oraz inwestycji są jednak mniejsze na poziomie dystrybucji niż na poziomie przesyłu, gdzie ograniczenia i wpływ interesów związanych z wytwarzaniem lub dostawami są zazwyczaj mniejsze niż na poziomie dystrybucji. Ponadto wymóg rozdziału prawnego i funkcjonalnego operatorów systemów dystrybucyjnych zaczął obowiązywać, zgodnie z dyrektywą 2003/54/WE, dopiero od dnia 1 lipca 2007 r., zaś jego wpływ na rynek wewnętrzny energii elektrycznej w dalszym ciągu wymaga oceny. Obowiązujące obecnie zasady dotyczące rozdziału prawnego i funkcjonalnego mogą doprowadzić do skutecznego rozdziału, pod warunkiem że będą wyraźniej określone, właściwie wdrażane i ściśle monitorowane. W celu stworzenia równych warunków działania na poziomie detalicznym należy monitorować działalność operatorów systemu dystrybucyjnego, zapobiegając tym samym wykorzystywaniu przez nich swojej integracji pionowej w odniesieniu do ich pozycji konkurencyjnej na rynku, zwłaszcza w stosunku do odbiorców będących gospodarstwami domowymi oraz małych odbiorców niebędących gospodarstwami domowymi.

Aby uniknąć nakładania nieproporcjonalnie dużych obciążeń finansowych i administracyjnych na małych operatorów systemów dystrybucyjnych, Państwa Członkowskie powinny móc, w razie konieczności, zwolnić przedsiębiorstwa, których to dotyczy, ze spełniania prawnych wymogów rozdziału dystrybucji

Dyrektywa podkreśla także, że:

(...) równowaga podaży i popytu w poszczególnych Państwach Członkowskich powinna być monitorowana, a w następstwie tego monitoringu powinno zostać sporządzone sprawozdanie o sytuacji na poziomie Wspólnoty, przy uwzględnieniu zdolności połączeń wzajemnych między poszczególnymi obszarami. Taki monitoring powinien być przeprowadzony wystarczająco wcześnie, aby umożliwić podjęcie właściwych środków w razie naruszenia bezpieczeństwa dostaw. Budowa oraz utrzymywanie niezbędnej infrastruktury sieciowej, łącznie ze zdolnością połączeń wzajemnych, powinny przyczyniać się do zapewnienia stabilnych dostaw energii elektrycznej. Utrzymywanie oraz budowa niezbędnej infrastruktury sieciowej, łącznie ze zdolnością połączeń wzajemnych i zdecentralizowanym wytwarzaniem energii elektrycznej, są istotnymi elementami w zakresie zapewniania stabilnych dostaw energii elektrycznej

Liczne artykuły tej dyrektywy dotyczą bezpośrednio dostępu do i nowo instalowanej mocy.

- Artykuł 5 (o zaleceniach technicznych) stwierdza, że:

  Organy regulacyjne — w przypadku, gdy Państwa Członkowskie tak postanowiły — lub Państwa Członkowskie, zapewniają określenie kryteriów bezpieczeństwa technicznego, a także opracowanie i podanie do wiadomości publicznej zasad technicznych ustanawiających minimalne wymagania techniczno-projektowe i eksploatacyjne przyłączania do systemu instalacji

wytwarzających energię, systemów dystrybucyjnych, przyłączonych bezpośrednio urządzeń należących do odbiorców, obwodów połączeń wzajemnych i linii bezpośrednich. Te zasady techniczne zapewniają interoperacyjność systemów oraz są obiektywne i niedyskryminacyjne. W stosownych przypadkach Agencja[1] *może wydać stosowne zalecenia dotyczące osiągania zgodności tych zasad. O zasadach tych powiadamia się Komisję zgodnie z art. 8 dyrektywy 98/34/WE Parlamentu Europejskiego i Rady z dnia 22 czerwca 1998 r. ustanawiającej procedurę udzielania informacji w zakresie norm i przepisów technicznych oraz zasad dotyczących usług społeczeństwa informacyjnego*

- Artykuł 7
  (dotyczący procedur udzielania pozwoleń dla nowych mocy instalowanych) stwierdza, że:

  Państwa Członkowskie określają kryteria udzielania zezwoleń na budowę zdolności wytwórczych na swoim terytorium. Określając odpowiednie kryteria, Państwa Członkowskie biorą pod uwagę:

  a) bezpieczeństwo i ochronę systemu elektroenergetycznego, instalacji i związanych z nimi urządzeń;

  b) ochronę zdrowia i bezpieczeństwa publicznego;

  c) ochronę środowiska;

  d) zagospodarowanie terenu i warunki lokalizacji;

  e) wykorzystanie terenów publicznych;

  f) efektywność energetyczną;

  g) charakter źródeł energii pierwotnej;

  h) szczególne cechy wnioskodawcy, takie jak możliwości techniczne, ekonomiczne i finansowe;

  i) zgodność ze środkami przyjętymi zgodnie z art. 3;

  j) wkład zdolności wytwórczych w realizację ogólnego celu Wspólnoty zakładającego co najmniej 20 % udział energii ze źródeł odnawialnych w końcowym zużyciu energii brutto we Wspólnocie w 2020 r., o którym mowa w art. 3 ust. 1 dyrektywy Parlamentu Europejskiego i Rady 2009/28/WE z dnia 23 kwietnia 2009 r. w sprawie promowania stosowania energii ze źródeł odnawialnych

- Artykuł 25 (odnoszący się do zadań operatora systemu dystrybucyjnego)
  bardzo jasno precyzuje:

  Państwo Członkowskie może wymagać od operatora systemu dystrybucyjnego, aby dysponując instalacjami wytwarzającymi energię elektryczną, przyznawał pierwszeństwo tym instalacjom, które wykorzystują odnawialne źródła energii lub odpady, lub tym, które produkują energię cieplną w skojarzeniu z energią elektryczną

  W przypadku, gdy operator systemu dystrybucyjnego jest odpowiedzialny za bilansowanie systemu dystrybucyjnego, zasady przyjęte przez niego w tym celu są obiektywne, przejrzyste, niedyskryminacyjne oraz obejmują zasady dotyczące opłat od użytkowników ich sieci za niezbilansowanie energii. Warunki świadczenia takich usług przez operatorów systemu dystrybucyjnego, w tym również zasady i taryfy, ustanawiane są zgodnie z art. 37 ust. 6 w sposób niedyskryminacyjny i odzwierciedlający koszty oraz są publikowane.

Dyrektywa 2009/72/WE weszła w życie we wrześniu 2009 r. Państwa Członkowskie mają obowiązek wprowadzić w życie przepisy ustawowe, wykonawcze i administracyjne niezbędne do jej wykonywania dyrektywy do dnia 3 marca 2011 r., kiedy to przestanie obowiązywać dyrektywa

[1] Agencja ds. Współpracy Organów Regulacji Energetyki (*Agency for the Cooperation of Energy Regulators*) ustanowiona na mocy rozporządzenia Parlamentu Europejskiego i Rady (WE) nr 713/2009. Agencja ta przejmie w roku 2011 zadania realizowane dotąd na zasadzie dobrowolności przez Europejski Zespół Regulatorów Elektroenergetyki i Gazownictwa ERGEG (*European Regulators' Group for Electricity and Gas*)

2003/54/WE. Komisja Europejska została zobowiązana do monitorowania i przeglądu stosowania dyrektywy oraz przedstawiania Parlamentowi Europejskiemu i Radzie ogólne sprawozdanie z postępów wynikających z jej wdrożenia. Sprawozdanie to powinno obejmować między innymi następujące informacje:

- *zdobyte doświadczenia i postępy poczynione w tworzeniu kompletnego i w pełni działającego rynku wewnętrznego energii elektrycznej oraz przeszkody utrudniające realizację tego celu, w tym również kwestie dominacji rynkowej, koncentracji na rynku, wrogich lub antykonkurencyjnych zachowań oraz ich skutków w zakresie zakłócenia rynku;*
- *zakres, w jakim wymogi dotyczące rozdziału i taryfikacji zawarte w niniejszej dyrektywie okazały się skuteczne w zapewnianiu sprawiedliwego i niedyskryminacyjnego dostępu do systemu elektroenergetycznego Wspólnoty i równoważnych poziomów konkurencji, a także gospodarcze, środowiskowe i społeczne konsekwencje otwarcia rynku energii elektrycznej dla odbiorców;*
- *analizę kwestii dotyczących poziomów zdolności oraz bezpieczeństwa dostaw energii elektrycznej we Wspólnocie, w szczególności do istniejącej i przewidywanej równowagi między popytem a podażą, z uwzględnieniem fizycznej zdolności wymiany pomiędzy obszarami;*

Szczególna uwaga zostanie poświęcona środkom podjętym w państwach członkowskich w celu pokrycia zapotrzebowania szczytowego i postępowania w przypadku niedoboru dostaw ze strony jednego lub większej liczby dostawców.

Co dwa lata ww. sprawozdanie z postępów zawiera także analizę różnych środków podejmowanych przez państwa członkowskie wraz z analizą skuteczności tych środków oraz, w szczególności, ich wpływu na konkurencję na rynku energii elektrycznej. W stosownych przypadkach sprawozdanie to może zawierać zalecenia dotyczące środków, jakie należy przyjąć na poziomie krajowym.

A.4 RYNEK WEWNĘTRZNY UE

Jak stwierdza się w raporcie ERGEG z końca 2009 roku [22], rok 2008 był pierwszym rokiem pełnego otwarcia rynków energetycznych w Europie. Mimo to raport Komisji Europejskiej z roku 2010 [23] informuje:

W czerwcu 2009 r. Komisja Europejska wszczęła postępowanie w sprawie uchybienia zobowiązaniom Państwa Członkowskiego przeciwko 25 Państwom Członkowskim w związku z rynkiem energii elektrycznej i przeciwko 21 Państwom Członkowskim w związku z rynkiem gazu. Najważniejsze stwierdzone naruszenia to: brak przejrzystości, niedostateczna koordynacja ze strony operatorów systemu przesyłowego w celu udostępnienia maksymalnej przepustowości połączeń wzajemnych, brak współpracy regionalnej, nieegzekwowanie przepisów przez właściwe organy Państw Członkowskich i brak odpowiednich procedur rozstrzygania sporów.

Dwiema bezpośrednimi konsekwencjami otwarcia rynku są: naturalna obniżka cen oraz możliwość zmiany dostawcy i negocjacji. Jednakże od 1999 nie zanotowano znaczących tendencji do obniżki cen energii elektrycznej (rysunek A4). Tendencje zmieniają się w zależności od kraju, w kilku Krajach Członkowskich ceny wzrosły, zaś efekt obniżki cen jest bardziej zauważalny dla dużych konsumentów (przemysł), niż dla tych małych (gospodarstwa domowe). Tendencja do wzrostu cen energii elektrycznej wydaje się przeważać również w ostatnim czasie, mimo kryzysu gospodarczego, do którego doszło w roku 2008, i którego bolesne skutki odczuwa duża część Europy również w chwili pisania tego tekstu (rok 2010). Raport Komisji Europejskiej stwierdza:

W pierwszym półroczu 2009 r. ceny energii elektrycznej pozostawały stosunkowo stabilne w porównaniu z drugim półroczem 2008 r. Ceny dla odbiorców energii elektrycznej wzrosły nieco we Francji, na Litwie i Łotwie, w Portugalii, na Słowacji i Słowenii (odbiorcy przemysłowi) oraz w Luksemburgu, Portugalii i na Słowenii (gospodarstwa domowe), natomiast znaczny spadek cen energii elektrycznej odnotowano na Cyprze, w Danii, Irlandii, Rumunii i Szwecji (odbiorcy przemysłowi) oraz w Belgii, na Cyprze, w Polsce, Rumunii i Szwecji (go-

spodarstwa domowe). W większości Państw Członkowskich ceny w pierwszym półroczu 2009 r. były jednak nadal wyższe niż w roku 2008.

Dla ilustracji na rysunku A5 i w tabeli A3 pokazano zestawienie średnich cen energii elektrycznej dla gospodarstw domowych. Jak widać, istotnym elementem ceny końcowej jest opłata przesyłowa. W wielu krajach – w tym w Polsce – opłata ta jest wyższa od wynagrodzenia pobieranego przez producenta energii. Jednocześnie obserwuje się duże zróżnicowanie opłat sieciowych.

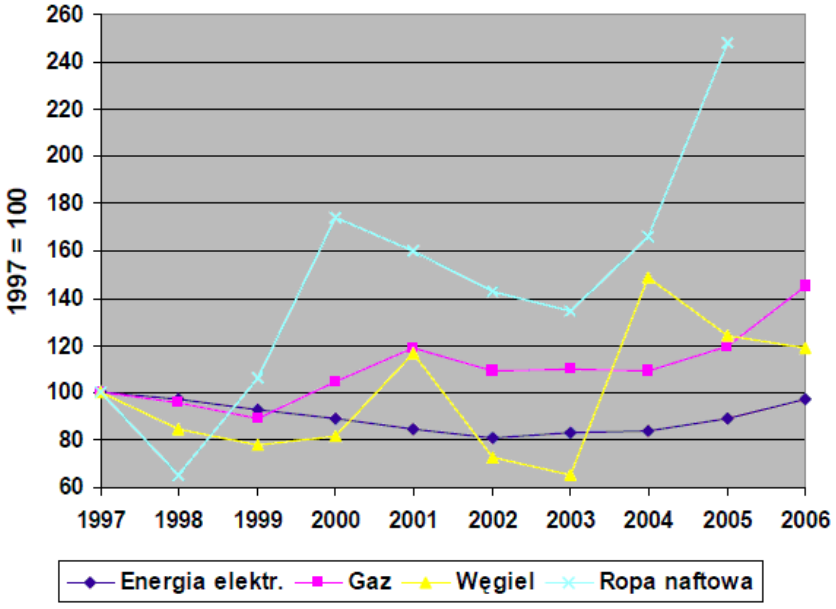
Za jeden z warunków dobrze funkcjonującego, konkurencyjnego rynku energii uważa się generalnie rozdzielenie funkcji operatora sieci przesyłowej i sieci rozdzielczej oraz producenta energii elektrycznej. Dyrektywy o Elektryczności przywiązują do tej sprawy szczególną wagę. Jak pokazano w tabeli A5, w tym zakresie poczyniono już znaczne postępy, chociaż wciąż istnieje duża rozbieżność w liczbie przedsiębiorstw eksploatujących różne części sieci przesyłowej i dystrybucyjnej. W większości przypadków jest to dziedzictwo po sposobie, w jaki dostawy prądu elektrycznego były zorganizowane przed otwarciem rynku. W kilku przypadkach, takich jak Irlandia i Grecja, istnieje jedno krajowe przedsiębiorstwo, będąca właścicielem systemu przesyłowego i większości lub całego systemu rozdzielczego na poziomie całego kraju. W innych przypadkach, takich jak Niemcy i Austria, systemy przesyłowe są eksploatowane regionalnie, ze spółkami dystrybucyjnymi zlokalizowanych w licznych jednostkach administracyjnych kraju. Sieć elektroenergetyczna pozostałych Państw Członkowskich zorganizowana jest według zasad pośrednich między tymi dwoma skrajnymi modelami.

Rozdzielenie funkcji operatora sieci i wytwórcy energii elektrycznej sprzyja w szczególności swobodnemu wyborowi dostawcy i możliwości negocjowania ceny. Już w kilka lat po wejściu w życie pierwszej Dyrektywy o Elektryczności prawie we wszystkich Krajach Członkowskich większość znaczących klientów skorzystało z okazji zbadania ofert innych dostawców. Jeśli chodzi o mniejszych klientów, to liczba konsumentów zmieniająca dostawcę wzrosła w Niemczech i w Austrii. W chwili pisania tego tekstu udział energii elektrycznej dostarczanej od zmienionego dostawcy w całkowitej konsumpcji energii elektrycznej jest pilnie obserwowany przez Komisję Europejską i traktowany jako jeden z najważniejszych wskaźników konkurencyjnego charakteru rynku (rysunek A6).

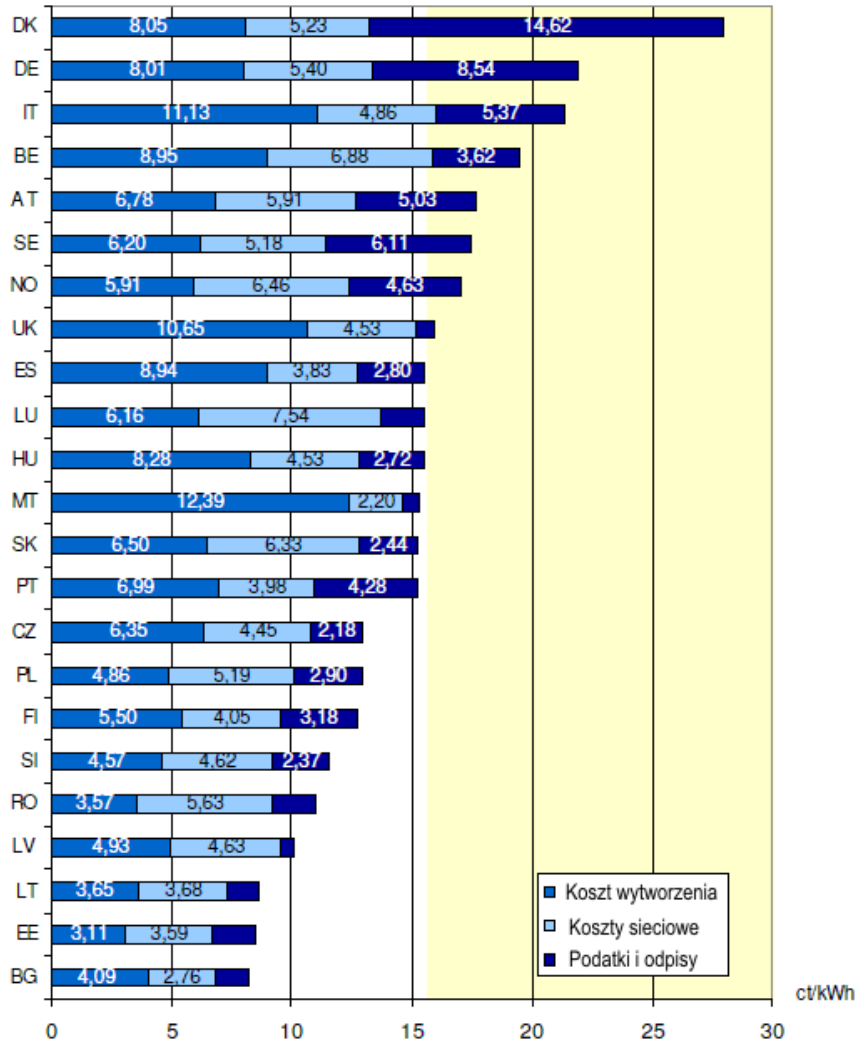
Mimo, że kryzys ekonomiczny w latach 2008-2010 spowodował spadek popytu na nośniki energii, to opublikowany w roku 2010 raport Komisji Europejskiej z postępów w tworzeniu wewnętrznego rynku gazu i energii elektrycznej stwierdza, że *wolumen obrotów na większości rynków hurtowych utrzymał się na stosunkowo dobrym poziomie.* Udział transakcji giełdowych w rynku energii systematycznie rośnie, chociaż– jak wynika z rysunku A7 i tabeli A6 – obserwuje się bardzo silne zróżnicowanie wśród krajów europejskich. Raport zauważa, że *tendencją, która pojawiła się w tym okresie, jest konsolidacja europejskich giełd energii elektrycznej. EEX (Europejska Giełda Energii) i Powernext uruchomiły wspólnie EPEX (Europejską Giełdę Energii Elektrycznej), na której dokonuje się transakcji natychmiastowych typu spot we Francji, Niemczech i Szwajcarii, podczas gdy giełda APX obsługuje Holandię, Belgię i Zjednoczone Królestwo. Nord Pool Spot, EPEX Spot i OMEL (Hiszpania) rozpoczęły projekt mający na celu połączenie cen dla całej Europy.*

Z punktu widzenia dostępu producenta energii elektrycznej do sieci zasadnicze znaczenie mają zarówno wciąż zróżnicowane taryfy sieciowe, jak i bilansowanie systemu elektroenergetycznego.

Bilansowanie systemu wykonywane jest przez operatora systemu przesyłowego (OSP), który zazwyczaj obciąża użytkowników sieci za usługę "*top-up*" (zapewnienie bilansującej mocy szczytowej) lub za rozdysponowanie nadmiaru energii. Warunki bilansowania są ważne dla nowowchodzących uczestników systemu, bo często mają oni mały portfel klientów i ryzyko destabilizacji systemu zazwyczaj jest wyższe. W większości Państw Członkowskich cenę bilansowania mocy elektrycznej określa się na podstawie praw rynkowych, za pomocą metodologii stosowanej i zaaprobowanej przez prawodawcę. W innych przypadkach ceny są regulowane bezpośrednio. Jednakowoż w przypadku Belgii i Luksemburga wydaje się, że operator systemu przesyłowego dokonuje bilansowania bez żadnej interwencji prawodawczej ani procesów rynkowych, co ewidentnie stwarza niekorzystne warunki dla podmiotów nowowchodzących na rynek.



Rysunek A-4 Zmiany średnich cen podstawowych nośników energii w latach 1997-2006 [24]



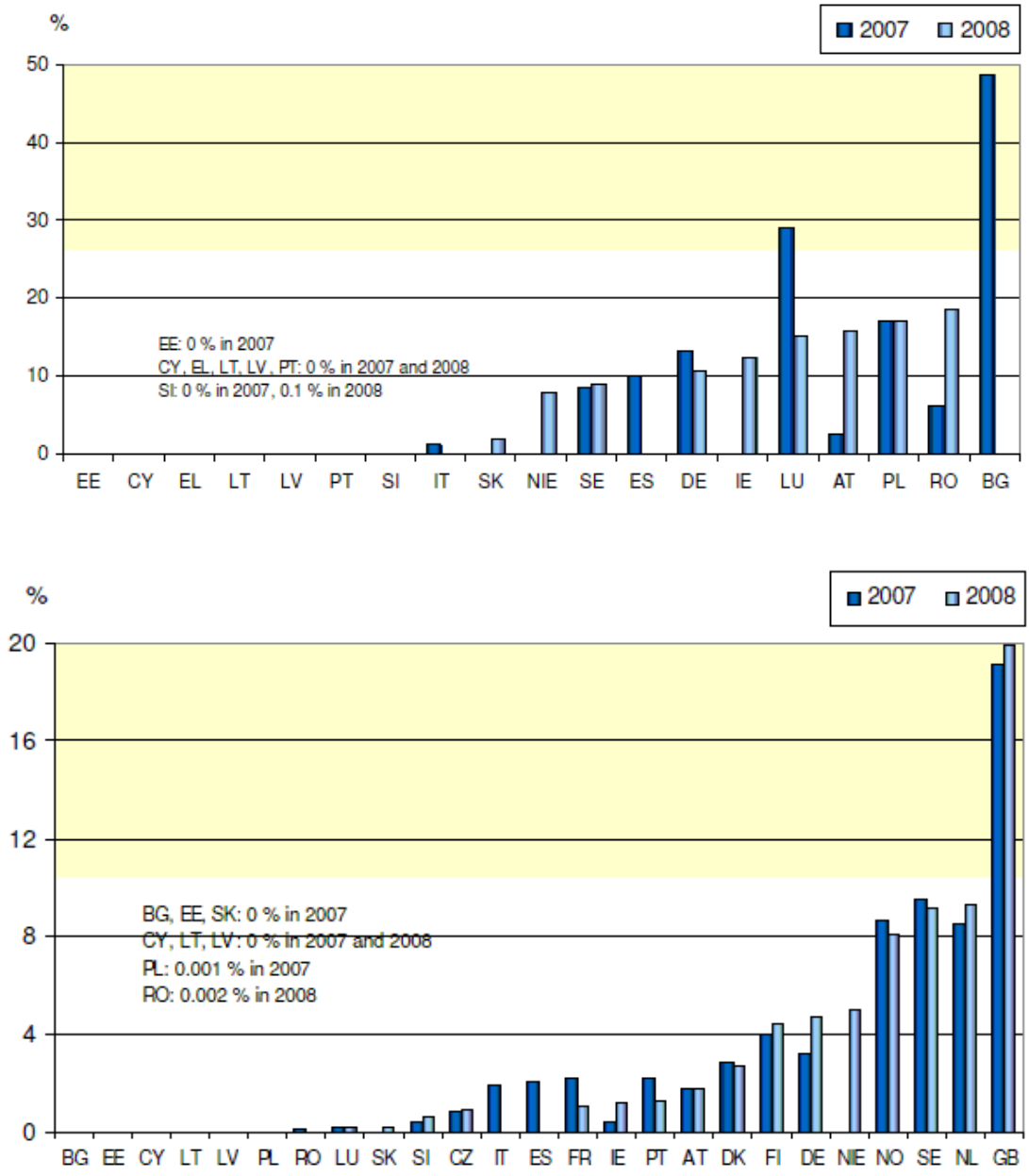
Rysunek A-5 Struktura cen energii elektrycznej w punkcie przyłączenia odbiorcy w roku 2008, €ct/kWh [22]

Tabela A-5 Liczba operatorów sieci przesyłowych (OSP) i rozdzielczych (OSD[1]) oraz ceny energii elektrycznej netto dla gospodarstw domowych i odbiorców przemysłowych[2], €ct/kWh [25]

	OSP	OSD	Ceny dla gosp. domowych			Ceny dla odbiorców przemysłowych		
			Energia	Przesył	razem	< 2 MWh	< 20 MWh	< 150 MWh
Austria	3	130	6,78	5,91	12,69	9,05	0	7,35
Belgia	1	26	8,95e	6,88e	15,83e	10,26	9,28	7,89
Bułgaria	1	4 (4)	4,09	2,76	6,85	6,39	5,88	4,65
Cypr	1	1	b.d.	b.d.	b.d.	11,64	10,61	9,85
Czechy	1 (1)	3	6,35e	4,45e	10,8e	10,57	9,29	8,59
Dania	1 (1)	89	8,05	5,23	13,28	7,38	7,25	6,58
Estonia	1	40	3,11	3,59	6,7	5,87	5,07	4,05
Finlandia	1 (1)	89 (1)	5,5	4,05	9,55	6,63	6,31	5,17
Francja	1	148	b.d.	b.d.	b.d.	6,47	5,92	5,16
Grecja	1	1	b.d.	b.d.	b.d.	9,48	8,29	6,27
Hiszpania	1 (1)	346	8,94	3,83	12,77	10,98	9,07	6,92
Holandia	1 (1)	8 (5)	b.d.	b.d.	b.d.	9,4	8,8	9
Irlandia	1 (1)	1	b.d.	b.d.	b.d.	12,06	10,7	8,79
Litwa	1	2	8,01	5,4	13,41	9,24	7,81	b.d.
Luksemburg	1	8	3,65	6,68	10,33	10,96	8,58	b.d.
Łotwa	1	10 (9)	6,16	7,54	13,7	8,96	8,49	7,29
Malta			4,93	4,63	9,56	15,16	12,3	b.d.
Niemcy	4	862	12,39e	2,20e	14,59e	9,75	8,43	7,79
Norwegia	1 (1)	162 (9)	5,91	6,46	12,37	6,69	5,65	2,98
Polska	1 (1)	13 (10)	4,86	5,19	10,05	8,57	7,61	6,9
Portugalia	3 (1)	1	6,99e	3,98e	10,97e	9,19	8,3	6,1
Płn. Irlandia	1 (1)	20	b.d.	b.d.	b.d.	9,51	8,39	7,14
Rumunia	1	35 (5)	3,57	5,63	9,2	8,11	7,34	5,93
Słowacja	1 (1)	3	6,5	6,33	12,83	14,16	12,63	9,45
Słowenia	1 (1)	1	4,57	4,62	9,19	10,63	8,42	7,09
Szwecja	1 (1)	175	6,2	5,18	11,38	6,62	5,87	4,91
Węgry	1	6	8,28	4,53	12,81	12,21	10,83	9,56
Wlk. Brytania	1 (1)	19	10,65	4,53	15,18	10,77	9,86	9,52
Włochy	8 (1)	151 (130)	11,13e	4,86e	15,99e			b.d.
UE-27					**12,94**	**9,41**	**8,36**	**7,28**

[1] W nawiasach wskazano liczbę operatorów sieci przesyłowych bez praw własności do sieci rozdzielczej oraz liczbę operatorów sieci dystrybucyjnej po rozdziale od sektora wytwarzania

[2] Symbolem "e" oznaczono wartości szacowane

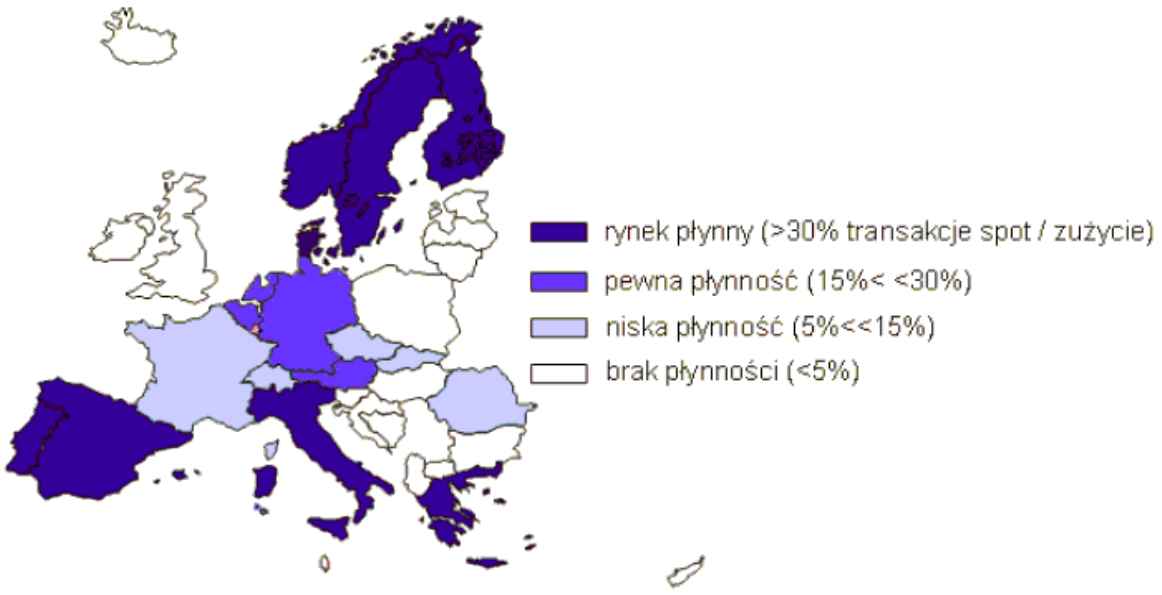


Rysunek A-6 Intensywność zmian dostawcy energii elektrycznej wyrażona poprzez udział energii elektrycznej dostarczanej od zmienionego dostawcy do wielkich odbiorców przemysłowych (górny wykres) i gospodarstw domowych (dolny wykres) [22]

Konkurencyjny rynek energii elektrycznej musi być zorganizowany tak, aby klienci mogli polegać na ciągłych i pewnych dostawach prądu. Oznacza to, iż musi być zapewniona moc wytwórcza i przepustowość systemu przesyłowego, wystarczająca do tego aby zaspokoić różne poziomy zapotrzebowania w różnych warunkach w przeciągu roku. W Państwach Członkowskich bezpieczeństwo zasilania energią elektryczną jest zazwyczaj w gestii operatorów systemu przesyłowego (OSP), co jest konsekwencją ich odpowiedzialności za bilansowanie podaży i popytu w sieci. We wszystkich przypadkach operatorzy sieci powinni być świadomi tendencji w sferze produkcji i zapotrzebowania, aby zaplanować dostosowane do potrzeb inwestycje sieciowe. Jeszcze w latach dziewięćdziesiątych ubiegłego stulecia w licznych krajach Unii Europejskiej dość powszechna była praktyka utrzymywania mocy zainstalowanej na poziomie około 5 % wyższym od mocy dyspozycyjnej. Sytuacja ta uległa jednak zmianie.

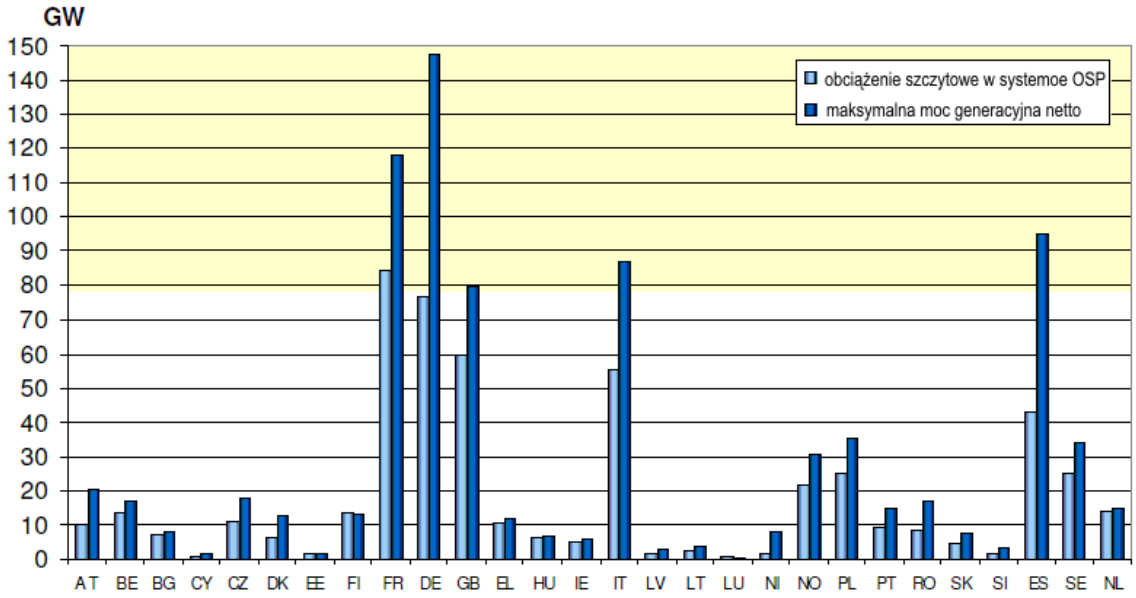
Tabela A-6 Udział transakcji giełdowych w rynku energii elektrycznej w roku 2008 [25]

	Konsumpcja	**Wolumen transakcji**		**Liczba uczestników**
	TWh	TWh	%	-
Polska	152,5	2,1	1,38	33
Czechy	72,0	1,4	1,89	29
Wielka Brytania	351,4	11,4	3,24	62
Rumunia	55,2	5,2	9,43	87
Francja	494,5	51,6	10,43	70
Holandia	119,0	24,8	20,86	65
Niemcy	569,0	152,1	26,73	203
Litwa	9,8	3,7	37,76	5
Finlandia	86,9	43,6	50,17	b.d.
Hiszpania	279,9	141,6	50,59	25
Norwegia	127,4	77,5	60,83	133
Włochy	339,5	232,6	68,51	106
Szwecja	155,0	132,7	85,61	b.d.
Portugalia	50,6	47,1	93,22	2
Dania	36,2	34,7	95,86	9
Grecja	55,7	58,8	105,66	38
Irlandia	27,0	36,5	135,22	b.d.
Północna Irlandia	9,6	36,5	380,31	

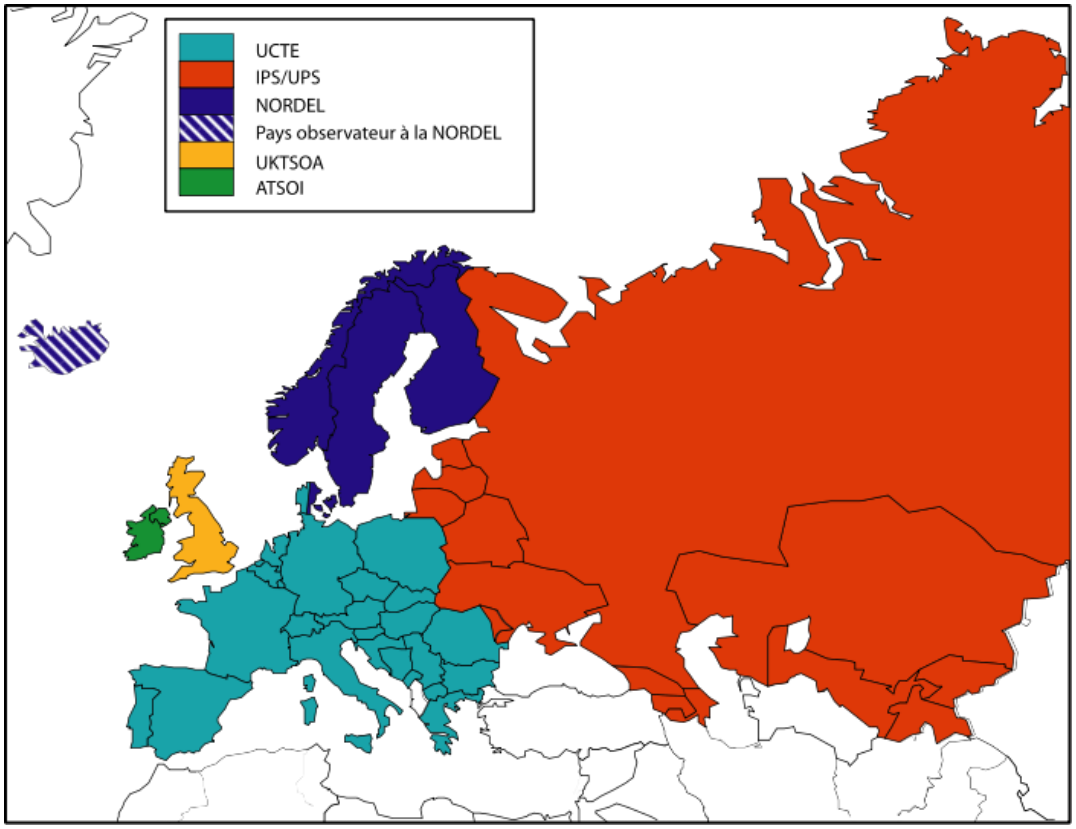


Rysunek A-7 Udział transakcji giełdowych w rynku energii elektrycznej na terenie UE w roku 2008 [23]

Na rysunku A8 przedstawiono zaczerpnięte z raportu ERGEG [22] zestawienie mocy zainstalowanej z obciążeniem szczytowym systemu w różnych krajach w roku 2008. W roku tym doszło do zwiększenia mocy wytwórczych w niemal wszystkich Państwach Członkowskich Unii Europejskiej. Globalny przyrost mocy w tym obszarze wyniósł 22,9 GW (około 2,9 %).



Rysunek A-8 Zestawienie mocy zainstalowanej z obciążeniem szczytowym systemu w różnych państwach Unii Europejskiej w roku 2008 [22]



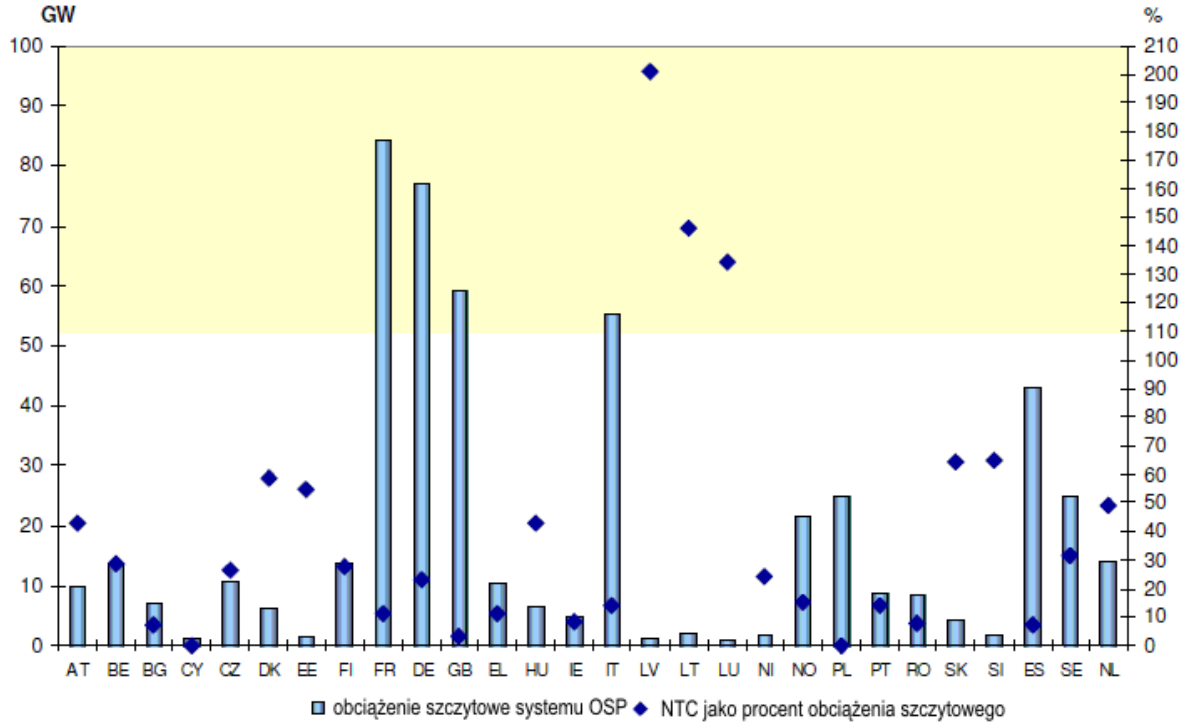
Rysunek A-9 Zsynchronizowane systemy sieci przesyłowych w Europie (źródło: *Wikipedia*)

Ten sam raport zwraca uwagę, że *chociaż nadwyżka zainstalowanej mocy wytwórczej w niektórych Państwach Członkowskich może wydawać sie uderzająca, to należy pamiętać, że moc zainstalowana nie jest równa mocy dyspozycyjnej w chwili obciążenia szczytowego. Kraje z dużym udziałem nieregularnej generacji lub fluktuujących OZE-E, takich jak energetyka wiatrowa lub wodna, wykazują duże różnice między mocą wytwórczą, a szczytowym zapotrzebowaniem na moc. Niemniej, moce wytwórcze wydaja sie wystarczające we wszystkich Państwach Członkowskich z wyjątkiem Finlandii i Luksemburga, gdzie obciążenie szczytowe przekracza ich poziom.*

W dalszym ciągu raport powołuje sie na Prognozę Dostosowania Systemu UCTE (rysunek A9) na lata 2009-2020. Według tej oceny *system nie powinien być zagrożony do roku 2015. Po roku 2015 utrzymanie dostosowania sytemu do popytu wymagać będzie jednakże dodatkowych inwestycji w moce wytwórcze. W przypadku krajów bałtyckich przewiduje się brak dostosowania systemu do potrzeb w okresie 2010-2020 (w scenariuszu „konserwatywnym" A).*

Na rynku UKTSOA/ATSOI wymagana będzie w okresie objętym prognozą poważna ilość nowych mocy wytwórczych, głównie z uwagi na wycofanie z eksploatacji elektrowni cieplnych opalanych węglem i ropą naftową oraz elektrowni jądrowych.

W obszarze działania systemu NORDEL dostosowanie sieci do potrzeb rynku będzie się poprawiać do około roku 2013 z uwagi na inwestycje w nowe moce wytwórcze. Po roku 2013 dostosowanie pozostanie na tym samym poziomie do roku 2020 w scenariuszu 'najlepszego oszacowania" B, podczas gdy według scenariusza A spadnie do takiego samego poziomu, jak dzisiaj.



Rysunek A-10 Obciążenie szczytowe i możliwości jego pokrycia w wyniku wymiany transgranicznej w roku 2008 [22]

Wysoka jakość połączeń transgranicznych jest ważna nie tylko ze względu na integrację rynku, ale również ze względu na bezpieczeństwo dostaw. Dane pochodzące z raportów krajowych wskazują, że w roku 2008 średnio 18 % obciążenia szczytowego mogło być pokryte przez import wyrażony przez wartość NTC (ang. Net Transfer Capacity). Jak pokazano na rysunku A10, najwyższy stosunek NTC do obciążenia szczytowego (odpowiednio 200,7 %, 143,6 % oraz 134,3 %) wykazują Łotwa, Litwa i Luksemburg. Do krajów ze stosunkowo niską przepustowością połączeń transgranicznych wyrażoną w

NTC należą Bułgaria, Wielka Brytania, Grecja, Irlandia, Rumunia i Hiszpania. Zerową wartość NTC zakomunikowały Cypr i Polska[1].

Niskie nakłady inwestycyjne na instalacje prądotwórcze oparte o paliwo gazowe oraz stosunkowo wysoka wydajność tego paliwa sprawiają, że jest ono szeroko stosowane w całej Unii Europejskiej. W podobny sposób konkurencja może spowodować szybsze wycofywanie się ze starych instalacji prądotwórczych, bardziej zanieczyszczających środowisko. W latach 90-tych do takiego zjawiska doszło w szczególności w Wielkiej Brytanii, gdzie znacznie zmalała emisja gazów cieplarnianych.

Jak wspomniano wcześniej, oczekiwania, że wprowadzenie konkurencji pociągnie za sobą obniżkę cen energii, tylko częściowo się sprawdziły. Jak wiadomo, działanie w warunkach konkurencji zachęca przedsiębiorstwa do redukowania kosztów, na przykład poprzez zamykanie mało wydajnych elektrowni. Z drugiej strony sytuacja taka zmniejsza ekonomiczną atrakcyjność elektrowni wykorzystujących energią odnawialną - zwłaszcza jeśli nie uwzględni się kosztów zewnętrznych stosowania paliw kopalnych. Jako że Kraje Członkowskie podjęły zobowiązania dotyczące redukcji emisji gazów cieplarnianych i niektórych innych produktów spalania, konieczne są starania, by otwarcie rynku było kompatybilne z tym celem. Tabela A7 pokazuje wysiłki Krajów Członkowskich zmierzające do wzrostu produkcji energii elektrycznej ze źródeł odnawialnych. Skuteczność ich polityki może być oceniona poprzez średni przyrost produkcji OZE-E w ciągu dziesięciolecia 1997 – 2007.

W rezultacie wielokrotnych analiz Komisja Europejska odeszła od proponowania pełnej harmonizacji mechanizmów wsparcia. Za o wiele ważniejszą sprawę uznano zapewnienie inwestorom stabilizacji tych mechanizmów. Ocenę systemów wsparcia pod tym względem przedstawiono w tabeli A5 za raportem [27] w formie tła dla nazw Państw Członkowskich. Kolor jasnozielony oznacza wysoką stabilność, jasnożółty – stabilność osłabioną przez niektóre elementy systemu, zaś kolor różowy – dużą niepewność, podważającą stabilność systemu.

Z zestawienia wynika widoczny postęp w wykorzystaniu odnawialnych źródeł energii odnawialnej, które są odpowiedzialne za około 27 % przyrostu produkcji energii elektrycznej w latach 1997-2007 oraz wykazywały podobny udział w mocy zainstalowanej w roku 2008 (rys.A11). Największy wkład w zwiększenie produkcji z odnawialnych źródeł energii w rozpatrywanym okresie wniosły Niemcy, w przypadku których 85 % przyrostu produkcji energii elektrycznej związane jest z nowymi instalacjami OZE-E i które już w roku 2006 przekroczyły bardzo ambitny cel wskaźnikowy. Należy podkreślić, że liczne Państwa Członkowskie prowadzą także aktywną proenergetyczną politykę fiskalną, mającą na celu zwiększenie zastosowania energii ze źródeł odnawialnych i redukcję konsumpcji. Głównymi liderami są tu Dania i Holandia. Duże możliwości w tej dziedzinie stwarza Dyrektywa 2003/96/WE [28], która przewiduje minimalny podatek za 1 MWh energii elektrycznej w wysokości 0,5 €. Artykuł 15 tej dyrektywy zawiera postanowienie, iż *Państwa Członkowskie mogą przyznawać, pod kontrolą fiskalną, całkowite lub częściowe zwolnienia lub obniżki w zakresie poziomu opodatkowania wobec (...) energii elektrycznej pozyskiwanej w elektrowniach wodnych.*

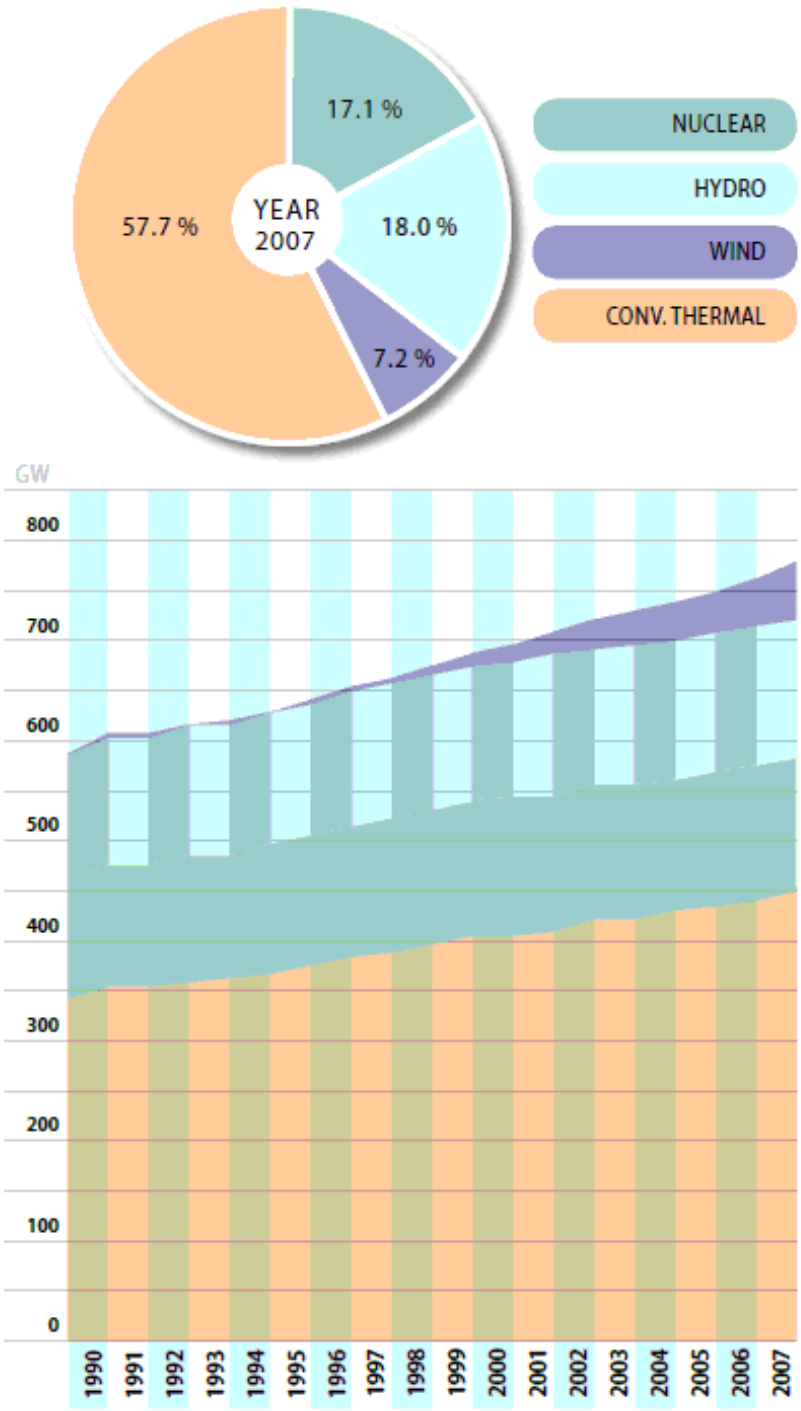
[1] Według raportu URE przekazanego w roku 2009 do ERGEG [26], operator sieci przesyłowej oferował w roku 2008 moc szczytową z wymiany transgranicznej w wysokości 100 MW (0,4 % obciążenia szczytowego). Nie zmienia to faktu, że całoroczny import energii wyniósł około 9 TWh (6 % produkcji brutto).

Tabela A-7 Stabilność systemów wsparcia i przyrosty produkcji energii elektrycznej w latach 1997-2007 [19,27]

Państwo członkowskie	VAT, %	System wsparcia	Produkcja w roku 2007, TWh		Przyrost produkcji rocznej w latach 1997-2007, TWh/r	
			Razem	OZE-E	Razem	OZE-E
Austria	20	Taryfy gwarantowane przez 10 lat i dodatkowe 2 lata po obniżonej cenie	63,43	41,87	6,56	3,97
Belgia	21	Minimalne ceny gwarantowane przez 10 lat (20 lat dla elektrowni wiatrowych morskich i fotowoltaiki) + system zielonych certyfikatów	88,82	3,99	9,93	3,13
Bułgaria	20	Ceny preferencyjne ustalane corocznie dla wszystkich OZE-E uruchomionych po 31 grudnia 2010	43,30	2,92	0,49	0,16
Cypr	15	Mechanizm zachęt finansowych do roku 2010. W roku 2008 wprowadzono taryfy gwarantowane	4,87	0,00	2,16	0,00
Czechy	19	Gwarantowane wsparcie (taryfy) przez 15 lat od uruchomienia dla elektrowni uruchomionych przed rokiem 2006 i taryfy malejące o 5 % z każdym rokiem dla elektrowni nowych	88,20	3,42	23,60	1,23
Dania	25	Gwarantowane przez 10 lat zmienne premie do rynkowej ceny energii	39,15	11,06	-5,16	7,75
Estonia	20	Stałe ceny energii przez 12 lat	12,19	0,15	2,97	0,14
Finlandia	22	Niskooprocentowane pożyczki na okres 10 lat	81,25	24,43	12,07	5,03
Francja	19,6	Zobowiązanie do zakupu energii z OZE-E po ustalonej cenie, wyższej od ceny rynkowej przez 15-20 lat	569,84	68,29	65,34	1,43
Grecja	9	Taryfy gwarantowane na 10 lat z możliwością przedłużenia o kolejne 10 lat	63,50	4,59	19,99	0,68
Hiszpania	16	Taryfy gwarantowane ze stałą ceną przez 15-25 lat i z ceną niższa potem. Jednorazowa dotacja zależna od źródła energii i sprawności elektrowni	303,29	59,42	113,04	22,55
Holandia	19	Stałe ceny w zasadzie przez 10 lat z możliwością skrócenia lub wydłużenia tego okresu zależnie od źródła energii	103,24	9,15	16,58	5,67
Irlandia	13,5	Taryfy gwarantowane na 15 lat lecz nie dłużej niż do 2024 roku	28,23	2,76	8,27	2,00
Litwa	19	Taryfy gwarantowane do roku 2020	14,01	0,58	-0,85	0,29
Luksemburg	6	Taryfy gwarantowane przez 15-20 lat. Ostatnio pojawiły się wątpliwości prawne prowadzące do zaprzestania eksploatacji niektórych OZE-E	4,00	0,30	2,74	0,16

Tabela A5 Stabilność systemów wsparcia i przyrosty produkcji energii elektrycznej w latach 1997-2007 (c.d.)

Państwo członkowskie	VAT, %	System wsparcia	Produkcja w roku 2007, TWh		Przyrost produkcji rocznej w latach 1997-2007, TWh/r	
			Razem	OZE-E	Razem	OZE-E
Łotwa	21	Stałe (gwarantowane) ceny za energię z OZE-E (z wyjątkiem elektrowni wodnych o mocy powyżej 5 MW, energetyki geotermalnej i fotowoltaiki), gwarantowane przez 10 lat lub do osiągnięcia zakładanego celu wskaźnikowego. Elektrownie wiatrowe powyżej 250 kW konkurują w ramach przetargów	4,77	2,83	0,27	-0,13
Malta	18	Opomiarowanie systemów solarnych; premie 25 % dla elektrowni wiatrowych i 20 % dla slonecznych	2,30		0,61	0,00
Niemcy	19	Taryfy gwarantowane przez 20 lat (15 lat dla dużych elektrowni wodnych i 30 lat dla MEW)	637,10	93,77	85,50	69,94
Polska	22	Obowiązek zakupu energii po średniej cenie rynkowej z ubiegłego roku + zielone certyfikaty dla wszystkich OZE-E	159,35	5,43	16,56	2,87
Portugalia	5	Taryfy gwarantowane przez 15 lat (12 lat dla elektrowni wiatrowych i 25 lat dla elektrowni wodnych). Przewiduje się funkcjonowanie systemu do czasu osiągnięcia celów wskaźnikowych	47,25	16,50	13,05	2,27
Rumunia	19	Corocznie ustalane kwoty obligatoryjne i taryfy gwarantowane (do roku 2012)	28,06	4,96	3,51	0,82
Słowacja	19	Stałe ceny zakupu (taryfy gwarantowane) przez 12 lat	15,04	3,38	1,87	0,29
Słowenia	20	Taryfy gwarantowane i premie dostępne w pełnym wymiarze przez 5 lat, obniżone o 5 % przez następne 5 lat i o 10 % przez kolejne 10 lat	148,85	78,17	-0,57	6,12
Szwecja	5	System zielonych certyfikatów (do roku 2030)	39,96	2,02	4,56	1,72
Węgry	20	Ceny gwarantowane w sposób zapewniający zwrot nakładów inwestycyjnych	396,14	20,37	50,77	13,33
Wlk. Brytania	20	Poziom certyfikatów OZE-E (ROC) rosnący krokowo od 7,9 % w latach 2007/08 do 15,4 % w roku 2015 i później, aż do roku 2027 (patrz tabela 8-8a)	313,89	49,23	62,44	2,77
UE-27			**3361,69**	**525,58**	**520,81**	**152,65**



Rysunek A-11 Moc zainstalowana w elektrowniach na terenie państw członkowskich Unii Europejskiej w latach 1990-2007 [19]

BIBLIOGRAFIA

1. Protokół z Kioto do Ramowej Konwencji Narodów Zjednoczonych w sprawie zmian klimatu, sporządzony w Kioto dnia 11 grudnia 1997 r., Dz. U. z dnia 17 października 2005 r.
2. Zielona Księga. Europejska strategia na rzecz zrównoważonej, konkurencyjnej i bezpiecznej energii, Bruksela, 8.3.2006, KOM(2006) 105 (wersja ostateczna)
3. Dyrektywa 2001/77/WE o promocji energii wyprodukowanej ze źródeł odnawialnych na wewnętrznym rynku elektryczności, Dziennik Urzędowy UE, L 283, 27.10.2001
4. Dyrektywa Parlamentu Europejskiego i Rady 2009/28/WE z dnia 23 kwietnia 2009 r. w sprawie promowania stosowania energii ze źródeł odnawialnych zmieniająca i w następstwie uchylająca dyrektywy 2001/77/WE oraz 2003/30/WE. Dziennik Urzędowy UE, L 140/16, 5.6.2009
5. Dyrektywa 2003/54/WE dotycząca wspólnych zasad wewnętrznego rynku elektrycznego i anulująca dyrektywę 96/92/WE, Dziennik Urzędowy UE, L 176/37, 15.7.2003
6. Dyrektywa Parlamentu Europejskiego i Rady 2009/72/WE z dnia 13 lipca 2009 r. dotycząca wspólnych zasad rynku wewnętrznego energii elektrycznej i uchylająca dyrektywę 2003/54/WE, Dziennik Urzędowy UE, L 140/16, 5.6.2009
7. Decyzja nr 280/2004/WE Parlamentu Europejskiego i Rady z dnia 11 lutego 2004 r. dotycząca mechanizmu monitorowania emisji gazów cieplarnianych we Wspólnocie oraz wykonania Protokołu z Kioto, Dziennik Urzędowy UE, L 049, 19/02/2004
8. Dyrektywa 2004/101/WE Parlamentu Europejskiego i Rady z dnia 27 października 2004 r. zmieniająca dyrektywę 2003/87/WE ustanawiającą system handlu przydziałami emisji gazów cieplarnianych we Wspólnocie, z uwzględnieniem mechanizmów projektowych Protokołu z Kioto, Dziennik Urzędowy UE L 338, 13/11/2004
9. Decyzja 2006/944/WE Komisji Europejskiej z dnia 14 grudnia 2006 r. ustalająca odpowiednie poziomy emisji przyznane Wspólnocie i każdemu z jej państw członkowskich w ramach Protokołu z Kioto na mocy decyzji Rady 2002/358/WE (notyfikowana jako dokument nr C(2006) 6468), Dziennik Urzędowy UE, L 358/87, 16/12/2006
10. Dyrektywa Parlamentu Europejskiego i Rady 2009/29/WE z dnia 23 kwietnia 2009 r. zmieniająca dyrektywę 2003/87/WE w celu usprawnienia i rozszerzenia wspólnotowego systemu handlu uprawnieniami do emisji gazów cieplarnianych, Dziennik Urzędowy UE, L 140/63, 5.6.2009
11. Dyrektywa 2000/60/WE Parlamentu Europejskiego i Rady z dnia 23 października 2000 r. ustanawiająca ramy wspólnotowego działania w dziedzinie polityki wodnej. Dziennik Urzędowy UE, L 327/1, 22.12.2000
12. Dyrektywa 2009/147/WE z 30 listopada 2009 w sprawie ochrony dzikiego ptactwa, stanowiąca wersję skonsolidowaną wcześniejszej dyrektywy EWG 79/409/EWG z 2 kwietnia 1979 o ochronie dziko żyjących ptaków, Dziennik Urzędowy UE, 30 listopada 2009, L20/7,
13. Dyrektywa 92/43/EWG w sprawie ochrony siedlisk przyrodniczych oraz dzikiej fauny i flory, Dziennik Urzędowy UE, 1992 L 206/7, p.102-143
14. Energy for the future: renewable sources of energy. White Paper for a Community Strategy and Action Plan, COM(97)599 final (26/11/1997)
15. Strategia rozwoju energetyki odnawialnej. Ministerstwo Środowiska, Warszawa 2000
16. Komunikat Komisji: Wsparcie dla wytwarzania energii elektrycznej ze źródeł odnawialnych, Bruksela, dnia 7.12.2005, COM(2005) 627 końcowy
17. Commission Staff Working Document: The Renewable Energy Progress Report, Brussels, 24.04.2009, SEC(2009) 503 final
18. Punys P., Söderberg C., Söderlund T., Wänn A., "Strategic Study for the Development of Small Hydro Power (SHP) in the European Union", ESHA/SERO/LHA, Brussels, 2007

19. EU Energy and Transport in Figures, Statistical Pocketbook 2010, European Union, 2010
20. ECN Report "Renewable electricity policies in Europe. Country fact sheets 2003"
21. Sprawozdanie z działalności Prezesa URE – 2009, Biuletyn Urzędu Regulacji Energetyki, nr 3 (71), 4 maja 2010
22. ERGEG 2009 Status Review of the Liberalisation and Implementation of the Energy Regulatory Framework, C09-URB-24-03, Council of European Energy Regulators ASBL 10, Brussels, December 2009
23. Komunikat Komisji do Rady i Parlamentu Europejskiego: Sprawozdanie z postępów w tworzeniu wewnętrznego rynku gazu i energii elektrycznej, Bruksela, 11.3.2010, KOM(2010)84
24. Komunikat Komisji do Rady i Parlamentu Europejskiego: Perspektywy rynku wewnętrznego energii elektrycznej i gazu, Bruksela, 10.1.2007, KOM(2006) 841 wersja ostateczna
25. Commission Staff Working Document: Technical Annex to the Communication from the Commission to the Council and the European Parliament Report on progress in creating the internal gas and electricity market, Brussels, 11.3.2010, SEC(2010)251 final
26. The President of the Energy Regulatory Office in Poland: National Report 2009, July 2009 http://www.energy-regulators.eu/portal/page/portal/EER_HOME/EER_PUBLICATIONS/NATIONAL_REPORTS/National%20Reporting%202009/NR_En/E09_NR_Poland-EN.pdf
27. Komunikat Komisji do Rady i Parlamentu Europejskiego: Sprawozdanie na temat postępów w dziedzinie energii odnawialnej oraz sprawozdanie Komisji zgodnie z art. 3 dyrektywy 2001/77/WE, art. 4 ust. 2 dyrektywy 2003/30/WE oraz w sprawie realizacji unijnego planu działania w sprawie biomasy, COM(2005)628, 24 kwietnia 2009, COM(2009) 192 wersja ostateczna
28. Dyrektywa Rady 2003/96/WE z dnia 27 października 2003 r. w sprawie restrukturyzacji wspólnotowych przepisów ramowych dotyczących opodatkowania produktów energetycznych i energii elektrycznej, Dziennik Urzędowy UE, L 283/51, 31.10.2003

---

[1] Francis Armand † (ADEME), Gema San Bruno (ESHA) i Celso Penche † (ESHA), Janusz Steller i Maciej Kaniecki (IMP PAN)

SŁOWNIK WAŻNIEJSZYCH TERMINÓW

Grodza ruchoma osadzana:
Jeden lub więcej rzędów desek osadzanych na stalowych kołkach pionowych we wnękach korony progu przelewowego. Zamknięcia te stosuje się celem zwiększenia piętrzenia wody przed progiem i usuwa w przypadku wód powodziowych

Elektrownia przepływowa:
Elektrownia, w której woda jest wykorzystywana z natężeniem nie większym niż natężenie, z którym przepływa ona rzeką (bez retencji)

Elektrownia szczytowa:
Elektrownia, która generuje moc głównie w okresach maksymalnego zapotrzebowania elektroenergetycznej sieci dystrybucyjnej

Energia:
Praca mierzona w niutonometrach lub dżulach. Energię elektryczną mierzy się z reguły w kilowatogodzinach (kWh), reprezentujących energię pobieraną przez urządzenie pracujące z mocą elektryczną mierzoną w kilowatach przez określoną liczbę godzin; 1 kWh = $3,6\ 10^6$ J

Ewapotranspiracja:
Połączony efekt parowania i wsiąkania wody (infiltracji wgłębnej)

Gabiony:
Duże, zwykle prostopadłościenne, kosze z siatki metalowej, wypełnione kamieniami lub kruszywem

Geowłóknina:
Materiały syntetyczne (np. polipropylen, nylon) zwinięte w bele lub w postaci mat, które rozkłada się jako trwałe, lecz przepuszczalne ekrany fundamentowe pod kamieniami, kruszywem lub innymi materiałami narzutowymi

Herc (Hz):
Cykl na sekundę, jednostka częstotliwości

Infiltracja:
Proces, w wyniku którego woda penetruje pod powierzchnię gruntu doprowadzając do zawilgocenia gleby lub wzbogacając zasoby wody gruntowej

Izotachy:
Linie jednakowej prędkości wykreślone w przekroju cieku wodnego

Jaz:
Niska zapora, zaprojektowana w ten sposób, by zapewnić wystarczającą głębokość dla ujęcia wody i zapewniająca regulację/utrzymywanie poziomu wody w wyniku przepuszczania jej przez swoją koronę, otwór przelewowy lub zamknięcie regulowane.
również:
Próg przelewowy dużej zapory z ewentualnymi zamknięciami regulowanymi

Kanał derywacyjny:
Kanał otwarty o niewielkim spadku, który doprowadza wodę od jej ujęcia do niecki wlotowej (o ile za kanałem znajduje się rurociąg derywacyjny) lub bezpośrednio do elektrowni (w przypadku obiektów niskospadowych)

Kanał odpływowy:
Kanał, którym woda wypływa spod turbiny do głównego koryta rzeki

Kawitacja:
Zjawisko hydrauliczne polegające na tworzeniu pęcherzyków w wyniku gwałtownego odparowania cieczy w obszarze niskiego ciśnienia i ich implozyjnego zapadania się po przedostaniu się do obszaru ciśnienia wyższego. W niektórych przypadkach implozja pęcherzyków kawitacyjnych może prowadzić do poważnych uszkodzeń konstrukcji.

Kondensator:
Urządzenie dielektryczne, które bardzo szybko absorbuje ładunek elektryczny, a następnie go przechowuje

Krata ochronna:
Konstrukcja wykonana z jednego lub większej liczby segmentów, z których każdy tworzy palisadę metalowych płaskowników o jednakowych prześwitach. Krata ochronna zapobiega przedostawaniu się niepożądanych ciał obcych do wnętrza umieszczonej za nią budowli hydrotechnicznej

Krzywa sum czasów trwania przepływów:
Wykres natężeń przepływu w funkcji procentowej części czasu rejestracji przepływu, podczas której określona wartość przepływu została osiągnięta lub przekroczona

Krzywa konsumcyjna:
Krzywa przedstawiająca związek między stanem wody a natężeniem przepływu w cieku

Liczba Reynoldsa:
Parametr bezwymiarowy stosowany przy obliczeniach strat spadu w rurociągach ciśnieniowych i zależny od średnicy rurociągu, prędkości przepływu i lepkości kinematycznej. Liczba Reynoldsa charakteryzuje stosunek sił bezwładności do sił tarcia lepkiego podczas przepływu cieczy.

Niecka wlotowa:
Zbiornik lub basen wodny o powiększonej szerokości i głębokości, zwykle na końcu kanału derywacyjnego, przed ujęciem wody, z którego rurociąg ciśnieniowy doprowadza ją do budynku elektrowni

Linia gradientu hydraulicznego:
Profil wysokości ciśnienia wykreślony wzdłuż rurociągu lub innego wypełnionego przewodu

Moc:
Ilość energii produkowanej, przekazywanej lub zużywanej w jednostce czasu. Mierzona w dżulach na sekundę lub w watach. Moc elektryczna jest mierzona zwykle w kilowatach i megawatach (1 W = 1 J/s, 1 kW = 1 kJ/s, 1 MW = 1000 kW)

Moc instalowana:
Maksymalna moc hydrozespołów w elektrowni wodnej[1]

Narzut kamienny:
Kamienie, kruszywo lub bloki betonowe rozmieszczone losowo w warstwach dla ochrony przed erozją.

[1] W Polsce przez pojęcie to rozumie się zwykle sumę mocy zadeklarowanych przez właściciela elektrowni, jako moce znamionowe hydrozespołów. Oprócz tego stosuje się pojęcie „moc osiągalna", które oznacza sumę mocy maksymalnych osiągalnych jednocześnie przez wszystkie hydrozespoły. Z uwagi na prace remontowe oraz przejściowe zmiany warunków pracy, moc osiągalna nie zawsze musi być wyższa od mocy instalowanej.

Obciążenie:
Moc dostarczana przez określoną elektrownię do systemu elektroenergetycznego

Obciążenie szczytowe:
Obciążenie elektryczne w czasie największego zapotrzebowania

Odpływ:
Część opadu, która trafia do cieku, jako przepływ powierzchniowy lub podpowierzchniowy

PE:
Polietylen

PEHD:
Polietylen o wysokiej gęstości

Praca równoległa:
Termin stosowany w odniesieniu do turbozespołu podłączonego do zasilania sieci, skąd wynika jego praca synchroniczna z siecią

Prąd przemienny (AC):
Prąd elektryczny o periodycznie zmieniający kierunek przepływu (w odróżnieniu od prądu stałego). W Europie standardowa częstotliwość cyklu wynosi 50 Hz, natomiast w Ameryce Północnej i Południowej – 60 Hz

Prąd stały (DC):
Prąd elektryczny przepływający w sposób ciągły w jednym kierunku (inaczej niż prąd przemienny)

Produkcja:
Ilość mocy (lub energii, zależenie od definicji) dostarczana przez element wyposażenia, elektrownię lub system

Przepławka dla ryb
Konstrukcja umożliwiająca rybom wędrownym pokonać przeszkodę wodną w drodze w górę rzeki. Przepławki składają się z reguły z szeregu zbiorników. Różnica poziomu wody między kolejnymi zbiornikami wynosi około 30 cm. Przepływ w dół przepławki nęci ryby w kierunku wyższego stopnia.

Przepływ infiltracyjny
Wkład, jaki do przepływu wody w rzece wnoszą wody gruntowe przepływające wolno przez glebę i przedostające się do rzeki przez jej brzegi i koryto

Przepływ nadkrytyczny:
Rwący przepływ przez kanał otwarty, na który nie mają wpływu warunki na odpływie

Przepływ nienaruszalny
Minimalny przepływ, jaki zgodnie z prawem, powinien być utrzymywany poniżej zapory lub jazu ze względu na wymagania środowiskowe, pobór wody lub gospodarkę rybną

Przestój:
Okres, w którym hydrozespół, linia przesyłowa lub inne urządzenia są wyłączone z ruchu

Przyspieszenie ziemskie, g:
Przyspieszenie grawitacyjne Ziemi na terenie elektrowni

Regulator:
Urządzenie sterujące przepływem przez turbinę oraz jej innymi parametrami zależnie od sygnału wyjściowego czujnika (np. szybkości obrotowej, poziomu wody górnej itp.) lub polecania pochodzącego od operatora albo systemu nadrzędnego

Rura ssąca:
Przewód hydrauliczny na wylocie turbiny pozwalający na odzysk części energii kinetycznej wody wypływającej z turbiny reakcyjnej

Rurociąg derywacyjny:
Rurociąg (wykonany zwykle ze stali, betonu lub żeliwa, a wyjątkowo z tworzywa sztucznego), który doprowadza wodę pod ciśnieniem z niecki wlotowej do turbiny

Ryba anadromiczna:
Ryba (np. łosoś), która wędruje od morza w górę rzeki, aby złożyć tam ikrę

Spad brutto:
Różnica między poziomami zwierciadła wody na jej ujęciu i odpływie z elektrowni wodnej

Spad netto:
Wysokość energii hydraulicznej, jaką oddaje woda przepływając przez turbinę
(w przybliżeniu: spad brutto pomniejszony o wysokość strat na dopływie i odpływie z turbiny)

Stan wody (rzeki):
Rzędna powierzchni wody

Szybkość obrotowa rozbiegowa:
Szybkość obrotowa, jaka osiąga wirnik hydrozespołu w warunkach projektowych, po usunięciu wszystkich obciążeń zewnętrznych

Szybkość obrotowa synchroniczna:
Taka szybkość obrotowa generatora, że częstotliwość generowanego prądu przemiennego jest dokładnie taka sama, jak częstotliwość zasilanej sieci

Średni przepływ dzienny:
Przeciętna ilość wody przepływającej dziennie przez posterunek pomiarowy

Ważony opad średni:
Średni opad na całej powierzchni zlewni liczony z wagą umożliwiająca rozróżnienie między obszarami bardziej suchymi i mokrymi

Wskaźnik przepływu infiltracyjnego
Udział, jaki przepływ infiltracyjny wnosi do odpływu całkowitego

Wskaźnik obciążenia:
Stosunek rocznej produkcji energii do energii, jaka można byłoby uzyskać pracując z maksymalną mocą przez 8760 godzin

Wskaźnik wykorzystania:
Stosunek liczby godzin podczas, których elektrownia generuje energię do liczby godzin w ciągu roku (lub innej jednostki czasu). (Nie jest to to samo, co wskaźnik obciążenia)

Współczynnik mocy czynnej:
Stosunek mocy czynnej mierzonej w kilowatach (kW) do mocy pozornej mierzonej w kilowoltoamperach (kVA)

Wysokość skarpy:
Wzniesienie brzegu kanału nad poziom wody

Zapotrzebowanie mocy (elektrycznej):
Suma mocy elektrycznych, jakiej żądają klienci przyłączeni do sieci elektroenergetycznej (w kW lub MW).

Zamknięcia szandorowe:
Ścianki wykonane z reguły z drewna lub aluminium, wstawiane we wnęki specjalnie wykonane w przyczółkach, pozwalające izolować i osuszyć fragmenty układu przepływowego po stronie dolnej lub górnej wody

Zawór motylowy:
Zawór odchylny z zawieradłem w postaci klapy, obracającej się dookoła osi przechodzącej przez środek klapy i prostopadłej do kierunku przepływu cieczy. Zawór może być otwierany i zamykany zewnętrzną dźwignią. Często napędzany jest układem hydraulicznym.

Zawór zasuwowy:
Zawór przesuwny z zasuwą płaską, która przesuwa się pionowo w rowkach gniazda; zasuwa może być napędzana ręcznie, za pomocą napędu elektrycznego, hydraulicznego lub dźwigni

Zbiornik wody górnej:
Patrz „niecka wlotowa”

Zlewnia:
Cała powierzchnia lądu i wody, która wnosi wkład do przepływu w określonym punkcie cieku wodnego