



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 przerehabilitowania 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.





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

**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 kratkach (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 PRZEPIYWÓW 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 spadku	64
3.5.1. Wyznaczanie spadku niwelacyjnego (brutto)	64
3.5.2. Określanie spadku 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	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
WPROWADZENIE	294
A1. Cele	295
A2. Konstrukcja taryfikatorów energii elektrycznej i mechanizmy wsparcia dla OZE	299
A3. Bariery	304
A4. Rynek wewnętrzny	311
Bibliografia	323

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 całkowitym	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 przelotyku instalowanego uwzględnieniem przepływu nienaruszalnego	68
Rysunek 3-18	Przykład krzywej sprawności turbiny w funkcji przepływu	69
Rysunek 3-19	Zmiana spadku 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 koluwalnej	83
Rysunek 4-4	Schemat geomorfologiczny trasy kanału	84
Rysunek 4-5	Schematyczny przekrój sztolni pod kolumium	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 krzywiznie ...	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. Reprodukacja 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. Reprodukacja Arkusza Projektowania Hydraulicznego Korpusu Inżynierów Armii Stanów Zjednoczonych (USACE HDC 311-1) [25] ..	110
Rysunek 5-10	Grodze ruchome osadzone 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 <i>EdF</i>	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 kratkach	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	Komorą wyrównawczą	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 turbiną 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 rurową 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 szybkoobrotowości n_{sp} ...	178
Rysunek 6-22	Wyróżnik szybkoobrotowości w funkcji spadku 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 nasiebiernego 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 Łęczański 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 kolumium 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 osadzone	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 zasuwki 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 Archimedesesa (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	Przeplawka o konstrukcji rustykalnej	235
Fot. 7-15	Przeplawka o szczelinach pionowych	235
Fot. 7-16	Przeplawka Denila	237
Fot. 7-17	Budynek elektrowni wodnej z przeplawką 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 kratkach 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 (<i>PVF</i>) dla różnych okresów <i>n</i> i kosztów alternatywnych	252
Tabela 8-2	Analiza przepływów pieniężnych	258
Tabela 8-3	<i>NPV</i> 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	<i>NPV</i> , $R_{b/c}$ oraz <i>IRR</i> 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 hydrozespółów 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 Bureau of Reclamation* (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. 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 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 ograniczające 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

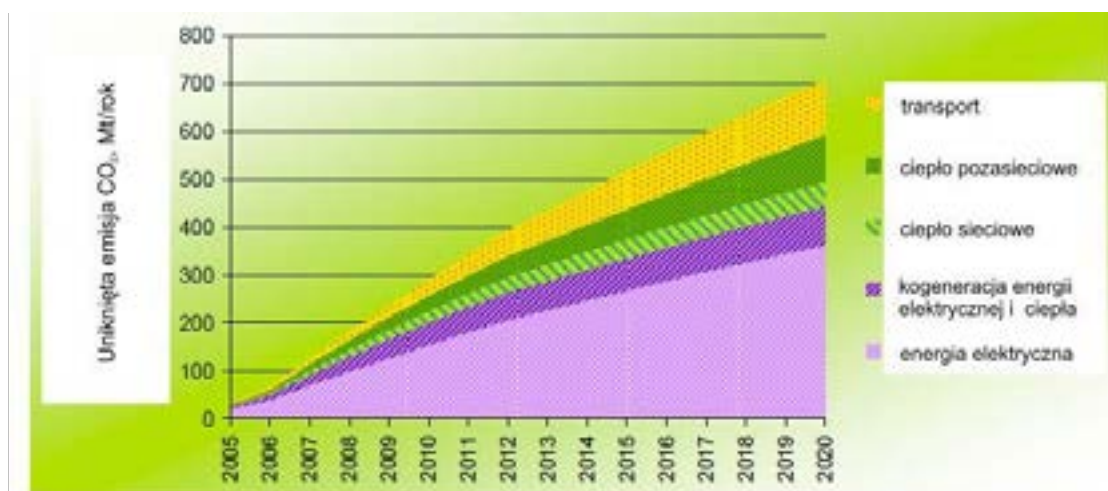
1. WPROWADZENIEⁱ

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 (CO₂). 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:

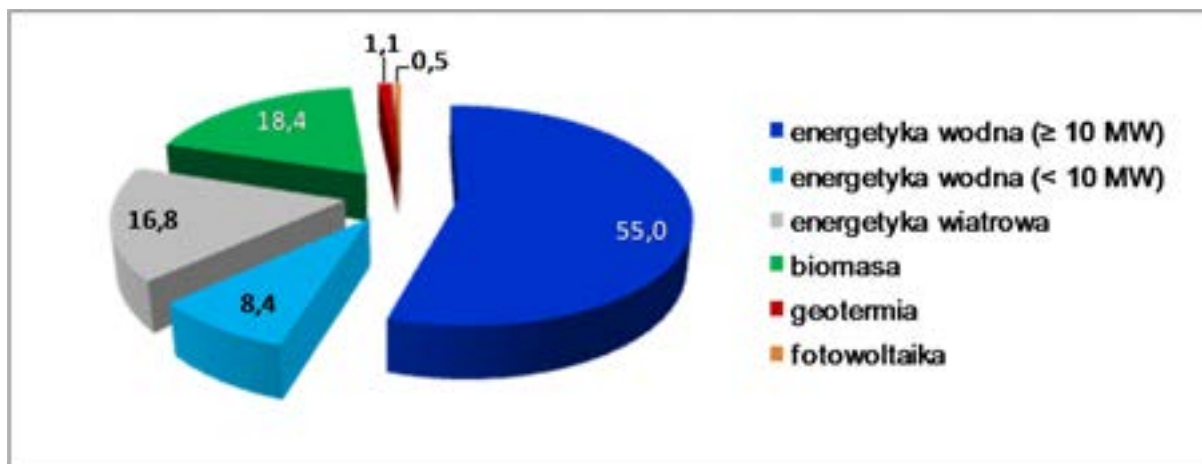
W marcu 2007 r. Rada Europejska zobowiązała się do zmniejszenia do 2020 r. łącznych emisji gazów cieplarnianych we Wspólnocie o co najmniej 20 % poniżej poziomów z 1990 r. oraz o 30 %, pod warunkiem, że inne kraje rozwinięte zobowiążą się do porównywalnej redukcji emisji, a bardziej zaawansowane gospodarczo 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 CO₂ 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 CO₂ 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 przypadło 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 żywej, 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 Polsce¹. Nie ulega wątpliwości, że działania te są związane z bardzo jednostronnym postrzeganiem skutków budowy stopni piętrzących i zbiorników wodnych.

¹ 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			
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 samorządową. 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 średnispadowe - spad 30 ÷ 100 m
- elektrownie niskospadowe - spad 2 ÷ 30 m

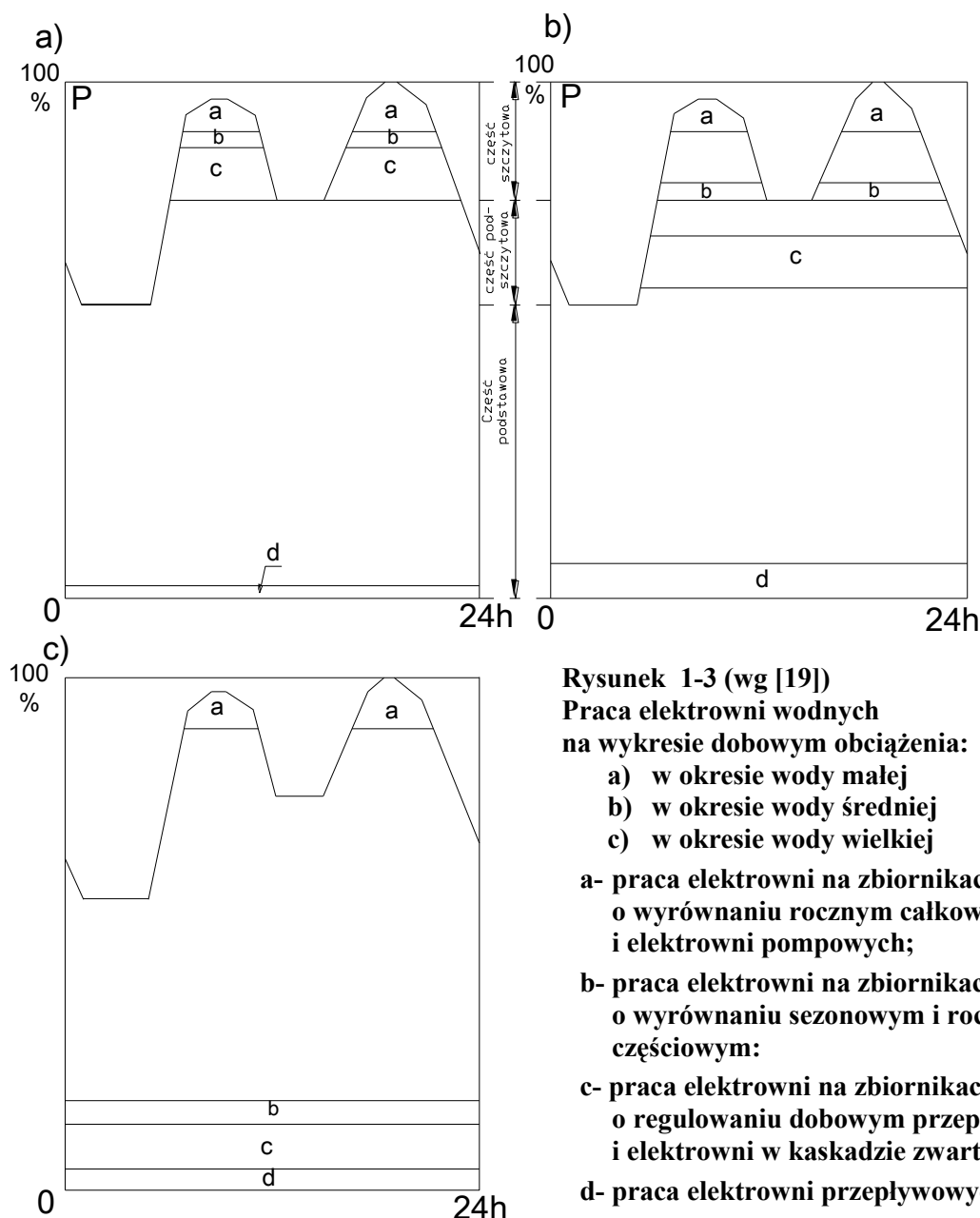
Podane zakresy nie są sztywne - służą jedynie kategoryzacji obiektów hydroenergetycznych.

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)



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 przelotyku zainstalowanego. Wartość mocy dyspozycyjnej jest zawarta w przedziale pomiędzy mocą osiągalną przy dopływie równym przelotykwowi zainstalowanemu elektrowni, a mocą osiągalną przy minimalnym przepływie. Przy przepływach większych od przelotyku zainstalowanego nadmiar wody zostaje skierowany przez upusty jałowe. Przy dopływach niższych od minimalnego przelotyku 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.

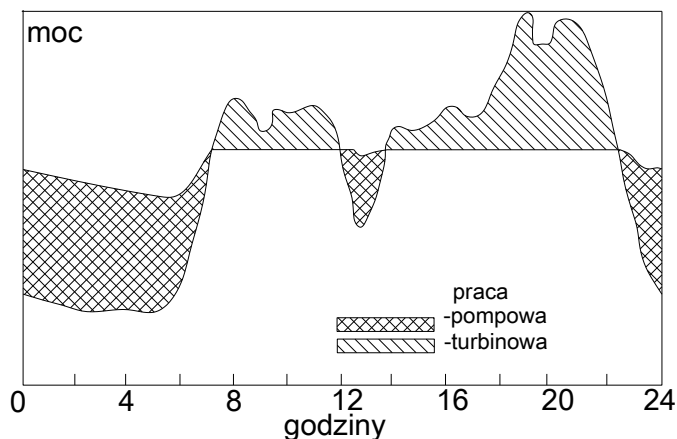
Elektrownie w kaskadzie zwartej

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.

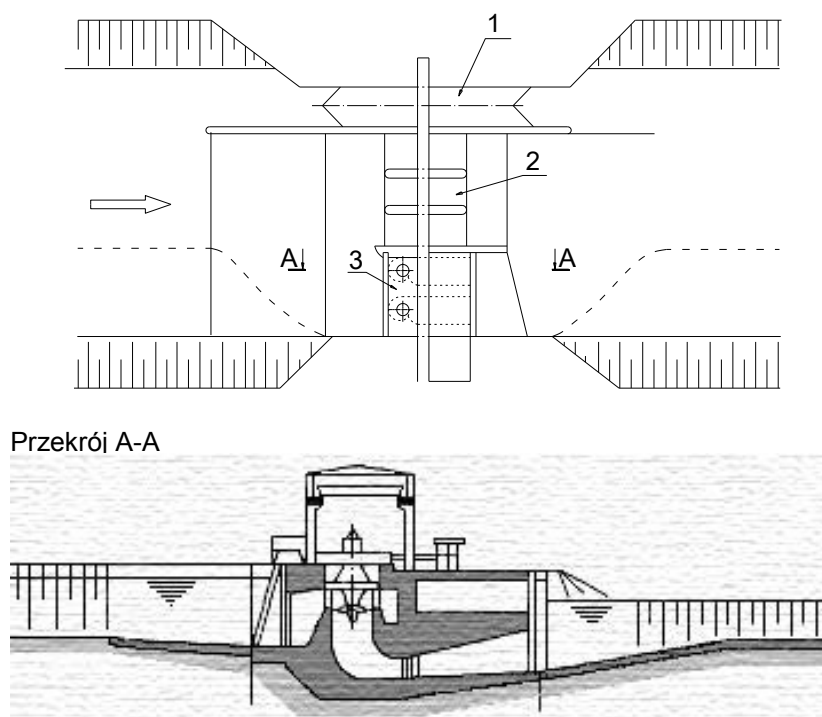


Rysunek 1-4 Praca elektrowni pompowej na wykresie dobowym obciążenia (wg [19])

1.2.4. Klasyfikacja elektrowni wodnych ze względu na sposób koncentracji piętrzenia

Elektrownie przyjazowe

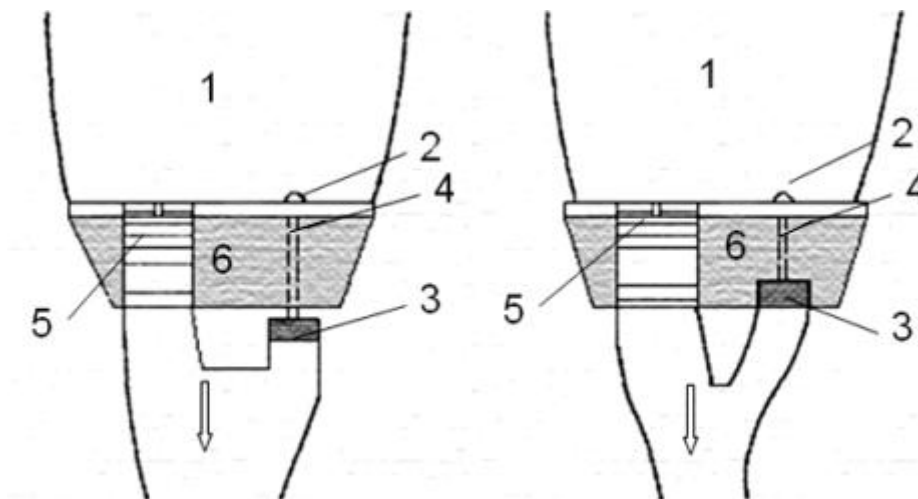
Elektrownie przyjazowe są budowane obok jazu i stanowią element piętrzący (rysunek 1.5). Najczęściej spotykane są na rzekach nizinnych.



Rysunek 1-5 Elektrownia niskospadowa przyjazowa: 1- śluz; 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).

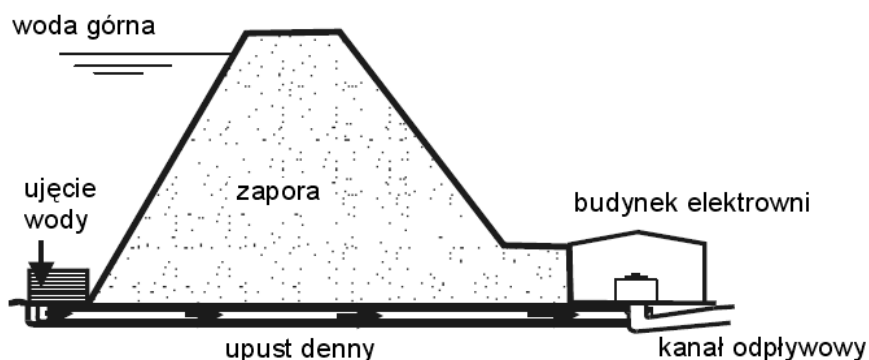


Rysunek 1-6 Usytuowanie elektrowni przy zaporach betonowych [17]:

a) układ klasyczny, b) układ z elektrownią w sekcji zapory,

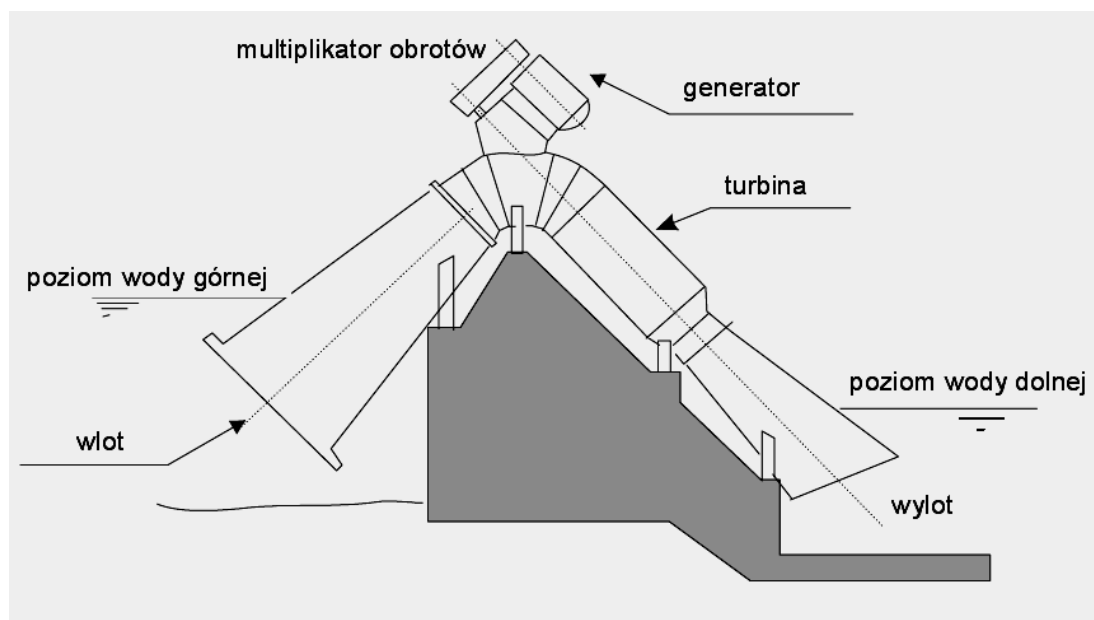
1 - zbiornik, 2 - ujęcie wody, 3 - elektrownia, 4 - rurociąg, 5 - przelew, 6 - zapora

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

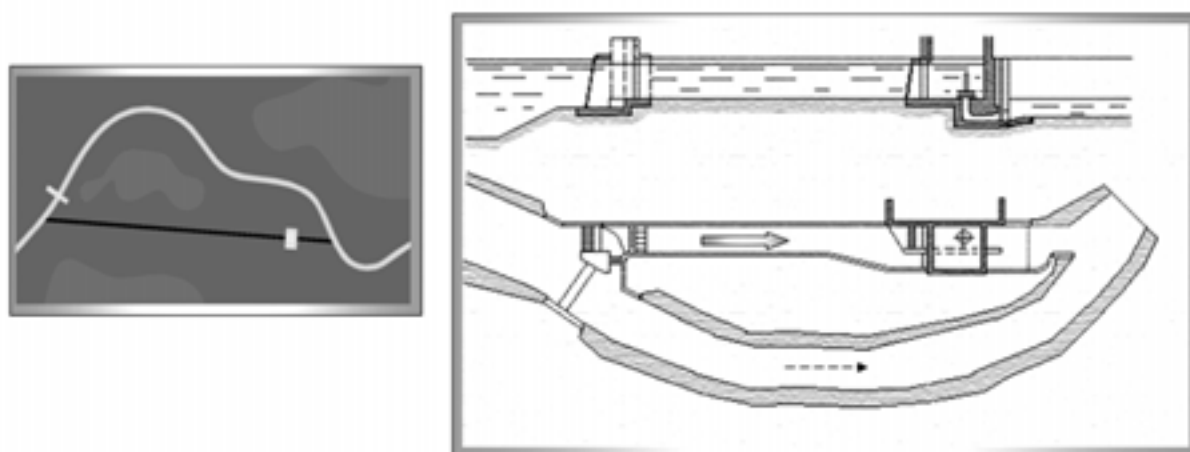
Jeżeli odległość pomiędzy poziomem piętrzenia wody górnej a koroną zapory nie jest zbyt duża, można zastosować ujęcie lewarowe. Zintegrowane ujęcia lewarowe (rysunek 1.8) pozwalają na eleganckie rozwiązania w elektrowniach o spadach do 10 metrów z hydrozespołami o mocy do około 1000 kW, chociaż istnieją 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

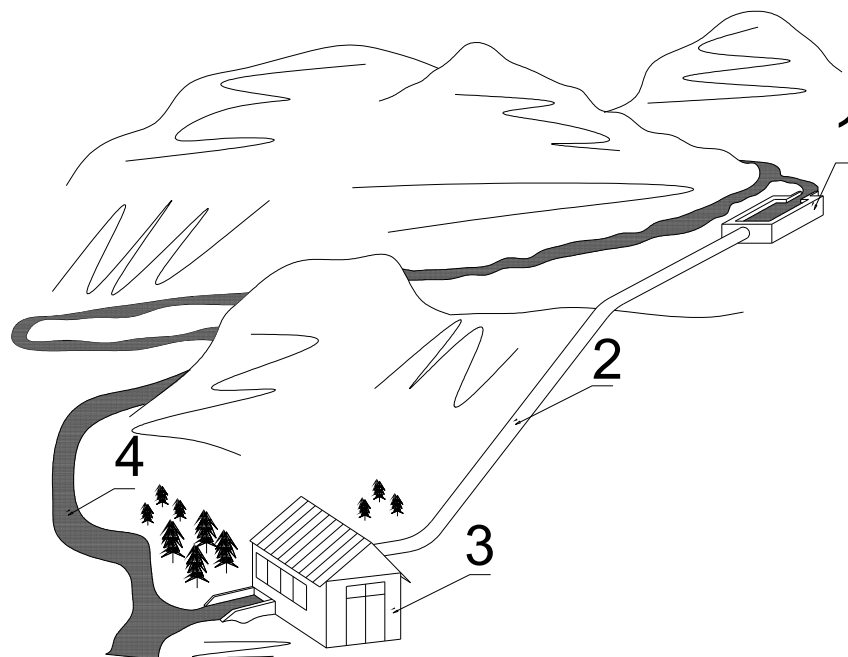
Rozwiązania z derywacją kanałową są stosowane na tych odcinkach rzeki, na których występują zakola. Budowa kanału skraca naturalny bieg rzeki, pozwalając na uzyskanie większego spadku niż wynosi spiętrzenie na jazie. W skład układu technologicznego wchodzi tutaj, prócz budynku elektrowni, kanał dopływowy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



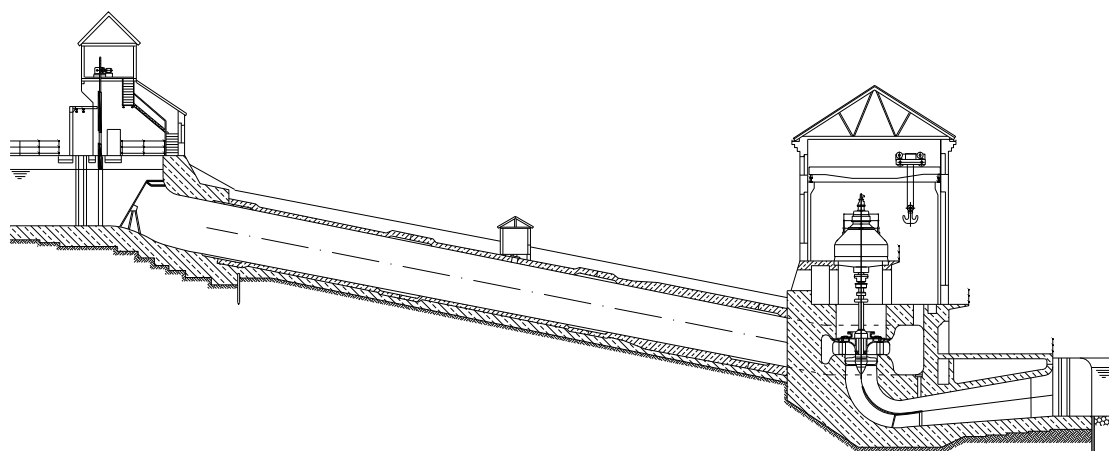
Rysunek 1-9 Elektrownia z derywacją kanałową (wg [17])

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).



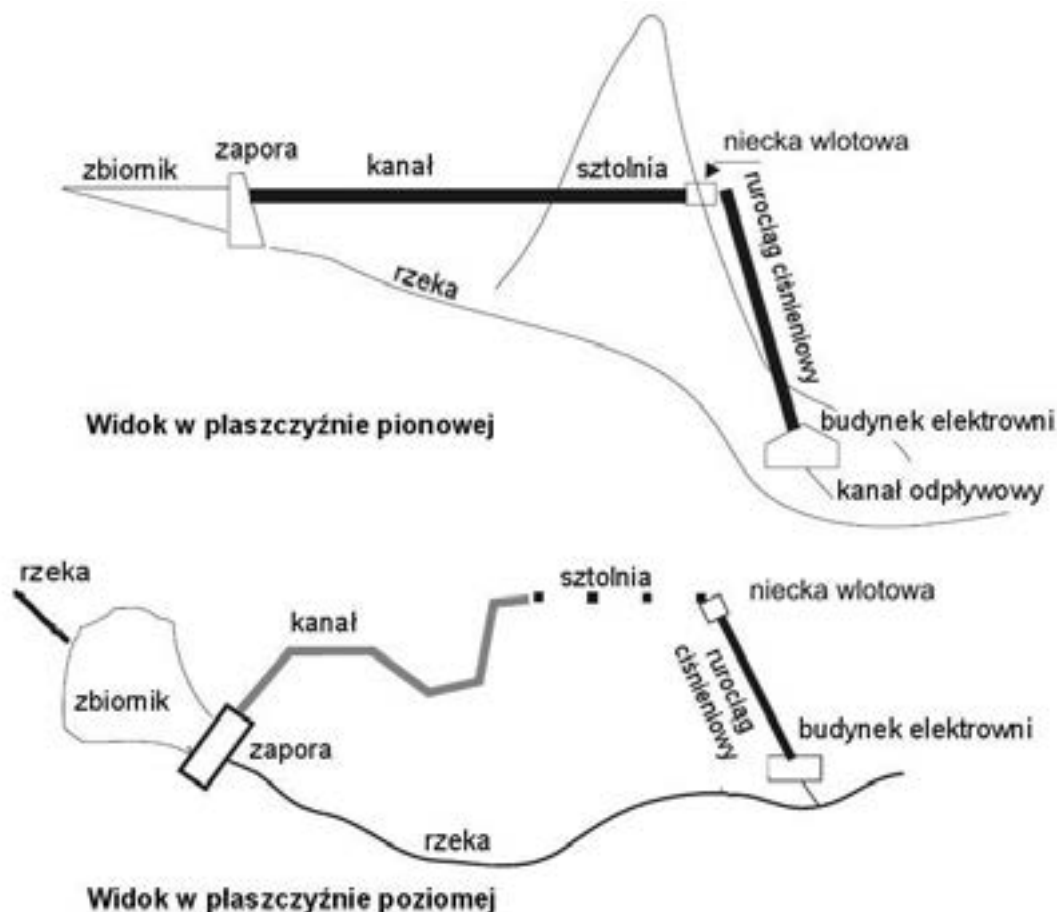
**Rysunek 1-10 Schemat derywacji ciśnieniowej koncentrującej spadek elektrowni:
1 – ujęcie wody, 2 - rurociąg, 3 - elektrownia, 4 - starorzecze**



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.



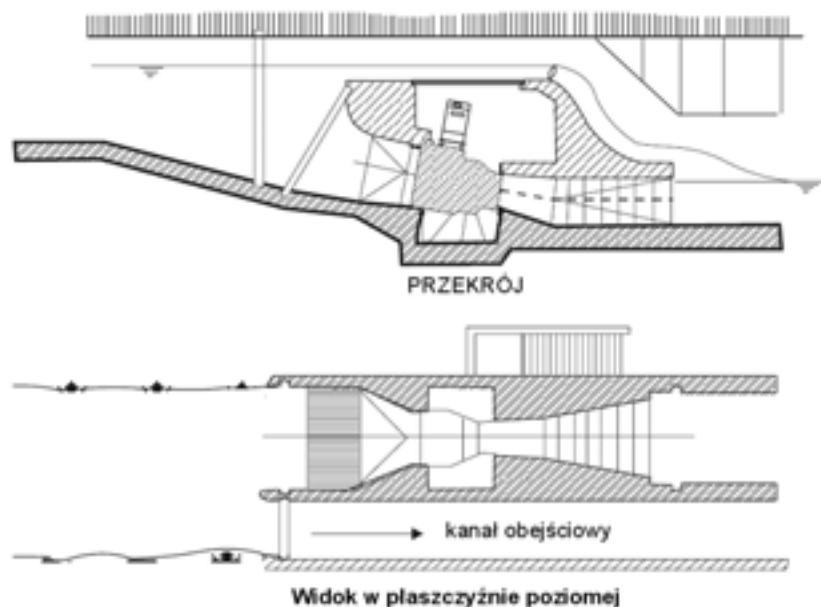
Rysunek 1-12 Schemat elektrowni z derywacją mieszaną : kanałowo - rurociągową

Elektrownie zainstalowane na innych obiektach hydrotechnicznych

Układ zintegrowany z kanałem nawadniającym

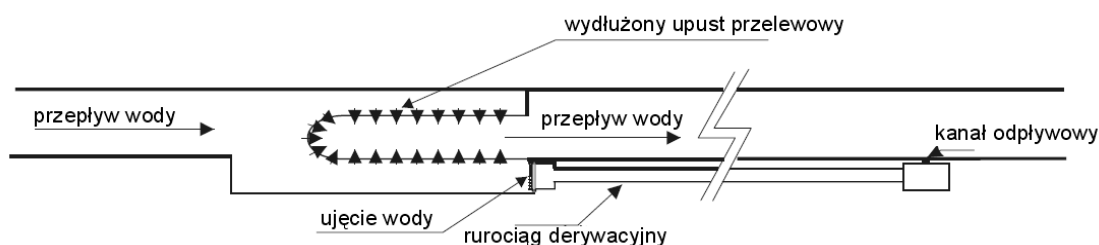
Kanał nawadniający można wykorzystać projektując na nim elektrownię w jednym z następujących układów:

- 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.



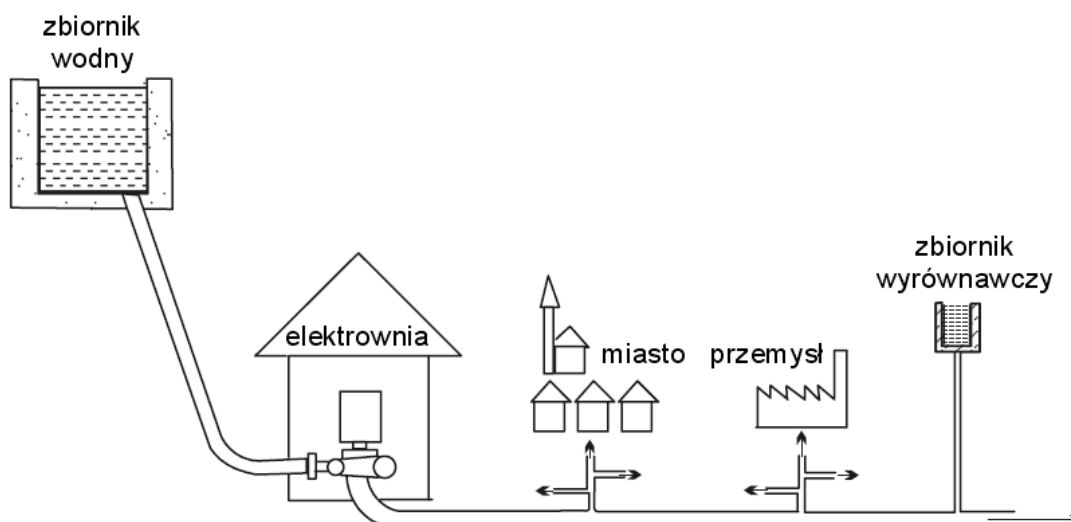
Rysunek 1-14 Elektrownia na wydłużonym upuście przelewowym z wykorzystaniem kanału irygacyjnego

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 przeciwcieżar 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 przeciwcieżnienia 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 spadku. 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 spadów brutto wymaga analizy topograficznej. Wyniki pomiarów za pomocą niwelatora i łąty 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 ujednoczeniem. 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.eshab.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”, Hydroenergia’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 HYDRAULIKI¹

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 budowłach hydrotechnicznych oraz w maszynach i urządzeniach hydraulicznych
- Przeciwdziałaniu sedymentacji w zbiornikach, kolmatacji ujęć wody oraz uszkodzaniu 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 ruchu¹. 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:

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

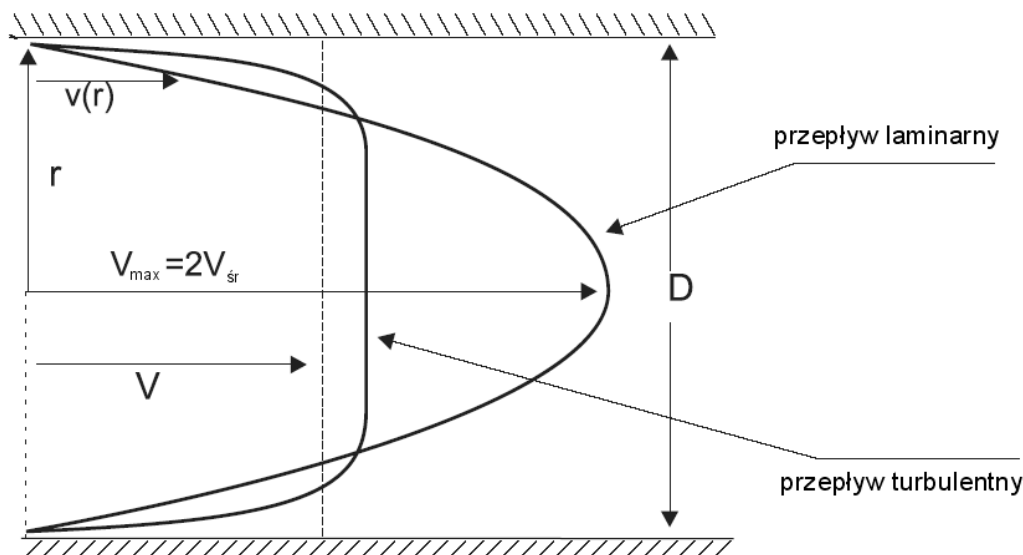
gdzie:

- 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:

$$Re = \frac{D \cdot V}{\nu} \quad (2.2)$$

gdzie:

D jest średnicą rury [m],

V jest średnią prędkością płynu [m/s],

ν jest kinematycznym współczynnikiem lepkości płynu [m²/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 $\nu = 1 \times 10^{-6}$ m²/s.

Przyjmując ostrożnie $Re = 2000$ otrzymujemy

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

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

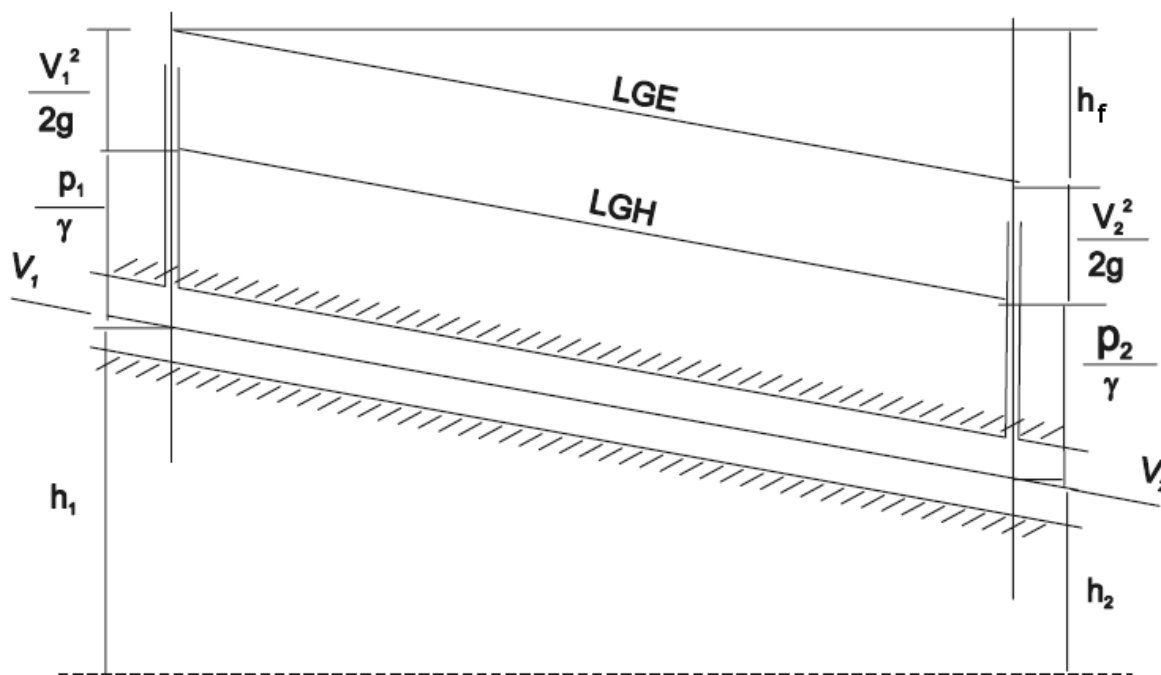
Straty energii podczas przepływu przez rurę zależą głównie od:

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

Tarcie o ścianki zależy od chropowatości materiału ścianek oraz od gradientu prędkości przepływu bezpośrednio przy ścianie. 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

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

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 będą równoległe.



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:

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

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/s²).

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

$$f = \frac{64 \cdot \nu}{V \cdot D} = \frac{64}{Re} \quad (2.5)$$

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:

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

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

Material	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:

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

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:

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

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

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

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

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

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 m³/s.

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

Z tabeli 2.1 wynika

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

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

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:

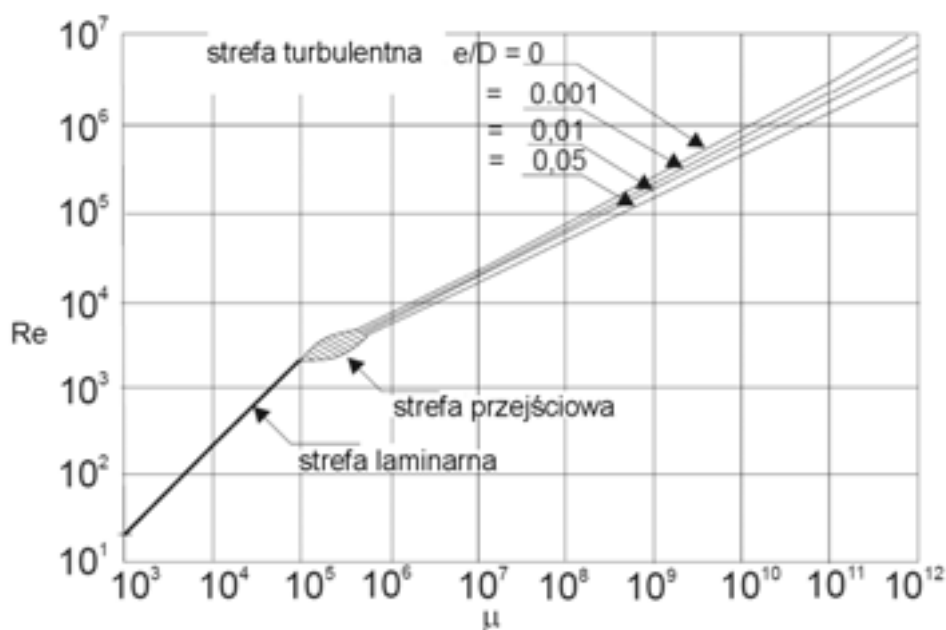
$$\mu = \frac{g \cdot D^3 \cdot h_f}{L \cdot v^2} \tag{2.11}$$

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 $e/D = 0,6/1500 = 4 \times 10^{-4}$, a następnie wyznacza się prędkość średnią U i natężenie przepływu Q :

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

$$Re = -2\sqrt{2 \cdot 3,86 \cdot 10^{10}} \cdot \log_{10} \left(\frac{4 \cdot 10^{-4}}{3,7} + \frac{2,51}{\sqrt{2 \cdot 3,86 \cdot 10^{10}}} \right) = 2,19 \cdot 10^6$$

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

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

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.

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

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

gdzie:

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

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:

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

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

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, kratkach, 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 kratkach (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 wypracowanej przez Kirschmera:

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

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 nieprostokądnego

β	t/b	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:

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

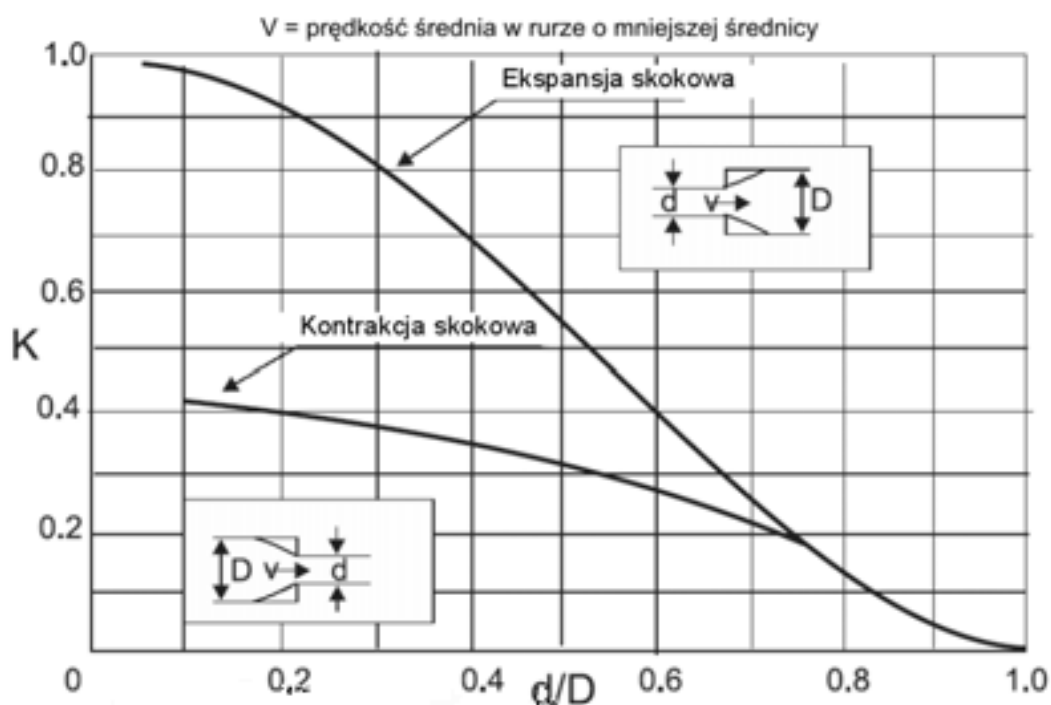
W przypadku skokowego zwiększenia przekroju współczynnik K_c zostaje zastąpiony przez współczynnik ekspansji K_{ex} .

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

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

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 .

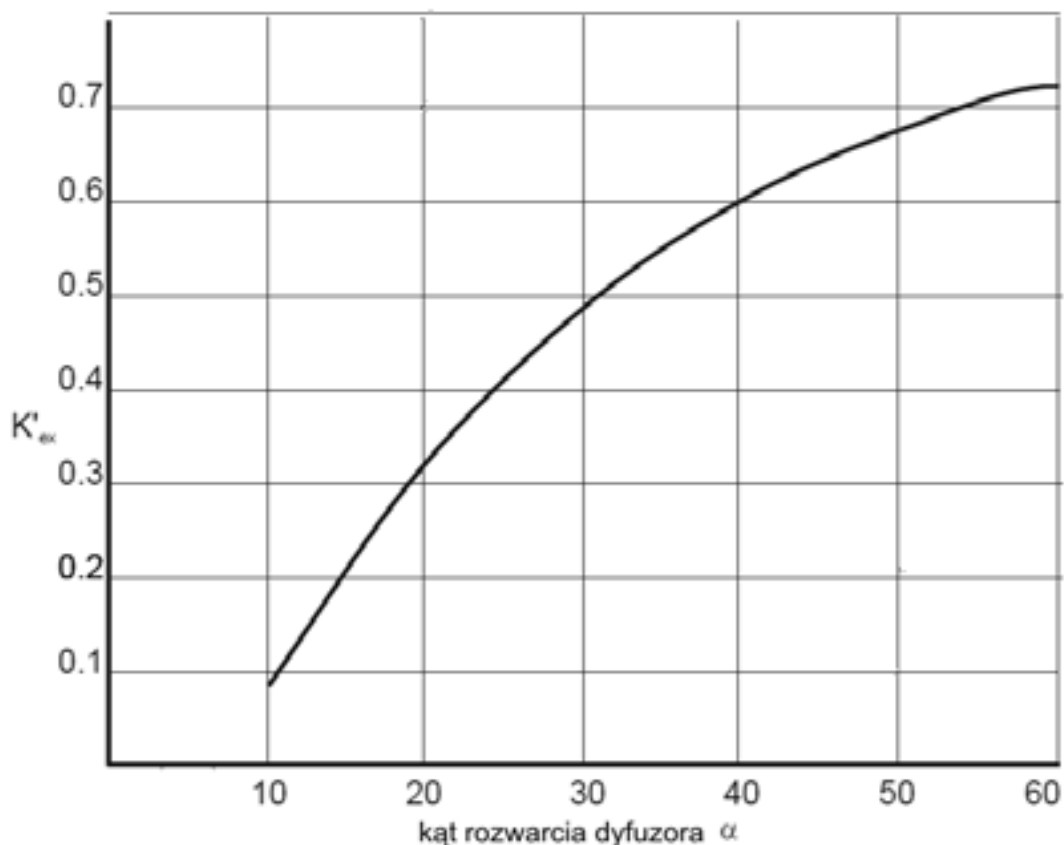


Rysunek 2-5 Wartości K_c i K_{ex} w funkcji d/D

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



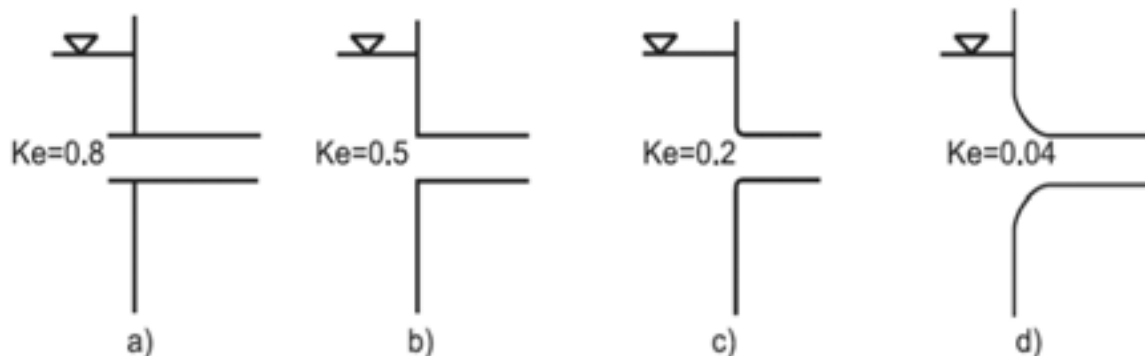
Rysunek 2-6 Współczynniki strat w dyfuzorach

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 $V_1^2/2g$.

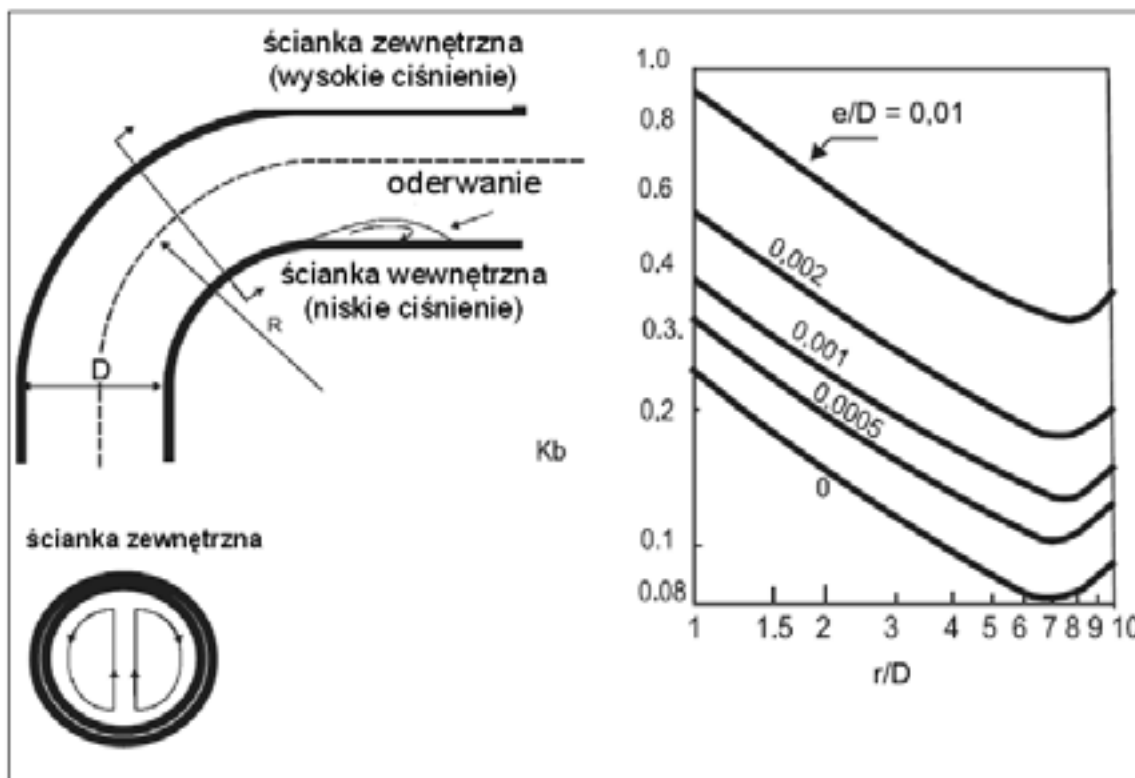
Z drugiej strony, przepływ ze zbiornika do rury jest ekstremalnym przypadkiem skokowej kontrakcji. Na rysunku 2.7 pokazano wartości współczynnika K_e , przez który mnoży się wysokość energii kinetycznej w rurze $V_2^2/2g$.



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 .

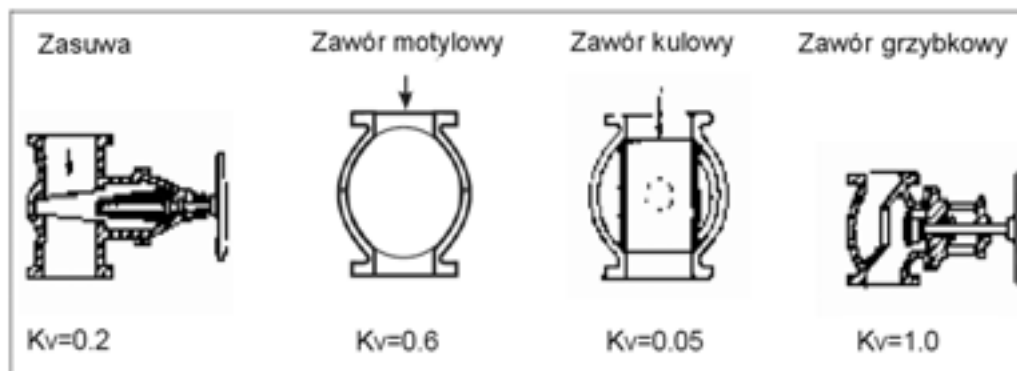


Rysunek 2-8 Współczynniki strat dla przepływów w kolanach

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. łopatom 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 nagle zmiana przepływu, np. gdy operator elektrowni lub układ regulacji zbyt szybko zamknie lub otworzy zasuwy, nagle 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 spadku. Zgodnie drugim prawem dynamiki Newtona, siła spowodowana nagłą zmianą prędkości, wynosi:

$$F = m \frac{dV}{dt} \quad (2.21)$$

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 odkształcenia 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 zasuw (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 najbliższej zasuw, 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 zasuw (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 zasuw 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 zasuw (g) zasuw została zamknięta tylko częściowo, niecała energia kinetyczna zostanie zamieniona w energię naprężeń, a tym samym ciśnienie szczytowe będzie niższe. Jeżeli zasuw będzie dalej zamykana, tworząca się dodatnia fala ciśnienia będzie redukowana przez falę ciśnienia ujemnego (h), powstałą zaraz po rozpoczęciu zamykania zasuw. Oznacza to, że jeżeli zasuw jest otwierana i zamykana w dłuższym czasie niż czas potrzebny fali ciśnienia, by przebyć drogę do zbiornika i z powrotem do zasuw, wartości ciśnienia zostają zredukowane. Czas ten, zwany czasem krytycznym T_c , określony jest równaniem:

$$T_c = \frac{2L}{c} \quad (2.22)$$

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:

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

gdzie:

k = moduł odkształcenia objętościowego wody, 2.2×10^9 N/m²

ρ = gęstość wody, 1000 kg/m³

D = wewnętrzna średnica rury [m]

E = moduł sprężystości materiału konstrukcyjnego rury [N/m²]

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 zwykłą wysokość, której wysokość, wyrażona w metrach słupa wody, wyniesie¹:

$$\frac{\Delta P}{\rho g} = \frac{c}{g} \Delta V \quad (2.24)$$

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 Allieiego, znanej również jako formuła Michauda:

$$\frac{\Delta P}{\rho g} = \frac{2L}{gt} \Delta V \quad (2.25)$$

gdzie:

L – całkowita długość rury (m)

$\Delta P/\rho g$ – różnica pomiędzy początkowym ciśnieniem statycznym $P_0/\rho g$, a maksymalnym ciśnieniem osiągniętym w rurociągu (w metrach słupa wody)

t – czas zamykania zaworu (s)

Zatem całkowite ciśnienie dynamiczne w rurociągu zasilającym wyniesie:

$$P = P_0 + \Delta P \quad (2.26)$$

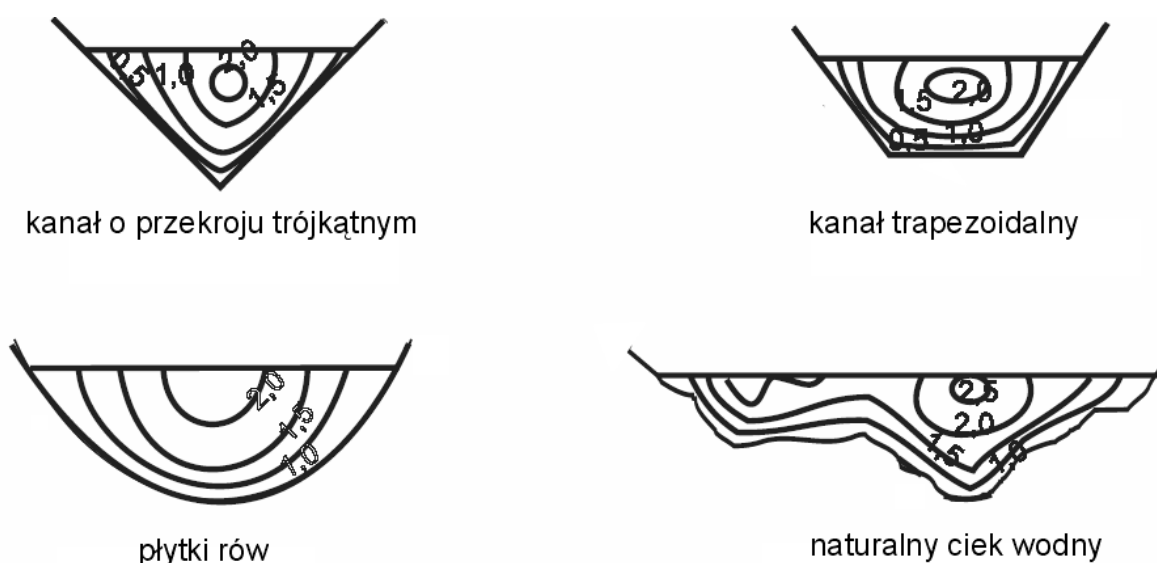
Przedstawione w rozdziale piątym przykłady dotyczące projektowania rurociągów zasilających powinny pomóc wyjaśnić powyższy model fizyczny zjawiska. Przy dokładniejszych obliczeniach należałoby uwzględnić nie tylko sprężystość cieczy i materiału rury, ale również straty hydrauliczne. Obliczenia matematyczne 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. Jedną 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 .



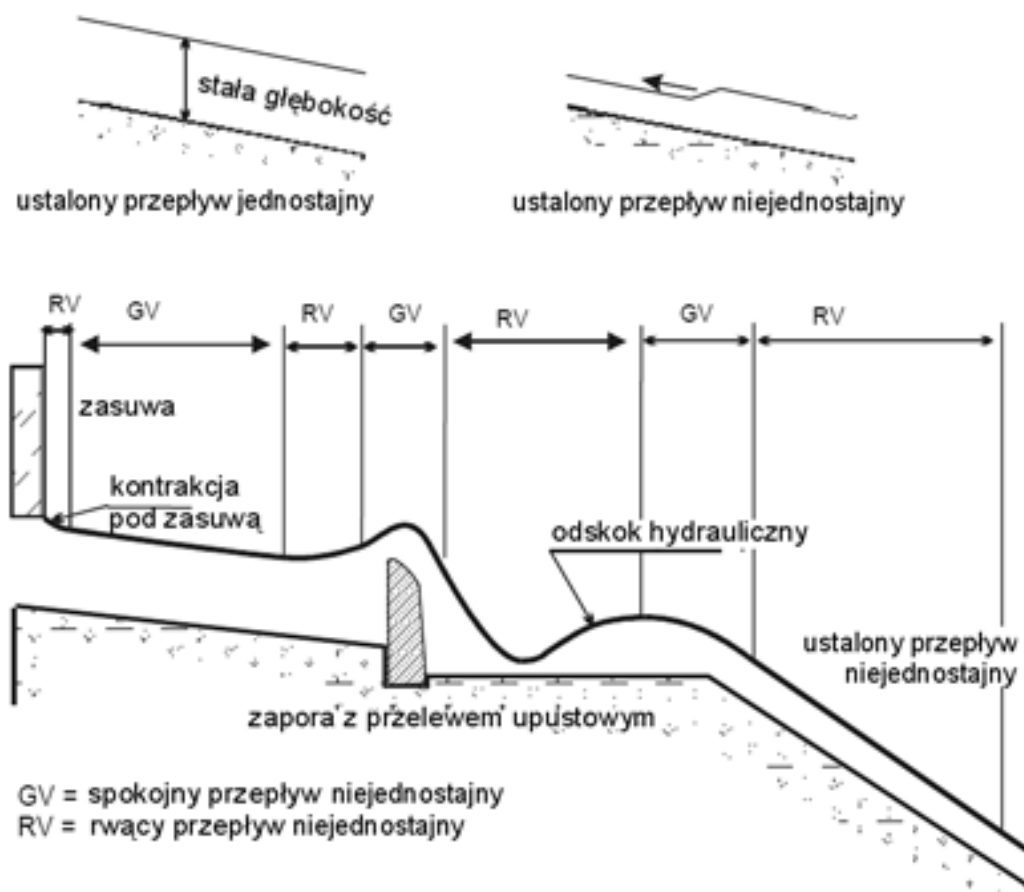
Rysunek 2-10 Typowe rozkłady prędkości podczas przepływów przez kanały otwarte

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 zasuw 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:

$$V = C\sqrt{R_h S_e} \quad (2.27)$$

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:

$$C = \frac{1}{n} \cdot R_h^{\frac{1}{6}} \quad (2.28)$$

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:

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

lub alternatywnie:

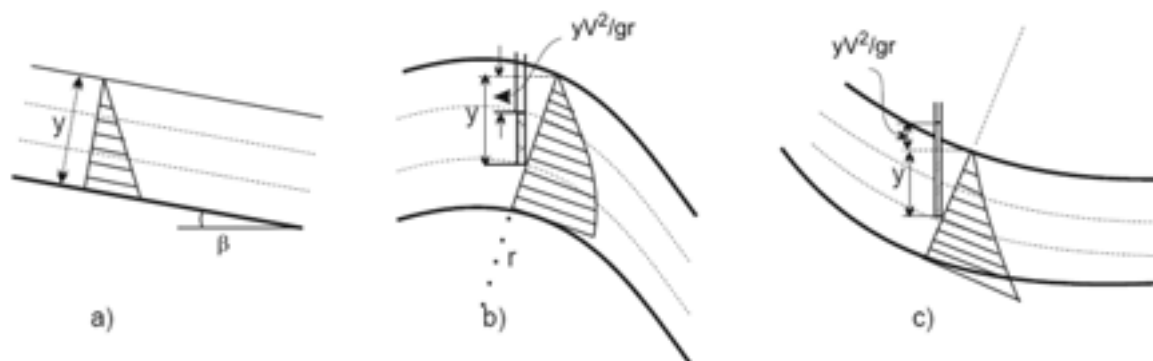
$$Q = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R_h^{\frac{2}{3}} \cdot S_e^{\frac{1}{2}} \quad (2.30)$$

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 półka 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 6° (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:

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

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:

$$E = y + \alpha \frac{V^2}{2g} \quad (2.32)$$

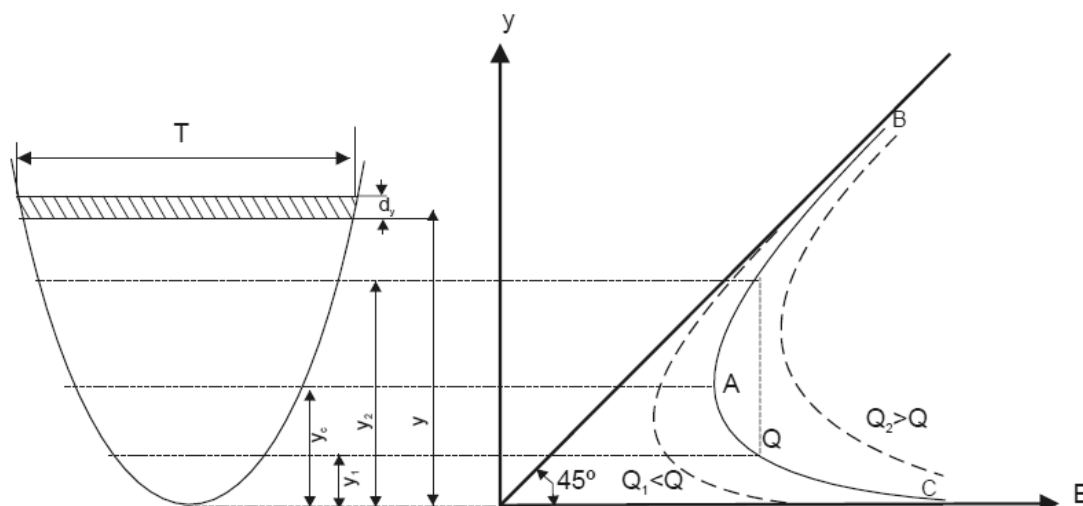
α jest współczynnikiem, który uwzględnia rzeczywisty rozkład prędkości w rozpatrywanym przekroju kanału, gdzie średnia prędkość wynosi V . Współczynnik ten może przyjmować wartości od 1,05 dla rozkładu bardzo jednorodnego do 1,20 dla rozkładu bardzo nieregularnego. Jednak w pierwszych przybliżeniach 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:

$$E = y + \frac{V^2}{2g} \quad (2.33)$$

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

$$E = y + \frac{Q^2}{2gA^2} \quad (2.34)$$

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 przybliży 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 m³/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

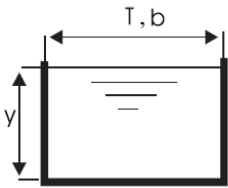
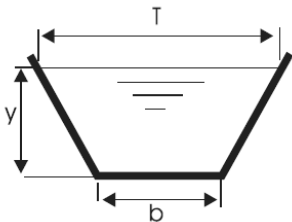
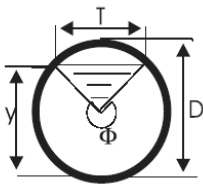
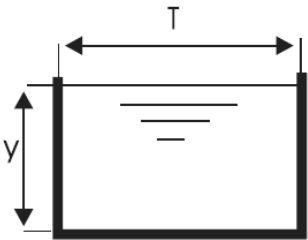
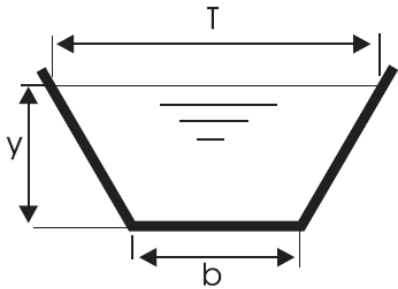
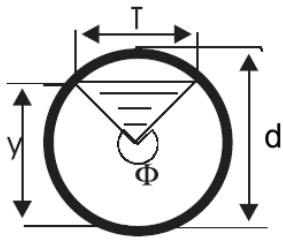
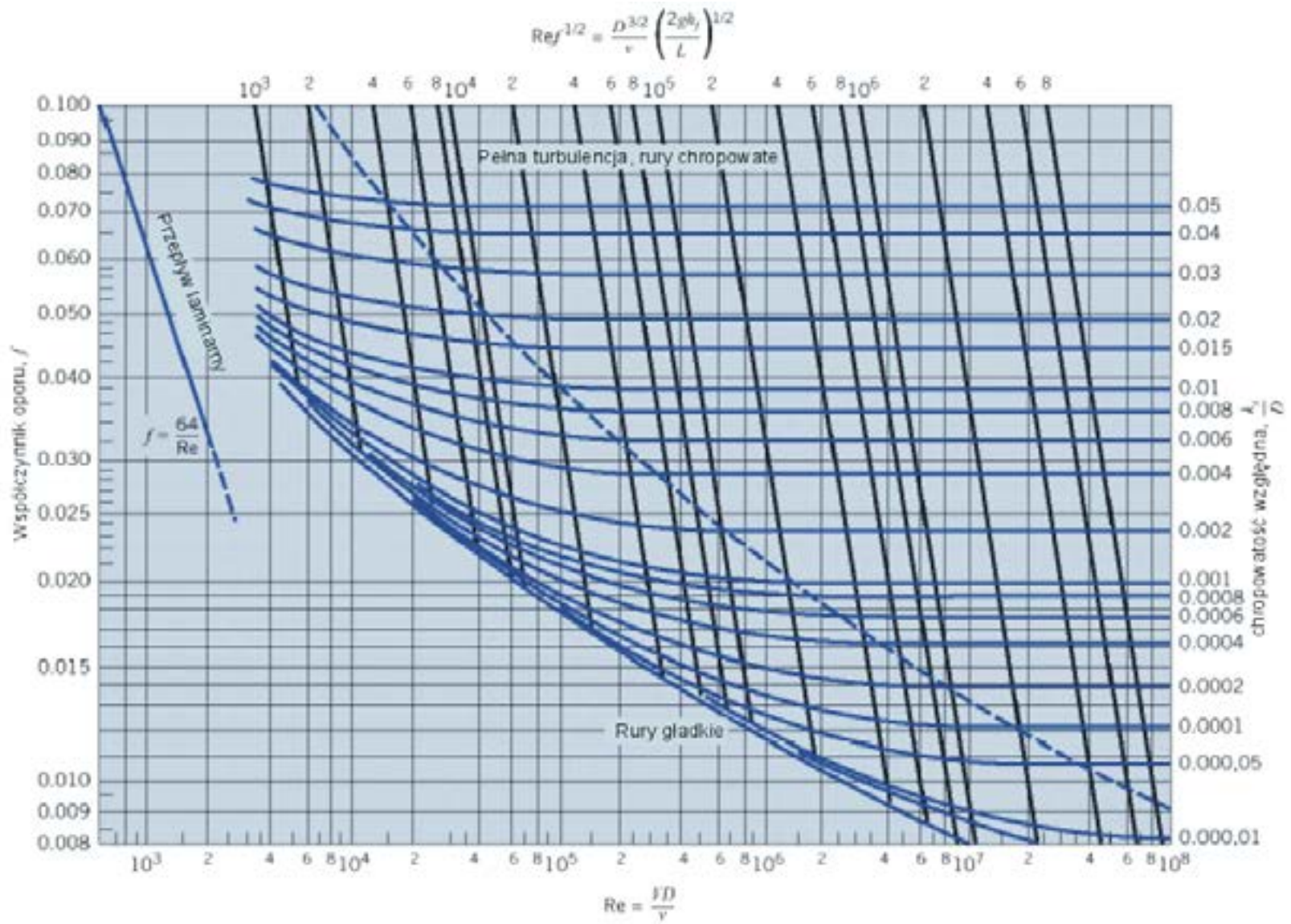
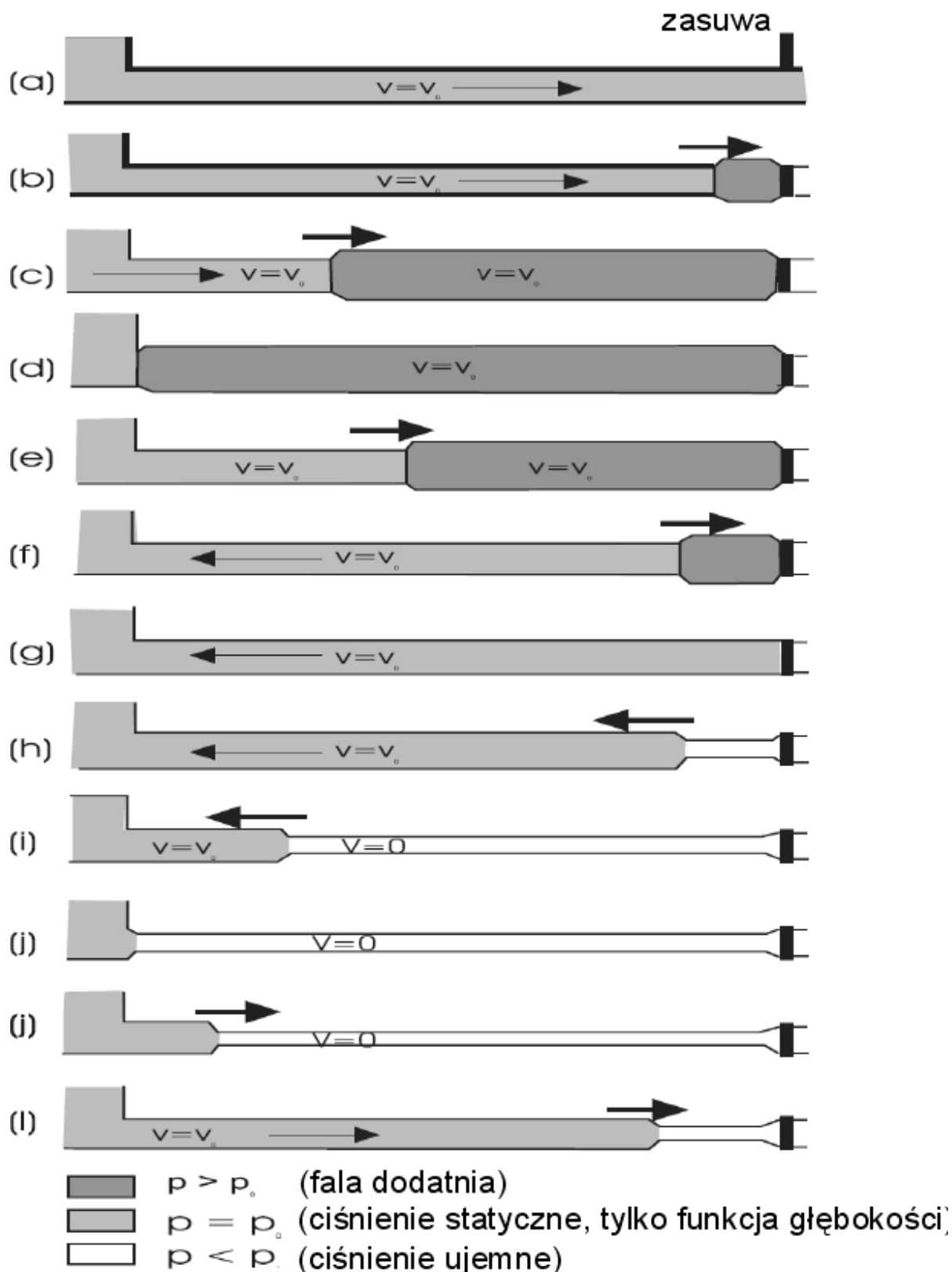
			
Pole powierzchni A	by	$(b + zy)y$	$\frac{1}{8} \left(\Phi - \cos \frac{\Phi}{2} \right) D^2$
Obwód zwilżany P	$b + 2y$	$b + 2y\sqrt{1 + z^2}$	$\Phi D / 2$
Szerokość górnej krawędzi przekroju T	b	$b + 2zy$	$D \sin \frac{\Phi}{2}$
Promień hydrauliczny R	$\frac{by}{b + 2y}$	$\frac{(b + zy)y}{b + 2y\sqrt{1 + z^2}}$	$\frac{\Phi - \cos(\Phi/2)}{\Phi} \frac{D}{4}$
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)	$\frac{(by)^{1,5}}{\sqrt{b + 2y}}$	$\frac{[(b + zy)y]^{1,5}}{(b + 2y\sqrt{1 + z^2})^{0,5}}$	$\frac{[\Phi - \cos(\Phi/2)]^{3/2}}{2\Phi^{1/2}} D^{2,5}$
Wskaźnik przekroju (formuła Manninga)	$\frac{(by)^{5/3}}{(b + 2y)^{2/3}}$	$\frac{[(b + zy)y]^{5/3}}{(b + 2y\sqrt{1 + z^2})^{2/3}}$	$\frac{[\Phi - \cos(\Phi/2)]^{5/3}}{(4\Phi)^{2/3}} D^{8/3}$

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 n° 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 PRZEPIYWÓW WODY

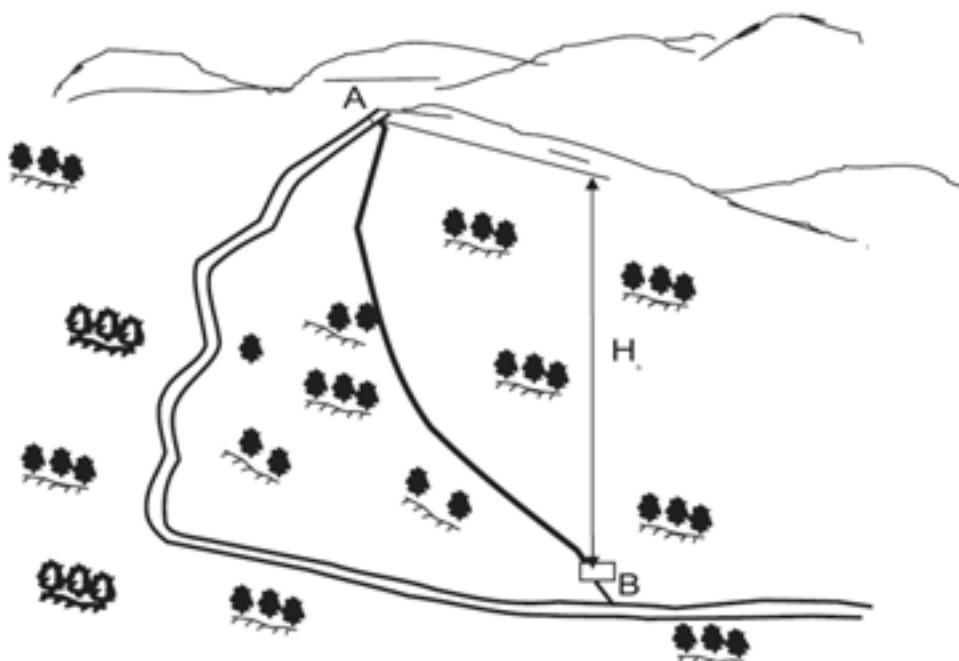
3.1. Wprowadzenie

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 spadku w porównaniu z naturalnym ciekami. 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 ciekim 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 ($9,81 \text{ kN/m}^3$)

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 spadku brutto. Najbardziej korzystna sytuacja wystąpiłaby, gdyby służba hydrologiczna zainstalowała stację wodowskazową w pobliżu rozpatrywanego przekroju, co umożliwiłoby 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 instytucjach 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 Meteorological 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

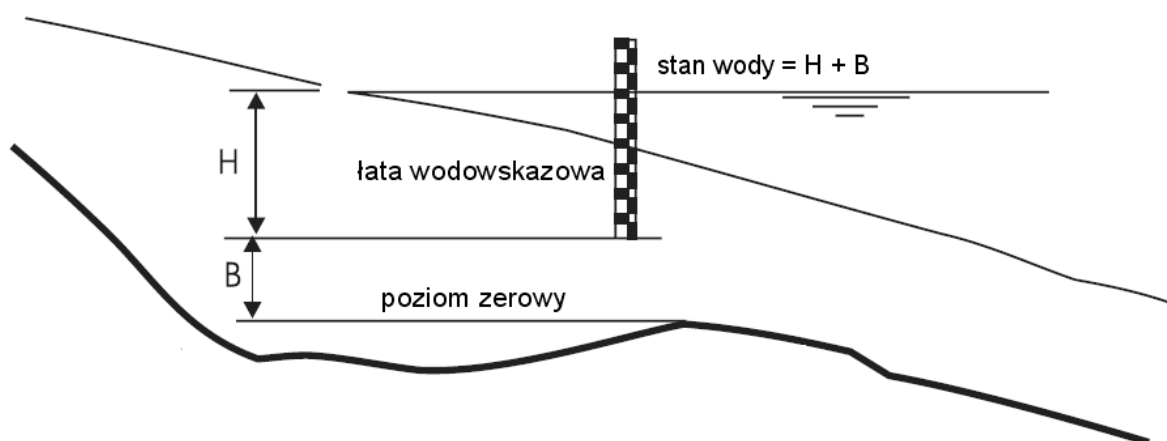
Dodatkowe informacje można otrzymać na stronie www.wmo.ch.

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.

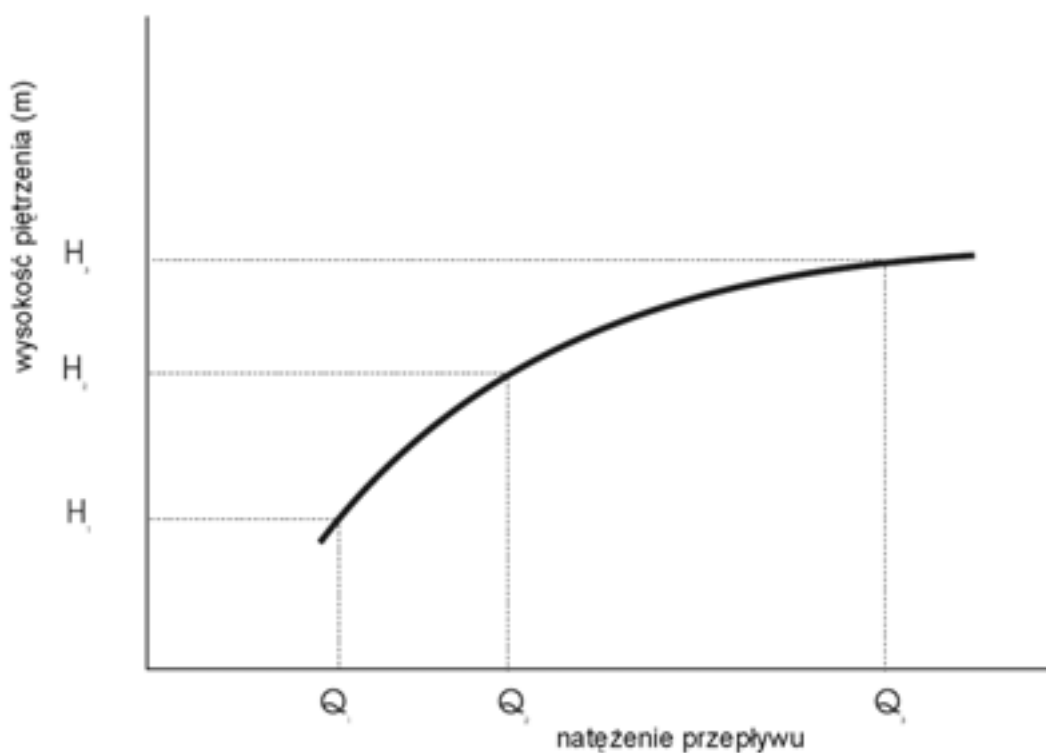


Rysunek 3-2 Pomiar poziomu wody w rzece, definicje

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 któregośkolwiek z kilku dostępnych przetworników poziomu wody, których sygnał jest rejestrowany automatycznie. Celem wywzorcowania obserwacji lub zapisów piętrzenia, 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 konsumpcyjnej, w oparciu o pewną liczbę odczytów, można już zapisać ją w formie matematycznej, co ułatwia interpretację odczytów stanu wody. Krzywą konsumpcyjną (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

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

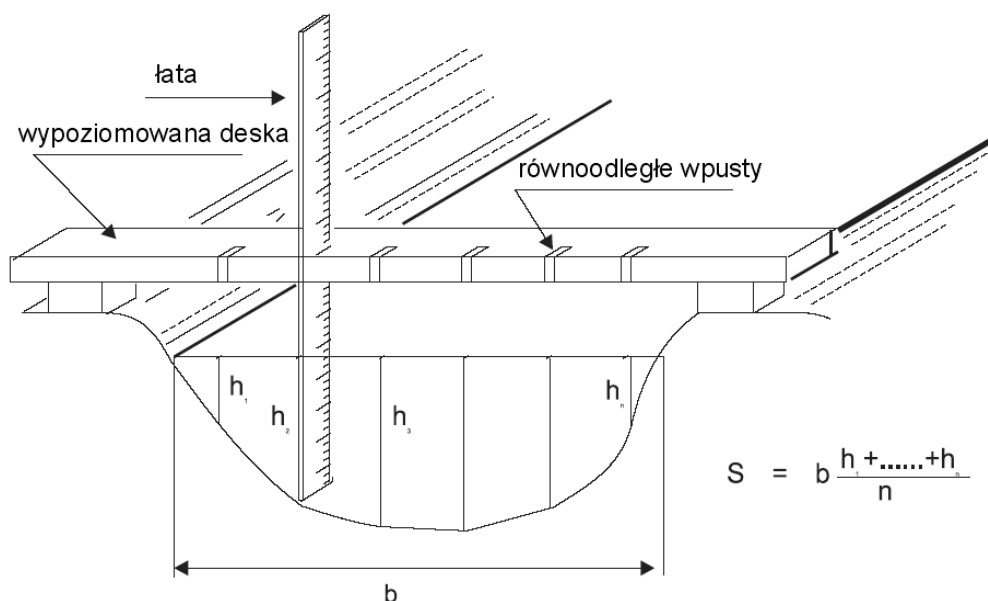
i

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

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 cieką 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:

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

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 pławak 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:

$$V_{sr} = 0,85 V_p$$

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]

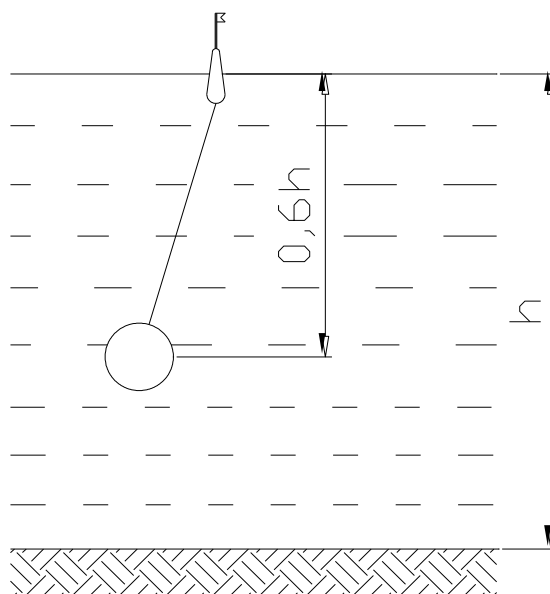
h – wartość liczbowa średniej głębokości przekroju [m]

i – wartość liczbowa spadku lokalnego [‰]

Przepływ wyznaczamy mnożąc prędkość średnią przez pole przekroju.

Metoda pływaka głębinowego

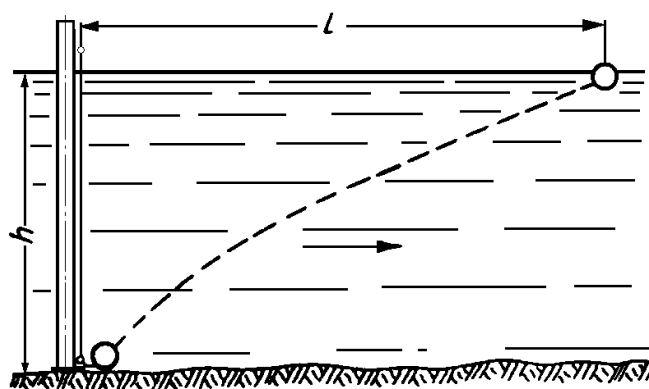
Układ pomiarowy z pływakiem głębinowym składa się z powierzchniowego pływaka, który podtrzymuje i wskazuje ruch połączonego z nim pływaka zanurzonego (rysunek 3.5). Ponieważ pławak powierzchniowy jest znacznie mniejszy niż zanurzony, można przyjąć, że wskazuje on prędkość strumienia cieką na głębokości ruchu pływaka zanurzonego. Pławak 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:

$$v_{\text{sr}} = \frac{L}{t}$$

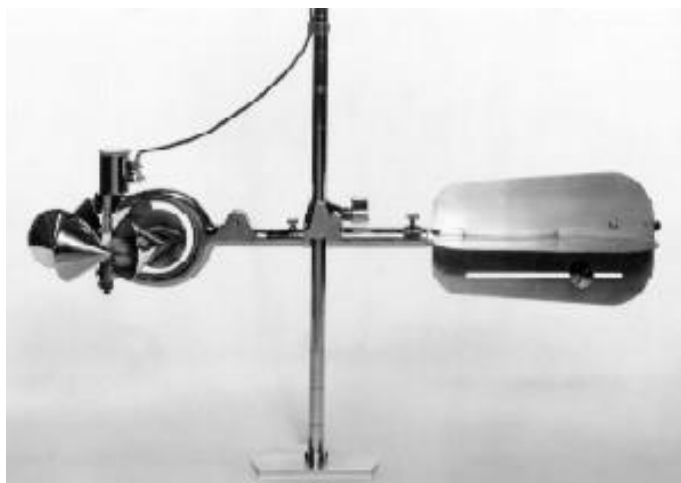
gdzie: L – odległość od punktu zanurzenia pływaka do miejsca ukazania się go na powierzchni wody [m]

t – czas od chwili przzerwania 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 równoległe 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 położzeń (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 Łęczański 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 dźwigni 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 cieką 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.

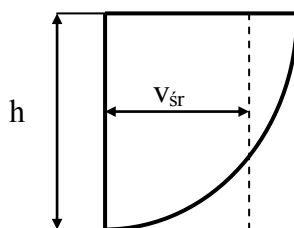
Zaletą sondy e/m są małe rozmiary i większy zakres pomiarowy niż w przypadku młynków hydrometrycznych. Jest szczególnie przydatna przy pomiarze małych prędkości, tam gdzie młynki hydrometryczne stają się zawodne. Jej czułość oraz mniejsza wrażliwość na wpłatające się rośliny i zanieczyszczenia powoduje, 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) wykreślny – mechaniczny
- b) wykreślny – analityczny
- c) analityczny

Dzisiaj zastępuje się je często metodami numerycznymi, np. wykorzystującymi funkcje sklepane. 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:

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

- 2) przy pomiarze w trzech punktach:

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

- 3) przy pomiarze w dwóch punktach:

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

- 4) przy pomiarze w jednym punkcie

$$v_{sr} = v_{0,6h}$$

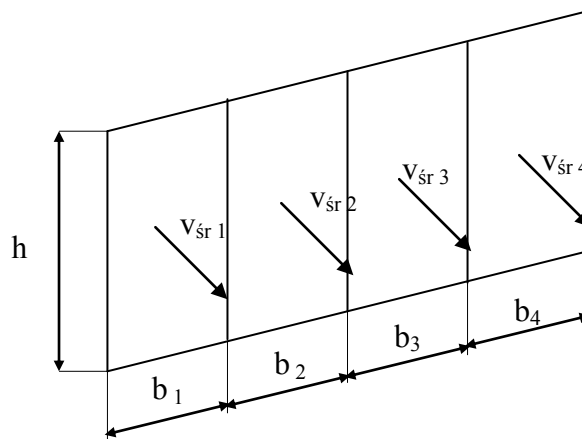
Ze wszystkich tych wzorów najbardziej dokładne wyniki daje obliczenie prędkości średniej za pomocą pięciu punktów, następnie za pomocą 3 punktów i wreszcie za pomocą dwóch punktów. Najmniej dokładne jest obliczenie prędkości za pomocą pomiaru w jednym punkcie, ma ono jednak ogromne znaczenie praktyczne. 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, v_{sr} , polega na obliczeniu sumy iloczynów

$$Q = \sum v_{sri} \times b_i \times h_i \quad (i = 1,2,3\dots),$$

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 konsumpcyjnej.

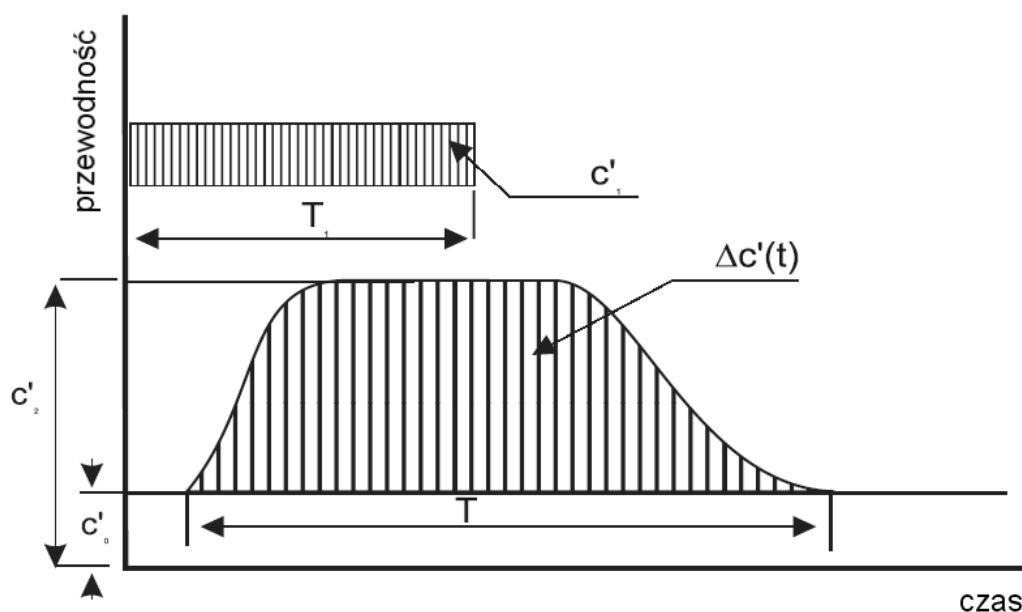
Dla zapewnienia zgodności technik pomiaru przepływu za pomocą sond i młynków hydrometrycznych, ISO opublikowała wiele różnych zaleceń. Katalog zaleceń ISO można znaleźć na stronie internetowej http://www.iso.org/iso/iso_catalogue.htm

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 dół rzeki, po całkowitym wymieszaniu czynnika z wodą. Czynniki chemiczne mogą być podawane 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 wyznaczone 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:

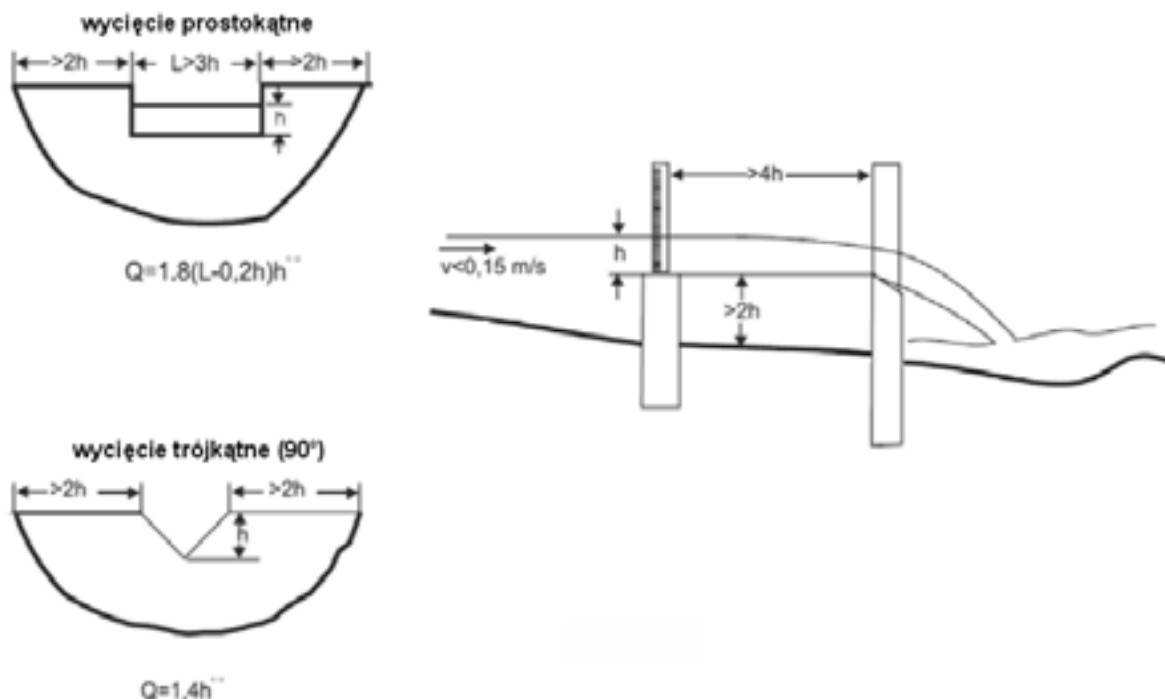
$$Q = \frac{V}{T_2} \cdot \frac{V^*}{v} \cdot \frac{\Delta c^*}{\Delta c'} \quad (3.5)$$

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 zwęzek

Jeżeli ciek, na którym przewiduje się budowę elektrowni wodnej, jest stosunkowo mały (na przykład charakteryzuje się natężeniem przepływu $< 4 \text{ m}^3/\text{s}$), to można wybudować tymczasowy przelew pomiarowy. Jest to niski mur lub zaporę 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.



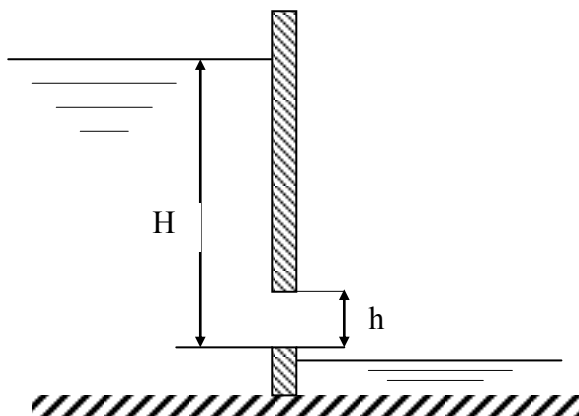
Rysunek 3-10 Pomiary przepływu za pomocą przelewów

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:

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

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 zapewnienia 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:

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

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 każdego 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

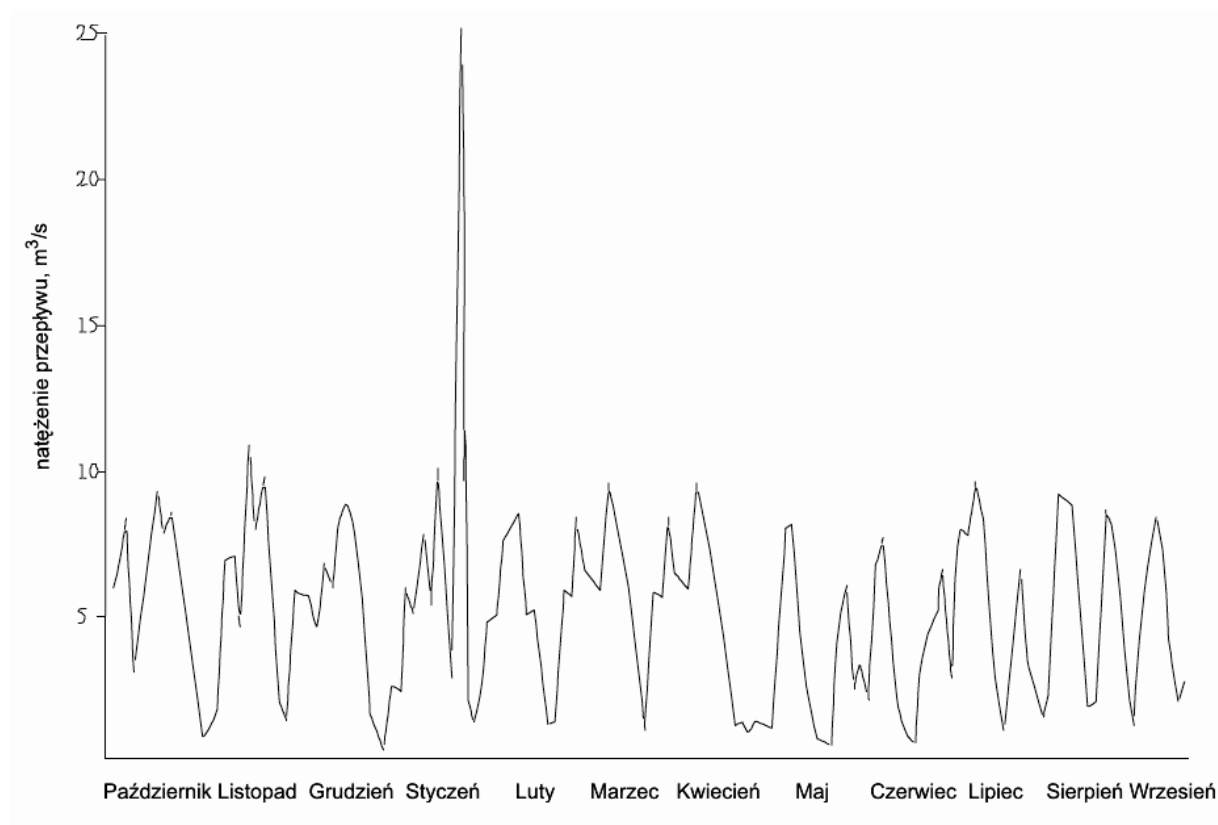
Cieki wodne	n
Naturalne czyste kanały wodne ze spokojnym przepływem	0.030
Standardowy naturalny strumień lub rzeka w stabilnych warunkach	0.035
Rzeka z płyciznami, meandrami i zauważalną roślinnością wodną	0.045
Rzeka lub strumień z belkami, kamieniami, płyciznami i zaroślami	0.060

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)



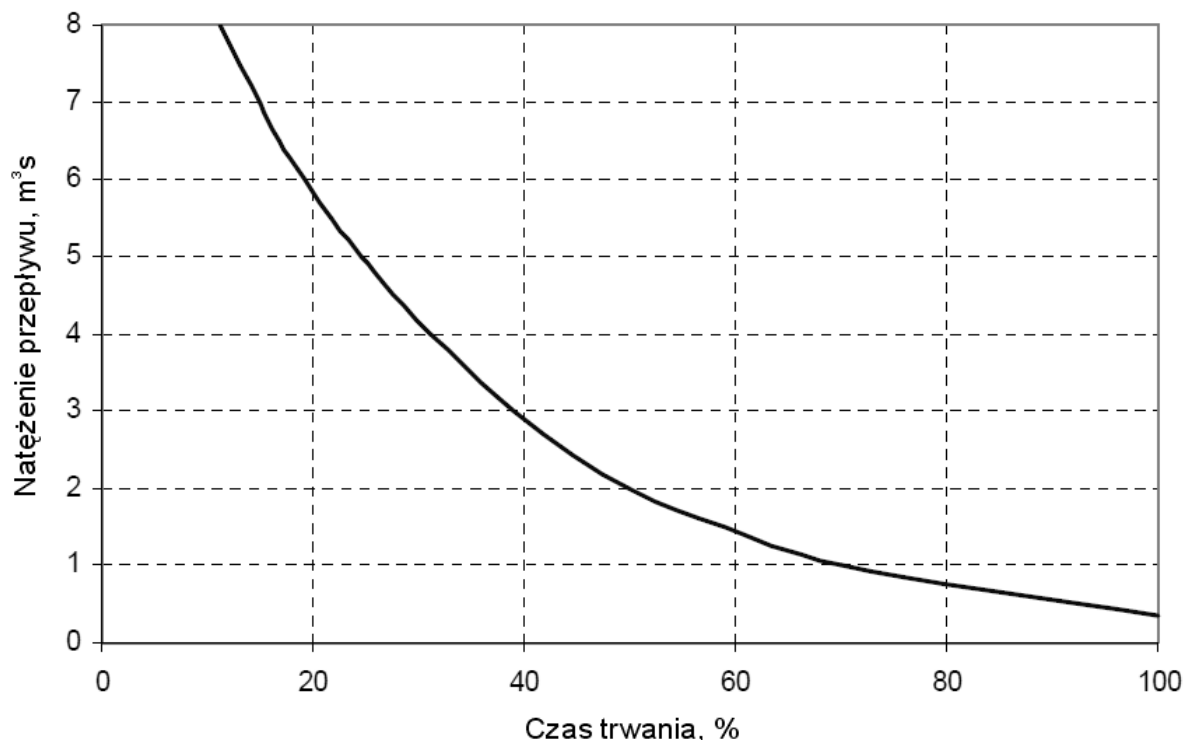
Rysunek 3-12 Przykład hydrogramu

3.4.2. Krzywe sum czasu trwania przepływów (FDC)

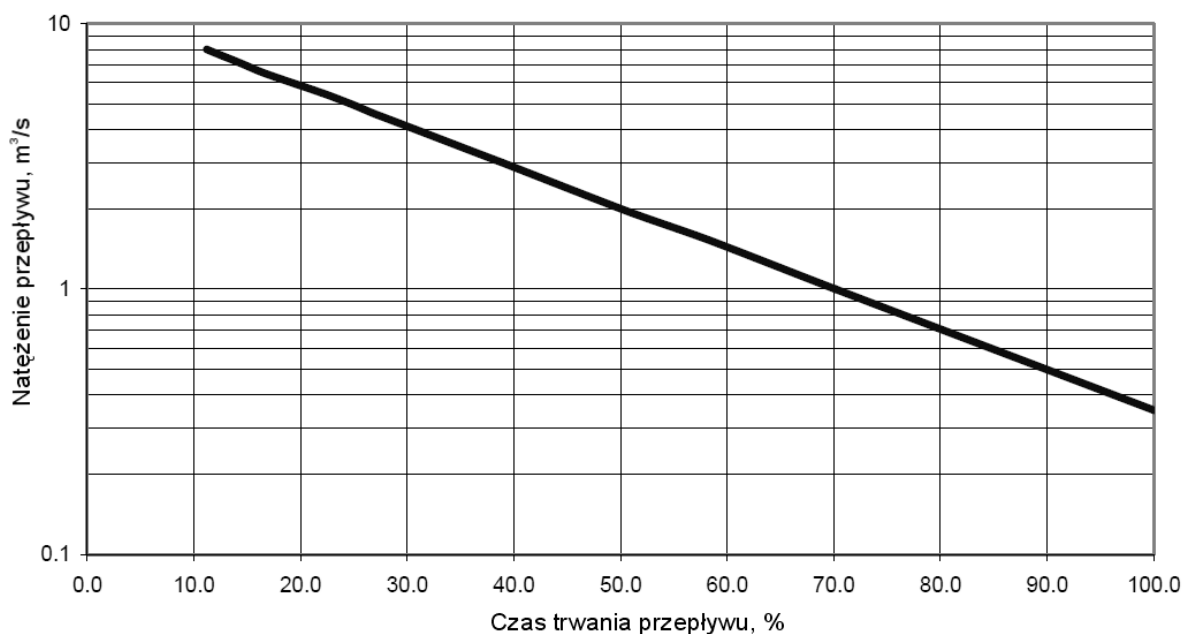
Inna metoda organizacji danych dotyczących natężenia przepływu polega na wykreśleniu krzywej sum czasów trwania przepływów (FDC). Krzywa ta wskazuje względną długość okresu, w ciągu którego natężenie przepływu jest równe lub większe od pewnej określonej wartości w zadanym przekroju rzeki. Można ją uzyskać 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

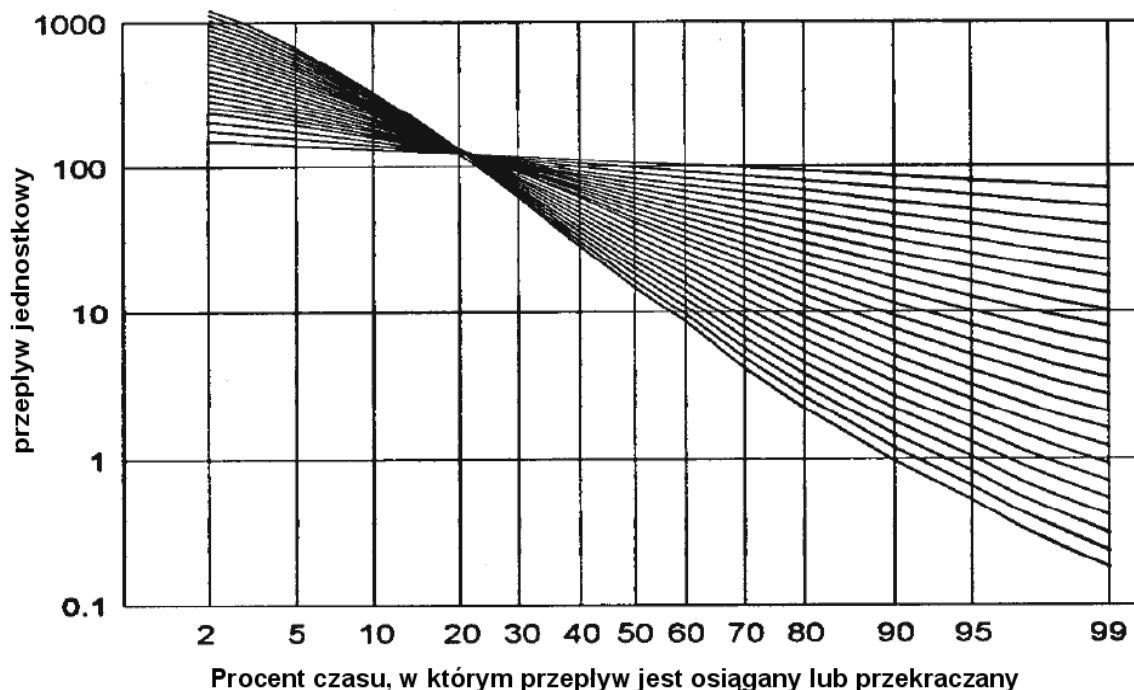
Ponieważ większość stacji wodowskazowych (w Unii Europejskiej) jest skomputeryzowana, najprostszyspósb wyznaczenia krzywej FDC polega na przeniesieniu danych cyfrowych na arkusz obliczeniowy, uporządkowaniu ich w kolejności malejącej, a następnie sklasyfikowaniu ich tak, jak to przedstawiono w powyższej 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 logarytmiczną 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 Q_{95} .

Inna metoda normalizacji krzywych sum czasu trwania przepływów polega na wyrażeniu Q poprzez stosunek Q/Q_{sr} , gdzie Q_{sr} 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_{sr} . 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:

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

$$r = 1,0 \quad \text{dla } NOR > 850 \text{ mm}$$

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 cieką, 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 cieką, bez jednoczesnej suplementacji utraconej retencji gruntowej (zbiorniki retencyjne), cały zaś spływ powierzchniowy kierowany jest do kanalizacji burzowej mającej ujście w cieką – 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_{sr} 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 spadów brutto prowadzi się zwykle przy użyciu przyrządów geodezyjnych. Wymagana dokładność ogranicza liczbę metod pomiarowych.

W przeszłości najlepszym sposobem pomiaru spadów brutto była niwelacja za pomocą niwelatora i łąty geodezyjnej, jednakże była to powolna procedura. Dokładne pomiary wykonywano również za pomocą tachymetru, a pomiary mniej dokładnie – za pomocą klinometru lub poziomicy 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 umożliwiającą 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.

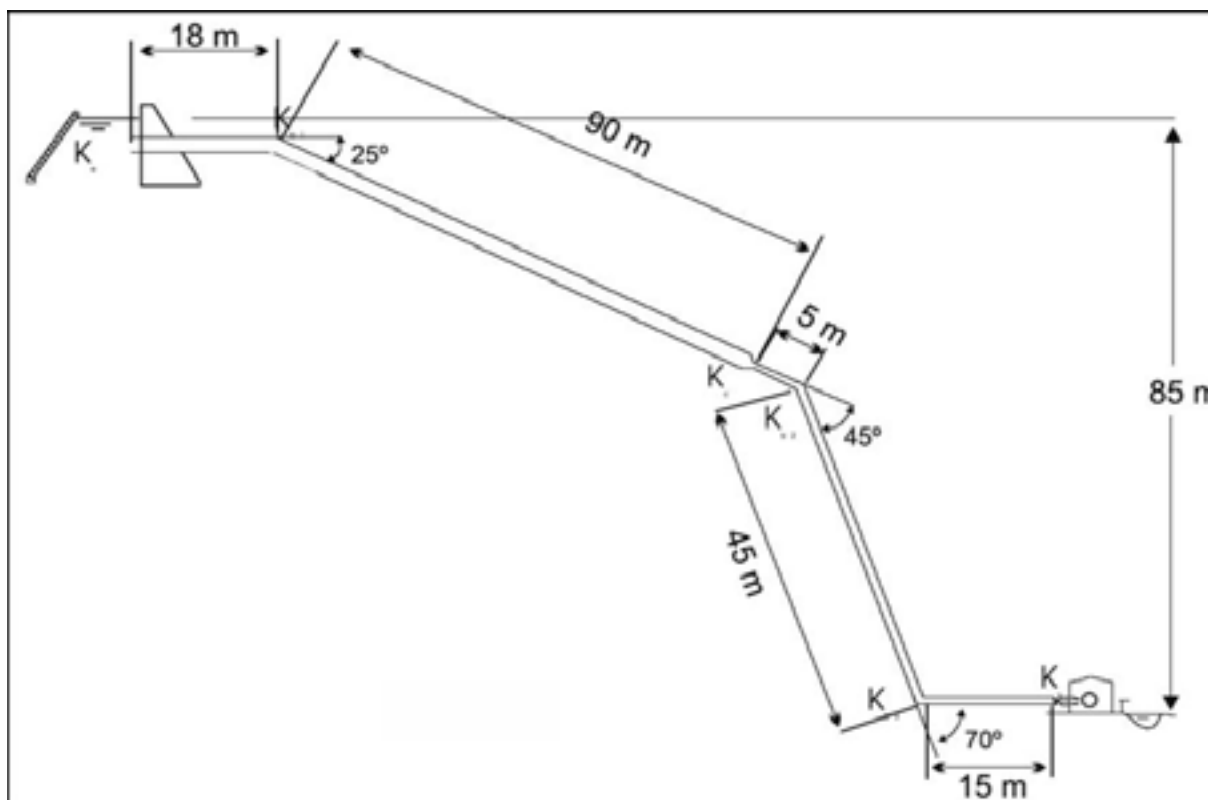
3.5.2. Określanie spadu użytecznego (netto)

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 $3 \text{ m}^3/\text{s}$, 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 spad.



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

$$S = \frac{1}{K_1} \left(\frac{t}{t+b} \right) \frac{Q}{V_0 \sin \alpha}$$

gdzie S jest polem powierzchni wyrażonym w [m²], t – grubością płaskownika [mm], b – prześwitem między płaskownikami [mm], Q – natężeniem przepływu [m³/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 $S = 5,07$ m².

Ze względów praktycznych można założyć użycie kraty o powierzchni 6 m², co odpowiada prędkości napływu $V_0 = 0.85$ m/s. Wartość ta nie budzi zastrzeżeń. Strata spadku związana z przepływem przez kratę, wyznaczona z równania Kirschmera, wynosi

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

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 spadku 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 spadku wywołane tarciami szacuje się na:

$$0,19 + 1,10 = 1,29 \text{ [m]}$$

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

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

3.6. Przepływ nienaruszalny

Niekontrolowany pobór wody z cieką (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 cieką 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 biocenie wodnej cieką. Z drugiej strony, zawyżona wartość tego przepływu wpływa negatywnie na produkcję energii, zwłaszcza w okresach niskich przepływów, obniżając tym samym przychody z elektrowni.

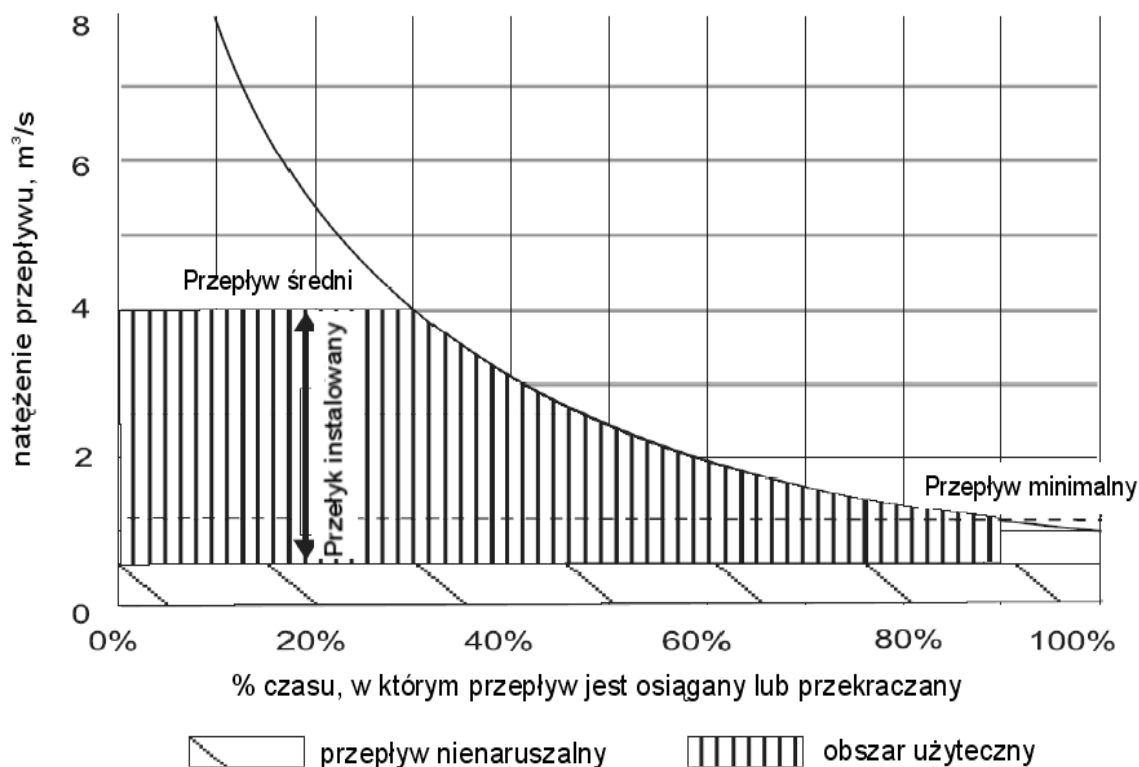
W Europie stosuje się różne metody wyznaczania przepływu nienaruszalnego. Niektóre z nich omówiono w rozdziałach 7 i 9 niniejszego podręcznika. Bardziej szczegółowe informacje znaleźć można w materiałach projektu Tematycznej Sieci MEW, zamieszczonych na stronie internetowej ESHA. Omówienie metod stosowanych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

3.7. Określanie mocy i produkcji energii elektrowni

Krzywa sum czasów trwania przepływów dostarcza narzędzi do prawidłowego doboru przepływu 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. Przepływ instalowany dobiera się w wyniku optymalizacji iteracyjnej. Uzyskiwany w ten sposób optymalny przepływ instalowany jest z reguły znacznie wyższy niż przepływ średnioroczny pomniejszony o przepływ nienaruszalny. Kiedy już określono przepływ 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 przepływ 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 Wyznaczenie przeloty 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, [m³/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/m³)
- T = liczba godzin, w czasie których występuje przepływ Q_{med} .

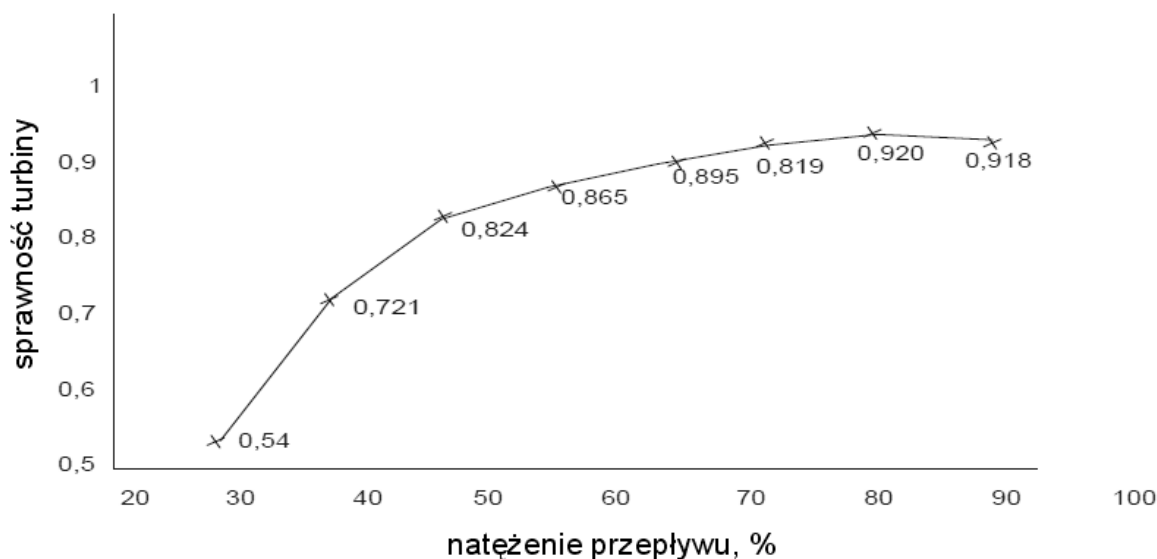
Produkcję energii można obliczyć dzieląc obszar użyteczny na przylegające do siebie pionowe paski o szerokości 5%. Końcowy pasek przetnie krzywą sum czasów trwania na rzędnej Q_{min} lub Q_{res} , zależnie od tego, która wartość jest większa. Dla każdego paska oblicza się wartość Q_{med} , określa się 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/m³)

Średnioroczną produkcję energii uzyskuje się ostatecznie sumując wkłady energetyczne wszystkich pasków. Moc każdej turbiny [kW] jest dana przez iloczyn jej przelotyku instalowanego [m³/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 przelotyku 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	$Q_{min} (\% Q_{inst})$	Typ turbiny	$Q_{min} (\% Q_{inst})$
Francis	50	Pelton	10
Semikaplan	30	Turgo	20
Kaplan	15	Śmigłowa	75

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

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

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

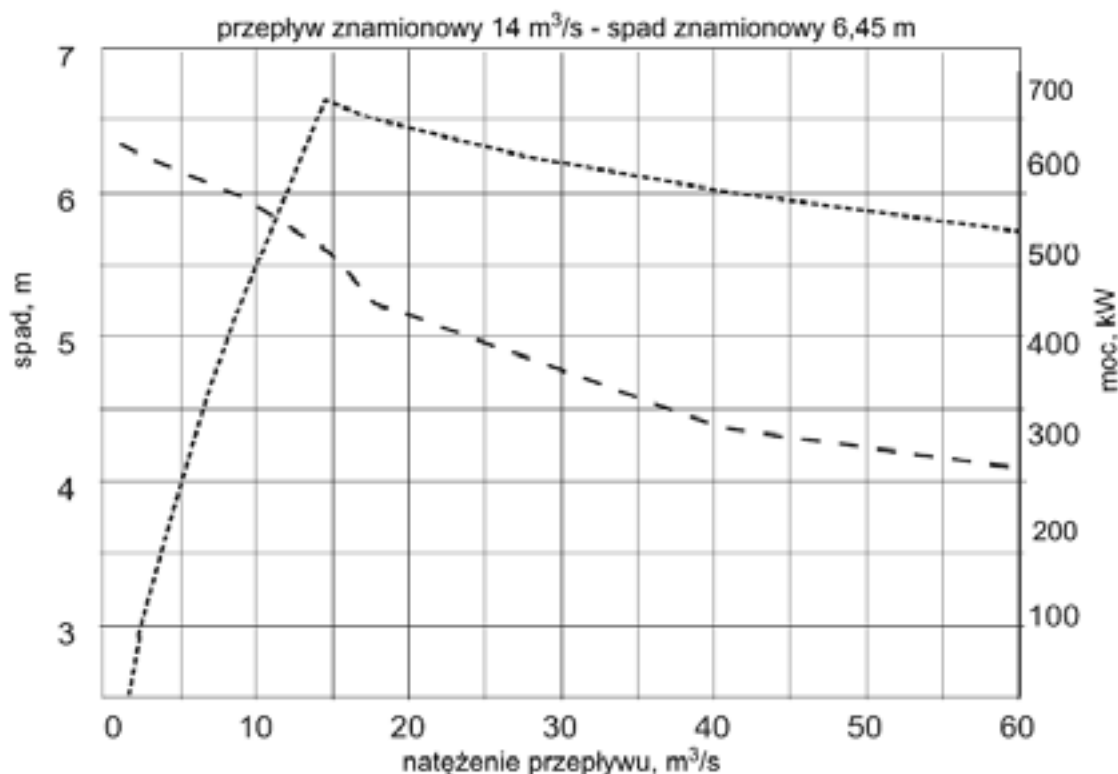
Poziom wody dolnej może również zmieniać się z przepływem. Podobnie, jak w przypadku ujęcia wody, zmiany te mogą być bardzo niewielkie, jeśli dysponuje się możliwością regulacji poziomu wody dolnej, np. w postaci zbiornika z regulowanymi zamknięciami. W przypadku odpływu wody do naturalnego cieku poziomy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

W przypadku elektrowni średnio- i wysokospadowych spadek 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 spadek 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 spadek nominalny, H_{nom} , to przepływ przez turbinę wynosi

$$Q_1 = Q_{nom} \cdot \sqrt{\frac{H_1}{H_{nom}}} \quad (3.7)$$

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 budowlu piętrzącej. Dopuszczalny poziom piętrzenia względem korony budowli określają zwykle przepisy krajowe¹. Jeśli przepływ wody przekracza maksymalny przepływ 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 poziom zwierciadła wody na wlocie oraz natężenie przepływu przez rzekę (z wyłączeniem przepływu przez turbiny).



Rysunek 3-19 Zmiana spadku 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 szczytu¹. 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:

$$V_R = 3600 \cdot t_P \cdot (Q_P - (Q_R - Q_{res})) \quad (3.8)$$

Jeśli zbiornik powinien zostać napełniony poza godzinami szczytu, to

$$t_P (Q_P - (Q_R - Q_{res})) \leq t_{OP} (Q_R - Q_{res}) \quad (3.9)$$

skąd:

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

Przepływ do dyspozycji podczas pracy w godzinach pozaszczytowych wyniesie ostatecznie:

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

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 black-outu.

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 częstotści 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 lat¹.

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 m³ 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	<u>Maksymalna projektowa fala powodziowa:</u> maksymalną wodą powodziową prawdopodobną Alternatywnie: woda 10 000-letnia <u>Normalna projektowa fala powodziowa:</u> 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 stale piętrzące wodę, których awaria powoduje utratę pojemności zbiornika lub może spowodować zatopienie falą wypływającą przez zniszczoną lub uszkodzoną budowlę	Wysokość piętrzenia H [m]	H > 30	15 < H ≤ 30	5 < H ≤ 15 m	2 < H ≤ 5	Wysokość piętrzenia określona w § 3 pkt 4
				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 P.P)
			d) Obszar zatopiony przez falę powstałą przy normalnym poziomie piętrzenia F [km ²]	F > 50	10 < F ≤ 50	I < F ≤ 10	F ≤ 1
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 ciepłych 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

PRAWDOPODOBIENSTWO 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

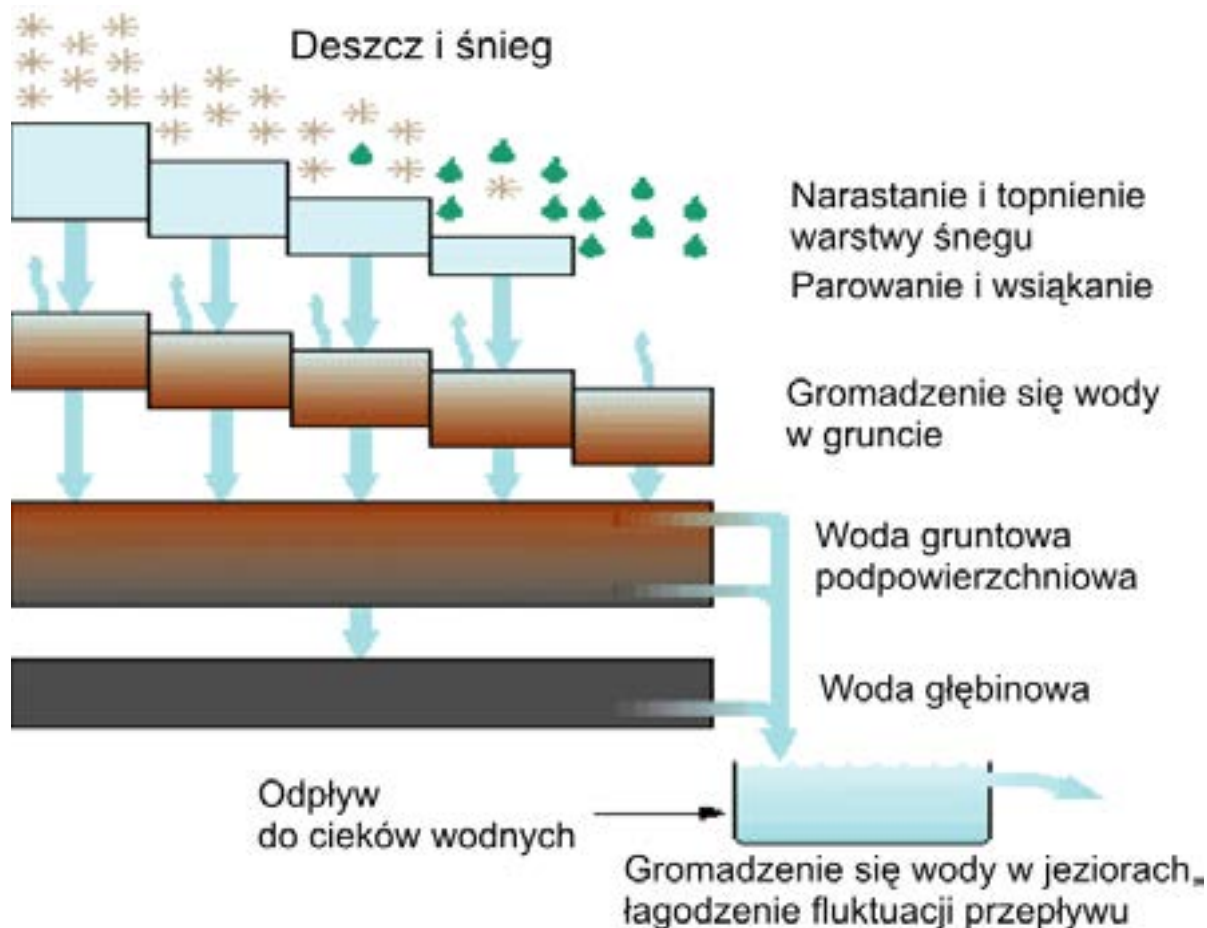
Obliczenia postępują według następujących kroków:

- 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 m³/s, a stosując rozkład logarytmiczny Pearsona III otrzymuje się wartość prawie 25 % wyższą lub 103 m³/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 taką 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. Troskolanski.: "Hydrometry. Theory and practice of hydraulic measurements", Pergamon Press/PWT, Warsaw, 1960
3. Å.Killingtveit, N.R. Sæltun, "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 LOKALIZACJI¹

4.1. Wprowadzenie

Wybór lokalizacji zależy przede wszystkim od dostępnego spadku 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 – jakiegokolwiek 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 koluwalne, 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:

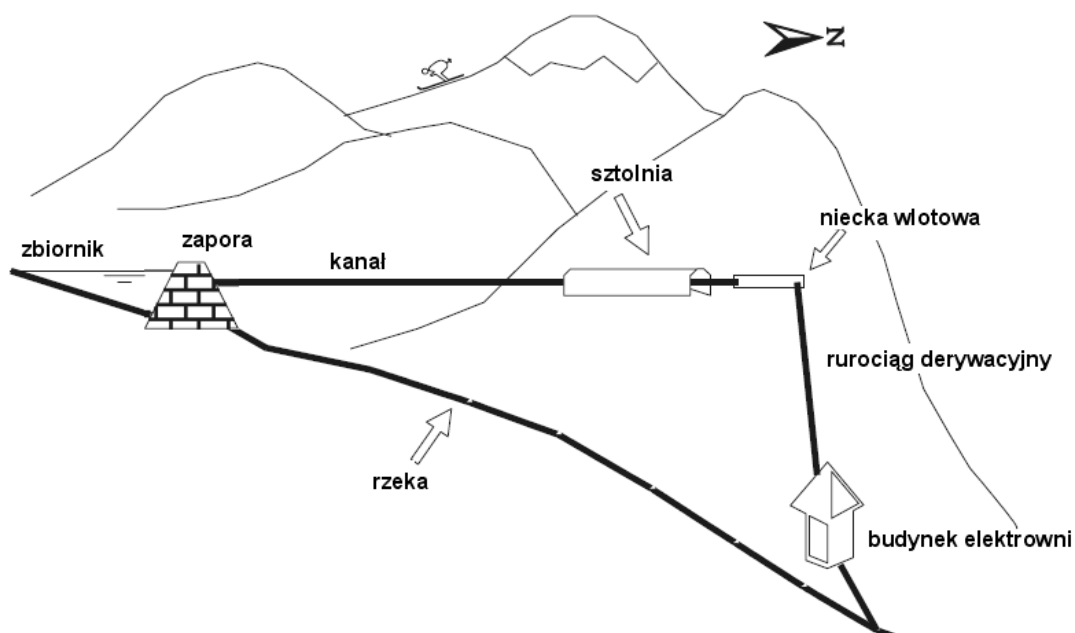
- **Fotogeologia.** Jak wspomniano powyżej – fotogrametria (w skali od 1: 10000 do 1: 5000) pozwala geologowi zidentyfikować typy skał, określić struktury geologiczne i wykryć niestabilność stoków.
- **Mapy geomorfologiczne.** Rezultaty analizy fotogrametrycznej i rezultaty badań terenowych mogą zostać 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 sufozę 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 m³,
- 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.



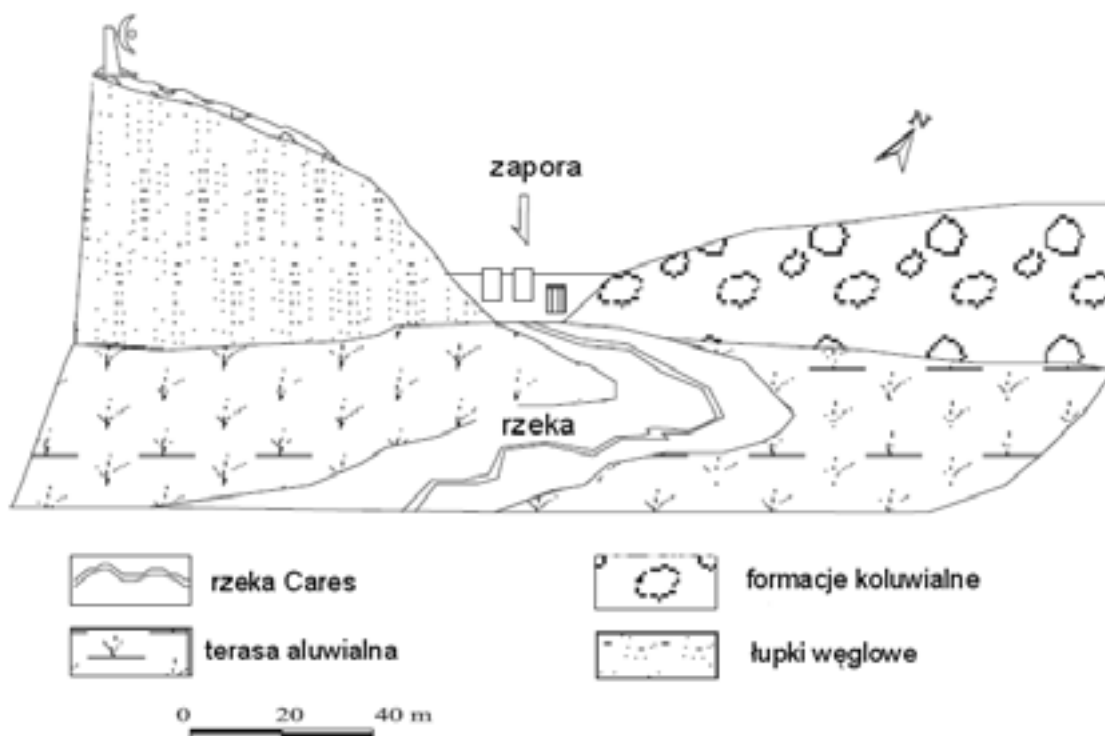
Rysunek 4-1 Schemat elektrowni Cordiñanes

4.3.2.1. Zapora

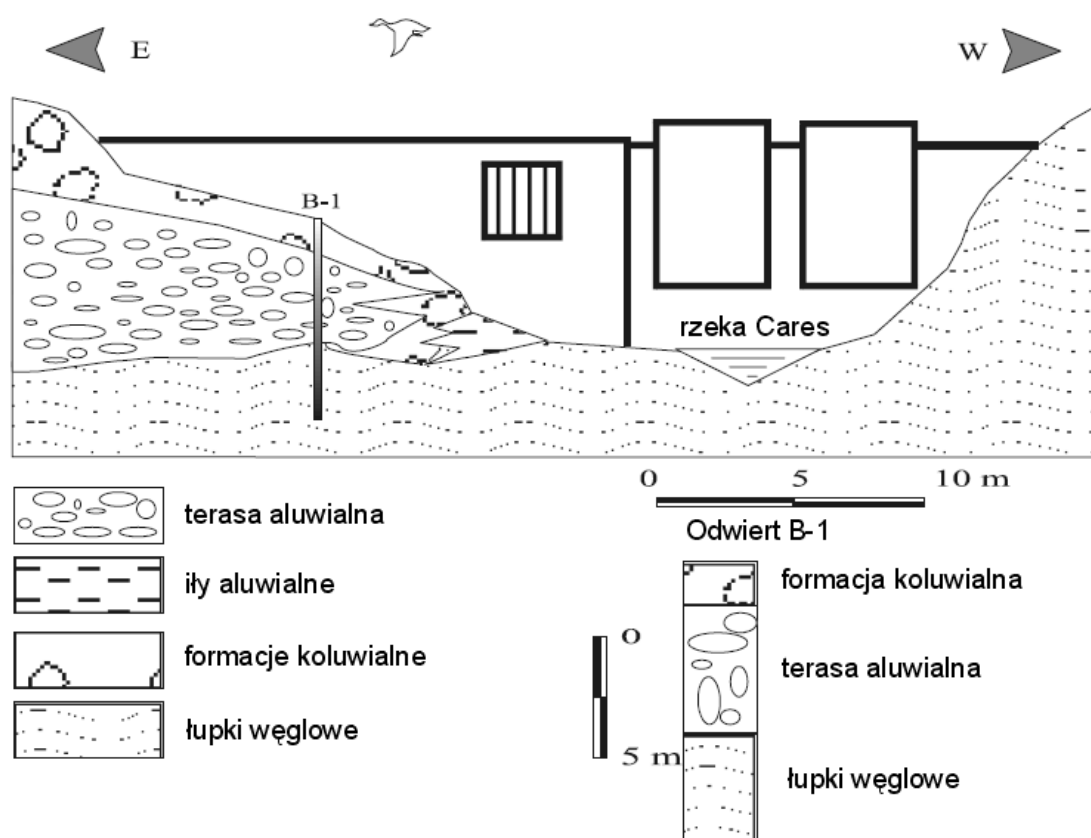
Przepisy międzynarodowe wymagają analizy stabilności gruntu, na którym mają stać fundamenty, o ile istnieje niebezpieczeństwo uskoku lub osunięcia. Jeśli to niezbędne, wymagane może być przeprowadzenie dodatkowych odwiertów.

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 koluwalną.

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



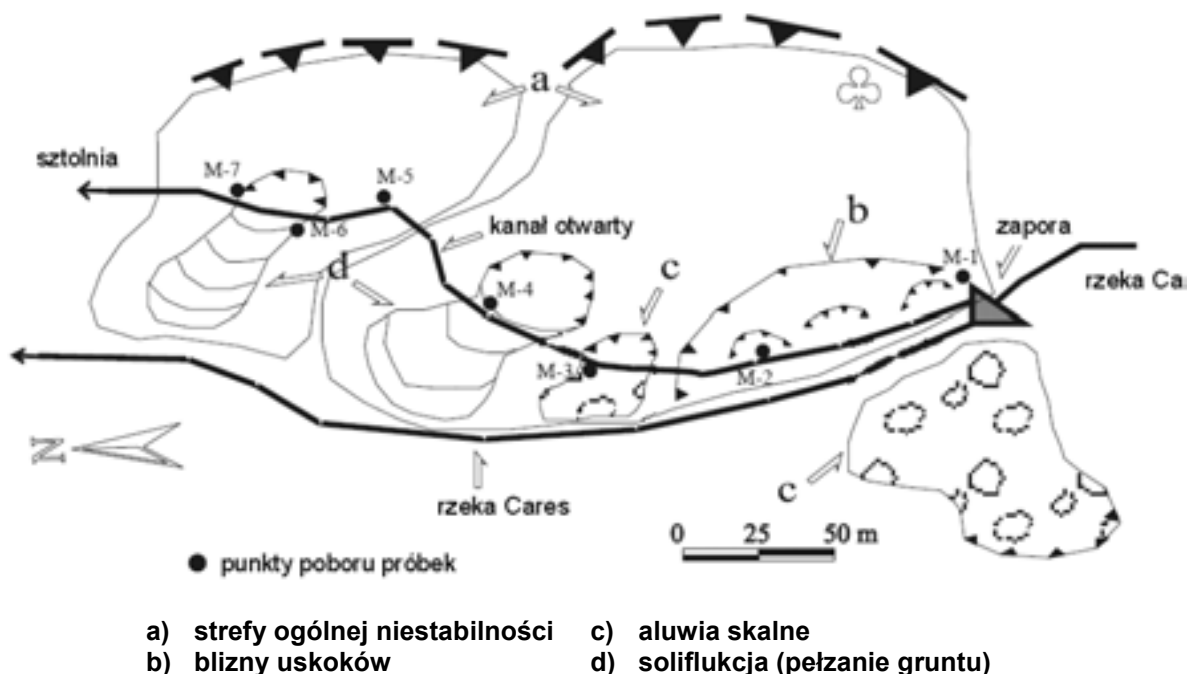
Rysunek 4-2 Położenie zapory i struktura obydwu skarp rzeki



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 prawy brzeg rzeki oraz szczegół jednej z niestabilności lokalnych, powstałych podczas prac ziemnych. Jedno z urwisk osuwających się przed początkiem robót pokazano na fotografii 4.3.



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 дренаżu 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.

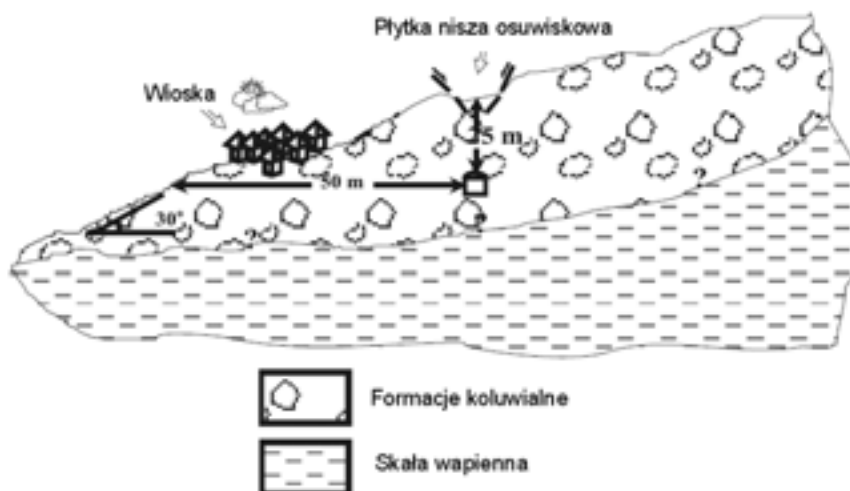
Na fotografii 4.4 pokazano koluwium Cordiñanes, pod którym przechodzi sztolnia. Na rysunku 4.5 przedstawiono schematycznie przekrój sztolni pod koluwium, a na rysunku 4.6 - wykładzinę betonową kształtującą jego odcinek końcowy.



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 kolumium



- | | |
|------------------------|----------------------------------|
| 1. Kanał w sztolni | 4. Dren |
| 2. Wstrzyknięty cement | 5. Szczegół przewodu drenażowego |
| 3. Formacje koluwalne | |

Rysunek 4-6 Wykładzina betonowa kształtująca końcowy przekrój sztolni

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

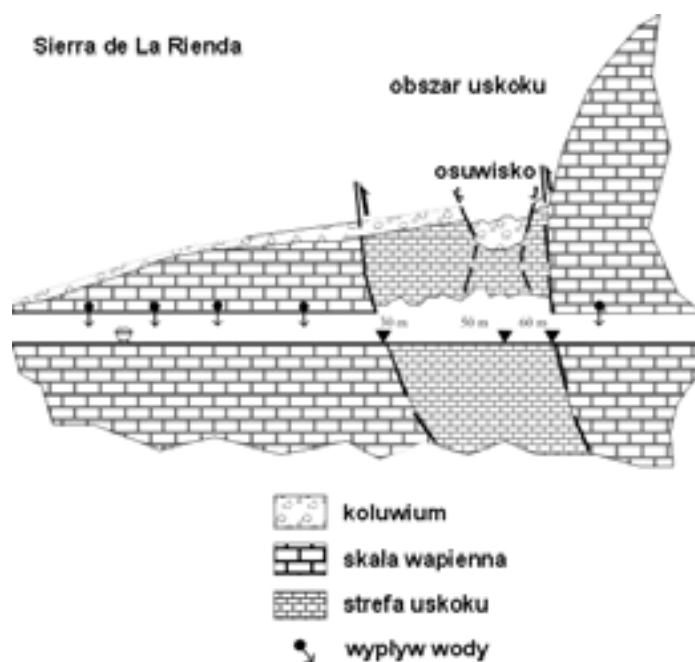
- Zmienność struktury skalnej wzdłuż wytyczonej trasy, która może mieć decydujący wpływ na zastosowaną metodę budowy.
- Stabilność strukturalną masywu wzdłuż wytyczonej trasy. Nawet, jeśli masyw jest spójny w sensie litologicznym, to rozkłady potencjalnych nieciągłości w płaszczyznach stratyfikacji, 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

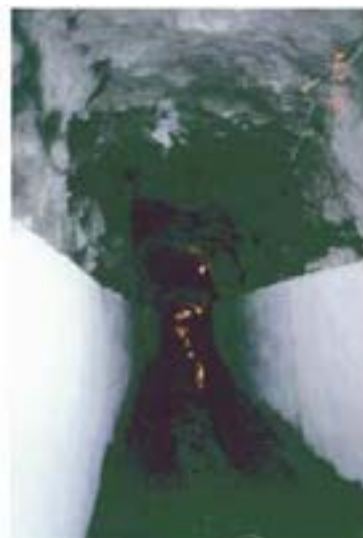
Na rysunku 4.7 widoczny jest uskok istniejący w sztolni La Rienda, drugiej części tunelu Cordiñanes, w pobliżu niecki wlotowej. Z powodu sił i odkształceń przenoszonych w przeszłości przez ten masyw skalny, skały napotykane na początku zmieniły się całkowicie. Zachowanie się wyrobiska było bardzo odmienne 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

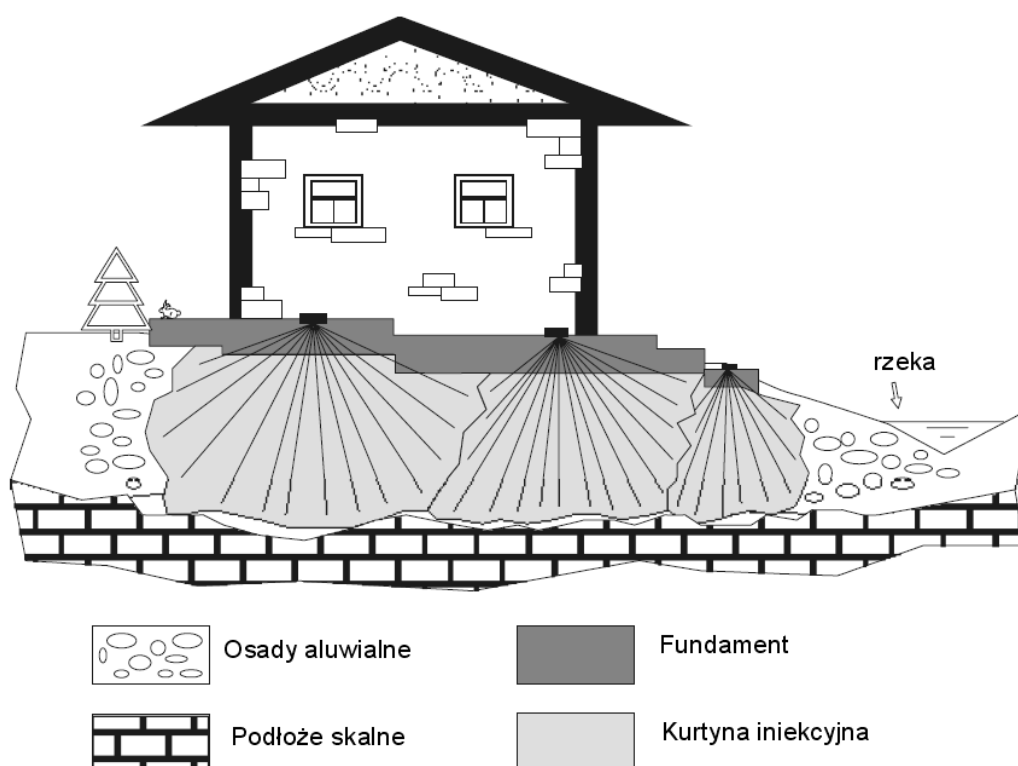


Fot. 4-7 Wykładzina betonowa sztolni

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

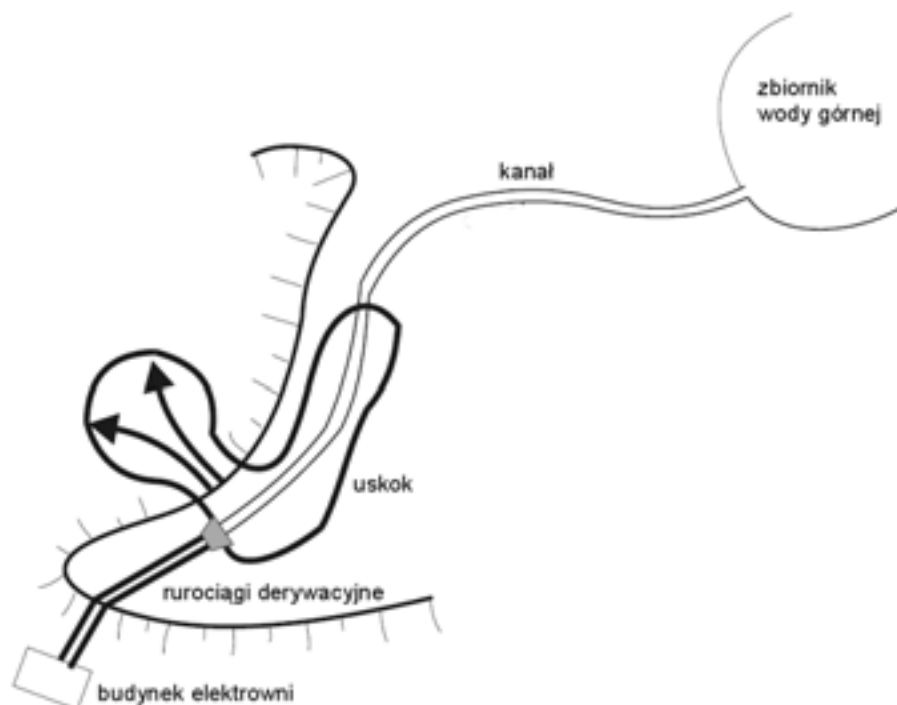
4.4. Analiza niepowodzeń

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 Tulliusza Cyncerona (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 gliny wulkanicznej.



Rysunek 4-9 Schemat układu doprowadzenia wody do elektrowni Ruahihi

Brunatny popiół wysechł i popękał podczas budowy. Z powodu swoich nietypowych właściwości nie uszczelniał 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 wyłukiwanie 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 zdecydowano, 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.

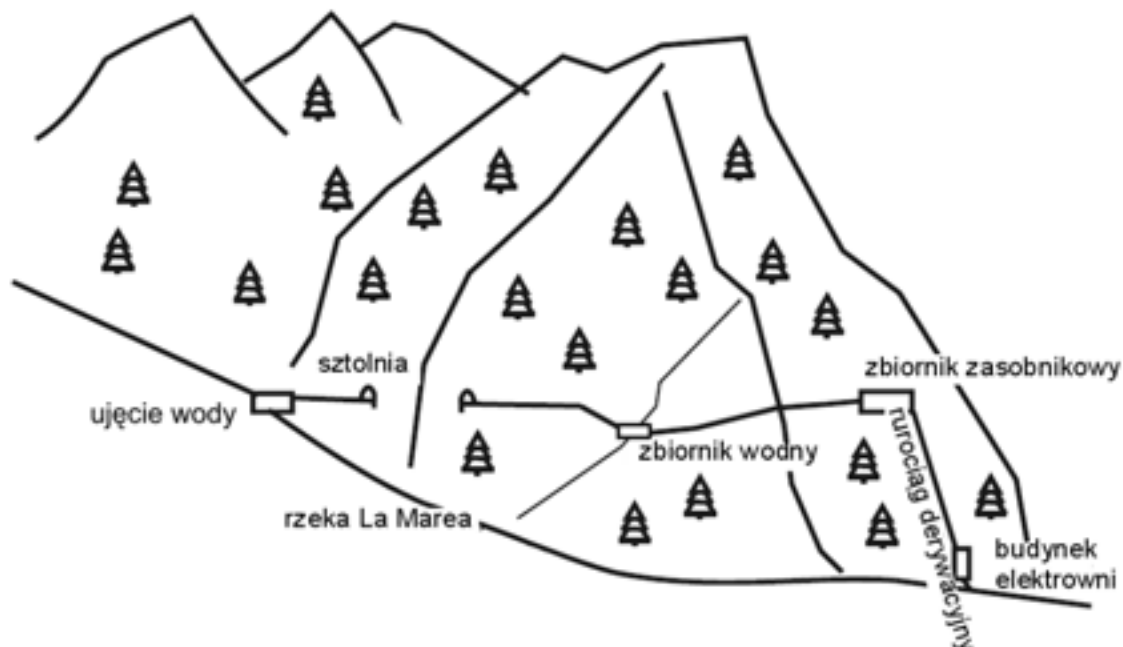
W celu ograniczenia nadciśnienia w przewodach do wartości co najwyżej 3 %, niezbędna stała się modyfikacja zaworów upustowych oraz zaworów wlotowych. Instalacja komory wyrównawczej była niemożliwa, gdyż teren nie przetrzymałby takiego ciężaru. Na szczęście doskonała współpraca z dostawcą wyposażenia 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 Franciszka o mocy zainstalowanej 1100 kW i przepłyku $1,3 \text{ m}^3/\text{s}$, pracującą przy spadzie 100 m. Na rysunkach 4.10 oraz 4.11 pokazano schemat elektrowni z małą zaporą na Rio Marea, zawierającą ujęcie 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 $3 \times 2 \text{ m}$) 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 mieszanki 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 zasuw wlotowej zbiornik napęlnił 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 zaporę 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 Zaporę uszkodzoną przez sufozję



Fot. 4-11 Zaporę uszkodzoną 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?",
Hydroenergia'2010, Paper 6A.05, Lozanna (Szwajcaria), 16-19 czerwca 2010

¹ 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 wchodzi 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), zaporą 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.

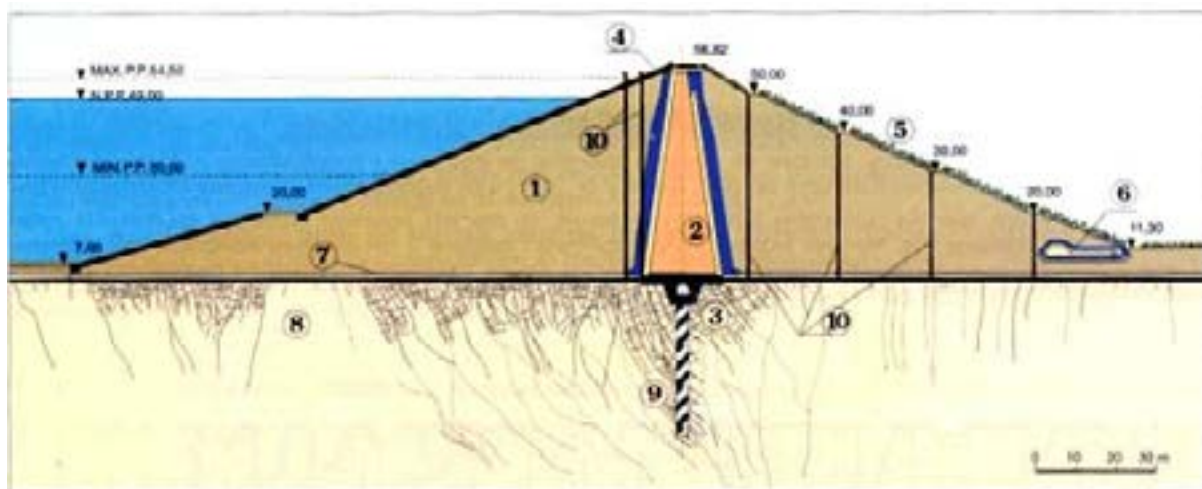
Budowa zapór ziemnych i narzutowych z ekranem betonowym od strony odwodnej (*Concrete Faced Rockfill Dam*, CFRD) pozwala na uniknięcie większości wad zapór ziemnych z rdzeniem glinianym. Zredukowana jest wrażliwość na przecieki i na erozję, a także uzależnienie prawidłowego funkcjonowania zapory od jakości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

Budowa zapór z betonu zagęszczonego (*Roller Compacted Concrete Dams*, RCC) pozwala na prace budowlane wysoce 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 warstwową z rdzeniem uszczelniającym (EW Niedzica):
 1. Korpus zapory (grunt gruboziarnisty), 2. Rdzeń uszczelniający ze strefami przejściowymi (gлина z warstwa piasku i tłucznia), 3. Galeria kontrolno-zastrzykowa, 4. Ubezpieczenie zapory (plyty 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

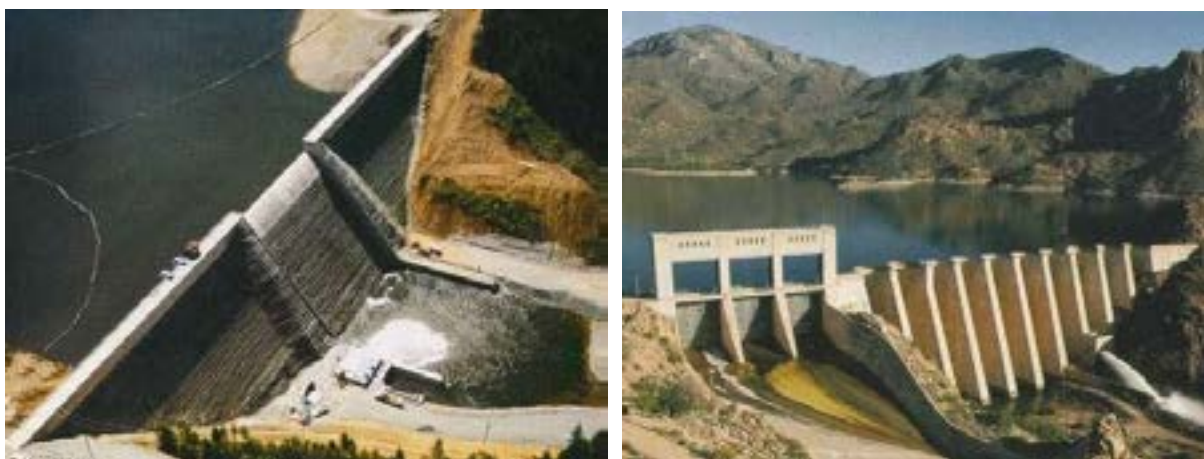
5.2.2. Zapory betonowe

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 zapórę 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)

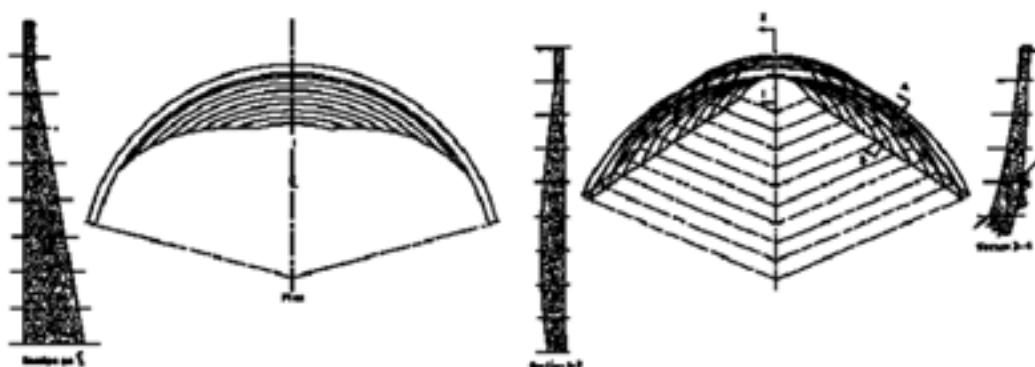
Zapory łukowe i kopułowe: Ich konstrukcja, oparta na łukach poziomych, przekazuje napór wywierany przez wodę na stronę odwodną na przypory boczne, a nie tylko na fundamenty. Zapory łukowe mogą być zaprojektowane z promieniem stałym na całej wysokości zapory, albo z promieniem zmiennym (zapory kopułowe). 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 przejścia 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 krzywiznie.



Fot 5-3 Przykład zapory łukowej



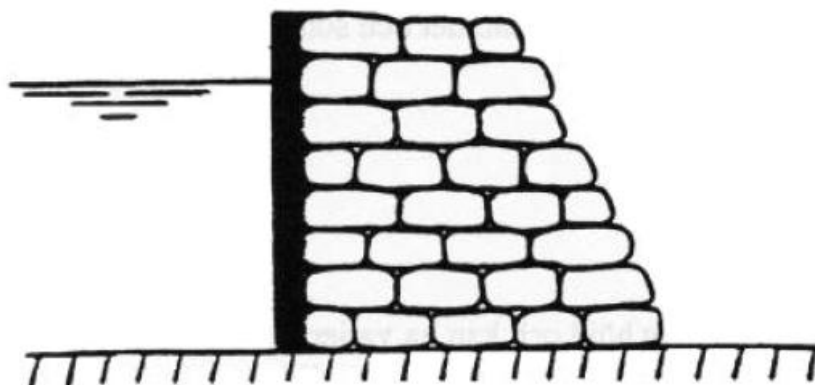
Rysunek 5-2 Typowa geometria zapór łukowych o pojedynczej i podwójnej krzywiznie

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.

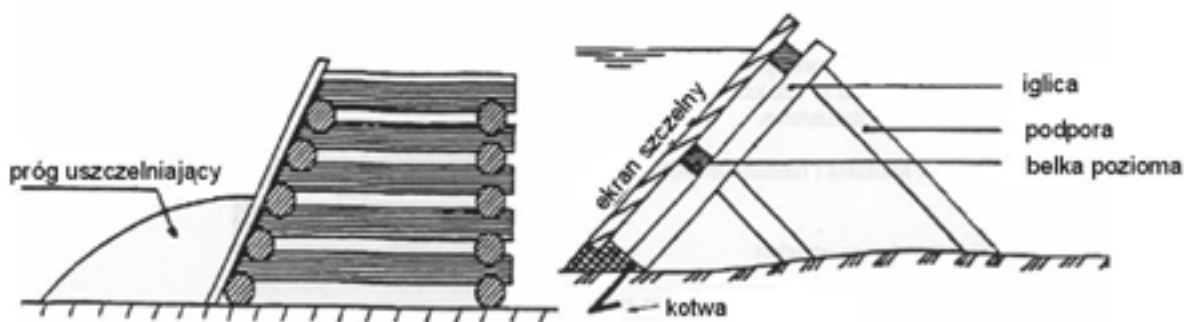
Niewysokie zapory z jazem przelewowym bez zamknięć zwykle określa się mianem progu piętrzącego. Jazy i progi piętrzące opisano bardziej szczegółowo w podrozdziale 5.3.

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

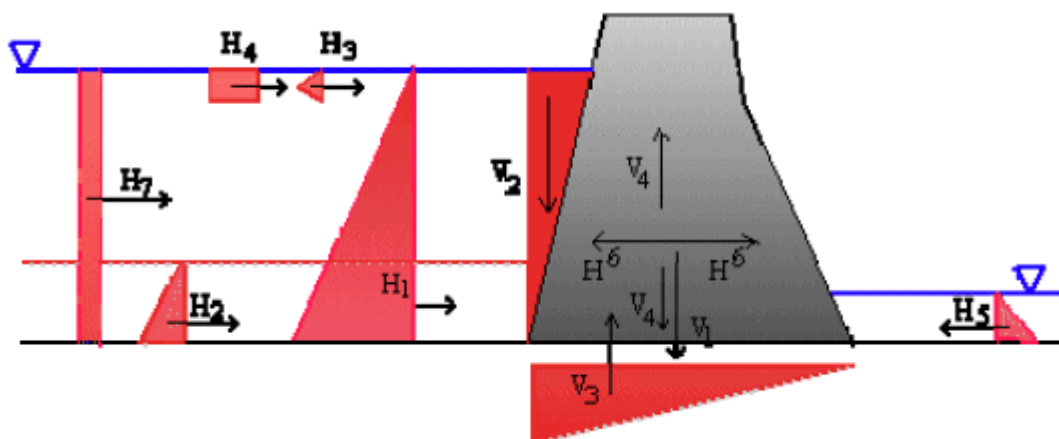
Na rysunku 5.5 przedstawiono typowe obciążenia, mogące oddziaływać na zapórę betonową. H oznacza obciążenia poziome, a V - obciążenia pionowe. Obciążenia poziome pochodzą od:

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. przyspieszenia 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 (kurtyń) z wtryskiwanego betonu znacznie redukuje infiltrację. 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 się 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". Choć 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 jedyną ofiarą 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 m³ 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

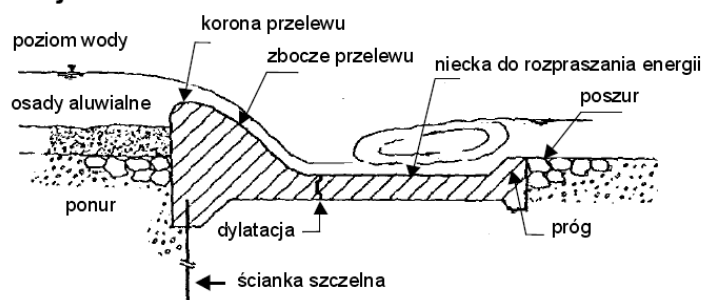
Przerwanie zapory może wywołać poważne konsekwencje w dolnym biegu rzeki. Podczas swojego okresu eksploatacji zaporą musi stawić czoło różnym zmiennym warunkom przepływu wody. Musi posiadać zdolność bezpiecznego przejścia wielkich wezbrań powodziowych, mogących znacznie wykroczyć poza normalne warunki 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 ciekłu 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.

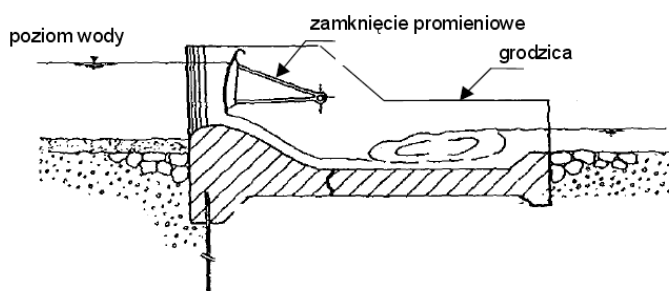
Jazy i przelewy dzieli się na konstrukcje *stałe* i *ruchome* (rysunek 5.6). Pod pojęciem jazu rozumie się przegrodę (stopień piętrzący) służącą do regulacji przepływu w cieklu wodnym. Przelew to powierzchniowe urządzenie upustowe, stanowiące zwykle element jazu lub zapory. Wyróżnia się przelewy z zamknięciami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

Konstrukcja stała



Konstrukcja ruchoma



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 wodę¹. Stopnie regulowane są zazwyczaj droższe niż stopnie stałe – zarówno, gdy chodzi o ich budowę, jak i utrzymanie. Ich eksploatacja jest też bardziej złożona.

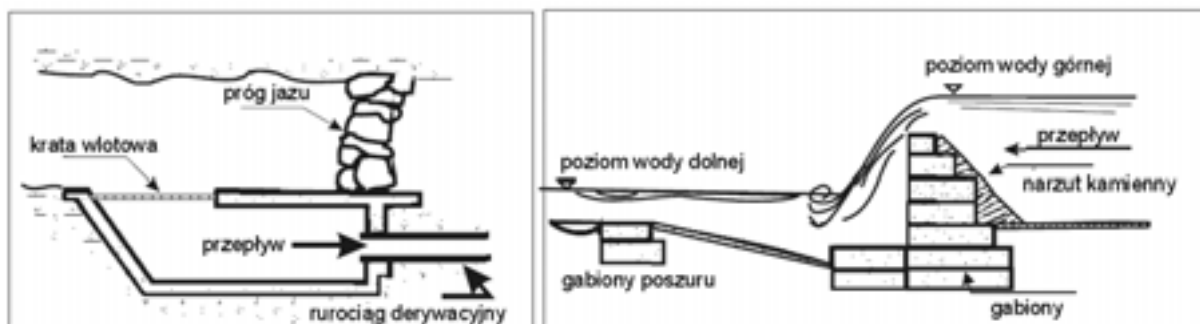
5.3.1. Jazy

Jazy mogą być wznoszone prostopadle, pod kątem lub równoległe 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 drugorzędym 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		$Q = b \cdot \bar{C}_d \cdot \bar{H}^{3/2} \sqrt{2g}$ $\bar{C}_d = 0,42$	Prosta i tania konstrukcja
Przelew o szerokiej koronie		$Q = b \cdot c_e \cdot \bar{C}_d \cdot \bar{H}^{3/2} \sqrt{2g}$ $\bar{C}_d, \text{średn} = 0,42$ $c_e = 1 - \frac{2 \sin \theta}{9(1 + \xi_e^4)}$ $\xi_e = \frac{\bar{H} - \bar{w}}{L_e}$	Prosta i tania konstrukcja. Problemy z podciśnieniem na koronie.
Przelew o kształcie praktycznym		$Q = b \cdot C_{dD} \cdot H^{3/2} \sqrt{2g}$ $C_{dD} = 0,494$ <p>(dla $H = H_D$)</p>	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 zamknięcie zostanie zablokowane.

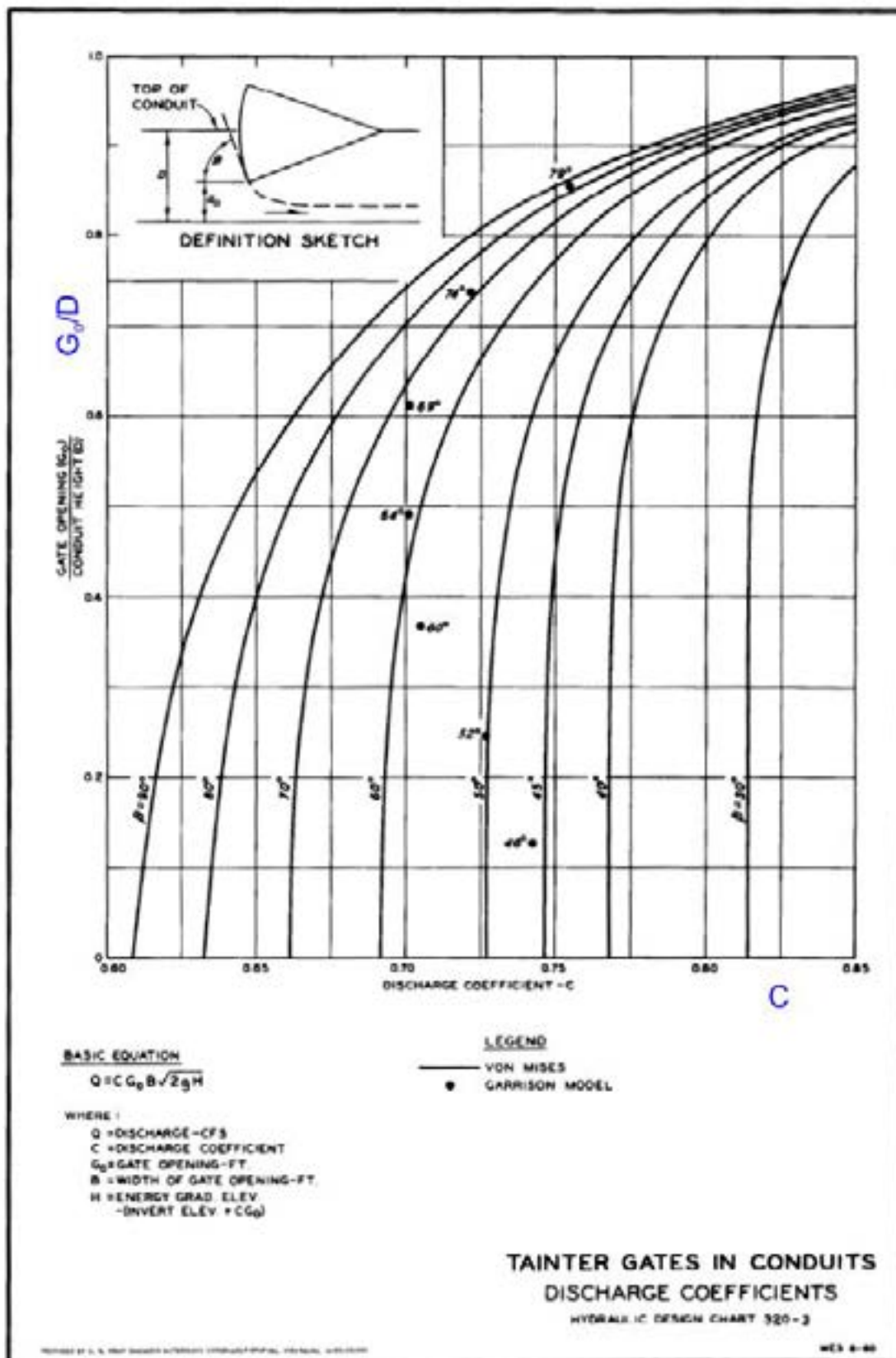
Najczęściej stosowane typy zamknięć pokazano na rysunku 5.9. W zależności od typu element zamykający może wykonywać ruchy obrotowe lub przesuwne. Przepływ wody poprzez zamknięcie zależy od jego typu, od względnego otwarcia, kąta ustawienia, a także od kształtu przelewu, na którym jest ono zamontowane.

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.

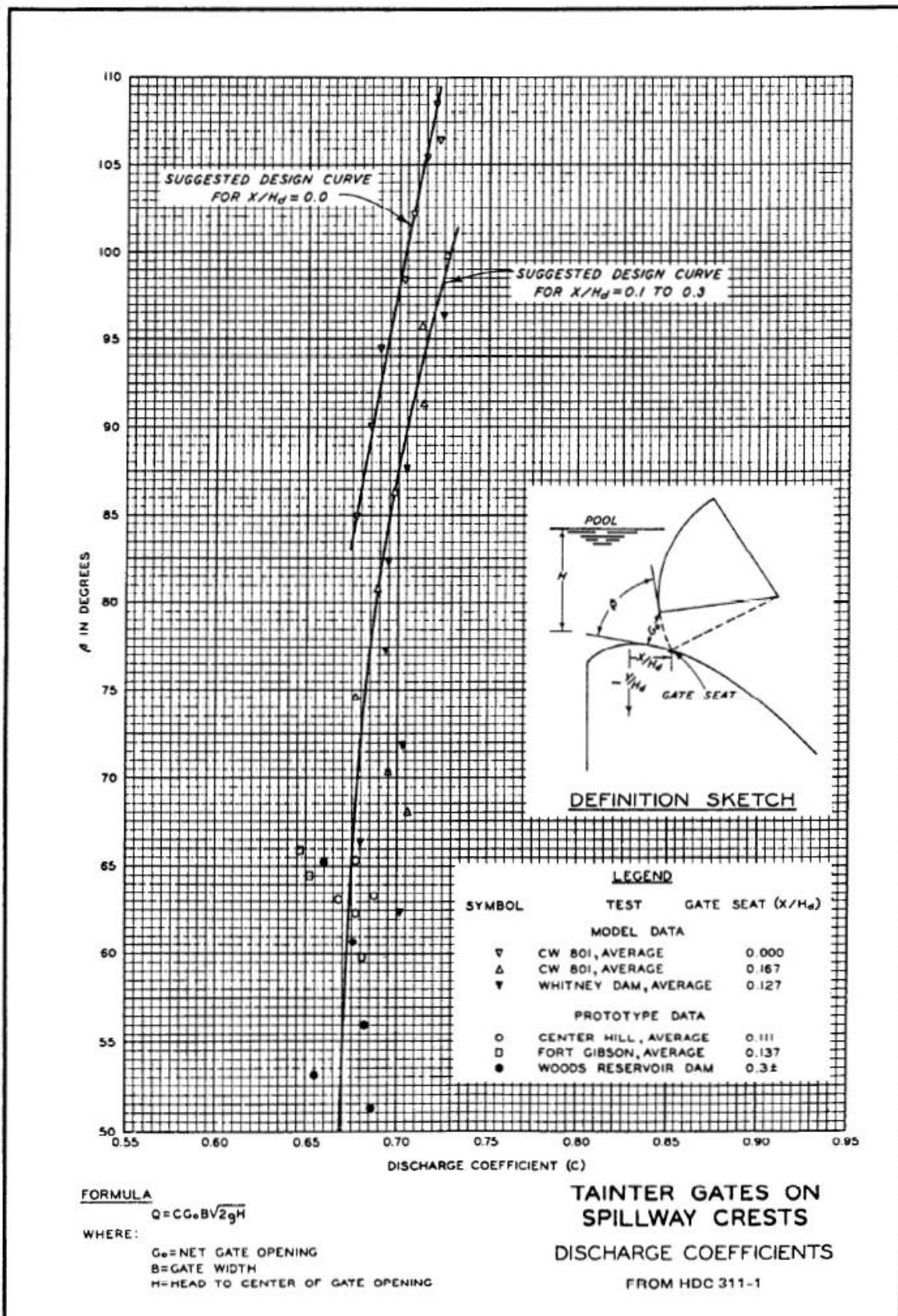
W budowlach tymczasowych lub w budowlach o drugorzędym znaczeniu, których zadaniem jest np. tymczasowa zmian kierunku przepływu wody, często używa się jazów o szerokim progu. Ich konstrukcja jest prosta i tania. Jednak uzyskiwane warunki przepływu są dalekie od optymalnych: współczynnik przepływu jest 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		$\frac{Q}{Q_D} = \left[\left(\frac{H_0}{H_D} \right)^{3/2} - \left(\frac{H_0 - z_e}{H_D} \right)^{3/2} \right] \cdot \left(\frac{1}{6} + \frac{z_e}{H_D} \right)^{1/9}$ $Q_D = b C_{aD} \cdot H_D^{3/2} \sqrt{2g}$ $C_{aD} = 0,494$
Zamknięcie segmentowe	Kanał prostokątny		$Q = ab \cdot C \cdot \sqrt{2gh_1}$ <p>Współczynnik C można dobrać na podstawie krzywych doświadczalnych USACE (rys.5.9a).</p>
	Próg przelewowy		$Q = C \cdot b \cdot G_0 \sqrt{2gH}$ <p>Współczynnik C można dobrać na podstawie krzywych doświadczalnych USACE (rys.5.9b). Dla $X/H_D = 0,1 \div 0,3$ mamy w przybliżeniu</p> $C = 4,3512E-07\beta^3 - 7,1608E-05\beta^2 + 4,3686E-03\beta + 5,7419E-01$

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. Reprodukacja Arkusza Projektowania Hydraulicznego Korpusu Inżynierów Armii Stanów Zjednoczonych (USACE HDC 320-3) [25]

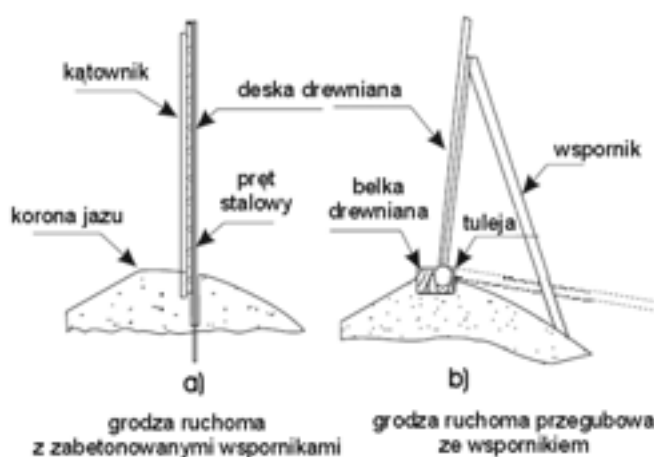


Rysunek 5-9b Współczynniki przepływu dla zamknięć segmentowych nad progiem przelewowym. Reprodukacja Arkusza Projektowania Hydraulicznego Korpusu Inżynierów Armii Stanów Zjednoczonych (USACE HDC 311-1) [25]

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 osadzone

Rysunek 5-10 Grodze ruchome osadzone i przegubowe



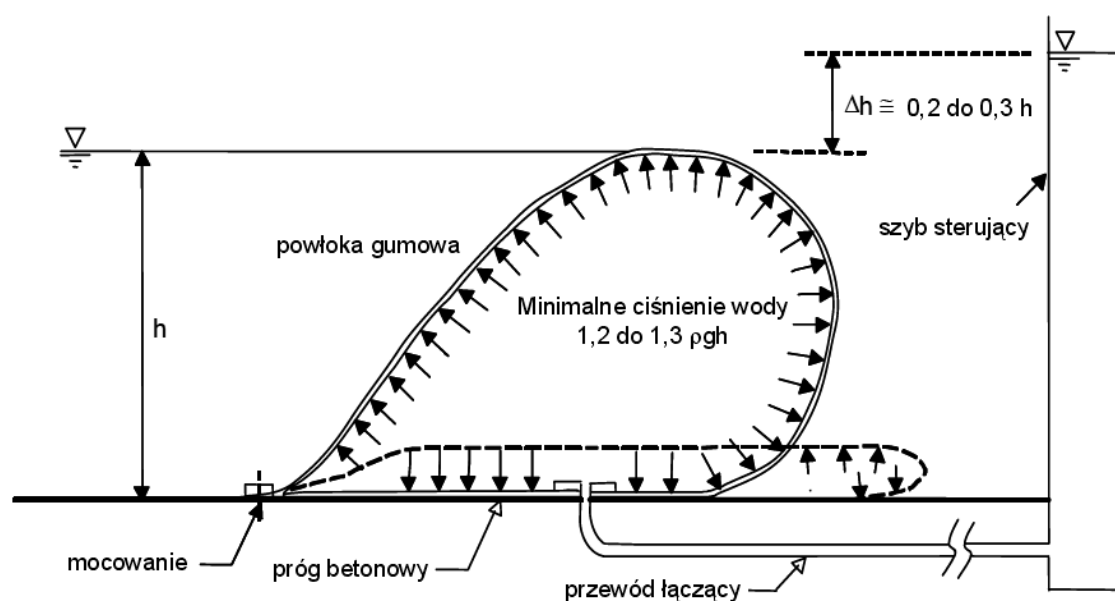
Fot. 5-7 Grodze ruchome przegubowe (Niemcy)

Jazy powłokowe

Innym rozwiązaniem, umożliwiającym dodatkowo zdalne sterowanie, 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.

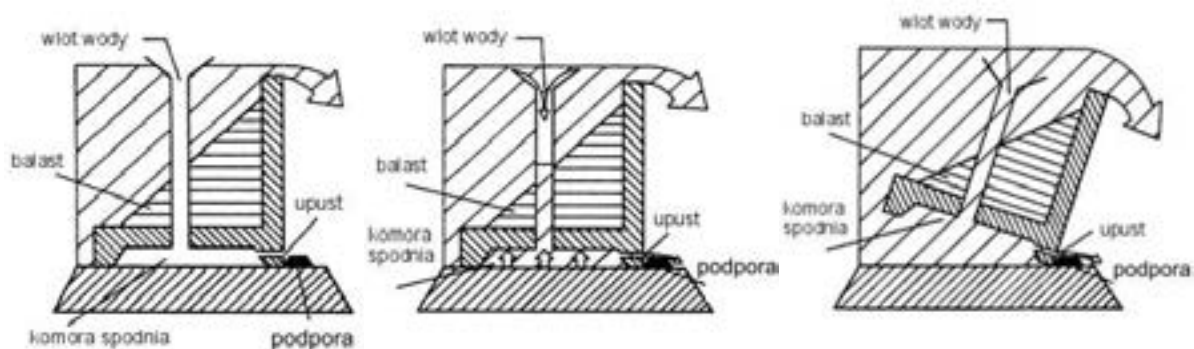


Fot. 5-8 Grodza sterowana nadmuchiwaną powłoką gumową

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. Kłapa 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]

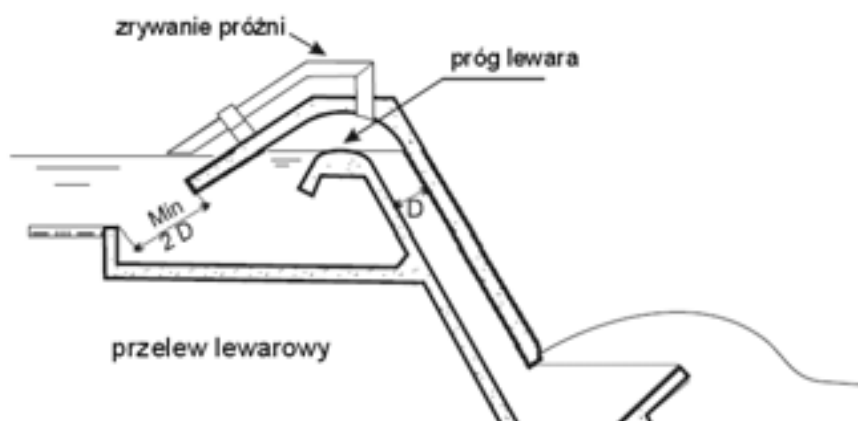


Fot. 5-9 Zamknięcia typu bezpiecznikowego „fusegate” (Hydroplus)

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 przez niego znacznie wzrasta. Zazwyczaj zalanie następuje, gdy tylko poziom wody osiąga lub przekracza poziom korony progów. 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 spadku 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 małych 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 fachowej³.

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

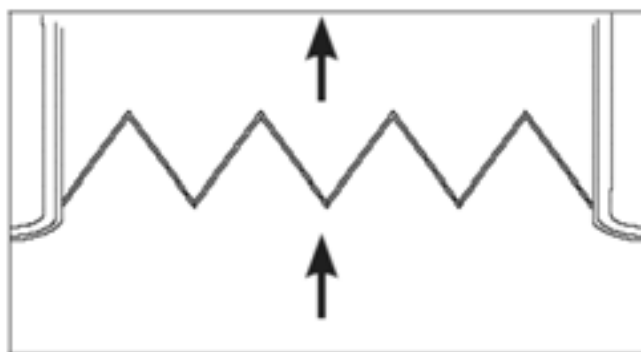
W niektórych elektrowniach wodnych (np. małe elektrownie w kanałach irygacyjnych lub układy odzysku energii) nie ma miejsca na umieszczenie tradycyjnych przelewów. W takich przypadkach stosuje się przelewy boczne (fotografia 5.11), w tym przelewy w kształcie litery U (rysunek 1.12). Utrzymanie większego 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 energie

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 łóżysko rzeki składa się z szczyrku (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 zagęszczonego (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 ciekim 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.).

Umieszczenie 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 kratkach wlotowych. Szybkie zanieczyszczenie 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 koronę. 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 namulów, 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.

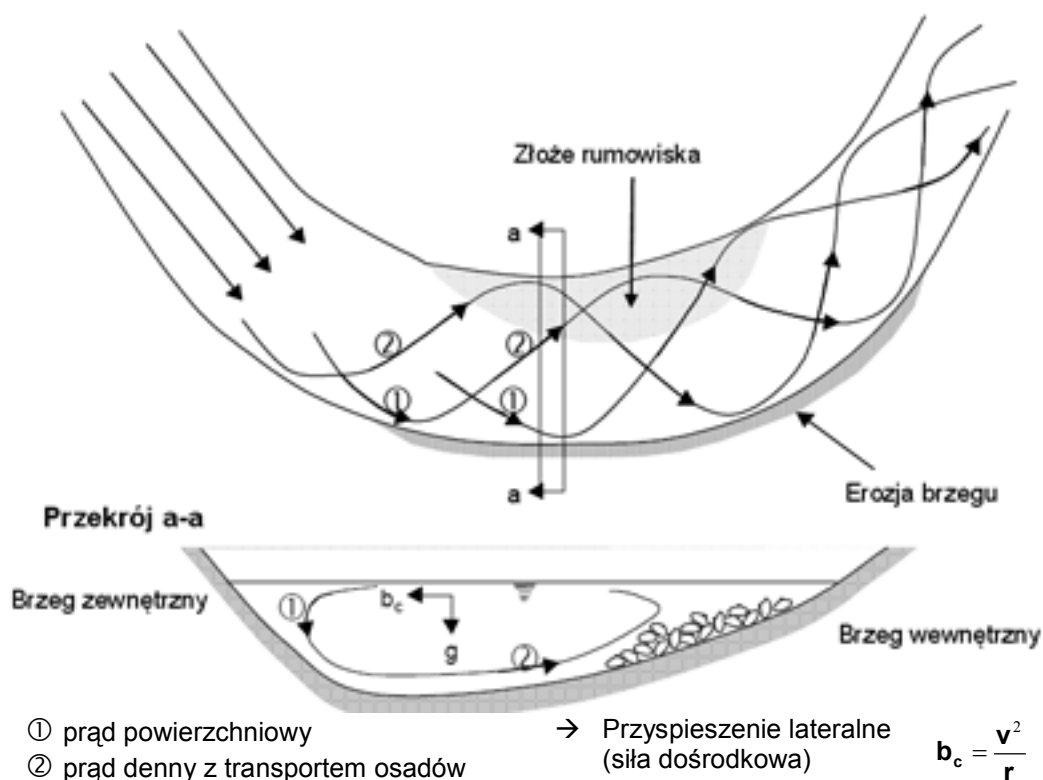
Ujęcia doprowadzające można dodatkowo klasyfikować jako ujęcia boczne, czołowe i denne. Ich główne właściwości podsumowano w tabeli 5.1

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 odstojuka żwiru	$0,01\% < J < 10\%$	$B < 50\text{ m}$	Przepływ prostoliniowy możliwy przy zastosowaniu środków zaradczych	Znaczne wleczenie rumowiska z ciągłym płukaniem, duże obciążenie osadami
Ujęcie czołowe	z sztolnią odstojuka żwiru	$0,01\% < J < 10\%$	$B < 50\text{m}$, ($B < 500\text{m}$ dla zapór / jazów w wersji "oszczędnej")	Optymalny jest przepływ prostoliniowy, zakrzywiony możliwy przy zastosowaniu środków zaradczych	Znaczne wleczenie rumowiska i stałe duże obciążenie osadami
Ujęcie denne		$J > 10\%$ zalecane, możliwe już od 2,5%	$B < 50\text{m}$, ($B < 500\text{m}$ możliwe dla zapór/ jazów na części szerokości rzeki)	Prostoliniowy	Transport rumowiska duży (tylko duża granulacja)

Boczne ujęcie wody wykorzystuje albo zakola rzeki albo kanału odstojukowego 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 łóżysku cieku.

Zastosowanie kanału odstojukowego 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 zapórę 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 wlezonego lub unoszonego przez rzekę. Jednakże ciągle płukanie powoduje znaczne straty wody. Czołowe ujęcia doprowadzające są powszechnie stosowane w takich rejonach, jak Indie lub Pakistan, gdzie ciek 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 spadku 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 łóżyska ciek, pokryty kratą, której spadek jest większy niż naturalny spadek rzeki. Pręty kraty nachylone są zgodnie z kierunkiem przepływu.

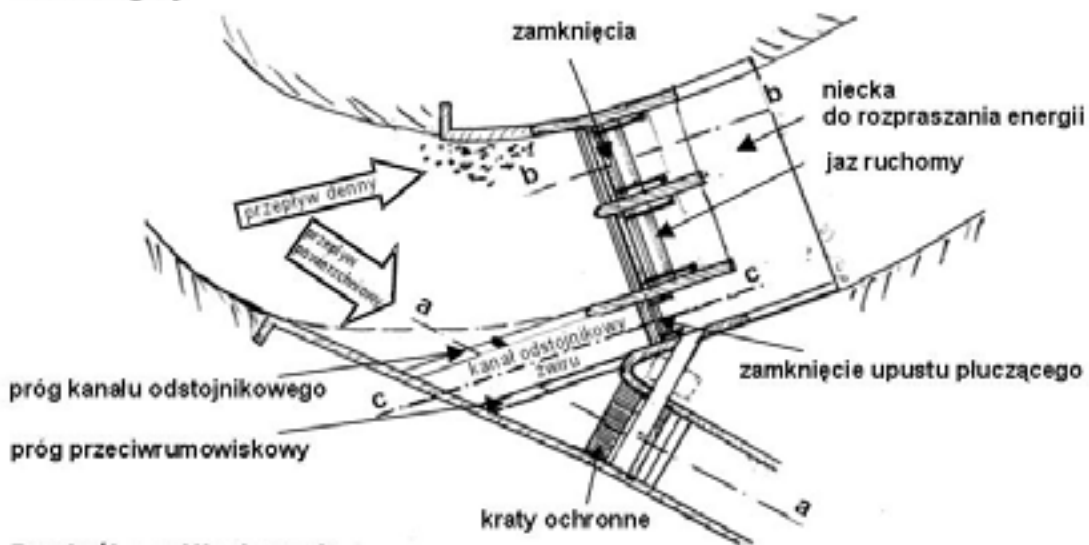
Fotografia 5.13 przedstawia takie ujęcie wody, zainstalowane na cieku w górach Picos de Europa (Asturia, Hiszpania). We Francji EDF udoskonaliło to ujęcie, stosując kraty uchylne (rysunek 5.18b).

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 namulów i układu ich

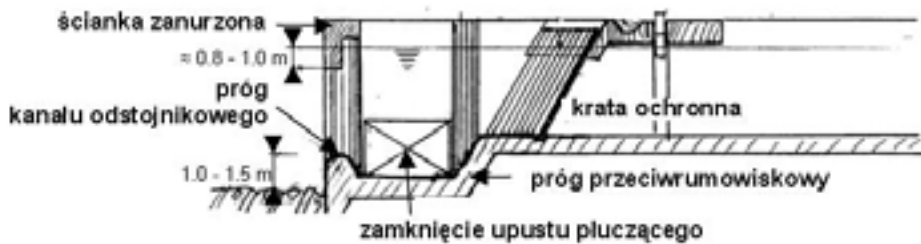
płukania staje się zbyt duże. Straty spadu w tym ujęciu są dość wysokie – wynoszą od 1,20 do 1,60 m. W związku z tym nie jest ono zalecane dla obiektów niskospadowych. Ujęcie może pobierać około 140 l/s z każdego metra bieżącego. Ekran Coandy został opatentowany przez firmę Aqua SHEAR. Prawa do dystrybucji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

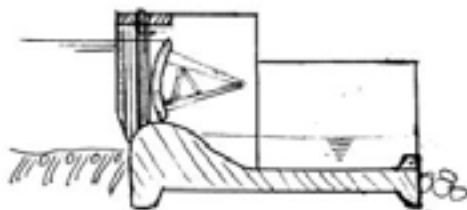
Widok z góry



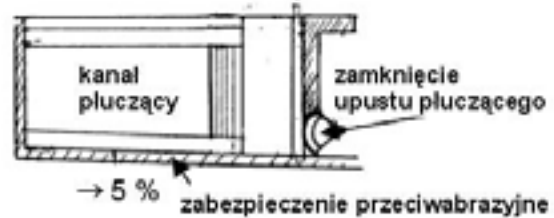
Przekrój a-a: Ujęcie wody



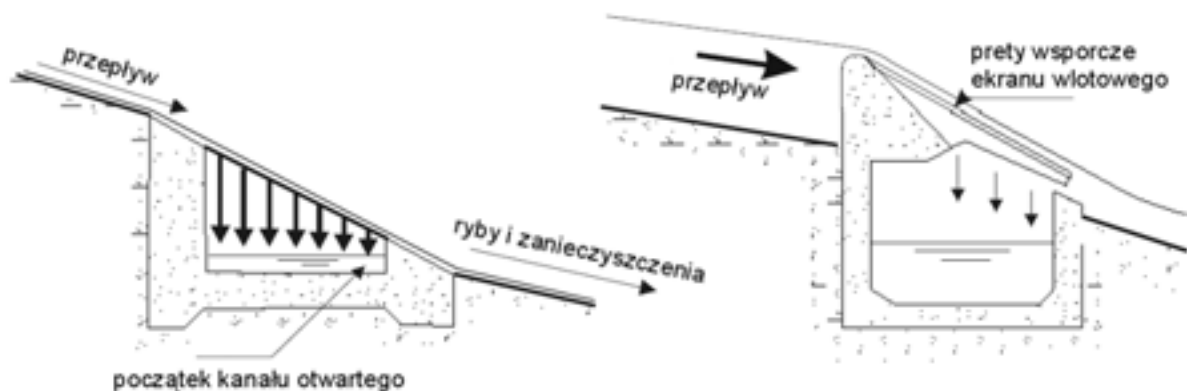
Przekrój b-b: jaz/zapora



Przekrój c-c: kanał odstożnikowy



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 budowlę 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 spadku 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, zasuw 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 kratkach, do 3–5 m/s w rurociągu derywacyjnym. Właściwie dobrany profil pozwala na jednostajne przyspieszanie przepływu, minimalizując straty ciśnienia. Gwałtowne przyspieszenie lub zwolnienie przepływu generuje dodatkową turbulencję i pojawienie się recyrkulacji, co zwiększa straty ciśnienia.

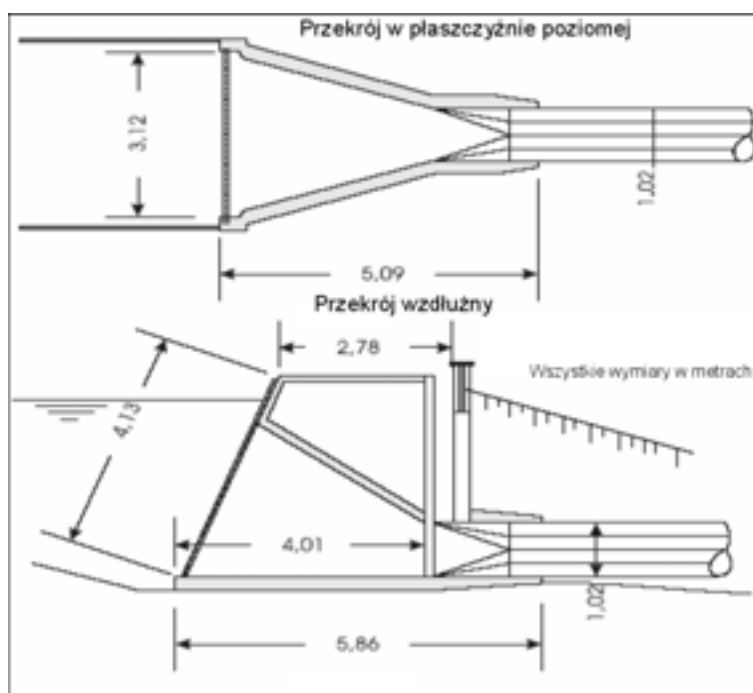
Niestety, stałe przyspieszenie implikuje z jednej strony małe straty hydrauliczne, lecz z drugiej strony wymaga długiego, skomplikowanego i kosztownego ujęcia wody. Trzeba szukać kompromisu pomiędzy kosztem budowy a sprawnością. Wartość maksymalnej dopuszczalnej prędkości narzuca dobór średnicy rurociągu 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:

$$\Delta H = 0,19V^2 / 2g \quad (5.1)$$

gdzie V jest prędkością przepływu w rurociągu derywacyjnym $[m/s]$. Straty hydrauliczne na kratkach 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 dokładnie 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.

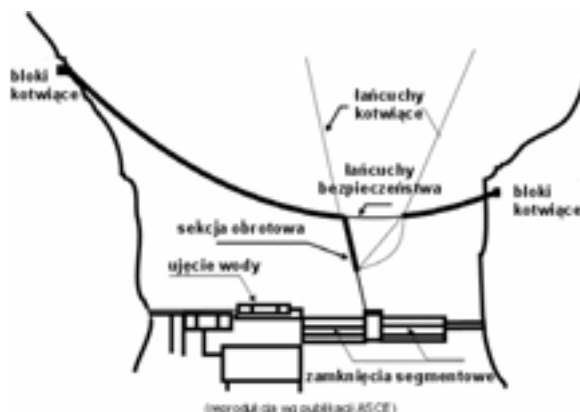
Kraty mogą być przykręcane do ramy wsporczej za pomocą śrub ze stali nierdzewnej, lub umieszczone w pionowych prowadnicach, dzięki czemu mogą być wyjmowane i na czas robót konserwacyjnych można w ich miejsce wstawiać zastawki.

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



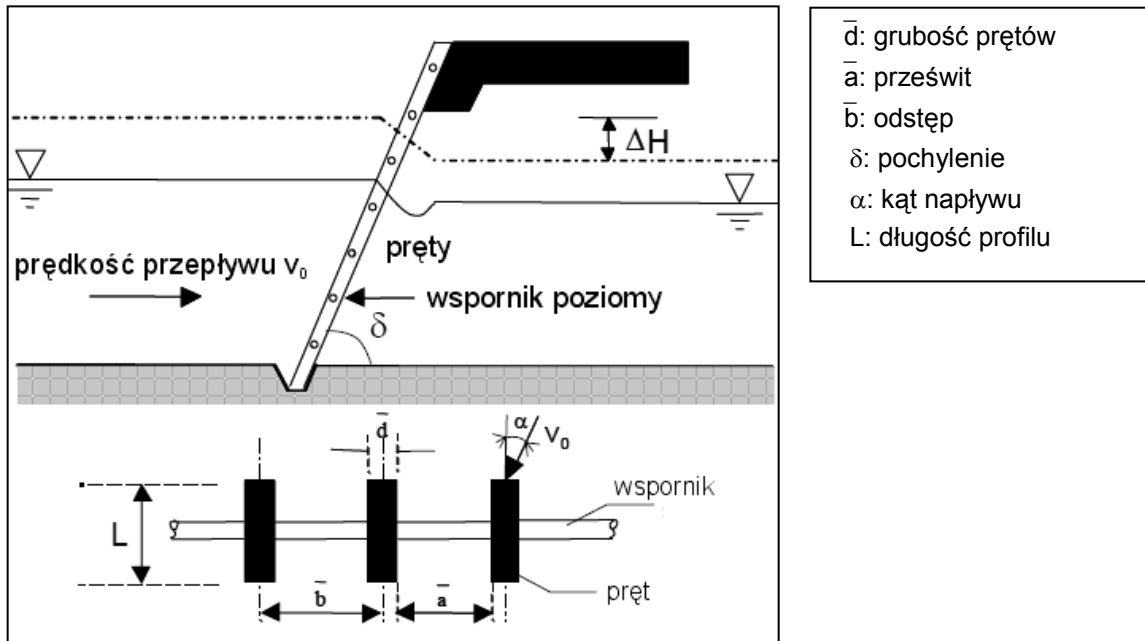
Rysunek 5-20 Układ kierownicy zanieczyszczeń

Rysunek 5.20 (zaczepiony z [11]) ukazuje dość skomplikowany układ barier, którego zadaniem jest zarówno zapobieganie przepływowi 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_0) 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 przeswitu 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 kratkach podał Kirschmer (patrz: rozdział 2, paragraf 2.2.2.1). Stosuje się go jedynie wtedy, gdy przepływ jest prostopadły do kratki. 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 dokonania 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 kratkach, 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

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

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

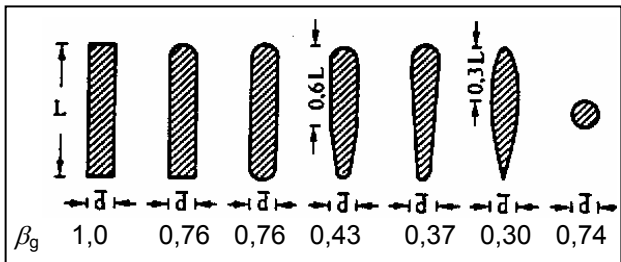
ξ : Współczynnik strat hydraulicznych

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

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

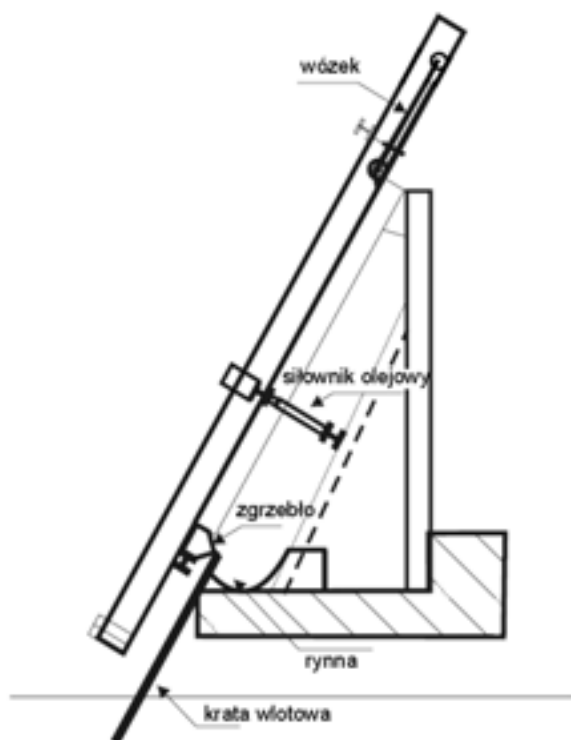


c : współczynnik kraty

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

\bar{d}/\bar{a}	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2
α									
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 kratkach



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 tłoczyśko 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 spad, 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:

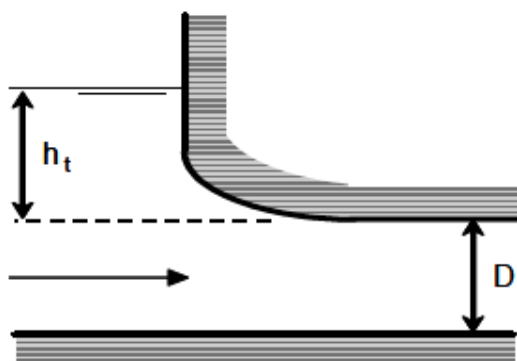
- wprowadzenie nierównomiernych warunków przepływu,
- wprowadzenie powietrza do wody, co powoduje niekorzystne warunki działania turbin, przejawiające się drganiami, pulsacjami ciśnienia, nierównomiernym obciążeniem itd.,
- zwiększenie strat hydraulicznych i zmniejszenie sprawności,
- zasysanie pływających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

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

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

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

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

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

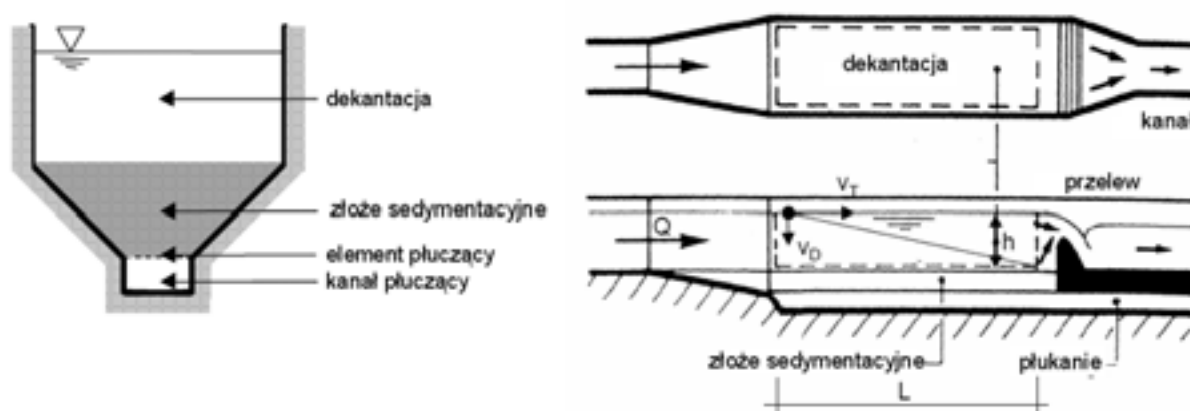
Należy zwrócić uwagę, że V jest prędkością wewnątrz przewodu derywacyjnego (w m/s), a D – jego średnicą hydrauliczną (w m).

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 doprowadzalnikiowe są skonstruowane w taki sposób, aby uniknąć transportu pływających ciał stałych i materiału wlezonego 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 zawieszony 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 Francisza moc abrazyjna ziarenek osadu wyraża się następującą zależnością od prędkości tych ziaren:

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

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:

$$L \geq \frac{Q}{v_D \cdot B} \quad (5.7)$$

Szerokość B powinna być mniejsza niż 1/8 długości L i mniejsza od dwukrotności głębokości przepływu h . Prędkość opadania v_D jest określona formułą Newtona lub Prandtla dla cząstek 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:

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

w której v_D jest wyrażona w mm/s, a średnica ziaren w mm. Wyrażenie to jest poprawne dla temperatury $T = 20^\circ$ 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:

$$v_D = v_{D0} - \alpha \cdot v_T \geq 0 \quad (5.9)$$

w którym v_{D0} jest prędkością opadania w wodzie stojącej, a α współczynnikiem redukcyjnym (w $1/\text{m}^{1/2}$) wyrażonym w funkcji głębokości wody w osadniku h [m]:

$$\alpha = \frac{0,132}{\sqrt{h}} \quad (5.10)$$

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

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

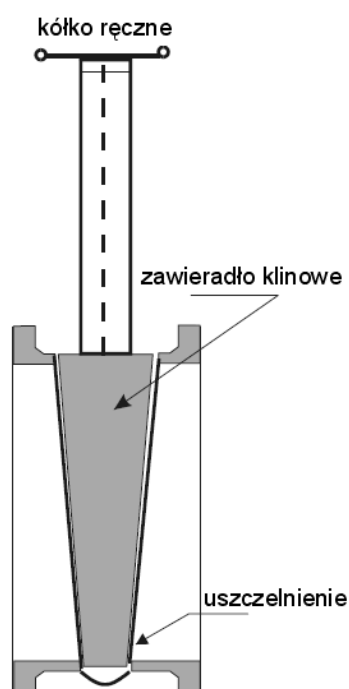
Rząd wielkości v_{cr} to 0,2-0,3 m/s. Więcej informacji dotyczących projektowania i konstruowania piaskowników można odnaleźć np. w monografii Bouvarda (1984).

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 naprawy¹). 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 zasuwę 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 m² najczęściej używa się zasuw żeliwnych. W przypadku otworów większych zasuwę 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. Zawierało przesuwa się w dwóch prowadnicach wewnątrz zaworu.

W przypadku rurociągu wysokociśnieniowego ciśnienie wody, które przyciska zawierało do gniazda, utrudnia funkcjonowanie zasuw. Unika się tego problemu, stosując zasuwę klinową (rysunek 5.25), pozwalającą na odszczelnienie zamknięcia w całym przekroju, nawet jeśli zasuwę zostanie uniesiona tylko na niewielką wysokość. Aby zapewnić szczelność na obwodzie zasuwę, 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,

uszczelkach gumowych. Mogą one być wykonane z naturalnego kauczuku, z pochodnych styrenu, butadienu lub nitylów. Uszczelnienie przylega bezpośrednio do toru przemieszczania się zasowy.

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).

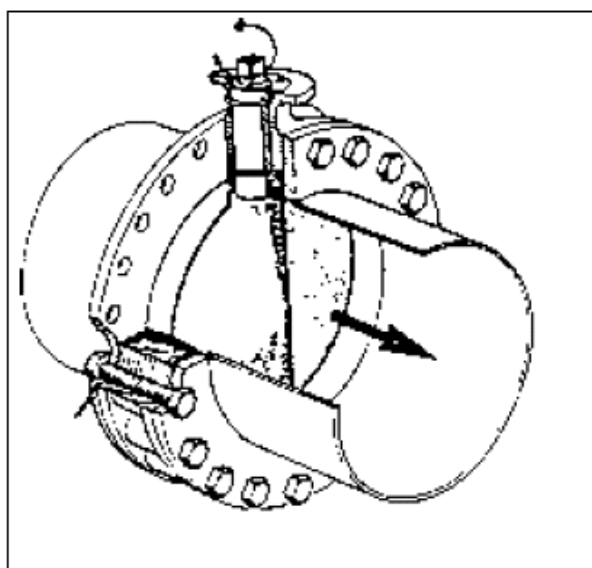


Fot. 5-17 Zasuwa regulacyjna z mechanizmem zębatkowym

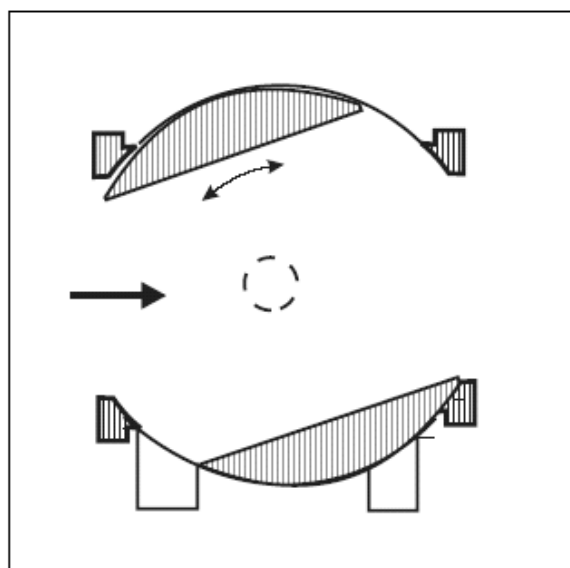


Fot. 5-18 Napęd zasowy za pomocą siłownika hydraulicznego

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 przeciwcieżarem, zainstalowany na wlocie małej turbiny Francisca.

Zawory kulowe (rysunek 5.27) wykazują mniejsze straty hydrauliczne niż zasuwki 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 zakotwiczone w filarach i przenoszą całe ciśnienie hydrostatyczne. Dzięki temu siły niezbędne do wykonywania manewru podniesienia zasowy 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

$$Q = \frac{A \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2}}{n} = \frac{A^{5/3} \cdot S^{1/2}}{n \cdot P^{2/3}} \quad (5.12)$$

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, otoczkowe (lub ciekły 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:

$$S = \left(\frac{Q \cdot n \cdot P^{2/3}}{A^{5/3}} \right)^2 = \left(\frac{Q \cdot n}{AR^{2/3}} \right)^2 \quad (5.13)$$

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 <i>A</i>	Obwód zwilżony <i>P</i>	Promień hydrauliczny <i>R</i>	Szerokość lustra wody <i>T</i>	Głębokość wody <i>d</i>
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	$0,5\pi y^2$	πy	$0,500 y$	$2 y$	$0,250 \pi y$

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
	wyjatkowe 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
	wyjatkowe 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 przepływowi 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 łóżyska 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

$$A = (b + zy)y = (1 + 0,5 \cdot 1) \cdot 1 = 2 \quad [\text{m}^2]$$

$$P = b + 2y \cdot \sqrt{(1 + 0,5 \cdot z)^2} = 1,5 + 2\sqrt{1 + 0,5^2} = 3,736 \quad [\text{m}]$$

Stosując wzór (5.12) przy $A = 2$ m² i $P = 3,736$ m, uzyskuje się

$$Q = \frac{1}{0,015} \cdot \frac{2^{5/3}}{3,736^{2/3}} \cdot \sqrt{0,001} = 2,78 \quad \left[\frac{\text{m}^3}{\text{s}} \right]$$

$$V = Q/A = 2,78/2 = 1,39 \quad [\text{m/s}]$$

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 m³/s.

Stosując wzory z tabeli 2.5 przy $b = 2$ m, $y = 1,2$ m i $z = 2$, uzyskuje się

$$A = (b + zy)y = 5,28 \quad [\text{m}^2]$$

$$R = \frac{(b + zy)y}{b + 2y\sqrt{1 + z^2}} = 0,717 \quad [\text{m}]$$

$$S = \left(\frac{17,5 \cdot 0,011}{5,28 \cdot 0,717^{2/3}} \right)^2 = 0,002$$

Jeżeli przekrój kanału, spadek i natężenie przepływu są znane, a wartością szukaną jest głębokość y , to równanie 5.12 (ani jakiegokolwiek 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 m³/s. Obliczyć głębokość wody.

Z równania 5.12 wynika, że wskaźnik przekroju powinien wynieść

$$AR^{2/3} = (Qn)/S^{1/2} = (21 \cdot 0,013)/0,0016^{1/2} = 0,6825 \quad [\text{m}^{8/3}]$$

Z tabeli 2.5 wynika, że pole powierzchni A i promień hydrauliczny wynoszą odpowiednio:

$$A = (b + zy)y = (3 + 1,5y)y \quad [\text{m}^2]$$

$$R = \frac{(b + zy)y}{b + 2y\sqrt{1+z^2}} = \frac{(3 + 1,5y)y}{3 + 2y\sqrt{1+1,5^2}} \quad [\text{m}]$$

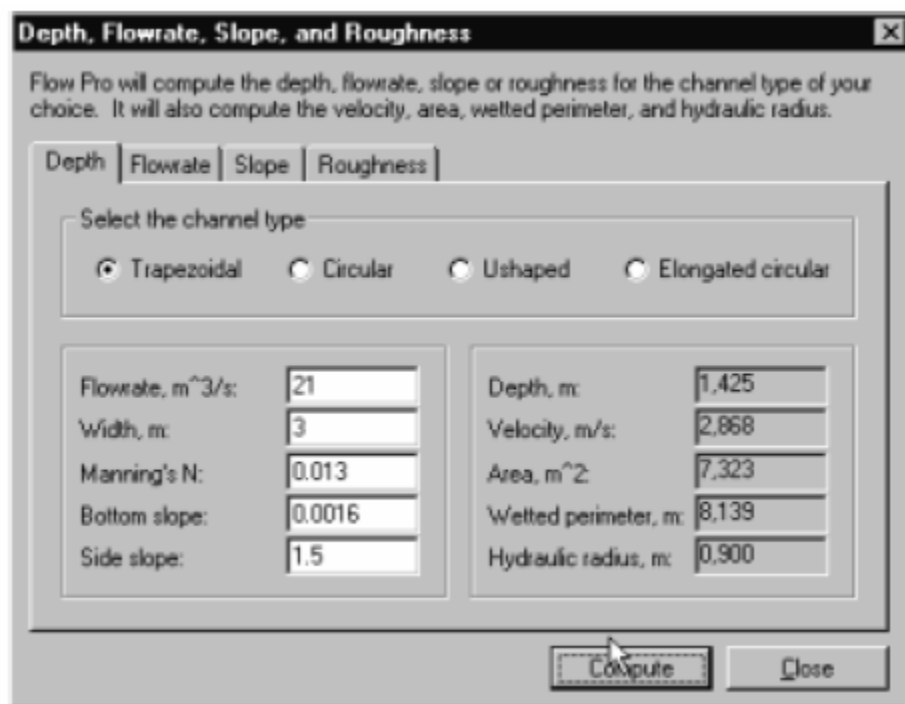
Z wzorów tych można obliczyć A i R dla różnych wartości y , aż do znalezienia wskaźnika przekroju $AR^{2/3}$ bliskiego 6,825 m^{8/3}:

dla $y = 1,5$ m: $A = 7,875 \text{ m}^2$, $R = 0,937$ m, $AR^{2/3} = 7,539 \text{ m}^{8/3}$

dla $y = 1,4$ m: $A = 7,140 \text{ m}^2$, $R = 0,887$ m, $AR^{2/3} = 6,593 \text{ m}^{8/3}$

dla $y = 1,43$ m: $A = 7,357 \text{ m}^2$, $R = 0,902$ m, $AR^{2/3} = 6,869 \text{ m}^{8/3}$

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 $A = 7,323 \text{ m}^2$, $P = 8,139$ 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 złożeń 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 $11 \text{ m}^3/\text{s}$.

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).

$$d = 0,87 \text{ m} ; A = 6,734 \text{ m}^2$$

Etap 5. Oblicza się prędkość przepływu

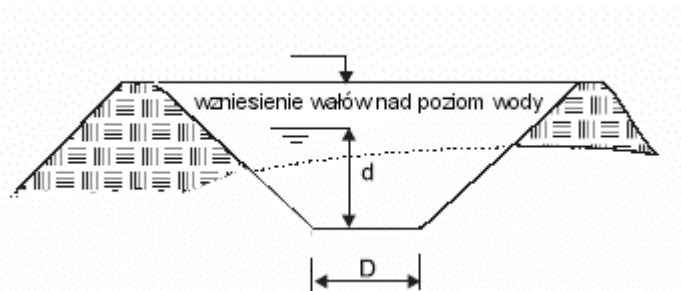
$$V = 11/6,734 = 1,63 \text{ [m/s]} \text{ OK}$$

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

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, niezbędne 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.



Rysunek 5-28 Projektowanie kanału

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 sedimentację, 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 :

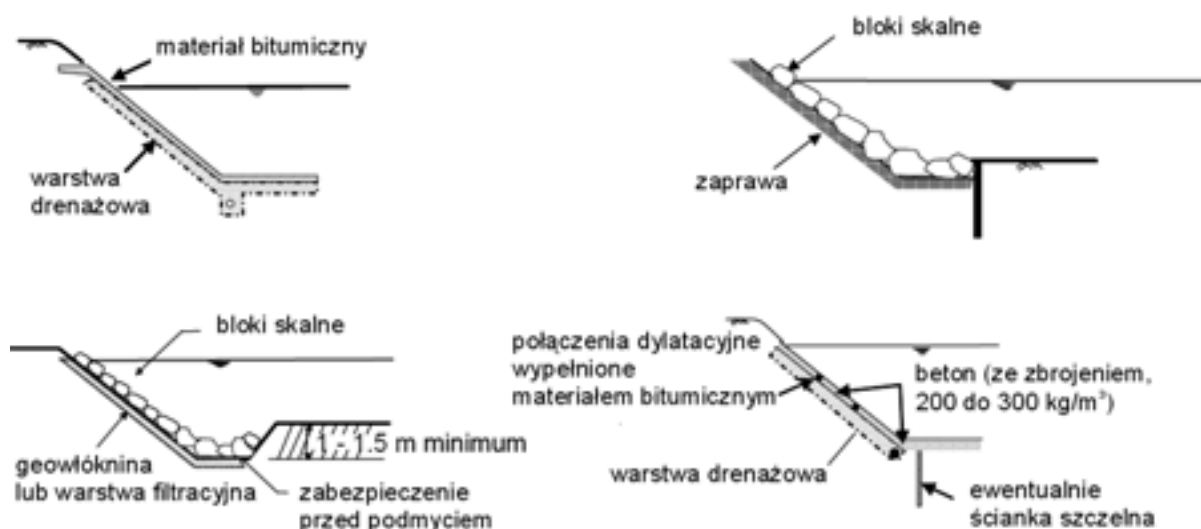
$$V \leq 5,7 \cdot d_m^{1/3} \cdot R_h^{1/6} \quad (5.15)$$

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.

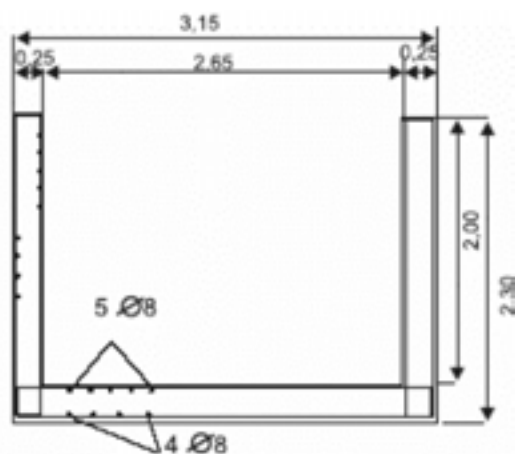
Skądinąd, aby utrzymać glebę piaszczysto-gliniastą w zawiesinie za ujęciem wody, prędkość przepływu musi wynosić co najmniej 0,3 – 0,5 m/s. Aby zapobiec zarastaniu roślinnością wodną, prędkości powinny być nie mniejsze niż 0,5 - 0,75 m/s, a głębokości - nie mniejsze niż 1,5 – 2,0 m.

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 osunięciu 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 ciekim wodnym lub strumieniem wymaga instalacji kanału samonośnego, czyli pewnego rodzaju przedłużenia kanału, o tym samym spadku, podtrzymywanego przez filary z betonu

lub stali, albo podwieszono 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

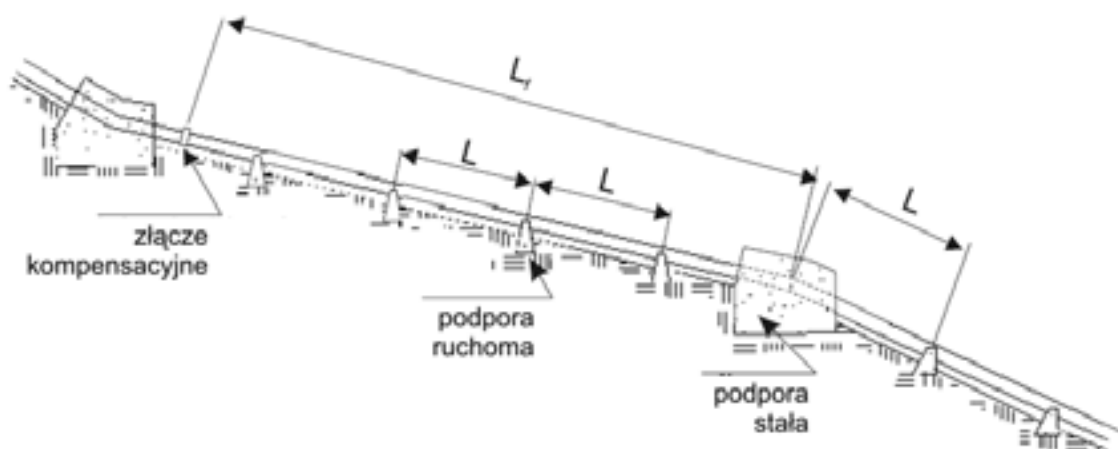
Doprowadzenie wody od ujęcia do budynku elektrowni (co jest zadaniem rurociągu derywacyjnego) może wydawać się mało skomplikowanym zagadnieniem. A jednak wybór optymalnego ze względów ekonomicznych wariantu wykonania rurociągu derywacyjnego nie jest wcale taki prosty.

Uzależniony jest on od warunków gruntowo wodnych, korozyjności środowiska gruntowego i medium, projektowanej średnicy rury i ciśnienia (uzależnionego od wielkości spadku 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).

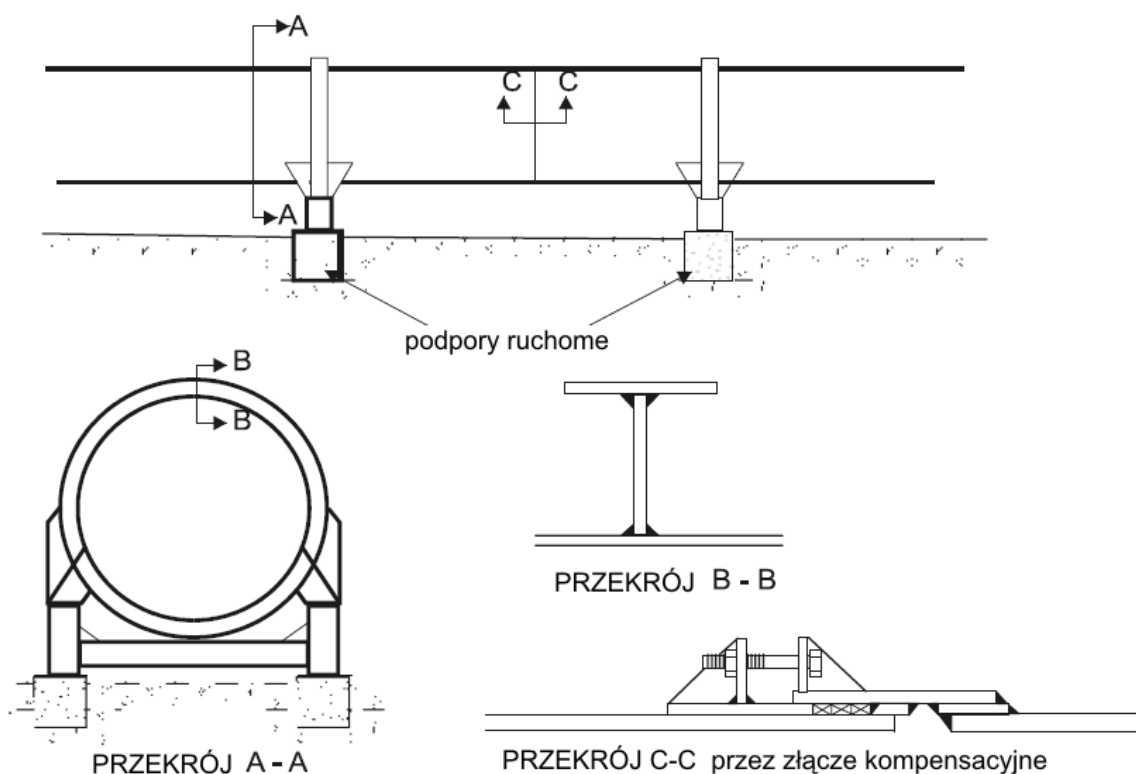
Z punktu widzenia środowiska ułożenie rurociągu w gruncie wydaje się być rozwiązaniem optymalnym, ponieważ ziemia może powrócić do swego stanu pierwotnego, a sam rurociąg nie stanowi bariery ani dla dzikich zwierząt, ani dla roślinności.

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 siódlach stalowych przystosowanych do kształtu przekroju poprzecznego rurociągu, obejmujących z reguły wycinek przekroju o kącie środkowym 120° (rysunek 5.32). Siódła te mogą być wykonane z blach stalowych lub kształtowników, z materiałem samosmarnym pomiędzy siódłem, a rurociągiem. Przemieszczenia mogą być absorbowane przez złącza kompensacyjne lub przez swobodnymi zagięciami, 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.

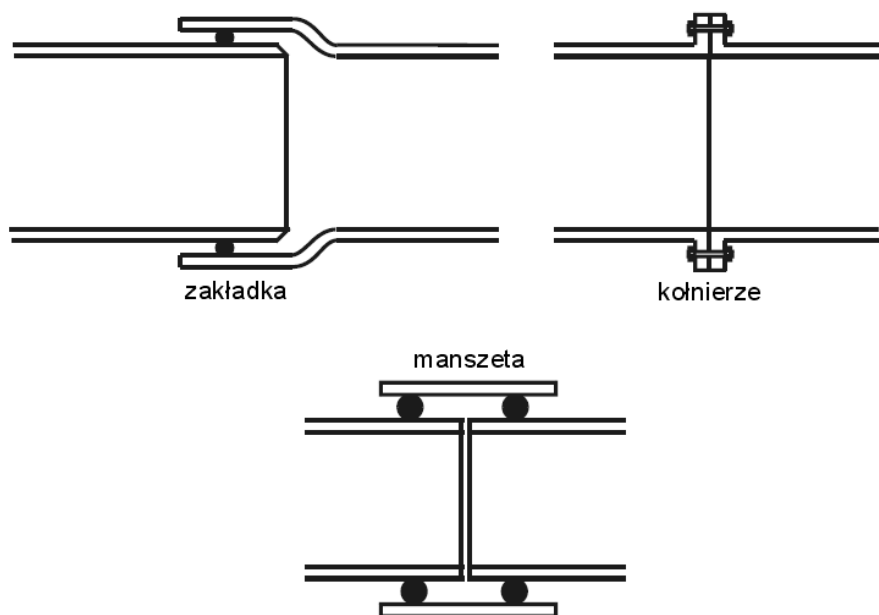
Rozwiązaniem najwygodniejszym jest wykonanie nasypu na całej długości rurociągu, co minimalizuje wpływ zmian temperatury i stabilizuje układ.

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 uszczelnkami 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 wzmocnione 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/°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:

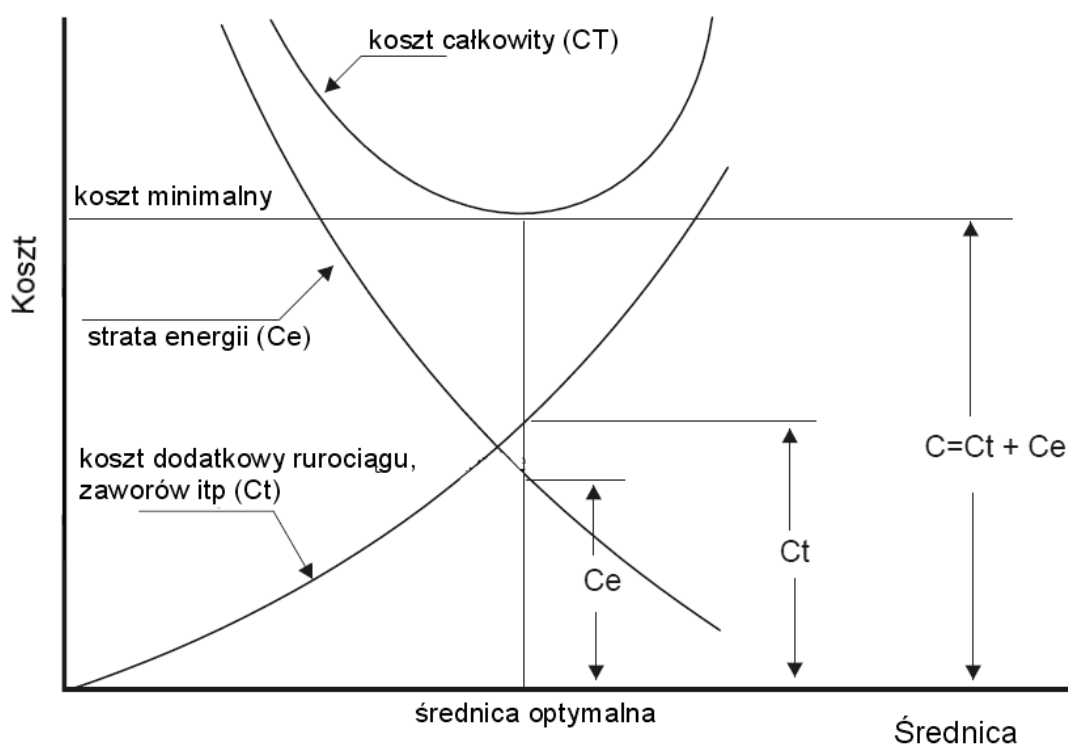
- materiał dobiera się zależnie od warunków posadowienia, dostępności, wagi, systemu złącz i kosztów,
- średnica jest dobierana tak, by zredukować straty tarcia w rurociągu derywacyjnym do akceptowalnego poziomu,
- grubość ścianki dobiera się tak, by wytrzymała ona maksymalne wewnętrzne ciśnienie hydrostatycznemu, włącznie ze zwyżkami ciśnienia towarzyszącymi stanom przejściowym.

Średnica rurociągu derywacyjnego

Dobór średnicy stanowi wynik wyważenia nakładów inwestycyjnych i obniżenia mocy w wyniku strat 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 ściśle 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:

$$\frac{h_f}{L} = 10,3 \cdot \frac{n^2 \cdot Q^2}{D^{5,333}} \quad (5.16)$$

Rozważając powyższe równanie można zauważyć, że dzieląc średnicę przez dwa uzyska się czterdziestokrotny wzrost strat. Z równania tego wynika także zależność:

$$D = \left(\frac{10,3 \cdot n^2 \cdot Q^2 \cdot L}{h_f} \right)^{0,1875} \quad (5.17)$$

Jeśli ograniczy się h_f do $4H/100$, to D można wyznaczyć (przy znanych wartościach Q , n i L) z równania:

$$D = 2,69 \cdot \left(\frac{n^2 \cdot Q^2 \cdot L}{H} \right)^{0,1875} \quad (5.18)$$

Przykład 5.5

Spad brutto elektrowni wynosi 85 m, a natężenie przepływu - 3 m³/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):

$$D = 2,69 \cdot \left(\frac{3^2 \cdot 0,012^2 \cdot 173}{85} \right)^{0,1875} = 0,88 \quad [\text{m}].$$

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 m³/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 m², 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:

$$V_o = 3 \cdot \frac{70+12}{70} \cdot \frac{1}{6} \cdot \frac{1}{0,866} = 0,7 \quad [\text{m/s}].$$

Strata spadku na kracie wlotowej określona jest wzorem Kirschmera i wynosi:

$$h_f = 2,4 \cdot \left(\frac{12}{70}\right)^{\frac{4}{3}} \cdot \frac{0,7^2}{2 \cdot 9,81} \cdot 0,866 = 0,0049 \quad [\text{m}].$$

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:

$$h_e = 0,08 \times 3,822 / (2 \times 9,81) = 0,06 \quad [\text{m}].$$

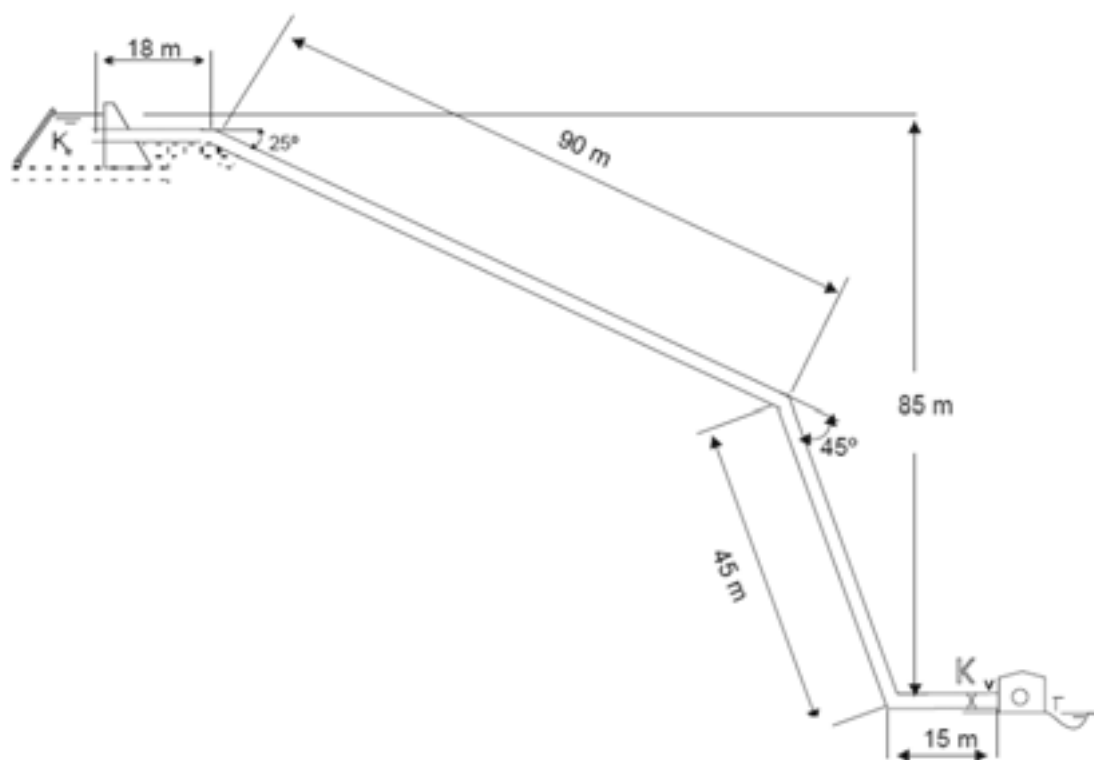
Zgodnie ze wzorem Manninga (2.14) straty tarcia w rurociągu derywacyjnym wynoszą:

$$h_f = \frac{10,3 \cdot 0,012^2 \cdot 3^2}{1,0^{5,333}} \cdot 173 = 2,30 \quad [\text{m}]$$

Współczynnik strat miejscowych K_b dla pierwszego zgięcia wynosi 0,05. Współczynnik dla drugiego zgięcia to $K_b = 0,085$, a dla trzeciego $K_b = 0,12$. Straty spadku na trzech zgięciach wynoszą zatem:

$$(0,05 + 0,085 + 0,12) \times 3,822 / (2 \times 9,81) = 0,19 \quad [\text{m}].$$

Strata spadku 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 spadku na kracie wlotowej plus na wlocie do rurociągu:	0,065 m
strata spadku na trzech zagięciach oraz na zaworze:	0,300 m
strata spadku z powodu tarcia w rurociągu derywacyjnym:	2,300 m.

Całkowita strata spadku 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:

$$e = \frac{P_1 \cdot D}{2\sigma_f} \quad (5.19)$$

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/mm²) wynosi:

$$P_c = 882500 \cdot \left(\frac{e}{D}\right)^3 \quad (5.20)$$

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:

$$d = 7,47 \cdot \sqrt{\frac{Q}{\sqrt{P_c}}} \quad (5.21)$$

gdzie: d = średnica przewodu napowietrzającego [cm]

Q = natężenie przepływu [m³/s]

P_c = podciśnienie implozji [kN/mm²]

Wzór ten obowiązuje dla $P_c \leq 0,49$ kN/mm². Gdy wartość ta jest przekroczone, 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 piętrenia. 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:

$$c = \sqrt{\frac{k}{\left(1 + \frac{kD}{Et}\right)\rho}} \quad (5.22)$$

gdzie: k = moduł sprężystości wody $2,1 \times 10^9$ N/m²

E = moduł Younga materiału ścianek rurociągu [N/m²]

D = średnica rurociągu [m]

t = grubość ścianki [mm]

ρ = gęstość wody [kg/m³]

Czas, w którym fala ciśnieniowa osiągnie z powrotem organ odcinający po jego gwałtownym zamknięciu, znany jest jako czas krytyczny i wynosi:

$$T = 2L/c \quad (5.23)$$

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:

$$P = c \cdot \frac{\Delta v}{g} \quad (5.24)$$

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, wyższe 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:

$$c = \sqrt{\frac{2,1 \cdot 10^6}{\left(1 + \frac{2,1 \cdot 10^9 \cdot 0,4}{2,1 \cdot 10^8 \cdot 4}\right)}} = 1024 \quad [\text{m/s}]$$

- b) Takie same obliczenia dla rury z PCW ($E = 2,75 \text{ kN/mm}^2$) o średnicy 400 mm i grubości ścianki 14 mm dają:

$$c = \sqrt{\frac{2,1 \cdot 10^6}{\left(1 + \frac{2,1 \cdot 10^9 \cdot 0,4}{2,75 \cdot 10^6 \cdot 14}\right)}} = 305 \quad [\text{m/s}]$$

Przykład 5.8

Jaka będzie wyżka 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:

$$P_s = \frac{1024 \cdot 1,6}{9,8} = 167,2 \quad [\text{m H}_2\text{O}]$$

- b) rurociąg derywacyjny z PCW:

$$P_s = \frac{305 \cdot 1,6}{9,8} = 49,8 \quad [\text{m H}_2\text{O}]$$

Jak widać z przykładu 5.8, wskutek większej sztywności stali, wyżka 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 $T > 2L/c$) zwykła ciśnienia P_s będzie ograniczona w wyniku działania ujemnej fali ciśnienia docierającej do zaworu. W takim przypadku maksymalna zwykłą ciśnienia można obliczyć z wzoru Allievi'ego:

$$\Delta P = P_0 \cdot \left(\frac{N}{2} \pm \sqrt{\frac{N^2}{4} + N} \right) \quad (5.25)$$

gdzie P_0 jest ciśnieniem hydrostatycznym wynikającym ze spadu i:

$$N = \left(\frac{L \cdot V_0}{g P_0 t} \right)^2 \quad (5.26)$$

gdzie V_0 = prędkość wody [m/s]

L = całkowita długość rurociągu derywacyjnego [m]

P_0 = ciśnienie hydrostatyczne odpowiadające spadowi brutto [m H₂O]

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 m³/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 :

$$c = \sqrt{\frac{2,1 \cdot 10^6}{1 + \frac{2,1 \cdot 10^9 \cdot 1}{2,1 \cdot 10^8 \cdot 5}}} = 836,7 \quad [\text{m/s}]$$

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:

$$V = \frac{4 \cdot 3}{\pi \cdot 1,0^2} = 3,82 \quad [\text{m/s}]$$

N można obliczyć dla spadku 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

$$\Delta P = 85 \cdot \left(\frac{0,07}{2} \pm \sqrt{\frac{0,07^2}{4} + 0,07} \right) = +25,66; -19,71 \quad [\text{m}]$$

Całkowite ciśnienie maksymalne wyniesie

$$(84,935 + 25,65) \text{ m H}_2\text{O} = 110,585 \text{ m H}_2\text{O} = 1,085 \text{ N/mm}^2$$

Wymaga to ścianki o grubości:

$$e = \frac{1,085 \cdot 1000}{2 \cdot 140} + 1 = 4,88 \quad [\text{mm}]$$

Odpowiada to początkowemu założeniu i jest zgodne z zaleceniami dotyczącymi prowadzenia rurociągów w terenie ($e_{\min} = 2,5 \times 1 + 1,2 = 3,7$ [mm]).

Podciśnienie implozji wynosi:

$$P_c = 882500 \cdot \left(\frac{5}{1000} \right)^3 = 0,11 \quad [\text{N/mm}^2]$$

skąd wynika średnica rurek napowietrzających:

$$d = 7,47 \cdot \sqrt{\frac{3}{\sqrt{0,11}}} = 22,46 \quad [\text{cm}]$$

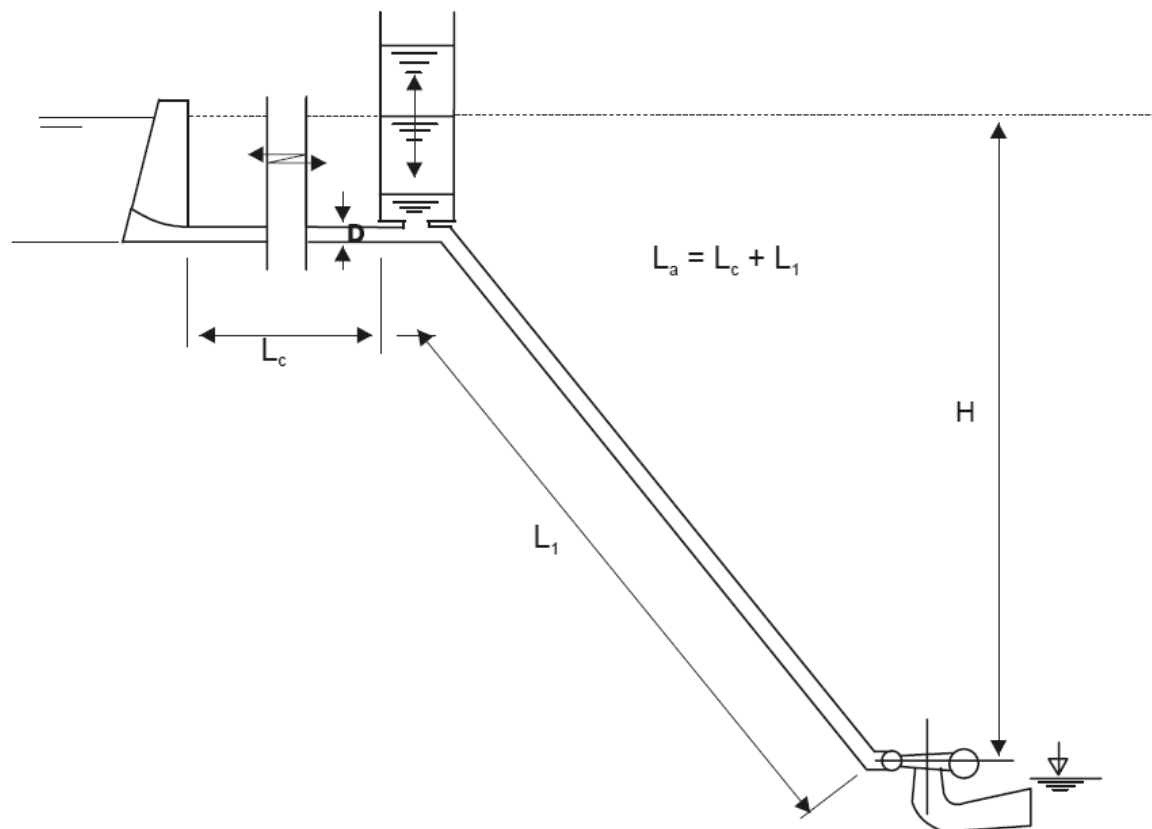
Problem uderzenia hydraulicznego staje się ważki w przypadku długich rurociągów, gdy otwarty kanał zostaje zastąpiony przez przewód ciśnieniowy na całej trasie doprowadzalnika. Przy rygorystycznym podejściu trzeba wziąć pod uwagę nie tylko sprężystość cieczy i materiału rurociągu jak wyżej, ale także straty hydrauliczne oraz czas zamykania zaworu. Analiza matematyczna jest pracochłonna i wymaga użycia oprogramowania komputerowego. Czytelnicy zainteresowani tym tematem znajdują 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 odstawi 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 nadciśnienie. Współczynniki bezpieczeństwa i marginesy tolerancji na nadciśnienie zależą od zastosowanych norm.



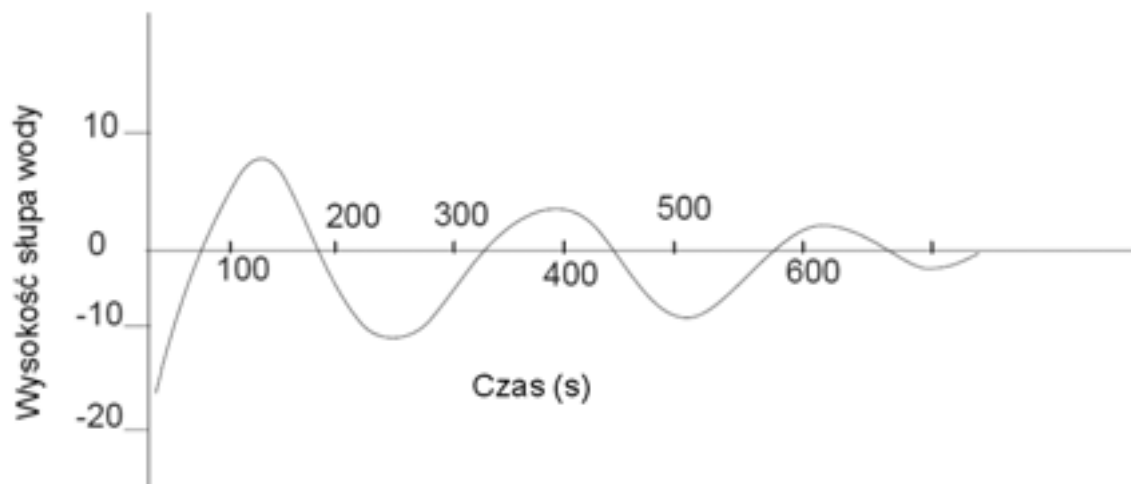
Rysunek 5-36 Komora wyrównawcza

Jeśli w układzie może powodować uderzenie hydrauliczne o wysokiej amplitudzie, to należy rozpatrzyć instalację urządzenia do jej redukcji. 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 spadku 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/s²)



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 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 krótki, 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 derywacyjnym². 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 przeniesienia poważnych sił wzdłużnych. Składowa pionowa przenoszonych ciężarów, w kN, ma wartość:

$$F_1 = (W_p + W_w) \cdot L \cdot \cos \Phi \quad (5.28)$$

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 bandażę 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:

$$L = 182,61 \cdot \sqrt[3]{\frac{(D + 0,0147)^4 - D^4}{P}} \quad [\text{m}] \quad (5.29)$$

gdzie D - średnica wewnętrzna rurociągu [m]

P - jednostkowa masa rurociągu wypełnionego wodą [kg/m].

5.10 Kanaly 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. Pomiedzy 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 Minicentraís 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.