

HYDRAULICZNE BADANIA MODELOWE W INŻYNIERII WODNEJ

Wojciech MAJEWSKI



Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej
Państwowy Instytut Badawczy

Warszawa 2019

SERIA PUBLIKACJI NAUKOWO-BADAWCZYCH
IMGW-PIB

Autor:

Wojciech Majewski
Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej
Państwowy Instytut Badawczy
ul. Podleśna 61
01-673 Warszawa

Recenzent:

prof. dr hab. inż. Marian Mokwa

Opracowanie redakcyjne:

Rafał Stepnowski

Opracowanie graficzne i techniczne:

Rafał Stepnowski

Komitet Redakcyjny Wydawnictw IMGW-PIB

prof. dr hab. Zbigniew Ustrnul – przewodniczący;

dr hab. inż. Piotr Kowalczak; prof. dr hab. inż. Maciej Maciejewski;

dr Leszek Ośródka; dr hab. inż. Bogdan Ozga-Zieliński, prof. nadzw.;

prof. dr hab. inż. Kazimierz Różdżyński; mgr inż. Edmund Sieński;

mgr Rafał Stepnowski; dr hab. inż. Tamara Tokarczyk, prof. nadzw.;

dr hab. inż. Tomasz Walczykiewicz, prof. nadzw.;

dr hab. inż. Tamara Zalewska, prof. nadzw.; dr Michał Ziemiański

ISBN: 978-83-64979-30-9

Adres redakcji:

Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej – Państwowy Instytut Badawczy
01-673 Warszawa, ul. Podleśna 61, tel. 22 56 94 510, e-mail: rafal.stepnowski@imgw.pl

Niniejsza praca powstała, gdy jej autor był pracownikiem naukowym Instytutu Meteorologii i Gospodarki Wodnej – Państwowego Instytutu Badawczego w Warszawie. Pragnę wyrazić podziękowanie Dyrekcji IMGW-PIB za możliwość jej wydania.

Duża część monografii obejmuje przykłady hydraulicznych badań modelowych wykonanych w Instytucie Budownictwa Wodnego Polskiej Akademii Nauk w Gdańsku, w których Autor brał czynny udział, będąc wówczas pracownikiem naukowym tego Instytutu. Słowa podziękowania kieruję do Dyrekcji IBW PAN za udostępnienie archiwalnych raportów tych badań.

Pragnę serdecznie podziękować prof. dr. hab. inż. *Marianowi Mokwie*, za opracowanie wnikliwej i szczegółowej recenzji pracy oraz cenne uwagi, które przyczyniły się do poprawy jakości merytorycznej oraz redakcyjnej książki.

Szczególne słowa wdzięczności kieruję do Przewodniczącego Komitetu Redakcyjnego Wydawnictw IMGW-PIB, *prof. dr. hab. Zbigniewa Ustrnula*, za wsparcie w realizacji prezentowanej Państwu publikacji. Serdeczne podziękowanie kieruję do *mgr. Rafała Stepnowskiego* za duży wkład pracy i zaangażowanie w przygotowanie redakcyjne i graficzne niniejszej monografii.

Wojciech Majewski

PRZEDMOWA

Hydrauliczne badania modelowe mają bardzo długą tradycję i sięgają końca XIX wieku, kiedy powstały pierwsze laboratoria hydrauliczne. Ich uruchomienie było ściśle związane z koniecznością wykonania niezbędnych analiz dla nowoprojektowanych obiektów hydrotechnicznych. Istnieją również informacje o wcześniejszych badaniach prowadzonych przez wielu znamienitych uczonych, zajmujących się szeroko pojętą mechaniką płynów obejmującą ciecze oraz gazy. Ich prace posłużyły rozwiązaniu różnego rodzaju problemów teoretycznych oraz praktycznych, a osiągnięcia stały się w wielu przypadkach podstawą hydraulicznych badań modelowych.

Pierwsze profesjonalne laboratoria hydrauliczne powstały w Europie – w 1898 roku w Dreźnie i w 1901 roku w Karlsruhe. W 1935 roku założono niezależną organizację o zasięgu światowym – International Association for Hydraulic Research (przekształconą w późniejszym okresie na International Association for Hydro-Environment Engineering and Research; IAHR) – która funkcjonuje do dziś, promując i wspierając najnowsze kierunki badań hydraulicznych i ekologicznych. Pod koniec XX wieku wiele laboratoriów hydraulicznych zakończyło swoją działalność, co wynikało ze zmniejszającej się liczby nowych obiektów hydrotechnicznych, jak również z rozwoju metod numerycznych. Do chwili obecnej przetrwały jedynie największe i najbardziej znane pracownie. W ostatnich latach nastąpił niezwykle istotny rozwój aparatury pomiarowej i wyposażenia laboratoriów, jak również metod pomiarowych, co przyczyniło się do uzyskiwania coraz bardziej wiarygodnych danych niezbędnych do badań hydraulicznych.

W Polsce pierwsze hydrauliczne badania modelowe zaczęto realizować dopiero po II wojnie światowej. Jednym z najwcześniej uruchomionych laboratoriów była niewielka pracownia w Politechnice Gdańskiej, która przetrwała zawieruchę wojenną, a wcześniej funkcjonowała w ramach niemieckiej Wyższej Szkoły Technicznej (Technische Hochschule Danzig). W 1953 roku w Instytucie Budownictwa Wodnego PAN w Gdańsku powstał nowoczesny ośrodek w dużej, wybudowanej na ten cel hali, z odpowiednim wyposażeniem warsztatowym i obiektem wody. W kolejnych latach uruchomiono jeszcze kilka laboratoriów hydraulicznych w polskich uczelniach – głównie na potrzeby dydaktyczne.

Hydrauliczne badania modelowe można rozpatrywać w różnych aspektach, dwa najważniejsze to aspekt ekonomiczny i bezpieczeństwa. W ujęciu ekonomicznym należy postawić pytanie: czy budowla nie jest „przeprojektowana” i czy nie przekroczone jej niezbędnych wymiarów – bo to oznacza ogromne koszty nie tylko jej budowy, ale również późniejszego utrzymania. Aspekt bezpieczeństwa z kolei to ocena, czy nie zaprojektowano i wybudowano

obiektu o zbyt małych wymiarach, co w przyszłości może oznaczać konieczność jego przebudowy (zwiększenie kosztów), a w razie awarii spowodować poważne straty ekonomiczne czy nawet śmierć ludzi. Istotą hydraulicznych badań modelowych jest określenie optymalnych kształtów i wymiarów poszczególnych elementów budowli, które zapewnią prawidłowe i bezpieczne jej funkcjonowanie nawet w ekstremalnych sytuacjach.

Korzyści związane z prowadzeniem hydraulicznych badań modelowych dotyczą kilku obszarów. Po pierwsze oznaczają zdecydowanie niższe koszty od tych, które potencjalnie poniesiemy, jeżeli wybudowany obiekt będzie wymagał poprawek lub podczas jego użytkowania dojdzie do strat, np. w środowisku naturalnym. Udoskonalenie projektu w wyniku badań modelowych może w znaczny sposób obniżyć koszt inwestycji, zwiększyć walory eksploatacyjne oraz podnieść bezpieczeństwo obiektu. Po drugie modele hydrauliczne wykonuje się stosunkowo szybko, a pomiary na nich realizowane są dokładne, precyzyjne i możliwe do powtórzenia. Doświadczenia, których wyniki rodzą wątpliwości mogą być wielokrotnie ponawiane przy zmienionych parametrach i dokładnie analizowane. Najważniejszą jednak zaletą modeli jest wizualizacja przepływu. Widok funkcjonujących przelewów oraz niecki do rozpraszania energii, gdzie powstaje odskok hydrauliczny, kontrakcja na przelewach czy miejsca powstawania podciśnień na przelewach, to elementy o istotnym znaczeniu przy projektowaniu obiektu hydrotechnicznego. Bardzo ważny jest dobrze widoczny zasięg erozji poniżej budowli i stwierdzenie, który wariant niecki do rozpraszania energii jest najlepszy. Dziś niezbędne jest również uwzględnienie potencjonalnych zmian klimatycznych, które mogą prowadzić w przyszłości do ekstremalnych sytuacji hydrologicznych, na które dany obiekt powinien być przygotowany.

W badaniach modelowych należy uwzględnić przede wszystkim teorię podobieństwa, obejmującą odpowiednie kryteria wynikające z istoty badanych zjawisk. Wymaga to nie tylko dobrej znajomości tych procesów, ale również szansy ich odtworzenia na modelu w zmniejszonej skali. Osiągnięcie pełnego podobieństwa modelu do natury nie zawsze jest możliwe, co przekłada się na odstępstwa od teorii w postaci tzw. efektów skalowych, powodujących niekompletne, a nawet błędne wyniki. Warto też zwrócić uwagę, że punktem wyjścia do badań hydraulicznych jest projekt techniczny budowli określający jego wymiary i kształty, konfigurację badanych odcinków rzek z uwzględnieniem ruchu rumowiska, jak również dane hydrologiczne dotyczące przepływów. Bardzo istotne są również dane dotyczące ukształtowania stanowiska górnego i dolnego budowli.

Większość problemów hydraulicznych, rozwiązywanych w minionym stuleciu tylko na drodze eksperymentalnej, od początku XXI wieku rozpatruje się z powodzeniem przy użyciu modeli matematycznych. W tej dziedzinie, dzięki rozwojowi metod numerycznych i nowoczesnego sprzętu komputerowego, dokonano w ostatnim czasie olbrzymiego postępu.

Niniejsza monografia obejmuje podstawy teoretyczne oraz opis badań obiektów hydrotechnicznych na śródlądowych wodach powierzchniowych, a także badania odcinków rzek związanych z tymi budowlami. Przedstawiono w niej zagadnienia z zakresu modelowania

m.in. przepływu wody, ruchu rumowiska, jego erozji i sedymentacji czy przepływu kry lodowej przez przelewy jazów lub zapór.

Książka kierowana jest do środowiska naukowców i techników, zajmujących się problemami budownictwa hydrotechnicznego, studentów wyższych uczelni technicznych na kierunkach inżynieria środowiska i budownictwo wodne oraz studentów podyplomowych i pracowników biur konsultingowych. Intencją Autora było przedstawienie zagadnienia językiem zrozumiałym nie tylko dla wyżej wymienionych grup technicznych specjalistów, ale również czytelników posiadających jedynie podstawową wiedzę z hydrauliki i budownictwa wodnego.

SPIS TREŚCI

1.	WPROWADZENIE	13
2.	PODSTAWOWE CECHY FIZYCZNE WODY	17
2.1.	Gęstość wody	17
2.2.	Lepkość wody	19
2.3.	Napięcie powierzchniowe	20
3.	PRZEPIY W LAMINARNY I TURBULENTNY	21
3.1.	Doświadczenia Reynoldsa	21
4.	PODSTAWOWE INFORMACJE Z HYDRAULIKI	25
4.1.	Przepływ ustalony i nieustalony	26
4.2.	Przepływ równomierny i nierównomierny	26
4.3.	Odskok hydrauliczny i rozpraszanie energii	32
4.4.	Przepływ przez przelewy	36
4.5.	Erozja lokalna poniżej budowli piętrzących	39
4.6.	Kawitacja	39
4.7.	Pochłanianie powietrza i napowietrzanie	39
5.	RUCH RUMOWISKA	41
5.1.	Wprowadzenie	41
5.2.	Rodzaje ruchu rumowiska i formy denne	41
5.3.	Początek ruchu rumowiska	42
6.	ANALIZA WYMIAROWA	45
6.1.	Wyznaczanie liczb bezwymiarowych	45
6.2.	Siły występujące w przepływie cieczy	47
7.	PODSTAWY HYDRAULICZNYCH BADAŃ MODELOWYCH	49
7.1.	Podstawowe charakterystyki w hydraulicznych badaniach modelowych	49
7.2.	Podobieństwo modelu i natury	51
7.3.	Podobieństwo geometryczne	51
7.4.	Podobieństwo kinematyczne	52
7.5.	Podobieństwo dynamiczne	53
7.6.	Podobieństwo modelowe według prawa Froude'a	53
7.7.	Uwarunkowania hydraulicznych badań modelowych	54
8.	BUDOWLE HYDROTECHNICZNE	57
8.1.	Zapory wodne	58
8.2.	Jazy	60
8.3.	Stopnie wodne	61

8.4.	Progi wodne	61
8.5.	Śluzy żeglugowe	62
8.6.	Przepusty	62
8.7.	Lewary	63
8.8.	Budowle regulacyjne	63
8.9.	Przelewy	64
8.10.	Niecki do rozpraszania energii	64
9.	PRZYKŁADY BADAŃ KONSTRUKCJI HYDROTECHNICZNYCH	67
9.1.	Podstawy badań konstrukcji hydrotechnicznych	67
9.2.	Jaz z niskim progiem	68
9.3.	Regulator przepływu na kanale melioracyjnym w Iraku	69
9.4.	Stopień Włocławek	69
9.5.	Hydrauliczne badania modelowe stopnia wodnego Włocławek	72
9.5.1.	Model wycinkowy jazu (pierwsza wersja)	72
9.5.2.	Model przestrzenny stopnia Włocławek	74
9.5.3.	Model wycinkowy jazu (druga wersja)	77
9.5.4.	Drugi model wycinkowy jazu (druga wersja)	80
9.5.5.	Model grodzy budowlanej w korycie Wisły	81
9.5.6.	Model śluzy żeglugowej	82
9.5.7.	Model przegradzania koryta Wisły	85
9.6.	Zapora i zbiornik Solina	86
9.6.1.	Badania modelowe całego obiektu	86
9.6.2.	Badania pracy upustów dennych	88
9.7.	Zapora i zbiornik Tresna	89
9.7.1.	Hydrauliczne badania modelowe zapory Tresna	90
9.8.	Hydrauliczne badania modelowe I Bramy Torowej na Kanale Piastowskim ..	90
10.	MODELE RZECZNE	93
10.1.	Wprowadzenie	93
10.2.	Modele długie i krótkie	93
10.3.	Modele w skali skażonej i nieskażonej	93
10.4.	Modele z dnem rozmywalnym i nierozmywalnym	94
10.5.	Modele rzeczne z dnem stałym	94
10.6.	Modele rzeczne z dnem rozmywalnym	96
10.6.1.	Podstawy wyboru skal modeli z dnem rozmywalnym	97
10.6.2.	Przykłady doboru skali modelu z dnem rozmywalnym	99
11.	PROJEKTOWANIE I BUDOWA MODELI	101
11.1.	Zdefiniowanie problemu i obiektu	101
11.2.	Cel i zakres badań	102
11.3.	Skala i rodzaj modelu	102
11.4.	Modele konstrukcji hydrotechnicznych	103
11.5.	Modele rzeczne z dnem stałym	103

11.6. Modele rzeczne z dnem rozmywalnym	104
11.7. Projekt stanowiska badawczego i jego wyposażenie	104
11.7.1. Rumowisko	105
11.7.2. Część wejściowa modelu	105
11.7.3. Stanowisko dolne modelu	105
11.7.4. Aparatura pomiarowa i rejestrująca	106
12. BADANIA I OPRACOWANIE WYNIKÓW	107
12.1. Raport z badań	108
BIBLIOGRAFIA	109
WYKAZ STOSOWANYCH OZNACZEŃ	111
POLSKO-ANGIELSKI SŁOWNIK WYRAŻEŃ	112
STRESZCZENIE	115
ABSTRACT	117

1. WPROWADZENIE

W hydraulicznych badaniach modelowych zawsze wykorzystuje się występującą w naturze ciecz – czyli wodę. Ta zaś charakteryzuje się wieloma właściwościami fizycznymi, które są zmienne i w dużej mierze zależne od temperatury – są to: gęstość, lepkość, napięcie powierzchniowe, ściśliwość, zdolność do rozpuszczania różnych substancji, jak również zdolność do transportowania cząsteczek stałych w formie zawieszonej i wlezionej. Ponadto woda może występować w postaci ciekłej, stałej (lód) oraz gazowej (para wodna). Wszystkie te elementy muszą być brane pod uwagę przy realizacji hydraulicznych badań modelowych.

Powstanie laboratoriów hydraulicznych i realizacja hydraulicznych badań modelowych poprzedzone było badaniami mechaniki płynów prowadzonymi przez wielu wybitnych naukowców, których nazwiska są często związane z osiągnięciami w innych dziedzinach. Fundamentalne dla rozwoju hydrauliki były prace E. Torricelliego (1608-1647), B. Pascala (1623-1662), D. Bernoulliego (1700-1782), L. Eulera (1707-1783), B. De Saint Venanta (1797-1886), J. Bousinesqa (1842-1929), G. Bidonego (1781-1839) oraz G. Coriolisa (1792-1843). Antoine Chezy (1718-1798), francuski inżynier i matematyk, przedstawił w 1769 roku prosty wzór na określenie średniej prędkości przepływu w kanałach otwartych [Szuster, Utrysko 1986]. Irlandzki inżynier Robert Manning (1816-1897) w 1889 roku opublikował formułę do obliczania średniej prędkości przepływu w kanałach otwartych [Henderson 1966]. Wzory te szybko stały się powszechne i są obecnie często stosowane w badaniach przepływu w przewodach zamkniętych. W latach 1840-1850 w światowej literaturze dotyczącej hydrauliki pojawił się wzór Darcy'ego-Weisbacha na określenie strat spadku w przepływie w przewodach zamkniętych [Mitosek 2007]. Zależność ta została później zaadaptowana do przepływu w kanałach otwartych z uwzględnieniem założenia, że średnica przewodu o przekroju kołowym równa się czterem promieniom hydraulicznym. W późniejszych latach, kiedy podejście empiryczne w dziedzinie hydrauliki zaczęło uwzględniać rozwiązania teoretyczne, wartościowym narzędziem do rozwiązania wielu problemów stała się analiza wymiarowa zaproponowana 1915 roku przez E. Buckinghama [Rouse, Ince 1957]. Wśród zasłużonych dla dziedzin hydrauliki i hydromechaniki należy wymienić jeszcze L. Prandtla, G.I. Taylora oraz T. Karmana, którzy zajmowali się głównie problemami turbulencji przepływu i warstwy przyściennej. Warto jeszcze wspomnieć o badaniach Webera i Cauchego – od ich nazwisk powstały istotne bezwymiarowe liczby znane w hydraulicznych badaniach modelowych.

Hydrauliczne badania modelowe odegrały bardzo ważną rolę w inżynierii środowiska – w szczególności przy projektowaniu, wykonawstwie i eksploatacji budowli hydrotechnicznych. Pierwsze wzmianki o tego rodzaju analizach pochodzą z końca XIX wieku. W 1870 roku William Froude, brytyjski inżynier, bazując na wynikach badania oporów kadłubów statków na ich modelach, przedstawił podstawowe kryterium, jakie musi być stosowane przy modelowaniu zjawisk przepływu pozostającego pod wpływem sił ciężkości. Kryterium to jest znane jako bezwymiarowa liczba Froude'a. Piętnaście lat później irlandzki inżynier Osborne Reynolds przedstawił wyniki swoich badań na dwóch modelach w różnej skali z dnem rozmywalnym dla ujścia rzeki Mersey (południowa Anglia koło Liverpoolu). Jego obserwacje stanowiły wówczas znaczny postęp i otworzyły drogę do modelowania przepływu w rzekach i ujściach rzek [Henderson 1966].

Głównym mechanizmem napędowym powstawania laboratoriów hydraulicznych w XX wieku był intensywny rozwój budownictwa hydrotechnicznego, które z jednej strony miało zaopatrzyć w wodę rozwijające się kraje uprzemysłowione, a z drugiej zapewnić bezpieczeństwo przeciwpowodziowe, swobodę żeglugi śródlądowej oraz wykorzystanie hydroenergetycznego potencjału rzek i zbiorników. Nie należy jednak zapominać, że laboratoria te pozwalały również prowadzić badania podstawowe, mające na celu rozwiązanie wielu skomplikowanych problemów z mechaniki cieczy, takich jak ruch rumowiska, przepływy stratyfikowane czy rozprzestrzenianie się zanieczyszczeń. Był to drugi istotny aspekt ich popularyzacji.

W krajach europejskich oraz w Polsce powstało i rozwinęło się wiele laboratoriów hydraulicznych. Pierwszym ważnym ośrodkiem tego typu w naszym kraju było laboratorium hydrauliczne w Instytucie Budownictwa Wodnego Polskiej Akademii Nauk (IBW-PAN) w Gdańsku [Cebertowicz 1958]. Kolejne uruchomiono w Politechnice Warszawskiej, Politechnice Krakowskiej, Akademii Rolniczej we Wrocławiu, Szkole Głównej Gospodarstwa Wiejskiej oraz przy Oddziale Państwowego Biura Projektowego Hydroprojekt. W czasie działania Centralnego Urzędu Gospodarki Wodnej (CUGW 1962-1970) hydraulicznymi badaniami modelowymi objęto wiele projektowanych budowli hydrotechnicznych, takich jak stopień Włocławek, zaporą Solina, Tresna czy Czorsztyn-Niedzica. Laboratorium hydrauliczne IBW-PAN wykonało również szereg analiz dla obiektów w Iraku i Libii.

Hydrauliczne badania modelowe w Polsce były realizowane w ścisłej współpracy z biurami projektowymi – Hydroprojekt, Energoprojekt oraz Biurem Projektów Budownictwa Melioracyjnego – przyczyniając się wielokrotnie do korekty lub weryfikacji założeń i poprawy projektu planowanych konstrukcji. Równoległe do prowadzonych badań modelowych następował szybki rozwój technik pomiarowych i metodyki badań [Majewski 2017] oraz współczesnych pomiarów terenowych, dostarczających potrzebnych danych do budowy modeli, jak również ich weryfikacji. W ostatnich dekadach XX wieku nastąpił w Polsce widoczny regres w budownictwie hydrotechnicznym, co odbiło się również ograniczeniem badań hydraulicznych. Innym czynnikiem jest intensywny rozwój modelowania matematycz-

nego, pozwalającego rozwiązywać wiele problemów dzięki zastosowaniu nowych technik obliczeniowych oraz szybkich komputerów.

Analogiczna sytuacja miała miejsce w wielu krajach europejskich. Nieliczne laboratoria hydrauliczne na świecie skupiają się obecnie na badaniu zjawisk w skali możliwie zbliżonej do natury tak, aby uniknąć efektów skalowych [Kobus 1985], szukając rozwiązania złożonych problemów (np. ruch rumowiska w rejonie ujść wody) bardzo trudnych do opisu matematycznego, a niezwykle istotnych dla projektowania i eksploatacji budowli hydrotechnicznych i hydroenergetycznych. Wiele problemów hydraulicznych związanych blisko z ekologią jest nadal w początkowej fazie badań [Górka i in. 1995]. Są to zagadnienia termiki wód, rozprzestrzeniania się zanieczyszczeń oraz zjawisk lodowych na wodach płynących, funkcjonowania przepławek dla ryb czy bystrzy.

Prezentowana Państwu monografia jest próbą przedstawienia podstawowych zasad dotyczących hydraulicznych badań modelowych. Osiągnięcie tego celu wymaga podania na wstępie zasadniczych informacji na temat istoty i zakresu tych badań oraz określenia: co rozumiemy pod pojęciem model?

Model to odtworzenie natury, zazwyczaj w zmniejszonej skali, choć stosuje się też skale zwiększone lub skażone. W badaniach hydraulicznych wykorzystuje się model fizyczny, który w odróżnieniu od modeli analogowych czy matematycznych, opiera się na metodach bezpośredniego odwzorowania fizycznego zjawisk hydraulicznych, stosując to samo medium, jakie występuje w naturze. Model hydrauliczny musi być wykonany z materiałów o właściwości fizycznych pozwalających odtworzyć rzeczywiste warunki funkcjonowania obiektu. Pozwala on analizować i rozwiązywać, w różnych konfiguracjach, problemy inżynierii wodnej i technicznej oraz hydromechaniki [Kobus 1980].

Prezentowanie podstawowych informacji z hydrauliki rozpoczyna się w tej monografii od analizy właściwości medium, które występuje zarówno w naturze, jak i na modelu – czyli wody, charakteryzującej się nietypowymi, indywidualnymi cechami – opisano je w rozdziale 2. Kolejne ważne zagadnienia dotyczą ruchu laminarnego i turbulentnego, do opisu których służy bezwymiarowa liczba Reynoldsa, oraz charakteru przepływu – spokojnego, krytycznego lub rwącego – określanego z kolei liczbą Froude'a. Oba zjawiskom poświęcono rozdziały 3 i 4. W części 5 przedstawiono podstawowe informacje dotyczące ruchu rumowiska, niezbędne dla lepszego zrozumienia złożoności modeli rzecznych z dnem rozmywalnym, jak również modeli konstrukcji hydrotechnicznych, gdzie rozmycia dna w stanowisku górnym i dolnym odwzorowuje się jedynie w sposób jakościowy. W rozdziale 6 zaprezentowano podstawy analizy wymiarowej, służącej do określenia bezwymiarowych liczb kryterialnych i szeregu praw podobieństwa niezbędnych do prawidłowego zaprojektowania całego procesu hydraulicznych badań modelowych. Część 7 poświęcona jest zasadom podobieństwa modelu i natury oraz odpowiadającym im kryteriom, których uwzględnienie zależne jest od charakteru modelu i zjawisk na nim odtwarzanych.

Dla lepszego zrozumienia problemu hydraulicznych badań, konieczne było również zebranie podstawowych informacji z budownictwa wodnego, dotyczących budowli badanych na modelach (rozdział 8). W kolejnej części (9) przedstawiono wyniki analiz modelowania konstrukcji hydrotechnicznych bez skażenia jednej ze skal (poziomej lub pionowej), przy zachowaniu pełnego podobieństwa geometrycznego, kinematycznego i dynamicznego. Badania odcinków rzek na modelach z dnem stałym omówiono w rozdziale 10, skupiając się na relacjach wymiarów poziomych i pionowych tych modeli (tj. skażeniu skali pionowej).

Podsumowaniem książki są rozdziały 11 – prezentujący informacje na temat projektowania i budowy modeli hydraulicznych z uwzględnieniem ich podstawowej specyfiki – oraz 12 – zawierający wnioski i zakres merytoryczny poprawnie wykonanych raportów z badań modelowania hydraulicznego.

Monografię opatrzone bibliografią, pozwalającą zapoznać się z szerszym materiałem źródłowym, oraz wykazem stosowanych oznaczeń i jednostek fizycznych występujących w całym tekście. Duża część publikacji międzynarodowych dotyczących konstrukcji hydrotechnicznych i hydraulicznych badań modelowych prezentowana jest w języku angielskim, dlatego do książki załączono słownik polsko-angielski, obejmujący najczęściej stosowane wyrażenia z tej dziedziny, co może ułatwić Czytelnikom zrozumienie wielu określeń.

2. PODSTAWOWE CECHY FIZYCZNE WODY

W początkach hydraulicznych badań modelowych, gdy zajmowano się głównie przepływem wody przez obiekty hydrotechniczne, podstawowe cechy fizyczne wody, takie jak gęstość, lepkość czy napięcie powierzchniowe nie były praktycznie brane pod uwagę, nie mówiąc o ich zmienności wraz z temperaturą. W kolejnych latach pojawiły się jednak nowe zagadnienia badawcze, związane z przepływem wody o różnej gęstości wywołanej temperaturą wody bądź domieszkami chemicznymi (przepływy stratyfikowane). Dotyczyły one m.in. rozprzestrzeniania się odprowadzanych do rzek różnego rodzaju zanieczyszczeń, podgrzanej wody – określanej jako zanieczyszczenie termiczne (ang. *thermal pollution*) – bądź rumowiska w formie zawieszony – prądy zawiesinowe (ang. *density currents*). W tych warunkach pojawiają się liczne problemy na styku woda słodka – woda zasolona, woda podgrzana – woda chłodna czy skomplikowany układ wody słonej, słodkiej i podgrzanej. Prawidłowe przeprowadzenie hydraulicznych badań modelowych dla powyższych zjawisk wymaga szczegółowego rozpoznania charakterystyk fizycznych wody i ich zastosowania w modelowaniu.

Woda jest medium niezwykle złożonym. Do istotnych jej cech, które w zasadniczy sposób rzutują na realizację hydraulicznych badań modelowych możemy zaliczyć:

- gęstość i jej zmiany pod wpływem temperatury, różnych domieszek chemicznych, szczególnie soli, a także rumowiska w formie zawiesiny;
- lepkość, która odgrywa istotne znaczenie, gdy woda jest w ruchu i wpływa na rozkład prędkości i opory przepływu;
- napięcie powierzchniowe – bardzo istotne przy przepływach laminarnych.

2.1. Gęstość wody

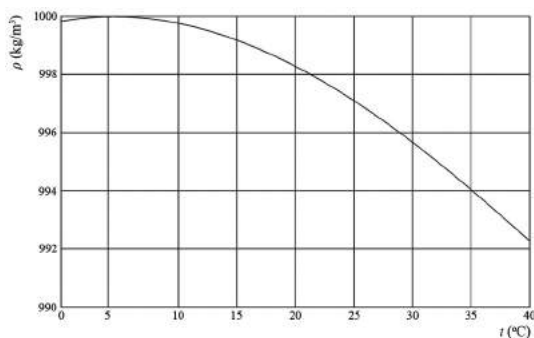
Gęstość wody jest przedstawiana jako stosunek jednostki masy (kg) i jednostki objętości (m^3). Podstawowym czynnikiem determinującym gęstość wody jest jej temperatura, która ma szczególne znaczenie w środowisku wodnym, ponieważ przyczynia się do budowy stratyfikacji termicznej. Gęstość wody zależy również w dużym stopniu od domieszek chemicznych rozpuszczonych w wodzie. Często znaczne podwyższenie gęstości wody wywołuje zawiesina w postaci drobnych cząstek rumowiska. Zjawisko to występuje przy ujściu rzek górskich do zbiorników wodnych – powstają wówczas tzw. prądy zawiesinowe (gęstościowe). Utrzymywanie się drobnych cząsteczek w wodzie w formie zawieszony jest możliwe dzięki ich niewielkim wymiarom, jak również turbulencji przepływu.

Gęstość wody w zakresie temperatur od 0 do 40°C może być określona wzorem:

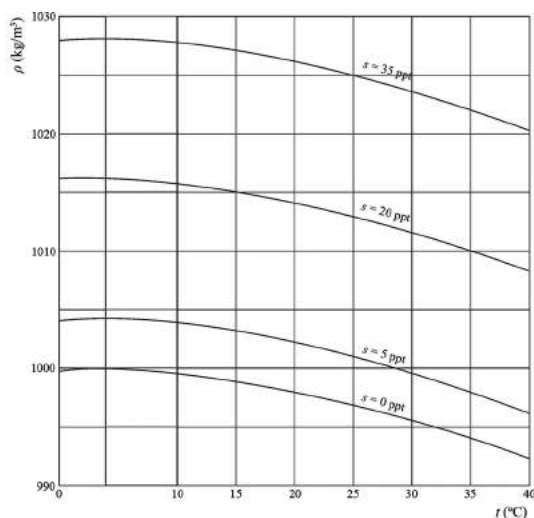
$$\rho = 1000 - \frac{(t-4)^2 (t+283)}{503,57 (t+67,2)} \quad (2.1)$$

gdzie: t – temperatura wody (°C); ρ – gęstość wody (kg/m³). Zależność tę przedstawia wykres na rysunku 2.1.

Największa gęstość wody występuje przy temperaturze 4°C i wynosi 1000 kg/m³. Gęstość ta maleje wraz ze wzrostem temperatury, ale również, gdy temperatura wody maleje od wartości 4°C do zera. Ta zależność ma szczególne znaczenie przy tworzeniu się pokrywy lodowej oraz innych zjawisk lodowych.



RYСУNEK 2.1. Zależność gęstości wody od temperatury w zakresie od 0 do 40°C [Majewski 2005]



RYСУNEK 2.2. Zależność gęstości wody od temperatury dla różnego stopnia zasolenia [Majewski 2005]

Domieszki związków chemicznych w wodzie powodują zwiększenie jej gęstości i to dosyć znaczne w porównaniu ze zmianami gęstości wywołanymi różną temperaturą wody. Na rysunku 2.2 pokazano zmiany gęstości wody w zależności od domieszek soli w układzie wagowym w ilościach do 35 ppt (ang. *parts per thousand*; 20 ppt oznacza domieszkę 20 kg soli na 1000 kg wody, tj. 1 m³). Dla porównania na ilustracji zamieszczono również krzywą przebiegu zmian gęstości wody wynikających jedynie ze zmian temperatury ($s = 0$ ppt).

Różnice gęstości wody związane z zasoleniem mają szczególne znaczenie w ujściach rzecznych, gdzie gęstsza woda słona może w warstwie dennej wdzierać się daleko w głąb lądu. Natomiast różnice temperatury powodują, że np. mniej gęsta ciepła woda może rozprzestrzeniać się w warstwie powierzchniowej w naturalnych obiegach chłodzących elektrowni ciepłych w pobliżu ich zrzutów. Podobne zjawisko występuje w zbiornikach wodnych i jeziorach tworząc naturalną stratyfikację.

TABELA 2.1. Wartości gęstości, lepkości kinematycznej i napięcia powierzchniowego dla różnych temperatur wody [Majewski 2005]

Temperatura t (°C)	Gęstość wody ρ (kg/m ³)	Lepkość kinematyczna ν (m ² ·s ⁻¹)·10 ⁻⁶	Napięcie powierzchniowe σ (N/m)
0	999,87	1,787	0,0757
2	999,97	1,671	0,0753
4	1000,00	1,567	0,0749
10	999,73	1,307	0,0742
15	999,13	1,139	0,0735
20	998,23	1,002	0,0728
25	997,08	0,890	0,0720
30	995,68	0,798	0,0712
35	994,06	0,719	0,0704
40	992,25	0,653	0,0696

2.2. Lepkość wody

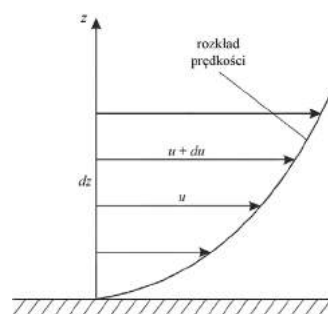
Ciecze w formie statycznej przybierają zawsze kształt naczynia, w którym się znajdują. Ciecze będące w ruchu ulegają deformacji, gdy poddane są naprężeniom zewnętrznym i dodatkowo, gdy są cieczami lepkiemi. Lepkość cieczy jest miarą oporu przepływu, definiowaną formułą:

$$\tau = \mu \frac{du}{dz} \quad (2.2)$$

gdzie: τ – naprężenia styczne (N/m²); μ – lepkość dynamiczna (N s/m²); du/dz – gradient prędkości w cieczy (1/s).

Zależność ta znana jest jako prawo Newtona, a ciecze, które ją spełniają zwane są cieczami newtonowskimi [Mitossek 2007]. W wielu rozważaniach lepkość dynamiczna μ zastępowana jest lepkością kinematyczną $\nu = \mu/\rho$, gdzie ρ – gęstość cieczy (kg/m³), a ν – lepkość kinematyczna (m²/s).

Lepkość cieczy maleje wraz ze wzrostem ich temperatury. Na rysunku 2.3 przedstawiono natomiast zmianę prędkości cieczy lepkiej (u) wraz z głębokością w przepływie laminarnym. Wyraźnie zaznacza się wpływ powierzchni stałej (dna) na rozkład prędkości.



RYСУNEK 2.3. Rozkład prędkości cieczy w przepływie laminarnym nad stałą gładką powierzchnią [Majewski 2017]

Naprężenia styczne pomiędzy poszczególnymi warstwami płynącej cieczy są zależne od zmiany prędkości wraz z głębokością du/dz oraz od jej lepkości określanej współczynnikiem lepkości dynamicznej μ .

2.3. Napięcie powierzchniowe

Napięcie powierzchniowe występujące w cieczach jest wynikiem przyciągania się do siebie molekuł cieczy [Szuter, Utrysko 1986; Mitosek 2007]. Występuje ono w całej masie cieczy, ale jest dużo większe i widoczne w pobliżu powierzchni swobodnej. Procesy te wymagają znacznego wydatku energii (Nm), która odniesiona do jednostki powierzchni (m^2) zwana jest napięciem powierzchniowym σ o wymiarach N/m. Ciecze mają bardzo zróżnicowane napięcie powierzchniowe, a z właściwości tej korzystają np. owady poruszające się po powierzchni wody.

3. PRZEPŁYW LAMINARNY I TURBULENTNY

W naturze przepływ w kanałach otwartych i w przewodach zamkniętych jest prawie zawsze turbulentny [Majewski 2005]. Przepływ laminarny może pojawiać się jedynie w przypadku spływu wody cienką warstwą na gładkich chodnikach lub powierzchniach wyasfaltowanych. Tymczasem na modelach hydraulicznych, przy małych głębokościach i małych prędkościach, może pojawić się właśnie przepływ laminarny. Sytuacja taka jest nieakceptowalna, ponieważ opory w przepływie laminarnym są proporcjonalne do prędkości w pierwszej potęgze, natomiast w przepływie turbulentnym – proporcjonalne do potęgi w granicach od 1,75 do 2,00, a więc różnią się w sposób zasadniczy i nie są porównywalne. Jeżeli w naturze występuje przepływ turbulentny, to bezwzględnie, taki sam przepływ musi występować na modelu.

PRZEPŁYW LAMINARNY charakteryzuje się liniami prądu równoległymi do ograniczających ten przepływ powierzchni. Dominujące są prędkości zgodne z głównym kierunkiem przepływu, nie występują natomiast lub są minimalne składowe prędkości prostopadłe do głównego kierunku przepływu. Cząsteczki wody poruszają się w sposób uporządkowany po liniach zbliżonych do prostych (rys. 3.1), a rozkład prędkości w przekroju zamkniętym jest regularny i zbliżony do paraboli (rys. 3.2). Na rysunku 3.3 pokazano rozkład prędkości w przepływie turbulentnym, znacząco różny od rozkładu w przepływie laminarnym. Często w rozważaniach teoretycznych i inżynierskich przyjmujemy średni rozkład prędkości przepływu o jednakowych prędkościach w całym przekroju (rys. 3.4), co jest dużym uproszczeniem.

PRZEPŁYW TURBULENTNY cechuje się występowaniem składowych prędkości prostopadłych do głównego kierunku przepływu i powstawaniem zawirowań. Linie prądu są nieregularne, podobnie jak rozkład prędkości w przekroju przepływu (rys. 3.1b). Powoduje to intensywne mieszanie się cieczy i w przypadku występowania różnych temperatur wody, domieszek chemicznych lub zanieczyszczeń stałych prowadzi do ich wyrównania w całym przekroju poprzecznym. Rozkład prędkości przepływu turbulentnego w przewodzie zamkniętym jest nieregularny i zbliżony do wartości średniej. W naturze prawie wszystkie przepływy są turbulentne.

3.1. Doświadczenia Reynoldsa

Badaniami dotyczącymi różnego rodzaju przepływów w rurociągach zajmował się brytyjski fizyk Osborne Reynolds [Majewski 2005]. Wykonał on laboratoryjny eksperyment, polegający na przepływie różnych cieczy w poziomym przezroczystym przewodzie o prze-

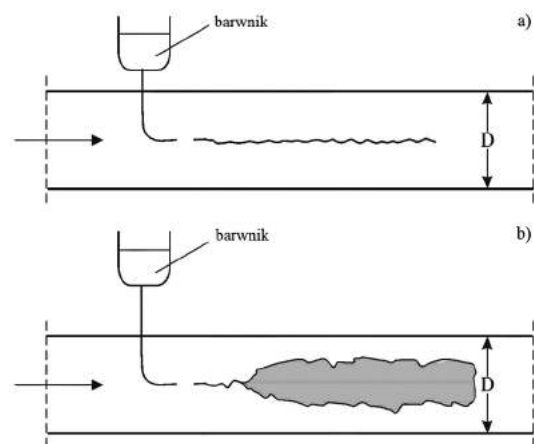
kroju kołowym. Reynolds stwierdził, że o charakterze przepływu decydują trzy czynniki: jakość cieczy, scharakteryzowana kinematycznym współczynnikiem lepkości ν , średnica przewodu D oraz średnia prędkość przepływu V , uzyskana z ilorazu natężenia przepływu Q i powierzchni przekroju przewodu. Natężenie przepływu do doświadczeń określono na podstawie pomiaru na przelewie pomiarowym. Reynolds wykonując swoje eksperymenty doszedł do wniosku, że możliwe jest połączenie trzech wyżej wymienionych wielkości fizycznych ν , V i D w jedną bezwymiarową liczbę, którą nazwano później liczbą Reynoldsa Re [Rouse, Ince 1957]:

$$Re = \frac{VD}{\nu} \quad (3.1)$$

gdzie: V – prędkość średnia w przewodzie (m/s); D – średnica przewodu (m); ν – kinematyczny współczynnik lepkości cieczy (m^2/s).

Opierając się na doświadczeniach z różnymi rodzajami cieczy (woda, olej, benzyna), średnicami przewodów i prędkościami przepływu stwierdzono, że przepływ laminarny utrzymuje się do momentu, gdy liczba Reynoldsa nie osiągnie wartości ok. 2000. W zakresie $Re = 2000-4000$ przepływ uważany jest za przejściowy, tzn. może być laminarny bądź turbulentny, natomiast powyżej 4000 przepływ przyjmuje charakter turbulentnego. Przytoczone tu wartości należy jednak traktować jako orientacyjne. Doświadczenie Reynoldsa pokazano schematycznie na rysunku 3.1. Na kolejnych ilustracjach przedstawiono rozkład prędkości w obu typach przepływu – w laminarnym jest on regularny i zbliżony do paraboli (rys. 3.2), w turbulentnym – charakteryzuje się nieregularnościami (rys. 3.3).

W przepływie laminarnym prędkość maksymalna występuje w osi przewodu i jest około dwukrotnie większa od prędkości średniej. W przepływie turbulentnym rozkład prędkości w przekroju poprzecznym jest zupełnie inny niż w przepływie laminarnym i bardziej zbliżony do jego wartości średniej.



RYSUNEK 3.1. Przepływ laminarny (a)
i przepływ turbulentny (b)

Pokazane na rysunku 3.2 i 3.3 rozkłady prędkości są rozkładami rzeczywistymi uzyskanymi z pomiarów. Zarówno w przepływie laminarnym, jak i turbulentnym prędkość przepływu na styku ze ścianką przewodu jest równa zero. Przepływ średni jest rozkładem przyjętym teoretycznie (rys. 3.4). Zakłada on jednakową prędkość w całym przekroju wynikającą z zależności $V = Q/A$ (prędkość średnia

jest ilorazem natężenia przepływu i powierzchni przekroju przez którą ten przepływ przechodzi).

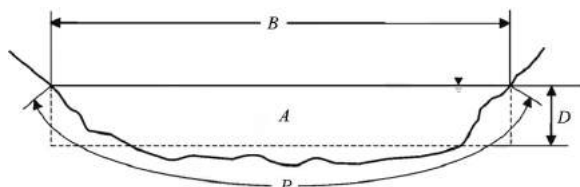
Przepływ laminarny występuje w przewodach o małym przekroju poprzecznym bądź przy małych prędkościach przepływu lub w przypadku cieczy o dużej lepkości. W naturze zdarza się on bardzo rzadko – przykładem może być spływ deszczu po gładkiej powierzchni jezdni lub chodnika o małej grubości, rzędu 1 cm.

Reynolds swoje doświadczenia wykonywał w przewodach zamkniętych o przekroju kołowym. Natomiast w praktyce inżynierskiej mamy bardzo często do czynienia z przepływem w kanałach otwartych ze swobodnym zwierciadłem wody. Jak wówczas, przy zastosowaniu liczby Reynoldsa, określić czy przepływ jest laminarny, czy turbulentny [Majewski 2005]? Należy średnicę przewodu o przekroju kołowym D zastąpić promieniem hydraulicznym R , który jest stosunkiem przekroju przepływu A i obwodu zwilżonego P . Obwód zwilżony jest długością, na której woda styka się ze stałą powierzchnią. Z prostego wyliczenia wynika, że średnica przewodu o przekroju kołowym D jest równa czterem promieniom hydraulicznym $4R$. Wartość liczby Reynoldsa w kanale otwartym uwzględniającym promień hydrauliczny określa więc wzór:

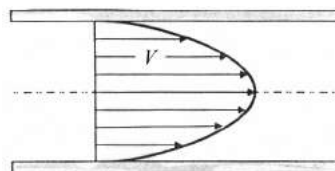
$$Re = \frac{V4R}{\nu} \tag{3.2}$$

Definicję promienia hydraulicznego w kanale otwartym ilustruje rysunek 3.5, gdzie: A – powierzchnia przepływu (m^2); B – szerokość kanału w zwierciadle wody (m); P – obwód zwilżony (m); D – głębokość średnia A/B (m); R – promień hydrauliczny A/P (m).

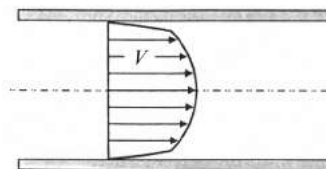
W szerokich kanałach otwartych promień hydrauliczny R równa się w przybliżeniu głębokości średniej D .



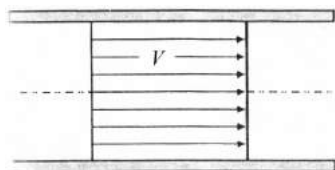
RYСУNEK 3.5. Przekrój poprzeczny kanału otwartego ze swobodnym zwierciadłem wody



RYСУNEK 3.2. Rozkład prędkości w przepływie laminarnym



RYСУNEK 3.3. Rozkład prędkości w przepływie turbulentnym



RYСУNEK 3.4. Teoretyczny rozkład prędkości przepływu uśredniony w całym przekroju

Wartości liczby Reynoldsa określające przepływ w kanale otwartym są takie same, jak dla przepływu w przewodzie zamkniętym (doświadczenie Reynoldsa). Jeżeli liczba Reynoldsa zdefiniowana według wzoru (3.2) jest mniejsza od 2000, to mamy do czynienia z przepływem laminarnym. Jeżeli $Re > 4000$, to mamy na pewno przepływ turbulentny. W zakresie liczb Reynoldsa od 2000 do 4000 możemy mieć do czynienia zarówno z przepływem laminarnym, jak i turbulentnym – jest to tzw. strefa przejściowa.

W naturze prawie wszystkie przepływy są turbulentne i dla nich opracowane zostały takie wzory, jak Chezy'ego czy Manninga.

PRZYKŁAD OBLICZEŃ 3.1

W kanale o przekroju prostokątnym, o szerokości 4 m i napełnieniu 1,5 m, występuje przepływ o natężeniu $Q = 10 \text{ m}^3/\text{s}$, przy temperaturze wody równej 20°C (schemat kanału na poniższym szkicu). Aby uzyskać odpowiedź o charakterze przepływu (laminarny czy turbulentny), konieczne jest określenie wartości liczby Reynoldsa. W pierwszym kroku należy obliczyć promień hydrauliczny R oraz średnią prędkość przepływu V .

Powierzchnia przepływu: $A = 4,0 \text{ m} \times 1,5 \text{ m} = 6,0 \text{ m}^2$; obwód zwilżony: $P = 4,0 \text{ m} + (2 \times 1,5 \text{ m}) = 7,0 \text{ m}$; stąd promień hydrauliczny: $R = A/P = 6,0 \text{ m}^2/7,0 \text{ m} = 0,86 \text{ m}$.

Średnia prędkość przepływu: $V = Q/A = 10 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}/6,0 \text{ m}^2 = 1,67 \text{ ms}^{-1}$.

Kinematyczny współczynnik lepkości dla wody o temperaturze 20°C : $\nu = 1,002 \times 10^{-6} \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$ (tabela 2.1).

Liczba Reynoldsa $Re = V \times 4R/\nu = 1,67 \text{ m/s} \times 4 \times 0,86 \text{ m} / 1,002 \times 10^{-6} \text{ m}^2 \text{ s}^{-1} = 5,73 \times 10^6$. W analizowanym przypadku Re znacznie przekracza wartość 4000, co oznacza, że przepływ jest w pełni turbulentny.

PRZYKŁAD OBLICZEŃ 3.2

W przewodzie zamkniętym o przekroju kołowym o średnicy $D = 50 \text{ mm}$ występuje przepływ o natężeniu $10 \text{ m}^3/\text{s}$, przy temperaturze wody $= 15^\circ\text{C}$. Aby obliczyć liczbę Reynoldsa konieczne jest określenie średniej prędkości przepływu w rurociągu. Wszystkie wartości muszą być w jednolitym systemie jednostek.

Powierzchnia przepływu: $A = \pi \times D^2/4 = \pi \times 0,05^2/4 = 0,002 \text{ m}^2$.

Średnia prędkość przepływu: $V = Q/A = 0,01 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}/0,002 \text{ m}^2 = 5 \text{ ms}^{-1}$.

Kinematyczny współczynnik lepkości dla wody o temperaturze 15°C : $\nu = 1,139 \times 10^{-6} \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$ (tabela 2.1).

Liczba Reynoldsa $Re = V \times D/\nu = 5,0 \text{ ms}^{-1} \times 0,05 \text{ m} / (1,139 \times 10^{-6} \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}) = 2,19 \times 10^5$. W analizowanym przypadku Re znacznie przekracza wartość 4000, co oznacza, że przepływ w rurociągu jest w pełni turbulentny.

4. PODSTAWOWE INFORMACJE Z HYDRAULIKI

Hydrauliczne badania modelowe odnoszą się głównie do przepływu ze swobodnym zwierciadłem wody i obejmują zwykle budowle hydrotechniczne wznoszone na rzekach w celu osiągnięcia określonych korzyści. Należyte przeprowadzenie badań wymaga dokładnego poznania zjawisk hydraulicznych, które występują w naturze, ponieważ na modelach mogą one mieć nieco zmienioną postać.

Przepływ wody w kanałach otwartych (ang. *open channel flow*) obejmuje zarówno przepływ w rzekach, jak również w sztucznych kanałach utworzonych przez człowieka. Odnosi się nie tylko do wody, ale także do unoszonego materiału – transportu zanieczyszczeń, ciepła oraz rumowiska wlezonego i unoszonego. Należy pamiętać, że w rzekach funkcjonuje bogaty świat roślin i zwierząt – zapewnienie odpowiednich warunków do jego rozwoju musi być uwzględnione przy projektowaniu budowli hydrotechnicznych. Ponadto znacząca ilość cieków w Polsce w okresie zimowym pokrywa się lodem, co nie tylko w sposób istotny zmienia warunki przepływu, ale również wymaga przepuszczania lodu przez przelewy budowli w czasie wiosennego ruszania lodów [Majewski 2009].

Obiekty hydrotechniczne (stopnie wodne, jazy, progi wodne, przelewy itp.) występujące na rzekach i kanałach, które pełnią rolę kontrolną i regulującą, powodują zmiany natężenia przepływu, prędkości oraz głębokości. Ich projektowanie, budowa i eksploatacja wymagają dużego doświadczenia inżynierskiego, obliczeń hydraulicznych, pomiarów w naturze oraz badań laboratoryjnych na modelach fizycznych. Obecnie, dzięki rozwojowi technik informatycznych, wiele z tych zagadnień rozwiązywanych jest za pomocą modeli matematycznych, dających wyniki z dokładnością niezbędną w inżynierii środowiska.

Przepływ w kanałach otwartych charakteryzuje się swobodnym zwierciadłem wody, na które oddziałuje ciśnienie atmosferyczne i odbywa się dzięki działaniu sił ciężkości. Taki przepływ spotykamy w rzekach, strumieniach, sztucznych kanałach, a także w przewodach zamkniętych, częściowo wypełnionych.

Przy przepływie w kanałach otwartych i przepływie przez budowle woda może być uważana jako nieściśliwa ze względu na stosunkowo małe prędkości. Napięcie powierzchniowe może być również pomijane, gdyż ma mały wpływ na warunki przepływu. Istotne znaczenie mają natomiast takie czynniki, jak: spadek podłużny kanału, kształt przekroju poprzecznego czy szorstkość dna i brzegów. Dodatkowy wpływ mają głębokość i natężenie przepływu, które są wzajemnie zależne. W niektórych obliczeniach ważnymi charakterystykami są promień hydrauliczny oraz głębokość średnia. Określenie promienia hydraulicznego dla danego napełnienia kanału o przekroju trapezowym, prostokątnym czy kołowym jest

proste, natomiast staje się bardziej złożone dla przekroju nieregularnego, wymaga bowiem dokładnego wyznaczenia powierzchni przepływu i obwodu zwilżonego dla przyjętego napełnienia w kanale.

W niniejszym rozdziale przedstawiono podstawowe zjawiska hydrauliczne powiązane z budowlami hydrotechnicznymi lub odcinkami rzek oraz ich modelowaniem: przepływ przez przelewy, odskok hydrauliczny czy starty energii, pochłanianie powietrza przez płynącą wodę czy ruch rumowiska. Określono też znaczenie pojęć: przepływ ustalony i nieustalony, przepływ równomierny i nierównomierny, przepływ turbulentny i laminarny, przepływ krytyczny, rwący czy spokojny.

4.1. Przepływ ustalony i nieustalony

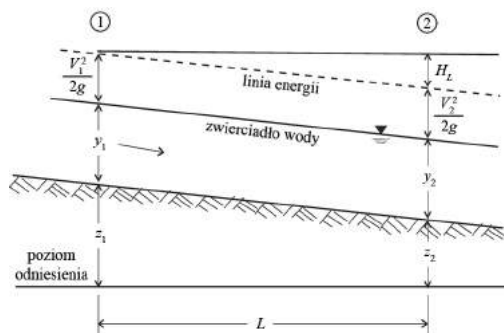
Kryterium tej klasyfikacji przepływu jest czas. Przepływ uznaje się za ustalony (ang. *steady flow*), jeżeli na określonym odcinku rzeki lub kanału nie zmienia się w czasie jego natężenie i związane z tym inne parametry hydrauliczne, takie jak głębokość i średnia prędkość przepływu. Ze przepływem nieustalonym (ang. *unsteady flow*) mamy do czynienia, gdy natężenie przepływu, głębokość i prędkość średnia zmieniają się w czasie. Typowym przykładem przepływu nieustalonego jest przejście fali powodziowej wzdłuż odcinka koryta rzecznoego lub przez budowlę hydrotechniczną. W większości przypadków w korytach rzecznych występują małe zmiany natężenia przepływu w czasie i dla uproszczenia możemy w pewnych przedziałach czasu przepływ taki uważać za ustalony.

4.2. Przepływ równomierny i nierównomierny

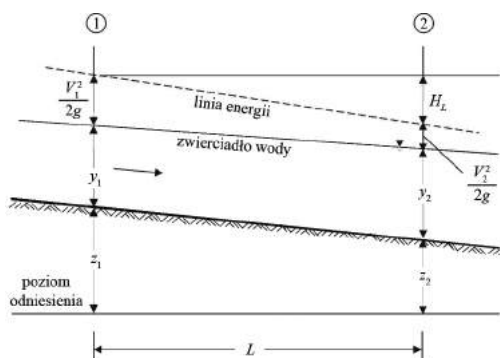
Podział ten oparty jest na kryterium przestrzeni [Szuster, Utrysko 1986]. Przepływ uznaje się za równomierny (często nazywany jednostajnym, ang. *uniform flow*), jeżeli na pewnym odcinku kanału (rzeki) natężenie przepływu jest identyczne, a głębokość i średnia prędkość są stałe. Na rysunku 4.1 w dwóch kolejnych przekrojach kanału przedstawiono energię właściwą w odniesieniu do poziomu porównawczego. Energia właściwa jest stosunkiem energii (Nm) i ciężaru cieczy (N) i ma wymiar liniowy (m). Zasadę tą przedstawia zależność 4.1. znana jako równanie Bernoulli'ego [Graf 1998]:

$$z_1 + y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + y_2 + \frac{V_2^2}{2g} + H_L \quad (4.1)$$

gdzie: z – położenie dna względem poziomu porównawczego (m); y – głębokość przepływu (m); V – średnia prędkość przepływu w danym przekroju (ms^{-1}); $V^2/2g$ – wysokość prędkości (m); H_L – starta spadu między przekrojami wywołana oporami przepływu (m). Wszystkie człony równania Bernoulli'ego mają wymiar liniowy (m).



RYSUNEK 4.1. Przepływ równomierny



RYSUNEK 4.2. Przepływ nierównomierny wolnozmienny [Majewski 2005]

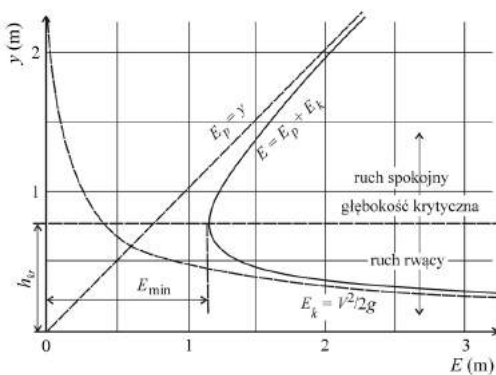
Linia łącząca punkty wielkości prędkości zwana jest linią energii. Przy przepływie rzeczywistym zawsze występują straty spadku wywołane oporami przepływu na obwodzie zwilżonym. Przy przepływie równomiernym (rys. 4.1) linia energii, zwierciadła wody i linia dna są do siebie równoległe. Oznacza to, że straty spadku wywołane oporami przepływu są równoważone energią składowej siły ciężkości działającej wzdłuż przepływu.

Przepływ nierównomierny (rys. 4.2), zwany też zmiennym (ang. *nonuniform flow*), występuje, gdy na rozpatrywanym odcinku kanału przy stałym natężeniu przepływu zmienia się głębokość i średnia prędkość. Oznacza to, że energia płynącej wody wywołana różnicami poziomu dna nie jest równoważona oporami przepływu na tym odcinku. Nierównomierność przepływu może być również wywołana obecnością przeszkód lub budowli spiętrzających. Przepływ nierównomierny może być wolnozmienny – kiedy zmiana głębokości następuje stopniowo, jak np. krzywa cofkowa (ang. *backwater profile*) powstająca przy spiętrzeniu wody w rzece – lub szybkozmienny, który występuje na krótkim odcinku rzeki, zwykle przed przelewem i na samym przelewie.

Przepływ równomierny ze swobodnym zwierciadłem o określonym natężeniu przepływu może odbywać się z różną prędkością, a tym samym osiągać różne głębokości. Warunki te są zależne od spadku dna kanału oraz oporów przepływu wzdłuż obwodu zwilżonego. Energię właściwą możemy przedstawić w formie zależności:

$$E = y + \frac{V^2}{2g} \quad (4.2)$$

Przebieg energii właściwej E w zależności od głębokości przepływu y w określonym przekroju rzeki (kanału), dla przepływu ustalonego równomiernego, przedstawiono na rysunku 4.3. Zależność E_p (energii potencjalnej) od y opisuje linia prosta, natomiast zależność E_k (energii kinetycznej) od y jest krzywą, która dla dużej głębokości osiąga małe wartości energii (małe prędkości), a przy małych głębokościach – duże wartości energii ze względu na duże prędkości. Krzywa sumy energii potencjalnej i kinetycznej osiąga wartość minimalną przy głębokości krytycznej h_{kr} . Powyżej głębokości krytycznej mamy do czynienia z przepływem spokojnym (duża głębokość, mała prędkość), poniżej – z przepływem rwącym (mała głębokość, duża prędkość). Przepływ w okolicy głębokości krytycznej jest bardzo niestabilny, bowiem nawet mała zmiana energii właściwej może zmienić charakter przepływu. Z punktu inżynierskiego preferowany jest przepływ spokojny, gdyż przepływ rwący może powodować niepożądane zjawiska w postaci erozji dna i brzegów.



RYСУNEK 4.3. Zależność energii właściwej od głębokości przepływu [Chow 1959]

Kryterium określającym charakter przepływu jest liczba Froude'a Fr zdefiniowana jako:

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gy}} \quad (4.3)$$

gdzie: V – średnia prędkość przepływu (ms^{-1}); g – przyspieszenie ziemskie (m/s^2); y – głębokość przepływu (m).

Liczba Froude'a jest bezwymiarowa: $Fr = 1,0$ oznacza przepływ krytyczny, $Fr > 1,0$ – przepływ rwący, $Fr < 1,0$ – przepływ spokojny. Z wykresu na rysunku 4.3 wynika, że dla określonej wartości energii właściwej, na przykład $E = 2$ m, głębokości przepływu mogą być całkiem różne – w ruchu spokojnym 1,90 m, w ruchu rwącym 0,40 m. Głębokości te nazywamy głębokościami alternatywnymi (ang. *alternate depths*).

Głębokość krytyczną h_{KR} w przepływie w kanale pryzmatycznym o szerokości b określa wzór:

$$h_{KR} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} \quad (4.4)$$

Przy realizacji hydraulicznych badań modelowych dwa kryteria reprezentowane przez liczbę Reynoldsa i liczbę Froude'a są bardzo istotne, ponieważ określają one jaki rodzaj przepływu występuje na badanym modelu: przepływ laminarny czy turbulentny oraz spokojny, krytyczny czy rwący.

Z badaniami dotyczącymi przepływu ze swobodnym zwierciadłem wody wiążą się nazwiska Chezy'ego i Manninga, którzy przedstawili wzory na określenie średniej prędkości przepływu w kanałach otwartych. Formuły te są również stosowane dla przepływu w przewodach zamkniętych (pod ciśnieniem). Warto przypomnieć, że wzory dotyczą przepływu turbulentnego, ustalonego, równomiernego i spokojnego. Wykorzystanie ich do innych rodzajów przepływu musi być poprzedzone szczegółową analizą tych zjawisk i świadomością rozbieżności wyników od warunków, dla których formuły zostały opracowane. Bardzo często inżynierowie i badacze nie zdają sobie sprawy z dokonywanych uproszczeń, co ujawnia się w postaci efektów skalowych [Kobus 1985].

Chezy przedstawił prosty wzór na określenie średniej prędkości w kanałach otwartych, uzależniając tę wielkość od promienia hydraulicznego R i spadku kanału S [Szuster, Utrysko 1986]:

$$V = C\sqrt{RS} \quad (4.5)$$

We wzorze tym występuje współczynnik prędkości C , który początkowo uważany był za stały. Pod koniec osiemnastego wieku do jego określenia stosowano wzór Bazina, a w następnie Ganguillet-Kuttera (4.6). W obu formułach występują współczynniki szorstkości n , które są zestawione w tabelach. Różne wartości n powodują, że współczynnik prędkości we wzorze Chezy'ego nie jest stały, lecz zależny od charakterystyki kanału (promień hydrauliczny, spadek i szorstkość). Wzór na określenie współczynnika prędkości C (4.6), mimo skomplikowanej formy, znalazł szerokie zastosowanie w praktyce inżynierii wodnej, natomiast formuła Chezy'ego (4.5) jest powszechnie stosowana do obliczania średniej prędkości przepływu w kanałach otwartych.

$$C = \frac{23 + \frac{0.00155}{S} + \frac{1}{n}}{1 + \frac{\left(23 + \frac{0.00155}{S}\right)n}{\sqrt{R}}} \quad (4.6)$$

Wzór opracowany przez Manninga służy do obliczania średniej prędkości przepływu w kanałach otwartych:

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (4.7)$$

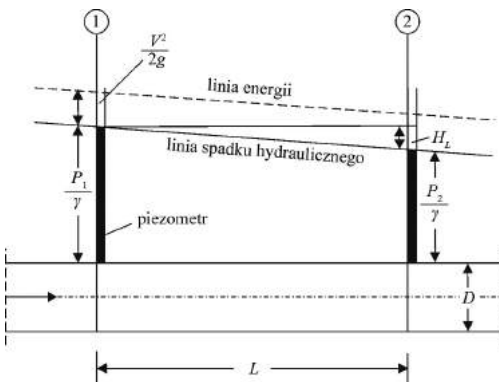
W formule uwzględnia się promień hydrauliczny R , spadek zwierciadła wody S i współczynnik szorstkości n . Wzór zyskał dużą popularność ze względu na dobrze przedstawione wartości współczynnika szorstkości. Początkowo przyjmowano, że wielkość ta jest bezwymiarowa, co prowadziło do niejednorodności wymiarowej. Ostatecznie współczynniki n przypisano wymiar $s/m^{1/3}$. We wzorze Manninga promień hydrauliczny R należy podać w metrach, wówczas średnią prędkość przepływu otrzymujemy w jednostce ms^{-1} .

W literaturze dotyczącej hydrauliki w latach 1840-1850 pojawił się wzór Darcy-Weisbacha na określenie strat spadów w przepływie w przewodach zamkniętych [Mitosek 2007]. Wartość strat spadów H_L (4.7) między dwoma przekrojami 1 i 2 zależy od prędkości przepływu V , średnicy rurociągu D i współczynnika oporu f , który z kolei jest zależny od szorstkości przewodu oraz liczby Reynoldsa.

$$H_L = \frac{fL}{D} \frac{V^2}{2g} \quad (4.8)$$

gdzie: H_L – strata spadów na długości przewodu (m); L – długość przewodu (m); f – bezwymiarowy współczynnik oporu; V – prędkość średnia w przewodzie (ms^{-1}); D – średnica przewodu (m); g – przyspieszenie ziemskie (m/s^2). Wartość f otrzymuje się ze wzoru Colebrooka-White'a o następującej postaci:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left(\frac{\varepsilon}{3.7} + \frac{2.51}{Re \sqrt{f}} \right) \quad (4.9)$$



RYSUNEK 4.4. Schematyczne przedstawienie strat spadów w rurociągu; współczynnik oporów f może być określany na podstawie wzoru Colebrooka-White'a

TABELA 4.1. Przykładowe wartości współczynników szorstkości [Chow 1959]

Rodzaj kanału lub charakterystyka powierzchni	Wartość współczynnika n
Szkło, plastik, polerowany metal	0.010
Polerowane drewno	0.011
Wyprawa cementowa	0.011
Beton w stalowym szalunku	0.012
Powierzchnia ściany z cegły	0.014
Gładka powierzchnia ziemi (bez zielska)	0.014
Ziemia z wystającymi kamieniami i zielskiem	0.020
Naturalne kanały rzeczne:	0.025
czyste i proste	0.025-0.030
meandrujące z zagłębieniami	0.033-0.0410
bardzo meandrujące, porośnięte	0.075-0.100
czyste prostoliniowe kanały, aluwialne	0.022-0.025

TABELA 4.2. Szorstkości różnych materiałów

Materiał	Wysokość szorstkości k (mm)
Mosiądz	0,0015
Odlew żelazny (nowy)	0,26
Beton ze stalowych szalunków	0,18
Żelazo ocynkowane	0,15
Szkło	0,0015
Plastik	0,0015
Stal nie polerowana (nowa)	0,045
Stal spawana	0,09
Wygładzone drewno	0,18

gdzie: $\varepsilon = k/D$ – szorstkość względna; k – szorstkość przewodu (mm); D – średnica przewodu (mm); wartość ε jest bezwymiarowa, Re jest liczbą Reynoldsa.

Obliczenie f za pomocą (4.9) wymaga zastosowania techniki kolejnych przybliżeń, bowiem współczynnik oporu (f) znajduje się po obu stronach wzoru. Dla dużych wartości liczby Reynoldsa, z jakimi mamy zazwyczaj do czynienia w naturalnych przewodach, formuła (4.9) upraszcza się do postaci znanej jako wzór Nikuradze’go:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \frac{\varepsilon}{3.7} \quad (4.10)$$

Badania przepływu w przewodzie zamkniętym zostały zaadaptowane do przepływu o swobodnym zwierciadle wody przy założeniu, że średnica przewodu równa się czterem promieniom hydraulicznym. Po przekształceniach (4.8) otrzymujemy wzór na określenie średniej prędkości przepływu:

$$V = \sqrt{\frac{8g}{f}} \sqrt{RS} \quad (4.11)$$

gdzie: R – promień hydrauliczny (m); S – spadek linii energii (bezwymiarowy H_L/L); L – długość kanału (m); g – przyspieszenie ziemskie (m/s^2); f – współczynnik oporu (bezwymiarowy).

Wyrażenie $\sqrt{\frac{8g}{f}}$ może być utożsamiane ze współczynnikiem prędkości C we wzorze Chezy'ego (4.5).

4.3. Odskok hydrauliczny i rozpraszanie energii

Odskok hydrauliczny to gwałtowne przejście z przepływu rwącego ($Fr > 1$) w przepływ spokojny ($Fr < 1$) poprzez głębokość krytyczną. Miał i ma on nadal bardzo istotne znaczenie w hydrotechnice, a tym samym w hydraulicznych badaniach modelowych. Odskok hydrauliczny był badany doświadczalnie już na początku XIX wieku przez włoskiego uczonego Bidone – do dzisiaj doczekał się wielu analiz. Zjawisko to jest uwzględniane w wielu praktycznych rozwiązaniach, m.in.:

- rozpraszaniu energii wody przepływającej przez zapory lub inne budowle hydrotechniczne i tym samym zabezpieczeniu przed nadmierną erozją poniżej obiektu, która może być bardzo groźna dla jego stabilności;
- zwiększeniu obciążenia wodą w nieckach do rozpraszania energii w celu przeciwdziałania siłom powodującym wypór tych części budowli;
- zwiększeniu natężenia przepływu wody wypływającej spod zasowy przez odsunięcie wody dolnej poniżej wypływu i uniknięcie jego podtopienia;
- intensywnemu mieszaniu wody w przypadku dodawania różnych substancji w procesie ich oczyszczania;
- zwiększeniu napowietrzenia płynącej wody w celach ekologicznych.

Teoretyczna analiza odskoku hydraulicznego (rys. 4.5) przeprowadzona jest przy następujących założeniach:

- w dwóch rozpatrywanych przekrojach rozkład ciśnienia jest hydrostatyczny;
- zjawisko występuje na podłożu poziomym i dlatego wpływ sił ciężkości może być pominięty;
- ze względu na krótki odcinek między przekrojami 1 i 2 opory przepływu na obwodzie zwilżonym mogą być pominięte;
- głębokość $h_1 < h_{KR}$, a głębokość $h_2 > h_{KR}$;

- przepływ jest ustalony (niezmienny w czasie);
- na całym odcinku szerokość kanału b jest stała (kanał pryzmatyczny);
- powierzchnie przekrojów $A_1 = b h_1$, $A_2 = b h_2$;
- ze względu na ciągłość przepływu:

$$Q = V_1 A_1 = V_2 A_2 \quad (4.12)$$

- w analizie dla uproszczenia przyjmuje się, że współczynnik nierównomierności rozkładu prędkości w przekrojach 1 i 2 jest taki sam i wynosi $\beta_1 = \beta_2 = 1,0$.

Pęd przepływu M (mV) przechodzącego przez poziomy odcinek kanału o swobodnym zwierciadle wody w jednostce czasu dt (s) przedstawia zależność:

$$M = \frac{\gamma}{g} Q v \quad (4.13)$$

gdzie: γ – jednostkowy ciężar wody; g – przyspieszenie ziemskie (m/s^2); Q – natężenie przepływu ($m^3 s^{-1}$); v – średnia prędkość w przekroju.

Zgodnie z drugą zasadą dynamiki Newtona, zmiana pędu płynącej objętości wody w jednostce czasu jest równa wypadkowej wszystkich sił zewnętrznych działających na tą objętość. Zależność tę można zapisać w następującej formie:

$$Q = \frac{\gamma}{g} (V_2 - V_1) = P_1 - P_2 \quad (4.14)$$

gdzie: P_1 i P_2 są siłami parcia w przekroju 1 i 2, przy założeniu hydrostatycznego rozkładu ciśnienia (rys. 4.6); współczynniki rozkładu prędkości przyjęto jako:

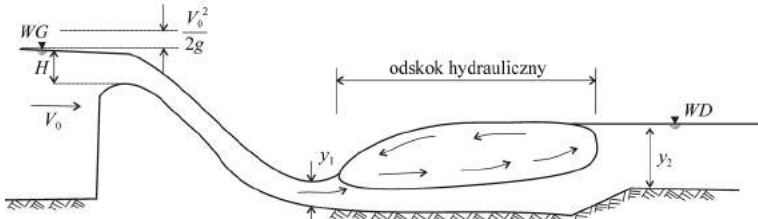
$$P_1 = \frac{\gamma y_1^2}{2} b \quad (4.15)$$

$$P_2 = \frac{\gamma y_2^2}{2} b \quad (4.16)$$

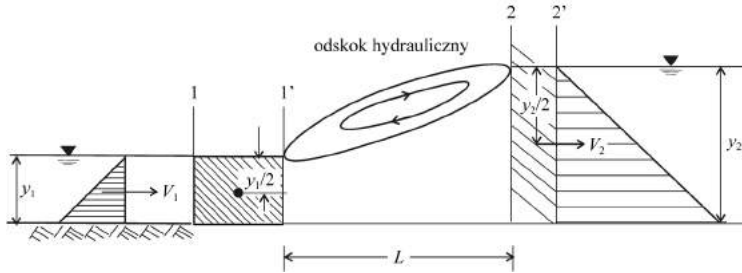
gdzie b jest szerokością kanału.

Równanie (4.14) można zapisać w następującej postaci:

$$\frac{Q^2}{g A_2} + z_2 A_2 = \frac{Q^2}{g A_1} + z_1 A_1 \quad (4.17)$$



RYSUNEK 4.5. Odkosk hydrauliczny (badania własne)



RYSUNEK 4.6. Schemat odskoku hydraulicznego

Przyjmując wyżej przyjęte oznaczenia, równanie (4.17) po przekształceniach można doprowadzić do następującej postaci:

$$\left(\frac{y_2}{y_1}\right)^3 - (2F_1^2 + 1)\left(\frac{y_2}{y_1}\right) + 2F_1^2 = 0 \quad (4.18)$$

i dalej:

$$\left(\left(\frac{y_2}{y_1}\right)^3 + \frac{y_2}{y_1} - 2F_1^2\right)\left(\frac{y_2}{y_1} - 1\right) = 0 \quad (4.19)$$

Zakładając, że: $\left(\frac{y_2}{y_1} - 1\right)$ nie może być równe zero, bo wtedy y_2 i y_1 musiałyby być sobie równe, co oznacza brak odskoku, to:

$$\left(\frac{y_2}{y_1}\right)^2 + \frac{y_2}{y_1} - 2F_1^2 = 0 \quad (4.20)$$

jest równaniem kwadratowym z niewiadomą $\left(\frac{y_2}{y_1}\right)$, gdzie F_1 jest liczbą Froude'a dla przepływu w przekroju 1. Rozwiązanie tego równania jest następujące:

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \sqrt{1 + 8F_1^2} - 1 \quad (4.21)$$

Znając natężenie przepływu Q oraz głębokość y_1 i szerokość przepływu b , można obliczyć prędkość przepływu V i określić wartość liczby Froude'a w przekroju 1, a w konsekwencji stosunek y_2/y_1 . Stąd uzyskuje się wartość sprzężoną odskoku hydraulicznego y_2 .

Siłę właściwą F (m^3) określa zależność:

$$F = \frac{Q^2}{gA} + zA \quad (4.22)$$

Jej pierwszy człon przedstawia pęd przepływu Q przez przekrój A w jednostce czasu w odniesieniu do ciężaru wody, człon drugi – siłę parcia w przekroju A w odniesieniu do ciężaru wody, gdzie: Q – natężenie przepływu ($m^3 s^{-1}$); g – przyspieszenie ziemskie (m/s^2); A – powierzchnia przepływu (m^2); z – położenie środka ciężkości powierzchni A .

W przypadku kanału pryzmatycznego o przekroju prostokątnym $z = \frac{1}{2} y_1$.

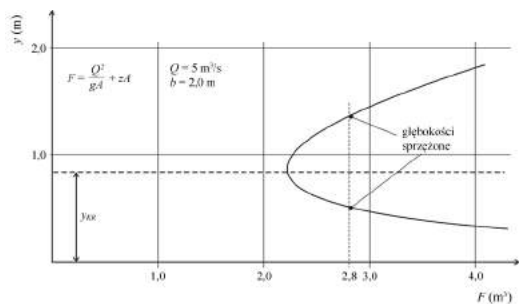
Na rysunku 4.7 przedstawiony jest wykres siły właściwej F (m) dla przepływu $Q = 5 m^3 s^{-1}$, szerokości koryta $b = 2 m$ i pierwszej głębokości sprzężonej $y_1 = 0,5 m$. Głębokość krytyczną dla tego przepływu określa formuła (4.4). Dla przyjętych warunków hydraulicznych ($Q = 5 m^3 s^{-1}$ oraz $b = 2,0 m$) – $h_{KR} = 0,86 m$. Dla głębokości sprzężonej $y_1 = 0,50 m$ – druga głębokość sprzężona (rys. 4.6) wynosi $y_2 = 1,36 m$. Dla obu głębokości siły właściwe wynoszą $F_1 = F_2 = 2,80 m^3$ (rys. 4.7).

Na rysunku 4.8 przedstawiono wykres energii właściwej E (m) dla tych samych warunków hydraulicznych, co dla siły właściwej F (m^3):

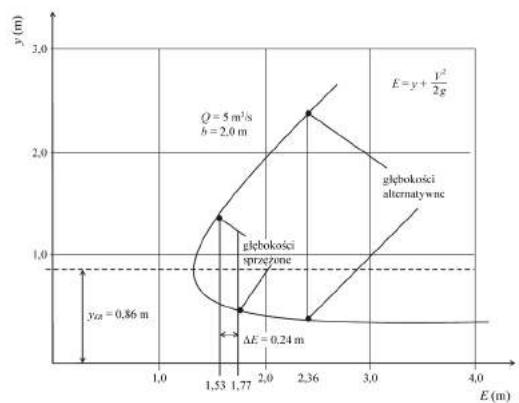
$$E = y + \frac{V^2}{2g} \quad (4.23)$$

Nanosząc na tym wykresie wartości głębokości sprzężonych $y_1 = 0,50 m$ i $y_2 = 1,36 m$, otrzymujemy wartości energii właściwej $E_1 = 1,77 m$ i $E_2 = 153 m$. Oznacza to, że strata energii właściwej w odskoku hydraulicznym wynosi $\Delta E = 0,24 m$. Na rysunku 4.8 parą głębokości alternatywnych dla $E_1 = E_2 = 2,36 m$ są głębokości $y_1 = 0,4 m$ i $y_2 = 2,30 m$.

Odskok hydrauliczny powstaje i jest bardzo pożądanym poniżej każdej budowli hydrotechnicznej, ponieważ dzięki niemu następuje duże rozproszenie energii płynącego strumienia. Gdy znamy wartość y_1 , V_1 i F_1 , istnieje możliwość uformowania się odskoku hydraulicznego, co wynika z głębokości przepływu y , która jest zależna od oporów przepływu na dłuższym odcinku kanału poniżej budowli i związanych z tym zwiększonych głębokości. Głębokość ta może być również zwiększona sztucznie przez budowę podwodnego progu poniżej budowli hydrotechnicznej. Powstanie odskoku hydraulicznego jest uwarunkowane spełnieniem zależności $y_1 < y_{KR}$ i $y_2 > y_{KR}$. Spokojny przepływ poniżej budowli piętrzącej, o głębokości większej od krytycznej i prędkości mniejszej od krytycznej, nie powoduje zwiększonej erozji



RYСУNEK 4.7. Wykres siły właściwej (badania własne)



RYСУNEK 4.8. Wykres energii właściwej (badania własne)

w stanowisku dolnym i jest bardzo pożądanym. Dlatego na obiektach hydrotechnicznych wykonywana jest niekiedy do rozpraszania energii, na której długości powinien zmieścić się odskok hydrauliczny. Pozwala to uzyskać w stanowisku dolnym przepływ spokojny ($Fr < 1,0$). Opis nieeków przedstawiono w rozdziale „Budowle hydrotechniczne”.

4.4. Przepływ przez przelewy

Przelewy każdej budowli hydrotechnicznej stanowią jej bardzo istotną część. W ich obrębie następuje istotna zmiana charakteru przepływu – ze spokojnego i równomiernego (powyżej budowli) do rwącego i szybkozmiennego. Części przelewowe mają bardzo zróżnicowaną budowę i wymagają indywidualnego podejścia, szczególnie przy prowadzeniu hydraulicznych badań modelowych. Ze względu na różnice charakteru przepływu na przelewie (przepływ nierównomierny wolnozmienny i szybkozmienny) należy zwrócić uwagę na następujące zagadnienia:

- znaczne krzywizny części stałych na przelewie powodują, że rozkład ciśnienia nie może być uważany za hydrostatyczny;
- ze względu na szybką zmianę reżimu przepływu na krótkim odcinku, opory przepływu wywołane szorstkością powierzchni mogą być pominięte jako nieistotne;

- w przepływie szybkozmiennym cechy charakterystyczne przepływu wynikają zarówno z kształtów budowli, jak i reżimu przepływu;
- przy nagłych zmianach reżimu przepływu współczynniki rozkładu prędkości α i β są dużo większe od jedności i są trudne do określenia;
- w przepływie szybkozmiennym różnego rodzaju formy i uwarunkowania przepływu, takie jak zawirowania, odrywanie się strumienia od stałych powierzchni, napowietrzenie obszarów pod strumieniem czy napowietrzanie samego strumienia, mogą odgrywać istotną rolę w reżimie przepływu;
- ze względu na istotne zmiany reżimu przepływu na krótkich odcinkach, znalezienie rozwiązań teoretycznych jest bardzo trudne, dlatego należy stosować rozwiązania empiryczne.

Przepływ przez przelewy ma istotne znaczenie dla bezpieczeństwa budowli nie tylko ze względu na prędkość, ale także z powodu niesionych przez wodę materiałów, np. kry lodowej czy zanieczyszczeń. Przy dużych natężeniach przepływu, prędkości dopływającej wody znacznie wzrastają, co może powodować odrywanie się strumienia wody od powierzchni przelewu, powodując podciśnienia i przyspieszoną korozję betonu. W badaniach hydraulicznych, aby określić ciśnienie panujące na przelewie, dokonuje się szeregu pomiarów, umieszczając na jego powierzchni piezometry.

W praktyce inżynierskiej istnieje wiele koncepcji kształtu przelewu, które opracowano głównie w oparciu na wynikach badań empirycznych. Typowy przekrój przelewu, wraz z oznaczeniami różnych charakterystycznych wymiarów, pokazano na rysunku 4.9.

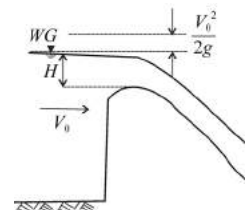
Najważniejszym parametrem w projektowaniu przelewu jest jego przepustowość przy różnych stanach wody górnej. Chodzi tu o określenie maksymalnego przepływu, który będzie bezpieczny dla urządzenia i całej budowli. Do obliczenia przepustowości przelewu służy powszechnie stosowany wzór:

$$Q = C b H^{3/2} \quad (4.24)$$

gdzie: C jest współczynnikiem wydatku, wartość tego współczynnika waha się w granicach 2,00-2,50, współczynnik ten ma wymiar ($m^{1/2} s^{-1}$); b – szerokość przelewu (m); H – grubość warstwy przelewającej się wody (m), mierzona od korony przelewu do zwierciadła wody w oddaleniu równym przynajmniej $3H$. Gdy prędkość dopływu do przelewu V_0 jest duża, grubość strumienia dopływowego H może być zwiększona o dodatkową wartość:

$$\frac{V_0^2}{2g} \quad (4.25)$$

gdzie: V_0 – prędkość wody dopływającej do przelewu (ms^{-1}); g – przyspieszenie ziemskie (m/s^2).



RYSUNEK 4.9. Kształt i wymiary przelewu (badania własne)

Bardzo istotnym zjawiskiem na przelewach jest kontrakcja wywołana filarami oraz przy-
czółkami, które mogą powodować nierównomierny dopływ wody do przelewu i zmniejszenie
przepływu przez przęsła skrajne. Uwzględnienie zjawiska kontrakcji przy określaniu war-
tości natężenia przepływu przez przelew, polega na skróceniu długości przęsła do wartości
 L według wzoru:

$$L = L_0 - KNH \quad (4.26)$$

gdzie: L_0 – rzeczywista długość przęsła (m); K – współczynnik korekcyjny zależny od grubo-
ści filara i kształtu części wlotowej, wartość tego współczynnika waha się od 0,10 do 0,035;
 N – ilość kontrakcji, 2; H – grubość przelewającej się strugi przez przelew.

Badania modelowe pozwalają odpowiedź na pytania o zalecany w danym przypadku
kształt czołowej części filarów i sposób dopływu wody do przelewu.

PRZYKŁAD 4.1

Obliczanie przepustowości przelewu.

Dane wejściowe:

$H = 2,00$ m – grubość strugi ponad koroną przelewu;

$C = 2,20$ – współczynnik wydatku przelewu;

$h = 5,00$ m – wysokość korony przelewu ponad dnem przed przelewem;

$B = 15,00$ m – długość przelewu w świetle przyczółków.

Stosując wzór (4.24), dla przyjętych założeń otrzymamy wartość natężenia przepływu przez przelew
 $Q = 93,34 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$. Aby obliczyć prędkość wody dopływającej do przelewu, przyjmujemy, że dopływ
odbywa się całą długością przelewu ($b = 15,00$ m) i wysokością dopływu ($H + h = 7,00$ m), stąd
 $V_0 = 0,89 \text{ m s}^{-1}$. Po podstawieniu do formuły (4.25) otrzymujemy wartość 0,04 m. Zwiększając
grubość dopływającego strumienia o ten wynik ($H = 2,00 + 0,04 = 2,04$ m), otrzymany natężenie
przepływu przez przelew $Q = 96,15 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ – jest to wartość większa o $2,81 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ (3%) od uzyskanej
na początku z formuły (4.24).

Jeżeli w obliczeniach chcemy uwzględnić jeszcze wpływ kontrakcji bocznej wywołanej filarami,
stosujemy wzór (4.26) z następującymi danymi wejściowymi:

$L_0 = 15,00$ m – długość przelewu;

$K = 0,05$ – współczynnik korekcyjny (dobrze ukształtowane części wlotowe filarów);

$N = 2$ – ilość kontrakcji;

$H = 2,00$ m – grubość przelewającej się strugi.

Otrzymujemy zredukowaną długość przelewu $L = 14,80$ m. Stosując ją do obliczenia przepustowości
z uwzględnieniem prędkości dopływowej V_0 , otrzymamy $Q = 94,87 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$, czyli wartość pośrednią
dla poprzednich wyników.

Warto zauważyć, że przepustowość przelewu może różnić się w zależności od przyjętych współczyn-
ników, stąd bardzo istotne jest jej określenie na etapie badań modelowych.

4.5. Erozja lokalna poniżej budowli piętrzących

Nierównomierny w czasie lub o zbyt dużej prędkości przepływ wody w stanowisku dolnym budowli piętrzącej może powodować erozję dna, co jest bardzo niebezpieczne dla stateczności całego obiektu. Ogranicza się to zjawisko m.in. poprzez wydłużenie ubezpieczenia dna w stanowisku dolnym – jest to jednak bardzo kosztowy zabieg i wymaga wskazania optymalnego rozwiązania. Ilościowe określenie wielkości i obszaru rozmyć jest bardzo trudne, dlatego powszechnie stosuje się określenie jakościowe. Przeprowadzając badania dla różnych wariantów stanowiska dolnego możemy określić, które rozwiązanie jest najbardziej korzystne. Wykonane pomiary prędkości przepływu pozwalają na określenie potrzebnego wymiaru umocnień dna poniżej budowli. Najbardziej efektywnym sposobem zmniejszenia energii wypływającej wody jest odskok hydrauliczny. Powinien on zmieścić się w obrębie niecki do rozpraszania energii.

4.6. Kawitacja

Kawitacja, a nawet sama możliwość jej pojawienia się, jest zjawiskiem bardzo niepożądanym w budowlach hydrotechnicznych. Występuje ona w systemie hydraulicznym, gdy ciśnienie w rejonie wody o określonej temperaturze jest zredukowane do ciśnienia pary wodnej lub nawet poniżej. Kawitacja, która tworzy się w rejonach o niskim ciśnieniu polega na formowaniu się, przenoszeniu, a następnie implozji w obszarach wyższego ciśnienia. Następuje wówczas gwałtowne wdarcie się wody i uderzenie o stałą powierzchnię. Rezultatem jest erozja kawitacyjna, groźna nawet dla takich materiałów, jak beton lub stal. Silna kawitacja może powodować wibracje zagrażające stabilności konstrukcji lub całej budowli. Zjawisko występuje w przepływie pod ciśnieniem, ale również w przepływie o swobodnym zwierciadle wody. Głównym zadaniem hydraulicznych badań modelowych jest zlokalizowanie miejsc, w których powstają obszary niskiego ciśnienia

Ograniczenie kawitacji polega na takim zaprojektowaniu powierzchni, po których sływa woda, aby były jak najbardziej opływowe – bez nagłych załamań lub nierówności. Należy również unikać nagłego rozszerzenia przepływu. Innym sposobem unikania kawitacji jest napowietrzanie obszarów, w których może pojawić się podciśnienie. Są to miejsca wypływu wody z dużą prędkością spod częściowo otwartych zasuw.

4.7. Pochłanianie powietrza i napowietrzanie

Pochłanianie powietrza przez szybko płynący strumień wody ma swoje negatywne i korzystne następstwa. Zdecydowanie niekorzystne jest np. napowietrzanie wody płynącej do turbin, co może bowiem powodować nieciągłości przepływu i groźne w skutkach wibracje. Niepożądanym efektem jest również powstawanie w pewnych rejonach podciśnień,

a nawet znaczna zmiana kształtu płynącego strumienia wody, prowadzące do pulsacji przepływu i w następstwie do drgania konstrukcji [Rogała 1985]. Z drugiej strony, strumień wody zawierający duże ilości powietrza, ma mniejszą gęstość i mniejszą zdolność erozyjną. Napowietrzenie jest również korzystne ekologicznie w przepływie rzeczonym poniżej budowli hydrotechnicznych. Dobrym przykładem jest odskok hydrauliczny, w którym następuje nie tylko rozproszenie energii, ale również napowietrzenie strumienia. Badania hydrauliczne mają m.in. za zadanie wskazanie miejsc, gdzie w czasie przepływu powstają obszary obniżonego ciśnienia i zaprojektowanie odpowiednich urządzeń doprowadzających powietrze. Czasami ilości pochłanianego powietrza są dosyć znaczne, co wymaga zastosowanie odpowiedniego wymiaru przewodów doprowadzających powietrze.

5. RUCH RUMOWISKA

5.1. Wprowadzenie

Płynąca w naturalnych oraz sztucznych kanałach woda może powodować erozję oraz transport rumowiska. Skutkuje to poważnymi problemami w postaci erozji dna w jednych miejscach i akumulacji rumowiska w innych, a więc zjawiskami, które mają istotne znaczenie ekonomiczne przy wykorzystaniu rzek do celów żeglugowych, energetycznych czy zaopatrzenia w wodę. Ruch rumowiska jest częścią globalnego procesu erozji powierzchni ziemi, transportu materiału rzekami i odkładania go w morzach i oceanach.

Pod pojęciem ruchu rumowiska rozumiemy przemieszczanie się drobnego rumowiska w formie zawieszonej (ang. *suspended load*), transport rumowiska dennego w formie toczenia się poszczególnych ziaren po dnie (ang. *bed load*) lub nawet przemieszczanie dużych głazów (ang. *boulders*) głównie w czasie przepływów powodziowych. W większości przypadków mamy do czynienia z rumowiskiem niespoistym, to jest piaskiem (cząsteczki od wymiarze od 0,05 do 2,0 mm), rzadziej z rumowiskiem spoistym (ił, glina) o bardzo małych cząsteczkach.

Bardzo ważnym problemem inżynierskim jest erozja poniżej budowli wpływająca na jej bezpieczeństwo. Innym często spotykanym zjawiskiem związanym z ruchem rumowiska jest erozja wokół filarów mostowych, a następnie odkładanie się tego rumowiska w korycie rzeki poniżej, co istotnie wpływa na stany przepływów powodziowych. Odkłady rumowiska w sztucznych kanałach mogą poważnie ograniczać ich sprawne funkcjonowanie. Natomiast erozja brzegów rzek prowadzi do zwiększonych oporów przepływu i zmiany stanów wody.

Badaniom ruchu rumowiska poświęcono i nadal poświęca się bardzo wiele uwagi, bowiem procesy te mają istotne znaczenie w inżynierii wodnej i inżynierii środowiska, a jednocześnie nie są dokładnie zbadane.

5.2. Rodzaje ruchu rumowiska i formy denne

Podstawowym mechanizmem powodującym ruch rumowiska są styczne naprężenia denne wywołane przez płynącą wodę. Zasadniczo rozróżnia się ruch rumowiska dennego z cząsteczkami przemieszczającymi się w formie toczenia lub skoków (ang. *saltation*) oraz ruch rumowiska z cząsteczkami w formie zawieszonej, co wywołane jest turbulencją przepływu. Możliwe jest jednoczesne wystąpienie obu tych form [Henderson 1966].

W korytach rzecznych mamy do czynienia najczęściej z rumowiskiem niespoistym, takim jak piasek, żwir i otoczaki. Stwierdzono, że na płaskim dnie zbudowanym z rumowiska niespoistego, w wyniku przepływającej nad nim wody, tworzą się różnego rodzaju formy

denne. Początkowo są to tzw. zmarszczki (ang. *ripples*) o wysokości kilku centymetrów – na tym etapie przepływ wody ma liczbę Froude’a o wartości dużo mniejszej od jedności i jest przepływem spokojnym. Dalszą formą denną są diuny (ang. *dunes*) oraz diuny z nałożonymi na nie zmarszczkami. Gdy liczba Froude’a osiąga wartości bliskie 1, powstaje dno płaskie, które wraz z nieznacznym wzrostem liczby Froude’a przekształca się w stojące fale (ang. *standing waves*) oraz tzw. antydiuny (ang. *antidunes*). Na temat powstawania różnych form dennych i ich migracji zgodnie z kierunkiem przepływu przeprowadzono wiele badań oraz opracowano liczne teorie. Żadna z nich nie jest jednak kompletna i ostateczna, co sprawia, że ruch rumowiska nie jest ściśle zdefiniowaną wiedzą. Istotną rzeczą jest to, że wraz ze zmianami form dennych w sposób zasadniczy zmieniają się opory ruchu i warunki przepływu.

5.3. Początek ruchu rumowiska

Początek ruchu rumowiska (ang. *threshold of sediment movement*) trudno precyzyjnie określić. Czy jest to ruch pojedynczych ziaren, bardziej intensywny ruch ze skokami ziaren, czy powszechny ruch całego dna? Rozwiązanie tego problemu jest możliwe na drodze analizy wymiarowej i doświadczenia. Należy wziąć pod uwagę następujące parametry:

- τ_0 – naprężenie styczne na dnie (N/m^2);
- ρ_s – gęstość rumowiska (kg/m^3);
- ρ_w – gęstość cieczy (wody) (kg/m^3);
- d – średnica ziaren rumowiska (mm);
- g – przyspieszenie ziemskie (m/s^2);
- μ – lepkość cieczy (kg/ms).

Analiza wymiarowa pozwala na uzyskanie trzech następujących liczb bezwymiarowych:

$$\frac{\tau_0}{\rho g d}, \frac{\rho_s}{\rho_w}, \frac{d \sqrt{\tau_{0\rho}}}{\mu} \quad (5.1)$$

W wyrażeniach tych brak jest jednak czynnika prędkości, która jest istotna w ruchu rumowiska. Wprowadza się więc określenie prędkości dynamicznej:

$$V_* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho f}} \quad (5.2)$$

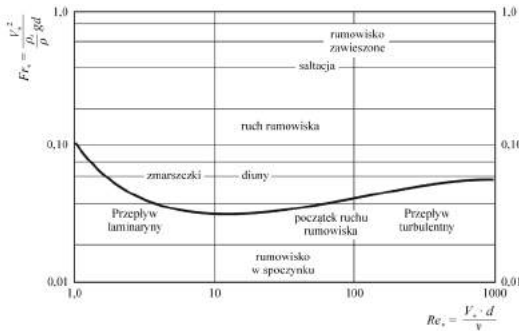
gdzie f jest bezwymiarowym współczynnikiem oporu Darcy-Weisbacha. Tak więc:

$$\frac{V_*}{V} = \sqrt{\frac{f}{8}} \quad (5.3)$$

Przekształcając powyższe zależności, otrzymujemy wyrażenia:

- $\frac{V_*^2}{gd}$, które może być uważane za pewnego rodzaju liczbę Froude'a;
- $\frac{\rho_s}{\rho_w}$, które jest stosunkiem gęstości rumowiska i wody;
- $\frac{V_* d}{\nu}$, które jest swego rodzaju cząsteczkową liczbą Reynoldsa.

Doświadczalne dane można przedstawić w formie wykresu zależności cząsteczkowej liczby Reynoldsa i cząsteczkowej liczby Froude'a zwanej też funkcją pochłaniania (5.5) (ang. *entrainment function*). Jest to tak zwana krzywa Shieldsa, oddzielająca obszar dna nieruchomego od dna, na którym występuje ruch rumowiska. Wykres ten powstał na podstawie danych z pomiarów wykonanych w naturze oraz w laboratorium hydraulicznym. Przedstawia się go w układzie logarytmicznym, co świadczy o znacznym rozrzucie punktów pochodzących



RYSUNEK 5.1. Krzywa Shieldsa

z pomiarów. Na osi poziomej znajdują się wartości cząsteczkowej liczby Reynoldsa o rozpiętości od 1,0 do 1000 – zakres od 1,0 do około 10 oznacza przepływ laminarny, od 100 do 1000 – przepływ turbulentny. Powyżej linii oznaczającej początek ruchu rumowiska występują formy dna wywołane ruchem rumowiska w postaci zmarszczek. Są to formy denne o wysokości kilku centymetrów. W miarę wzrostu Re_* formy denne przechodzą w diuny

oraz dalsze formy denne. W zakresie wartości Fr_* wyższych od 0,1 ruch rumowiska przechodzi w tzw. saltację, a następnie w ruch rumowiska w formie zawieszonej.

Biorąc pod uwagę te wszystkie uwarunkowania, należy zdawać sobie sprawę, że modelowanie ruchu rumowiska w warunkach laboratoryjnych jest bardzo trudne, bowiem należy brać pod uwagę nie tylko procesy hydrauliczne, ale również charakterystykę rumowiska obejmującą jego granulometrię i gęstość.

6. ANALIZA WYMIAROWA

Analiza wymiarowa jest powszechnie stosowanym narzędziem opartym na teorii podobieństwa, pozwalającym w stosunkowo prosty i bezpośredni sposób określać kryteria podobieństwa [Henderson 1966]. Kluczowym prawem stosowanym w analizie wymiarowej jest twierdzenie Buckinghama (znane też jako twierdzenie pi, Π), które pozwala na przedstawienie parametrów mających wymiar fizyczny w postaci bezwymiarowych liczb lub ich grup. Zastosowanie bezwymiarowych liczb redukuje liczbę występujących niezależnych zmiennych, zmniejsza czas obliczeń i pozwala na szersze zastosowanie i interpretację wyników doświadczeń.

Wykorzystując twierdzenie Buckinghama, wymiarowe parametry fizyczne można przedstawić jako liczby bezwymiarowe. Jeżeli rozpatrywane zjawisko zawiera n zmiennych w postaci:

$$f(a_1, a_2, a_3, \dots, a_n) = 0$$

to przy użyciu twierdzenia Π można tę zależność przedstawić w postaci m bezwymiarowych liczb:

$$f(\pi_1, \pi_2, \pi_3, \dots, \pi_m) = 0$$

gdzie każde π jest niezależną bezwymiarową zależnością pewnych zmiennych: $m = n - k$, gdzie k reprezentuje podstawowe wielkości fizyczne (długość, masę i czas).

Aby zastosować twierdzenie Π , muszą być spełnione następujące warunki:

- wszystkie zmienne, które charakteryzują dane zjawisko muszą być uwzględnione;
- bezwymiarowe parametry π muszą zawierać każdą ze zmiennych z listy a przynajmniej jeden raz;
- wymiary zmiennych fizycznych muszą być niezależne od siebie.

6.1. Wyznaczanie liczb bezwymiarowych

W hydraulice i mechanice cieczy analiza wymiarowa znalazła wiele zastosowań, pozwalając lepiej zrozumieć rozwiązywane problemy. Aby wyjaśnić procedurę określania bezwymiarowych liczb Π , przedstawiono dwa przykłady prowadzące do wyznaczenia bezwymiarowych liczb Reynoldsa i Froude'a.

PRZYKŁAD 1

Równanie opisujące zjawisko dotyczy przepływu z uwzględnieniem wpływu sił lepkości i ma następującą postać:

$$f(\rho, V, L, \mu) = 0$$

Wymiary poszczególnych zmiennych to:

$$[L] = L$$

$$[V] = L T^{-1}$$

$$[\rho] = M L^{-3}$$

$$[\mu] = M L^{-1} T^{-1}$$

Stosując twierdzenie Buckinghama $\pi = M^0 L^0 T^0$:

$$\pi = \mu L^x V^y \rho^z = M L^{-1} T^{-1} L^x L^y T^{-y} M^z L^{-3z}$$

$$L \quad -1 + x + y - 3z = 0 \quad x = -1$$

$$T \quad -1 - y = 0 \quad y = -1$$

$$M \quad 1 + z = 0 \quad z = -1$$

w wyniku czego otrzymujemy:

$$\pi = \frac{\mu}{\rho L V} \quad \text{lub} \quad \frac{\rho L V}{\mu} = \frac{V L}{\nu} = Re$$

Jest to znana powszechnie w mechanice płynów liczba Reynoldsa.

PRZYKŁAD 2

Poniższe równanie opisuje zjawisko przepływu z uwzględnieniem sił ciężkości:

$$f(V, g, L, \rho) = 0$$

Wymiary poszczególnych zmiennych to:

$$[V] = L T^{-1}$$

$$[g] = L T^{-2}$$

$$[L] = [L]$$

$$[\rho] = [M L^{-3}]$$

Stosując twierdzenie Buckinghama $\pi = M^0 L^0 T^0$:

$$\pi = V g^x L^y \rho^z = L T^{-1} L^x T^{-2x} L^y M^z L^{-3z}$$

$$L \quad 1 + x + y - 3z = 0 \quad y = -1/2$$

$$T \quad -1 - 2x = 0 \quad x = -1/2$$

$$M \quad -3z = 0 \quad z = 0$$

w wyniku czego otrzymujemy:

$$\pi = \frac{V}{\sqrt{gL}} = Fr$$

Jest to znana powszechnie w mechanice cieczy liczba Froude'a.

6.2. Siły występujące w przepływie cieczy

W mechanice cieczy i hydraulice wyróżnia się następujące rodzaje sił:

Symbol	Rodzaj siły	Wymiar
F_i	bezwładności	$\rho V^2 L^2$
F_p	ciśnienia	PL^2
F_g	ciężkości	$\rho g L^3$
F_μ	lepkości	μVL
F_σ	napięcia powierzchniowego	σL
F_E	sprężystości	EL^2

gdzie: ρ – gęstość cieczy (kg/m^3); P – ciśnienie (N/m^2); g – przyspieszenie ziemskie (m/s^2); μ – lepkość dynamiczna cieczy (kg/ms); σ – napięcie powierzchniowe (N/m); E – współczynnik sprężystości (N/m^2); ν – kinematyczny współczynnik lepkości (m^2/s).

Ilorazy poszczególnych sił prowadzą do liczb bezwymiarowych bardzo przydatnych w hydraulicznych badaniach modelowych.

Iloraz sił bezwładności i ciężkości to formuła bezwymiarowej liczby Froude'a: $Fr = \frac{V}{\sqrt{gy}}$

Liczba Froude'a stanowi praktyczną podstawę do określenia podobieństwa dynamicznego w badaniach hydraulicznych, gdzie siły ciężkości mają istotne znaczenie. Jest ona również bardzo ważna przy określaniu skal modeli z przepływem o swobodnym zwierciadle wody.

Stosunkiem sił bezwładności i lepkości jest tzw. liczba Reynoldsa, będąca podstawą przy modelowaniu przepływów, w których dominujące są siły lepkości. Na tej podstawie określone są pochodne skale modelu.

$$Re = \frac{VL}{\nu}$$

Stosunkiem sił bezwładności i napięcia powierzchniowego jest liczba Webera:

$$We = \frac{\rho LV^2}{\sigma}$$

Iloraz sił bezwładności i sprężystości to liczba Cauchy'ego:

$$Ca = \frac{V}{\sqrt{\frac{E}{\rho}}}$$

7. PODSTAWY HYDRAULICZNYCH BADAŃ MODELOWYCH

Celem hydraulicznych badań modelowych jest sprawdzenie funkcjonowania projektowanej budowli hydrotechnicznej na modelu w mniejszym wymiarze w stosunku do natury. Model pozwala z jednej strony uniknąć kosztów, które mogą się pojawić, gdy zrealizowana inwestycja będzie wymagała przebudowy z powodu niespełniania założonych warunków, a z drugiej strony daje możliwość szybkiego wprowadzenia zmian w wymiarach oraz kształcie elementów projektowanej budowli w celu osiągnięcia najbardziej korzystnego efektu.

7.1. Podstawowe charakterystyki w hydraulicznych badaniach modelowych

Dysponując trzema wielkościami: długością L (m), masą M (kg) i czasem T (s), można wyrazić następujące charakterystyki występujące w przepływie cieczy:

- powierzchnię A (m²);
- objętość V (m³);
- prędkość v (m s⁻¹);
- przyspieszenie a (m/s²);
- natężenie przepływu Q (m³ s⁻¹);
- lepkość dynamiczną μ (N s/m²);
- lepkość kinematyczną ν (m²/s);
- gęstość ρ (kg/m³);
- siłę F (N = kg m/s²);
- napięcie powierzchniowe σ (N/m);
- ciśnienie Δp (N/m²);
- moduł sprężystości E (N/m²).

1 N (niuton) – jednostka siły (kg m/s²).

W przepływie cieczy mogą wystąpić następujące siły.

- | | |
|----------------------------------|--------------------------|
| – siły ciśnienia | $F_p = \Delta p A$ |
| – siły bezwładności | $F_I = M a$ |
| – siły ciężkości | $F_G = M g$ |
| – siły lepkości | $F_\mu = \mu L^2 T^{-1}$ |
| – siły sprężystości | $F_E = E A$ |
| – siły napięcia powierzchniowego | $F_\sigma = \sigma m$ |

gdzie: g – przyspieszenie ziemskie (m/s²); a – przyspieszenie (m/s²).

Tworząc bezwymiarowe stosunki sił bezwładności (F_I) i pozostałych sił występujących w przepływie cieczy, otrzymujemy szereg liczb bezwymiarowych, znanych również jako kryteria do spełnienia podobieństwa dwóch systemów – modelu i natury:

$$\begin{aligned} F_I/F_p &= \rho v^2/\Delta p - E \text{ (liczba Eulera)} \\ F_I/F_g &= v/(Lg)^{1/2} - Fr \text{ (liczba Froude'a)} \\ F_I/F_\mu &= vL\rho/\mu = vL/v - Re \text{ (liczba Reynoldsa)} \\ F_I/F_E &= \rho v^2/E - Ca \text{ (liczba Cauchy'ego)} \\ F_I/F_\sigma &= \rho v^2 L/\sigma - We \text{ (liczba Webera)} \end{aligned}$$

W przepływie o swobodnym zwierciadle wody wyrażenie $\Delta p/(\rho v)^2$ jest współczynnikiem oporu. Dla pełnego podobieństwa modelu i natury wymagana jest równość na modelu i w naturze liczb Froude'a, Reynoldsa, Cauchy'ego i Webera, co można zapisać w postaci zależności:

$$\Delta p/(\rho v^2) = \Phi (Fr, Re, Ca, We) \quad (7.1)$$

Jeżeli przyjmujemy, że siły ścisłości nie odgrywają istotnej roli w przepływie turbulentnym o swobodnym zwierciadle wody, to formułę (7.1) można uprościć do:

$$\Delta p/(\rho v^2) = \Phi (Fr, Re, We) \quad (7.2)$$

Jeżeli ponadto przyjmujemy, że siły napięcia powierzchniowego w przepływie turbulentnym nie odgrywają istotnej roli, to formułę (7.2) można uprościć do:

$$\Delta p/(\rho v^2) = \Phi (Fr, Re) \quad (7.3)$$

Oznacza to, że spełnienie równości liczb Froude'a i Reynoldsa na modelu i w naturze pozwoli na prawidłowe odtworzenie przepływu na modelu hydraulicznym. Wówczas skala liczby Reynoldsa i Froude'a równa się jedności:

$$(Re)_s = 1,0 \quad (Fr)_s = 1,0 \quad (7.4)$$

Przyjmując, że $Fr_m = Fr_n$ to:

$$\frac{V_m}{\sqrt{gL_m}} = \frac{V_n}{\sqrt{gL_n}}$$

stąd:

$$\frac{V_m}{V_n} = V_s = \frac{\sqrt{gL_m}}{\sqrt{gL_n}} = \sqrt{\frac{L_m}{L_n}} = \sqrt{L_s}$$

ponieważ $g_m = g_n$.

Zarówno model, jak i natura podlegają temu samemu przyspieszeniu grawitacyjnemu. Taka sama wartość liczby Froude'a na modelu i w naturze prowadzi do kryterium podobieństwa, w którym skala prędkości równa się pierwiastkowi kwadratowemu ze skali geometrycznej. Przy przyjęciu skali geometrycznej 1:40, skala prędkości wyniesie 1:6,3. To znaczy, że prędkość w naturze w stosunku do prędkości pomierzonej na modelu będzie 6,3 razy większa.

Przyjmując, że $Re_m = Re_n$ to:

$$\frac{V_m L_m}{\nu} = \frac{V_n L_n}{\nu}$$

$$\frac{V_m}{V_n} = V_s = \frac{L_n}{L_m} = \frac{1}{L_s}$$

ponieważ zarówno na modelu, jak i w naturze występuje woda mająca taki sam kinematyczny współczynnik lepkości. Taka sama wartość liczby Reynoldsa na modelu i w naturze prowadzi do zależności, w której skala prędkości równa się odwrotności skali geometrycznej. Przy przyjęciu skali geometrycznej 1:40, skala prędkości wyniesie 1:1/40, co oznacza, że prędkość pomierzona na modelu będzie czterdzieści razy mniejsza niż w naturze, co jest absolutnym absurdem.

To proste obliczenie prowadzi do wniosku, że spełnienie obu tych kryteriów jednocześnie, czyli równości liczb Fr i Re na modelu i w naturze może być osiągnięte jedynie na modelu w skali 1:1, czyli modelu tej samej wielkości jak obiekt w naturze.

Rozwiązanie tego problemu jest następujące. Podstawowe zależności skalowe określa się zgodnie z prawem podobieństwa Froude'a. Na modelu wprowadza się przepływ turbulentny ($Re_m > Re_{kr}$), ale niekoniecznie o takiej samej liczbie Reynoldsa, co w naturze. Przepływ w naturze będzie mieć liczbę Reynoldsa większą niż na modelu ($Re_n > Re_m$). Wiadomo, że przepływ turbulentny w przepływie o swobodnym zwierciadle wody występuje przy liczbie Reynoldsa większej od 4000. Wystarczy więc, że przepływ na modelu będzie charakteryzował się wartością $Re > 4000$.

7.2. Podobieństwo modelu i natury

Rozróżniamy trzy rodzaje podobieństwa dwóch systemów (model i natura): geometryczne, kinematyczne i dynamiczne.

7.3. Podobieństwo geometryczne

Podobieństwo geometryczne między dwoma systemami ma miejsce, jeżeli stosunki odpowiadających sobie homologicznych wymiarów są sobie równe. Wymiary z indeksem (m) dotyczą modelu, natomiast wymiary z indeksem (n) – natury. Stosunek tych wielkości

oznaczamy jako L_s – czyli skalę geometryczną. W niniejszej monografii zastosowano dla skali modelu tradycyjny stosunek modelu do natury. Dla skali geometrycznej L_s stosunki wszystkich analogicznych wymiarów na modelu i w naturze muszą być sobie równe:

$$a_m/a_n = b_m/b_n = h_m/h_n = L_s - \text{skala geometryczna} \quad (7.5)$$

gdzie a, b, h są homologicznymi wymiarami na modelu i w naturze (rys. 7.1).

Niekiedy jako skalę modelu przyjmuje się stosunek wymiarów w naturze do wymiarów na modelu, co jest odwrotne niż przy skalach map. Takie przyjęcie będzie zawsze liczbą większą od jedności i często uprości dalsze obliczenia pochodnych skal. Przy takim podejściu skala geometryczna modelu (L_s) wynosić będzie 10, 50 lub 100, a nie 1:10, 1:20 czy 1:100.

7.4. Podobieństwo kinematyczne

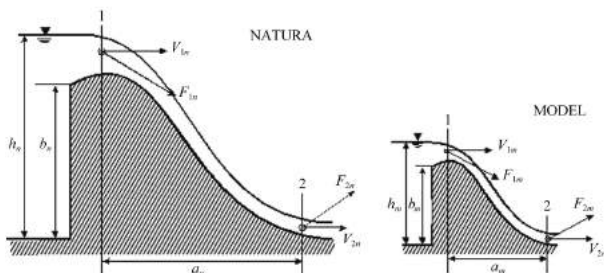
Podobieństwo kinematyczne zachodzi między dwoma systemami (model i natura), gdy drogi ruchu homologicznych cząsteczek są podobne geometrycznie i jeżeli równe są stosunki prędkości i przyspieszeń cząstek w homologicznych punktach oraz czasy przepływu cząstek cieczy na odpowiadających sobie odcinkach. Podobieństwo kinematyczne koniecznie wymaga spełnienia podobieństwa geometrycznego rozpatrywanych systemów. Z podobieństwa kinematycznego wynika skala prędkości (V_s), skala czasu (T_s) oraz skala przyspieszeń (a_s).

$$V_{1m}/V_{1n} = V_{2m}/V_{2n} = V_s - \text{skala prędkości} \quad (7.6)$$

$$t_{(1-2)m}/t_{(1-2)n} = t_{(1-3)m}/t_{(1-3)n} = T_s - \text{skala czasu} \quad (7.7)$$

$$a_{1m}/a_{1n} = a_{2m}/a_{2n} = a_s - \text{skala przyspieszeń} \quad (7.8)$$

gdzie: v_{1n} i v_{1m} oznaczają prędkości w punkcie 1 w naturze i na modelu; $t_{(1-2)n}$ i $t_{(1-2)m}$ oznaczają czasy przepływu na odcinku między punktami 1 i 2 w naturze i na modelu; a_{1n} i a_{1m} oznaczają przyspieszenia w punkcie 1 i 2 w naturze i na modelu (rys. 7.1).



RYСУNEK 7.1. Relacje między modelem i naturą

7.5. Podobieństwo dynamiczne

Podobieństwo dynamiczne siły i masy zachodzi między dwoma systemami podobnymi geometrycznie i kinematycznie, jeżeli stosunki mas homologicznych obiektów będących w ruchu są równe i jeżeli stosunki homologicznych sił, które wpływają na ruch też są równe. Pełne podobieństwo dynamiczne jest trudno osiągalne w hydraulicznych badaniach modelowych.

$$F_{1m}/F_{1n} = F_{2m}/F_{2n} = F_s \quad (7.9)$$

gdzie F_{1m} i F_{1n} oznaczają siły w punkcie 1 na modelu i w naturze (rys. 7.1).

7.6. Podobieństwo modelowe według kryterium Froude'a

Podobieństwo według kryterium Froude'a wymaga spełnienia podstawowej zależności:

$$Fr_m = Fr_n = \frac{V_m}{\sqrt{gL_m}} = \frac{V_n}{\sqrt{gL_n}} \quad (7.10)$$

gdzie przyspieszenie ziemskie ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$) jest takie same na modelu i w naturze. Stąd z formuły (7.10) można wyprowadzić wzór:

$$\frac{V_m}{V_n} = V_s = \sqrt{\frac{L_m}{L_n}} = \sqrt{L_s} \quad (7.11)$$

Oznacza to, że skala prędkości V_s będzie równa pierwiastkowi kwadratowemu ze skali geometrycznej L_s . Jeżeli przyjmiemy skalę geometryczną modelu $L_s = 1:50$, to skala prędkości będzie równa pierwiastkowi kwadratowemu z 50, czyli $V_s = 1:7,07$. Jeżeli w jakimś punkcie na modelu zmierzmy prędkość 10 cm s^{-1} , to oznacza, że w tym samym punkcie konstrukcji w naturze otrzymamy prędkość $70,7 \text{ cm s}^{-1}$, czyli $0,707 \text{ m s}^{-1}$.

Zakładając, że w naturze i na modelu występuje ruch jednostajny, to po przejściu na wartości skalowe otrzymamy skalę czasu T_s :

$$T_s = \frac{L_s}{V_s} = \frac{L_s}{\sqrt{L_s}} = \sqrt{L_s} \quad (7.12)$$

Oznacza to, że skala czasu T_s dla modelu, podobnie jak skala prędkości V_s , będzie równa pierwiastkowi kwadratowemu ze skali geometrycznej $\sqrt{L_s}$.

Natężenie przepływu można zdefiniować jako iloczyn prędkości przepływu i powierzchni, przez którą przepływa ciecz, czyli $Q = V \times A$. Na skali modelowej formuła przyjmuje postać:

$$Q_s = V_s L_s^2 = \sqrt{L_s} L_s^2 = L_s^{5/2} \quad (7.13)$$

Skala natężenia przepływu na modelu odtwarzanym zgodnie z kryterium podobieństwa Froude'a jest równa skali geometrycznej L_s w potęgde 5/2.

Siłę możemy zdefiniować jako iloczyn masy i przyspieszenia $F = m \times a$. Jeżeli przyjmiemy, że masa m jest iloczynem gęstości ρ i objętości L^3 , natomiast przyspieszenie to stosunek długości L i czasu w kwadracie T^2 , to przechodząc na skale modelowe otrzymujemy:

$$F_s = \rho_s L_s^3 L_s T_s^{-2} = \rho_s \frac{L_s^4}{L_s} = \rho_s L_s^3 \quad (7.14)$$

Przyjmując, że w naturze i modelu występuję ta sama ciecz (czyli) woda, to skala gęstości $\rho_s = 1$. Skala sił F_s na modelu odtwarzanym zgodnie z prawem kryterium Froude'a jest równa skali geometrycznej L_s w potęgde trzeciej.

Reasumując – dla przyjętej skali geometrycznej modelu L_s zgodnie z kryterium Froude'a pozostałe skale modelowe są następujące:

Skala prędkości	$V_s = L_s^{1/2}$
Skala czasu	$T_s = L_s^{1/2}$
Skala natężenia przepływu	$Q_s = L_s^{5/2}$
Skala sił	$F_s = L_s^3$
Skala ciśnień	$p_s = L_s^2$

7.7. Uwarunkowania hydraulicznych badań modelowych

Każde badanie hydrauliczne jest uwarunkowane dwoma czynnikami związanymi z laboratorium [Muskatirovic 1991]. Jest to powierzchnia dostępna do budowy modelu oraz przepływ wody jakim dysponujemy, wynikający z wydajności pomp zainstalowanych



RYSUNEK 7.2. Widok laboratorium hydraulicznego Instytutu Budownictwa Wodnego w Gdańsku z lat 70.

w obiekcie. Oba te parametry są zależne od skali modelu, jaką przyjmiemy, a jednocześnie skala modelu jest uzależniona od dostępnej powierzchni laboratoryjnej i możliwego do uzyskania przepływu wody. Należy jeszcze mieć na świadomość, że skala modelu musi pozwalać na prawidłowe przebadanie obiektu hydrotechnicznego.

8. BUDOWLE HYDROTECHNICZNE

Celem tego rozdziału jest syntetyczne przedstawienie rodzajów budowli hydrotechnicznych, które występują w inżynierii wodnej i są przedmiotem hydraulicznych badań modelowych w zakresie ich projektowania, wykonawstwa i eksploatacji.

Budowle hydrotechniczne to obiekty, które wraz z urządzeniami technicznymi i ekologicznymi z nimi związanymi, służą gospodarce wodnej oraz kształtowaniu zasobów wodnych i ich wykorzystaniu [Nowak i in. 2001]. Do budowli piętrzących zalicza się przede wszystkim zapory (betonowe i ziemne), stopnie wodne oraz jazy. Ponadto z obiektami tymi powiązany jest szereg budowli hydrotechnicznych: elektrownie wodne, ujęcia wód powierzchniowych, kanały, rurociągi, progi, lewary, zapory przeciwrumowiskowe, przepusty, wały przeciwpowodziowe, budowle regulacyjne, śluzy żeglugowe oraz przepławki dla ryb i sztuczne bystrzoki.

Bardzo często budowle hydrotechniczne występują zespołowo. Tego typu rozwiązania stosuje się przy zestopniowaniu rzeki, przy użyciu dwóch lub więcej zapór lub jazów (kaskada) służących jednemu celowi, np. wytwarzaniu energii elektrycznej czy żegludze, przy jednoczesnym zagwarantowaniu wymogów ekologicznych. Przykładem takich budowli może być droga wodna Górnej Wisły lub Kaskada Soły. Często spiętrzenie wody podyktowane jest względami energetycznymi, żeglugowymi, a także koniecznością zgromadzenia odpowiedniej ilości wody w zbiorniku w celu umożliwienia jej ujęcia. Dziś do spiętrzeń podchodzi się w sposób kompleksowy, to znaczy, że budowla piętrząca i utworzony przez nią zbiornik musi służyć wielu celom, uwzględniając również względy środowiskowe.

Różnorodność typów budowli, wynika przede wszystkim z różnego ich przeznaczenia i celów jakie mają spełniać. Jedną z podstawowych funkcji jest spiętrzenie płynącej wody w rzece oraz przepuszczenie jej przez ten obiekt, przy równoczesnym zachowaniu wymogów przepływu minimalnego (nienaruszalnego lub biologicznego) oraz maksymalnego – powodziowego.

Przepływ maksymalny jest określany w postaci przepływu o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia zależnie od klasy budowli. Współcześnie bardzo ważnym czynnikiem są zmiany klimatyczne i możliwość niespodziewanego pojawienia się przepływu ekstremalnego, który dana budowla musi przepuścić i wytrzymać. Przepływ minimalny wynika z istniejących w danym przekroju rzeki warunków hydro-morfologicznych i ekologicznych. Analizując przepływ wody przez budowlę, należy również wziąć pod uwagę problemy związane z ruchem rumowiska oraz obecność zjawisk lodowych w różnej postaci. Współcześnie pojawiają się liczne kontrowersje dotyczące przede wszystkim przepływów ekstremalnych – zwłaszcza starych budowli, które zostały zaprojektowane dla innych

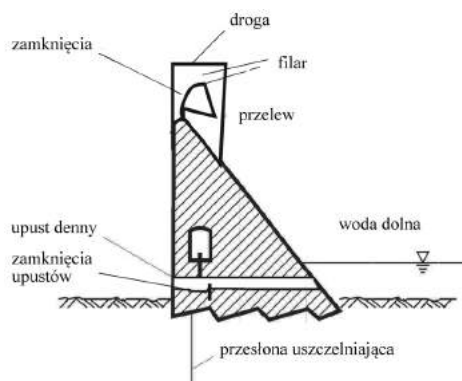
warunków hydrologicznych, ale również nowych, które powinny uwzględniać możliwość pojawienia się przepływów ekstremalnych związanych ze zmianami klimatycznymi. Dlatego każda budowla hydrotechniczna musi być traktowana indywidualnie i przebadana na modelu hydraulicznym, a jej przepustowość, którą regulują przelewy, upusty denne oraz przelewy powierzchniowe (w zaporach ziemnych), określona właściwie dla zadanych warunków funkcjonowania.

Podstawowymi zagadnieniami określającymi bezpieczeństwo użytkowania budowli hydrotechnicznych, które można i należy analizować w badaniach modelowych, pozostają nadal: przepustowość wód powodziowych, transport rumowiska, erozja lokalna tuż poniżej budowli oraz na dłuższym odcinku rzeki, sedimentacja w górnej części zbiornika, usytuowanie i jakość urządzeń dodatkowych służących drożności biologicznej. W naszych warunkach klimatycznych musimy również brać pod uwagę zjawiska lodowe i przepuszczanie lodu przez przelewy budowli.

Na kolejnych stronach omówione zostały typy budowli hydrotechnicznych, dla których przeprowadza się hydrauliczne badania modelowe. Opisy uzupełniono schematami, które pomogą Czytelnikowi zrozumieć zasadę funkcjonowania danego typu obiektu oraz zdjęciami przedstawiającymi przykładowy rodzaj budowli w Polsce.

8.1. Zapory wodne

Zapory wodne są budowlami, które mają za zadanie spiętrzenie wody i utworzenie zbiorników zaopatrujących w wodę różne gałęzie gospodarki, w tym energetykę i żeglugę. Zbiorniki te często stanowią ważny element ochrony przeciwpowodziowej i są impulsem dla rozwoju turystyki. Wśród zapór wodnych wyróżnia się zapory ziemne bądź narzutowe (stanowią znaczną większość) oraz betonowe ciężkie, której schemat przedstawiono na rysunku 8.1. Zapory tym się różnią od innych budowli piętrzących (np. jazów), że ich ruchome urządzenia piętrzące i przepustowe, w postaci różnego rodzaju zasuw i zamknięć,



RYСУNEK 8.1. Przekrój zapory betonowej (ciężkiej)

są stosunkowo niewysokie w porównaniu z częściami stałymi (rys. 8.1). Obiekty te zaopatrzone są w urządzenia regulujące – przelewy oraz upusty denne, które służą do całkowitego opróżnienia zbiornika, a w sytuacjach krytycznych do zwiększenia ich przepustowości.

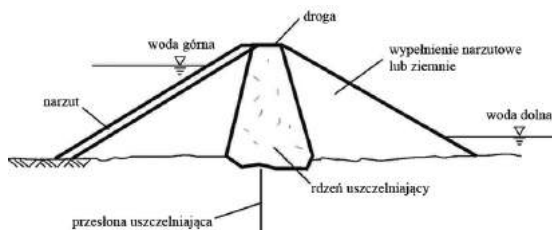
Typowymi zaporami betonowymi typu ciężkiego w Polsce są: Porąbka na Sole (rys. 8.3), Rożnów na Dunajcu (rys. 8.4) oraz Solina na Sanie (rys. 8.5). Budowle te mają wyodrębnione sekcje

przelewowo-upustowe, który wymaga szczegółowego przebadania na modelu hydraulicznym. W korpusach tych zapór lub przy nich znajdują się elektrownie wodne.

Zapory ziemne lub narzutowe mają wbudowane w swym korpusie uszczelnienia w postaci łożowej lub stałej (rys. 8.2), innym rodzajem zabezpieczenia są umocnienia skarpy odwodnej płytami betonowymi.

Zapory typu ziemnego lub narzutowego są szczególnie narażone na rozmycie w wyniku awarii przelewów lub upustów, co prowadzi zawsze do ogromnej katastrofy – opróżnienia całego zbiornika i wytworzenia fali powodziowej na rzece. Tego typu obiekty mają zazwyczaj wyodrębnioną betonową część przelewową i upustową lub specjalny przelew powierzchniowy oraz upusty denne – są to elementy wymagające szczegółowego badania hydraulicznego.

Typowymi zaporami ziemnymi w Polsce są: Tresna na Sole, Czorsztyn-Niedzica na Dunajcu (rys. 8.6) oraz Dobczyce na Rabie (rys. 8.7).



RYSUNEK 8.2. Przekrój poprzeczny typowej zapory ziemnej (narzutowej)



RYSUNEK 8.3. Zapora Porąbka (betonowa, ciężka) na rzece Sole – widok od strony wody dolnej [Wikipedia, ©Michał460]



RYSUNEK 8.4. Widok od strony wody dolnej części przelewowej z upustami dennymi zapory Rożnowskiej na Dunajcu [http://www.tauron-ekoenergia.pl/elektrownie/energia-wodna/zew-krakow/]



RYSUNEK 8.5. Widok zapory Solina (betonowa, ciężka) z częścią przelewową i elektrownią wodną na rzece San – widok od strony wody dolnej
[<https://pgeco.pl/Nasze-obiekty/Elektrownie-wodne/Solina>]



RYSUNEK 8.6. Zapora Czorsztyń-Niedzica (ziemna) na Dunajcu; przy prawym brzegu znajduje się rzelew powierzchniowy, a w części środkowej elektrownia i upusty denne
[www.niedzica.pl]



RYSUNEK 8.7. Zapora Dobczyce (ziemna) na rzece Rabe; widok części przelewową od strony wody dolnej
[<https://www.dobczyce.pl/dla-turystow/>]

8.2. Jazy

Jazy, w odróżnieniu od zapór, mają zazwyczaj niską część stałą i wysoką część przelewową zamykaną różnego rodzaju zasuwami (rys. 8.8). Niskie progi stałe sprzyjają przepływowi rumowiska oraz pozwalają na ruch flory i fauny wodnej przy całkowicie lub częściowo podniesionych zasuwach. Jazy tworzą zbiorniki przepływowe, których celem

jest utrzymanie stałego poziomu wody powyżej budowli piętrzącej, niezależnie od wielkości dopływu do zbiornika. Można to uzyskać regulując odpływ przez odpowiednie otwarcie zasuw.

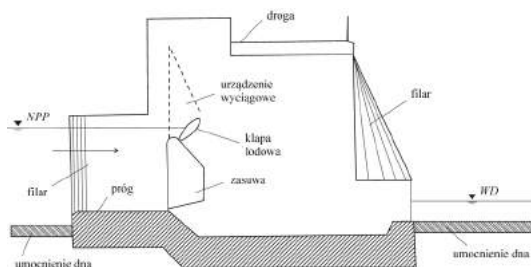
Drugą odmianą są jazy z progiem stałym wysokim, którym głównym mankamentem jest utrudniony ruch rumowiska. Na rysunku 8.9 pokazano schemat tego rodzaju obiektu na przykładzie stopnia wodnego Włocławek. Jaz ten wyposażony jest w zasuwę typu powłokowego, które przy opuszczeniu umożliwiają przepływ wody i kry lodowej, a po całkowitym podniesieniu pozwalają przepuszczać większe przepływy.

8.3. Stopnie wodne

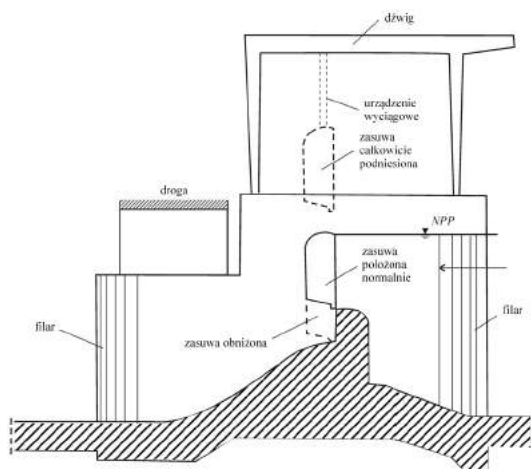
Stopnie wodne powstają zazwyczaj na dużych rzekach nizinnych (Wisła, Ren, Dunaj, Wołga). Składają się one z wielu elementów, takich jak: zapora czołowa, część przelewowa, elektrownia wodna, śluza żeglugowa, przepławka dla ryb. Badania hydrauliczne stopni wodnych wymagają zazwyczaj kilku różnych modeli: przestrzennych i wycinkowych w różnych skalach z dnem stałym lub rozmywalnym. Typowym stopniem wodnym w Polsce jest stopień Włocławek na dolnej Wiśle (rys. 8.11), w którego skład wchodzi: śluza żeglugowa z awanportami, elektrownia wodna, jaz, przepławka dla ryb oraz zapora czołowa (ziemna).

8.4. Progi wodne

Progi wodne są konstrukcjami składającymi się wyłącznie z progu stałego o odpowiedniej wysokości i długości, konstrukcji betonowej lub narzutowej, oraz urządzenia do rozpraszania energii poniżej progu. Ich zadaniem jest lokalne spiętrzenie wody lub zmniejszenie spadku rzeki.



RYSUNEK 8.8. Przekrój poprzeczny typowego jazu z progiem niskim

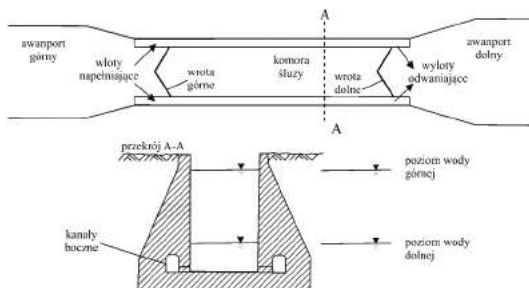


RYSUNEK 8.9. Schematyczny przekrój jazu stopnia Włocławek

8.5. Śluzy żeglugowe

Śluzy żeglugowe są specyficznymi budowlami hydrotechnicznymi. Umożliwiają przemieszczenie jednostki pływającej (barki lub zestawu pchanego) ze stanowiska górnego do dolnego lub odwrotnie (rys. 8.10). Zadanie to musi być wykonane w możliwie najkrótszym czasie przy

jednoczesnym ograniczeniu sił działających na śluzowaną jednostkę. Różnice poziomów wody górnej i dolnej, czyli spady jakie występują w śluzach, nie mogą być zbyt duże ze względu na konstrukcję komory śluzy i czas jej napełniania lub opróżniania. Każda śluza składa się z następujących części: wrót dolnych, zamknięcia górnego, systemu napełniania komory, urządzenia zabezpieczającego jednostkę w czasie śluzowania oraz komory śluzy. Wrota dolne są na ogół typu wspornego ze względu na swoją wysokość. Wrota górne są niższe i dlatego stosuje się tu różnego rodzaju zamknięcia ruchome. Badania hydrauliczne śluz wymagają odpowiedniego laboratoryjnego systemu hydraulicznego, jak również urządzeń do pomiaru sił.



RYSUNEK 8.10. Plan i przekrój śluzy żeglugowej

8.6. Przepusty

Przepusty są budowlami stosunkowo mało skomplikowanymi, których zadaniem jest przeprowadzenie wody pod drogami. Muszą one pracować w bardzo zróżnicowanych warunkach hydraulicznych. Przez wiele czasu przepływ przez przepusty odbywa się ze swobodnym



RYSUNEK 8.11. Stopień wodny

Włocławek na Wiśle – widok od strony wody górnej

[<https://www.zegluga-rzeczna.pl/news.php?readmore=1104>]



RYSUNEK 8.12. Śluza

Włocławek – pusta komora śluzy

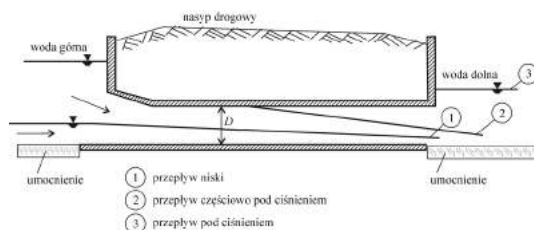
z widokiem na wrota górne

[<https://victorius71.flog.pl>]

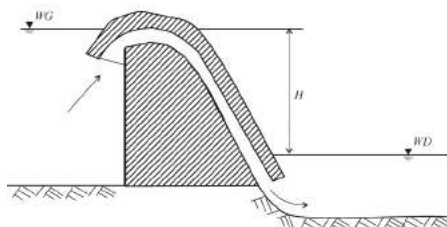
zwierciadłem wody, niekiedy natomiast występują sytuacje hydrauliczne z przepływem częściowo lub całkowicie pod ciśnieniem (rys. 8.13). W takich warunkach bardzo istotne jest zabezpieczenie stanowiska górnego i dolnego przed erozją lokalną wywołaną zbyt dużymi prędkościami przepływu. Przepusty są budowlami mało skomplikowanymi, jednak ze względu na ich masowe stosowanie i połączenie z infrastrukturą drogową muszą być wysoce niezawodne.

8.7. Lewary

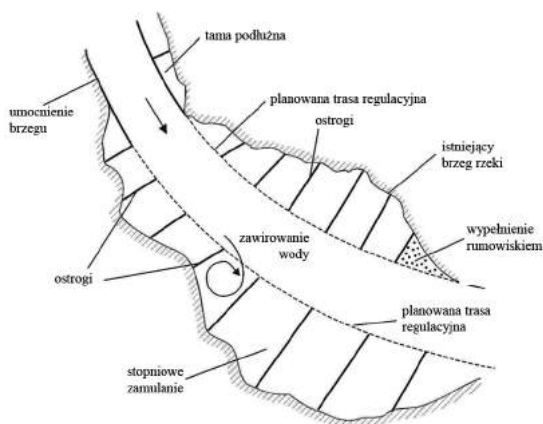
Lewary są konstrukcjami pozwalającymi na przeprowadzenie wody ze stanowiska górnego do dolnego (rys. 8.14). Mają one dużo większą przepustowość niż przepływy ze względu na wykorzystanie dużego spadku. Lewary są często stosowane do szybkiego odprowadzenia dużych ilości wody z rzeki na przybrzeżne poldery w czasie przejścia fali powodziowej.



RYSUNEK 8.13. Przekrój podłużny przepustu drogowego



RYSUNEK 8.14. Przekrój urządzenia lewarowego



RYSUNEK 8.15. Budowle regulacyjne

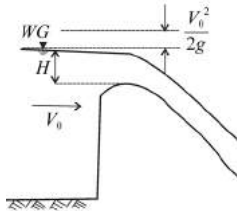
8.8. Budowle regulacyjne

Budowle regulacyjne wykonywane są na rzekach w celu koncentracji głównego koryta (ostrogi), ochrony brzegów (opaski brzegowe) lub zamknięcia koryt bocznych. Istnieje wiele różnych systemów budowli regulacyjnych. Celem badań modelowych jest wybór optymalnych rozwiązań dla danej rzeki (rys. 8.15). Budowle regulacyjne mają charakter obiektów faszynowych, umocnionych narzutem kamiennym lub specjalną roślinnością.

8.9. Przelewy

Przelewy stanowią podstawowy element budowli hydrotechnicznych, takich jak zapory i jazy. Istotnym wymiarem wszystkich przelewów jest ich przepustowość przy określonym poziomie wody górnej. Ten maksymalny poziom nie może być przekroczony ze względu na wiele czynników, którym służy utworzony zbiornik wodny.

Przepustowość przelewów została bardzo dobrze rozpoznana w wyniku licznych badań teoretycznych i doświadczalnych. Znajomość wielkości przepływu, jaki przepuszczany będzie przez daną budowlę hydrotechniczną (jaz lub zaporę) wystarcza, aby dosyć dokładnie



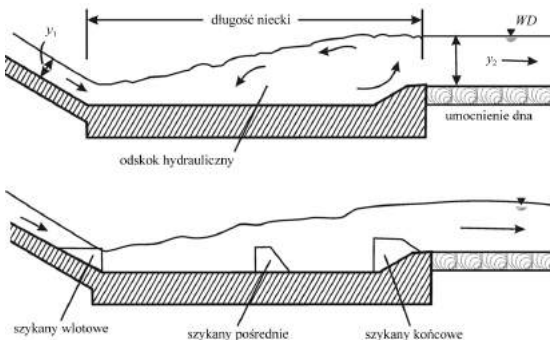
RYSUNEK 8.16. Typowy przelew z oznaczeniami potrzebnymi do obliczania jego przepustowości

określić wymaganą długość przelewów. Należy przy tym wziąć pod uwagę kontrakcję przepływu wywołaną filarami dzielącymi przelew oraz przyczółkami. Innym utrudnieniem są wężki szandorowe, jak również urządzenia wspomagające zamknięcia. Wpływu tych wszystkich czynników nie da się dokładnie określić na drodze obliczeń teoretycznych i dlatego nieodzowne jest sprawdzenie przepustowości przelewów na modelach hydraulicznych. W badaniach eksperymentalnych należy również sprawdzić czy przy różnych przepływach

nie powstają na koronie przelewu podciśnienia, które w naturze mogą powodować erozję betonu. W polskich warunkach klimatycznych, przelewy badane są na przepuszczanie kry lodowej. Istotne jest też zabezpieczenie przelewów i ich urządzeń przed obmarzaniem, które może poważnie utrudniać manewrowanie nimi. Szczegóły obliczania przepustowości przelewów przedstawiono w rozdziale 4.

8.10. Niecki do rozpraszania energii

W każdej budowli piętrzącej prędkość płynącej wody w stanowisku dolnym jest dużo większa niż w stanowisku górnym. Dlatego poniżej każdego przelewu znajduje się niecka



RYSUNEK 8.17. Niecka do rozpraszania energii płynącej wody

do rozpraszania nadmiernej energii. Najlepszym sposobem rozproszenia części energii przepływającego strumienia wody jest wytworzenie odskoku hydraulicznego, który powinien się zmieścić w obrębie niecki. Aby możliwie skrócić odskok hydrauliczny, w dnie niecki montuje się tzw. szykany. Zaleca się też, by woda do stanowiska dolnego odpływała jako przepływ spokojny, co zmniejsza możliwość erozji lokalnej. Przykład niecki z odskokiem hydraulicznym oraz niecki z szykanami rozpraszającymi energię pokazano na rysunku 8.17.

9. PRZYKŁADY BADAŃ KONSTRUKCJI HYDROTECHNICZNYCH

9.1. Podstawy badań konstrukcji hydrotechnicznych

Hydrauliczne badania konstrukcji hydrotechnicznych stanowią zdecydowaną większość prac wykonywanych w laboratoriach hydraulicznych i są istotnym narzędziem do właściwego ich zaprojektowania. Podstawowym celem badań jest zapewnienie prawidłowych warunków hydraulicznych dla otrzymania wymaganego natężenia przepływu, odpowiedniej prędkości przepływu i ciśnień, stabilnych warunki przepływu, efektywnego rozpraszania energii w stanowisku dolnym, maksymalnego ograniczenia erozji dna poniżej budowli oraz uniknięcia niepożądanych zjawisk w formie kawitacji i erozji betonów.

Konstrukcje hydrotechniczne są bardzo zróżnicowane pod względem kształtów, wysokości piętrzenia, przepływów oraz funkcji jakie spełniają. Ich modele są zawsze trójwymiarowe i muszą spełniać warunki podobieństwa geometrycznego. Przepływ przez budowle odbywa się pod przeważającym działaniem sił ciężkości i dlatego podstawowym warunkiem modelowania jest prawo Froude'a. Wpływ oporów przepływu nie ma istotnego znaczenia, bowiem drogi przepływu są stosunkowo krótkie.

Najczęściej przyjmowane są skale geometryczne w zakresie od 1:20 do 1:100, ale przeważnie stosuje się skale są w granicach od 1:40 do 1:60, co wynika z uwarunkowań modelowania, jak i możliwości laboratoryjnych. Podstawowym problemem jest dobór szorstkości modelu. Wychodząc ze wzoru Manninga otrzymamy skalę szorstkości zależną od przyjętej skali geometrycznej L_s :

$$n_s = L_s^{1/6} \quad (9.1)$$

Przyjmując, że większość powierzchni budowli hydrotechnicznych stanowi beton o współczynniku szorstkości $n = 0,014$, a najbardziej gładkimi powierzchniami materiałów, które można użyć do budowy modelu, są plastik lub metal o współczynniku $n = 0,009$, wówczas otrzymamy możliwą skalę geometryczną $L_s = 1:14$, co jest praktycznie trudne do wykonania. Dlatego przy mniejszych skalach modelu (1:40 czy 1:50) trzeba zdawać sobie sprawę z tego, że model nie jest wystarczająco gładki i prędkość przepływu w dolnej części przelewu będzie na modelu, zgodnie z przyjętym kryterium Froude'a, mniejsza niż w naturze. Nie jest to jednak duży mankament, gdyż nie powoduje istotnego efektu skalowego.

W kolejnych rozdziałach zostaną przedstawione przykłady różnych badań, które wykonano w Instytucie Budownictwa Wodnego PAN w Gdańsku. Wykorzystano w tym celu dość bogatą archiwalną dokumentację. Opisy doświadczeń obejmują charakterystykę obiektu, cel jego budowy oraz zakres badań i uzyskane wyniki.

9.2. Jaz z niskim progiem

Rysunek 9.1 przedstawia widok gotowego do badań modelu trzyprzęsłowego jazu o niskim progu z zamknięciami segmentowymi, projektowanego na rzece w Iraku, na której odbywa się żegluga [Majewski 2003]. Analizy nie obejmowały badań śluzy – obiekt ten umieszczono na makiecie jedynie w celu ujęcia kompozycji całego stopnia. Model wykonano z dnem stałym, ponieważ dno i brzegi tej rzeki tworzą utwory ilasto-gliniaste, praktycznie nierozmywalne przy prędkościach występujących w naturze. Dno i skarpy wykonano z wygładzonego betonu, filary jazu z drewna, natomiast zamknięcia segmentowe jazu ze stali. Ze względu na przyjętą skalę geometryczną, model konstrukcji jazu oraz krótkich odcinków rzeki powyżej i poniżej jazu musiał być zbudowany z gładkich elementów.



RYSUNEK 9.1. Model stopnia wodnego z jazem trzyprzęsłowym oraz śluzą, gotowy do badań – kierunek przepływu pokazuje strzałka [Majewski 2003]

Celem badań było określenie warunków przepływu przez jaz (układ strug powierzchniowych i prędkości przepływu) przy różnych natężeniach przepływu i różnym otwarciu zasuw na jazie. Natężenie przepływu w stanowisku dolnym było ściśle związane z rzędnymi zwierciadła wody. Zadaniem jazu było utrzymanie wymaganego poziomu wody górnej niezależnie od przepływu poprzez odpowiednie manewrowanie zasuwami. Skala geometryczna modelu wynosiła 1:40, a pozostałe skale określono przy zachowaniu tej samej wartości liczby Froude'a na modelu i w naturze.

Na rysunku 9.2 pokazano układ prądów powierzchniowych przy przepływie przez jaz z całkowicie otwartym jednym przęsłem (ślady widoczne na ilustracji uzyskano dzięki pływacemu po powierzchni wody konfetti sfotografowanemu serią zdjęć z długim czasem ekspozycji). Dla uzupełnienia układu prądów powierzchniowych wykonano również pomiary rozkładu prędkości w przekrojach poprzecznych przed jazem.

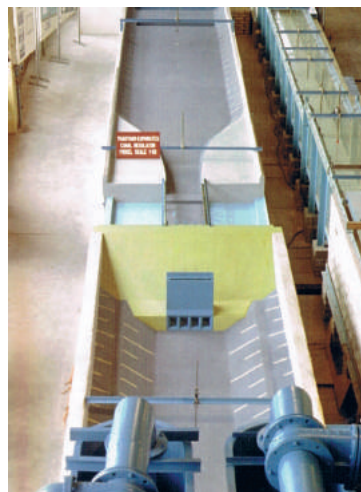


RYSUNEK 9.2. Widok prądów powierzchniowych na modelu jazu przy przepływie przez jedno skrajne przęsło; kierunek przepływu pokazuje strzałka [Majewski 2003]

9.3. Regulator przepływu na kanale melioracyjnym w Iraku

W przeciwieństwie do poprzedniego obiektu, przepływ na kanale odbywa się jedynie przez upusty dennne. Na rysunku 9.3 pokazano gotowy do badań model regulatora przepływu [Majewski 2003]. Aby odwzorować stabilne brzegi oraz dno kanału, model wykonano z dnem stałym. Kanał w naturze przegrodzony jest zaporą ziemną z upustem dennym o czterech przewodach, które zamykane są zasuwami płaskimi. Przyjęto skalę geometryczną modelu 1:30, pozostałe skale określono zgodnie z kryterium Froude'a.

Celem badań było określenie natężenia przepływu przez regulator przy określonych poziomach wody górnej i przyjętym otwarciu zasuw upustów dennych. Doświadczenie miało również odpowiedź na pytanie, czy przy maksymalnym otwarciu upustów nie występują wiry zasysające powietrze – ich pojawienie się powoduje zaburzenie ciągłości przepływu, a w konsekwencji niebezpieczne drgania zasuw, a nawet całej konstrukcji.

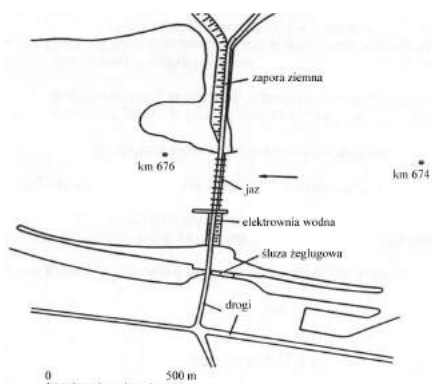


RYSUNEK 9.3. Widok modelu regulatora przepływu z czterema upustami dennymi na kanale melioracyjnym – kierunek przepływu pokazuje strzałka [Majewski 2003]

9.4. Stopień Włocławek

W pierwszych latach po II wojnie światowej zrodziła się idea budowy na dolnej Wiśle kaskady stopni niskiego spadku, która stanowiłaby drogę wodną łączącą centrum kraju z portem w Gdańsku oraz służyła wytwarzaniu energii elektrycznej [Kaskada 1993]. W latach 60. podjęto decyzję o wzniesieniu pierwszego stopnia Kaskady Dolnej Wisły (KDW) w pobliżu miasta Włocławek. Wybór lokalizacji był uzasadniony bardzo korzystnymi warunkami hydroenergetycznymi oraz planowaną ówczesnie budową Kanału Centralnego, który miał dostarczać wodę do przemysłowych regionów południowej Polski, biorąc swój początek właśnie w zbiorniku Włocławskim (wkrótce jednak pomysł ten odrzucono). Całość inwestycji zrealizowano w latach 1962-1970, ale badania projektowe uruchomiono już w roku 1957.

Stopień Włocławek był pionierskim przedsięwzięciem hydrotechnicznym w Polsce, jeżeli chodzi o rozmiar inwestycji i stopień jej złożoności [Majewski 2015]. Dwa państwowej biura, Hydroprojekt i Energoprojekt, przygotowały dokumentację techniczną. Wszystkie potrzebne pomiary geodezyjne, geologiczne i geotechniczne zostały wykonane przez polskich specjalistów, łącznie z analizą danych hydrologicznych. Hydrauliczne badania modelowe przeprowadzono w laboratorium Instytutu Budownictwa Wodnego PAN w Gdańsku. Układ stopnia przedstawia rysunek 9.4, a widok stopnia od strony wody górnej – rysunek 9.5.



RYСУNEK 9.4. Układ stopnia wodnego Włocławek
[Majewski 2003]

Normalny poziom piętrzenia (NPP) w projekcie przyjęto na rzędnej 57,30 m n.p.m. Maksymalny poziom piętrzenia wynosił 58,50 m n.p.m. (wynikał on z możliwości wystąpienia maksymalnych przepływów) zaś minimalny poziom piętrzenia – 56,50 m n.p.m. (co było uwarunkowane funkcjonowaniem wielu urządzeń zlokalizowanych wokół zbiornika).

Poziom wody dolnej projektowano na rzędnej 46,00 m ze względu na planowaną budowę następnego stopnia kaskady. Minimalny dopuszczalny poziom wody dolnej ze względu na stateczność obiektów oraz pracę turbin (kawitacja) wynosił 44,50 m n.p.m. Przepływ średni roczny w przekroju stopnia ustalono na $890 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$, przepływ miarodajny (1%) – $8700 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$, przepływ kontrolny (0,3%) – $10280 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$, a przepływ nienaruszalny (biologiczny) poniżej stopnia – $350 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$. W okresie późniejszym zwiększono go do $450 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$. Wartości tych przepływów zmieniały się nieco w trakcie projektowania obiektu ze względu na różne dane wykorzystywane do obliczeń hydrologicznych. Maksymalna przepustowość stopnia przy najwyższym poziomie piętrzenia została w fazie projektowania określona na $11150 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$, a ostatecznie skorygowana do $9590 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$.

W skład stopnia wchodzi następujące obiekty (projekt ostateczny):

- Śluza żeglugowa komorowa, o wymiarach $12 \text{ m} \times 115 \text{ m}$, zaprojektowana na przepustowość 6 mln ton rocznie. Rzędna dna komory i progu dolnego wynosi 41,60 m n.p.m. Wrota dolne to wrota typu wspornego, zamknięcie górne stanowi segment.
- Elektrownia wodna, wyposażona w sześć turbin o osi pionowej typu Kaplana, o łącznej mocy 160 MW i produkcji energii elektrycznej w średnim roku hydrologicznym na poziomie 750 GWh. Przełyk instalowany turbin wynosi $2190 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$. Konstrukcja elektrowni została zaprojektowana jako bezhalowa, co oznaczało, że wszelkie prace dotyczące generatorów i turbin miały odbywać się na otwartym powietrzu po zdjęciu przykrywającej je kłapy i obsługiwane dźwigiem poruszającym się po specjalnym torze wzdłuż elektrowni. Turbiny zaprojektowano na pracę w zakresie spadów od 5,2 do 12,7 m.
- Przepławka komorowa dla ryb wędrownych, składająca się z trzydziestu komór o wymiarach $2,50 \text{ m} \times 5,00 \text{ m}$, zamontowana w filarze działowym między elektrownią i jazem. Wloty do komór przepławki od strony wody dolnej znajdują się z boku filara



RYSUNEK 9.5. Widok stopnia Włocławek od strony wody górnej [Energia]



RYSUNEK 9.6. Widok jazu, elektrowni wodnej i przyczółka zapory czołowej (ziemnej) od strony wody dolnej oraz wlotu do śluzy [http://dhvhydroprojekt.com.pl/]

działowego. Stara przepławka została zastąpiona kilka lat temu nową konstrukcją bardziej przyjazną dla ryb wędrownych.

- Jaz do przepuszczania wód powodziowych o dziesięciu dwudziestometrowych przesłach. Wyposażony jest w zasuw płaskie typu powłokowego o wysokości 8,20 m z możliwością opuszczania ich dla przepuszczania wody i lodu. Szerokość filarów wynosi 5 m, a korona progu stałego jazu znajduje się na rzędnej 50,50 m n.p.m. Korona zasuw w położeniu podniesionym wynosi 58,50 m. n.p.m. Maksymalna przepustowość jazu przy maksymalnie opuszczonych zasuwach to około $1\,300\text{ m}^3\text{ s}^{-1}$. W przypadku konieczności przepuszczania większego przepływu konieczne jest otwarcie kilku, a nawet wszystkich zasuw. Ostatnio w dwóch środkowych przesłach zainstalowano zasuwę z klapami lodowymi.
- Zapora czołowa o konstrukcji ziemnej. Długość zapory wynosi 635 m, szerokość w koronie – 12 m, a rzędna korony – 60,25 m n.p.m. Skarpa odwodna o nachyleniu 1:3 jest ubezpieczona płytami betonowymi. Skarpę odpowietrzną obsiano trawą, a u stopy zapory zamontowano drenaż. Budowla powstała w wyniku zamknięcia części koryta Wisły. Na koronie zapory, jazu i elektrowni znajduje się przejście drogowe o długości 1,1 km.

Mimo wielu badań modelowych, nie przewidziano kilku negatywnych konsekwencji tej inwestycji już w trakcie eksploatacji. Pierwszą z nich była intensywna erozja poniżej stopnia, związana z zaniechaniem realizacji następnych stopni kaskady, która pogorszyła stabilność całego obiektu, a rozprzestrzeniając się na odcinek Wisły poniżej stopnia, może powodować negatywne skutki dla środowiska. Nie przewidziano również bardzo istotnej zmiany reżimu lodowego na zbiorniku w porównaniu z wcześniejszymi warunkami naturalnymi, a szczególnie zagrożenia jaka ta zmiana niesie przy zachowaniu Wisły swobodnie płynącej powyżej akwenu.

Rozpoczynając budowę obiektu we Włocławku zakładano, że będzie on pracował w zwartej kaskadzie stopni zgodnie z założeniami planistycznymi. Do dzisiaj, tj. po prawie pięćdziesięciu latach, stopień Włocławek funkcjonuje samodzielnie, niezgodnie z projektem, przynosząc wiele korzyści społecznych i gospodarczych, ale powodując również szereg negatywnych skutków.

9.5. Hydrauliczne badania modelowe stopnia wodnego Włocławek

Badania modelowe dla Włocławka realizowano w latach 1957-1966. Prace w kolejnych etapach przedstawiały się następująco:

- 1957 Badania modelowe dwunastoprzęsłowego jazu. Model wycinkowy obejmował jedno przęsło, dwa filary i dwie połówki przęsła. Całość modelu wykonano w skali geometrycznej 1:50.
- 1957 Badania na modelu przestrzennym obejmującym jaz oraz elektrownię. Model wykonano w skali 1:200, głównie z dnem stałym (w części rozmywalnym).
- 1959 Badania modelowe dziesięcioprzęsłowego jazu z zasuwami powłokowymi. Model wycinkowy w skali 1:50 obejmował trzy przęsła oraz cztery filary i dwie połówki przęsła.
- 1959 Badania na modelu wycinkowym jazu, obejmującym jedno przęsło w skali 1:25 z niecką do rozpraszania energii i z dnem rozmywalnym poniżej niecki.
- 1960 Badania modelowe grodzy stopnia wodnego Włocławek na modelu w skali skażonej (pozioma 1:200, pionowa 1:100 z dnem rozmywalnym, rumowisko stanowił węgiel brunatny).
- 1965 Badania śluzy stopnia wodnego Włocławek na modelu w skali 1:16.
- 1966 Badania przegrodzenia wolnej części koryta Wisły z uwzględnieniem przepływu przez jaz. Model wykonano w skali skażonej (pionowa 1:50, pozioma 1:80) z dnem rozmywalnym.

9.5.1. Model wycinkowy jazu (pierwsza wersja)

Badania wykonano w 1957 roku [IBW PAN 1957a]. Jaz według projektu składał się z dwunastu przęsła, po 20 m każde, z filarami o grubości 6 m. Model wycinkowy został

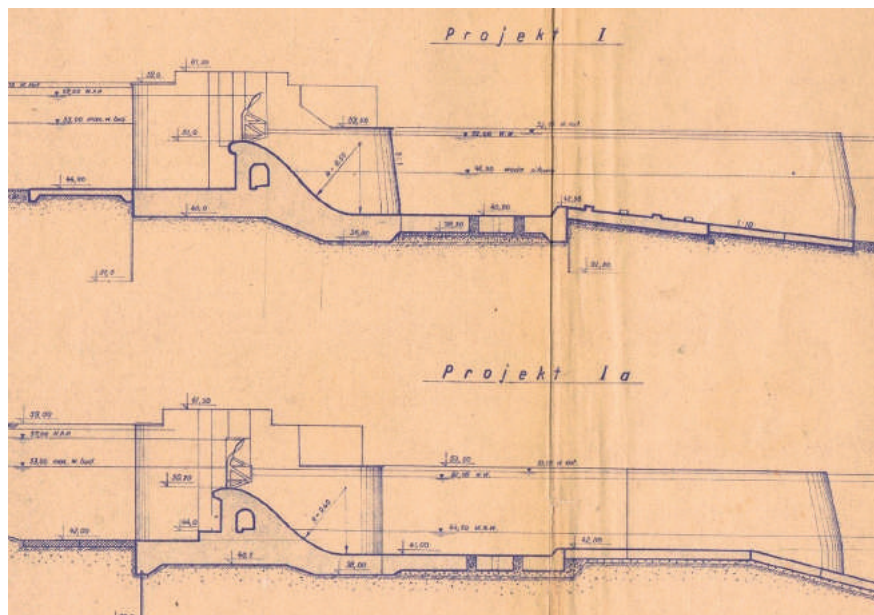
umieszczony w korycie hydraulicznym i obejmował jedno całkowite przesędo, dwa filary i dwie połowki sąsiednich przesęd. Celem badań było określenie warunków przepływu przez jaz.

Podstawowym problemem było przepuszczenie przez jaz przepływu miarodajnego i kontrolnego oraz przepływów mniejszych dla różnych położen kłapy i otwarcia zasuw. Analizowano kształt filarów od strony wody górnej, jak również warunki pracy niecki do rozpraszania energii. W badaniach tych uwzględniono również przepływ lodu przez jaz – krę lodową modelowano za pomocą płytek parafiny. Badania przeprowadzono dla dwóch różnych konfiguracji jazu (rys. 9.7) przy Normalnym Poziomie Piętrzenia NPP = 57,00 m n.p.m. Model wykonano w skali geometrycznej $L_s = 1:50$, pozostałe skale określono zgodnie z kryterium podobieństwa Froude'a:

- Skala przepływu $Q_s = L_s^{5/2} = 1:17678$;
- Skala prędkości $V_s = L_s^{1/2} = 1:7,07$;
- Skala czasu $T_s = L_s^{1/2} = 1:7,07$.

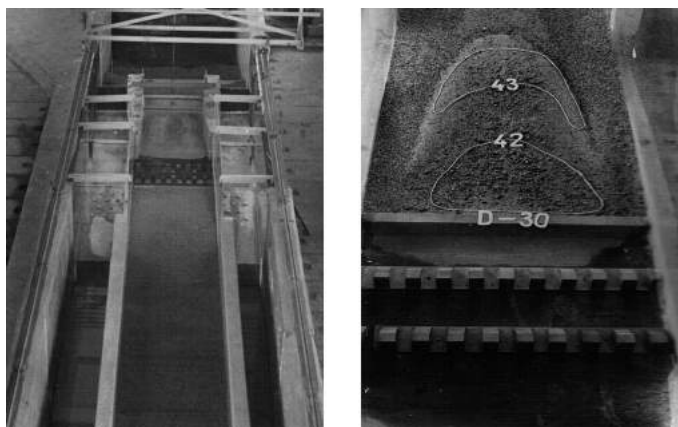
Dla tego układu stopnia, zgodnie z projektem, przepływ miarodajny (1%) w naturze wynosił $9745 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$, a na modelu z dwunastoma przesędami 551 l/s, zaś przepływ kontrolny – w naturze (0,1%) – $12514 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$, na modelu – 708 l/s. Ponieważ model obejmował dwa z dwunastu przesęd jazu, to przepływ miarodajny przez dwa przesęda na modelu wynosił 91,8 l/s, a przepływ kontrolny 118 l/s.

W trakcie badań przeprowadzono około stu doświadczeń, ze względu na dwie różne koncepcje układu stanowiska dolnego jazu, jak również dużą liczbę możliwych położen kłapy lodowej i otwarcia całej zasuw. Przebadano także wiele układów szykan w niecce do roz-



RYSUNEK 9.7. Przekroje podłużne jazu wg. projektu z 1957 roku [IBW PAN 1957a]

praszania energii. Na rysunku 9.8 przedstawiono widok modelu umieszczonego w kanale hydraulicznym (lewa fotografia) oraz obraz rozmyć w stanowisku dolnym dla natężenia przepływu $4000 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$, przy NPP na rzędnej 57,00 m n.p.m. i zasuwach podniesionych na wysokość 1,90 m (prawa fotografia). Badania miały charakter jakościowy, wskazując jedynie najkorzystniejszy wariant niecki do rozpraszania energii. Na prawym zdjęciu rozmycia i odkłady oznaczone są liniami rzędnych dna wyrażonymi w m n.p.m. Próg końcowy niecki do rozpraszania energii znajduje się na rzędnej 42 m n.p.m. Widoczne jest małe rozmycie tuż poniżej progu i niewielki odkład nieco dalej. Rumowisko dna modelu poniżej niecki do rozpraszania energii stanowił piasek średnioziarnisty ($d_{50} = 1,2 \text{ mm}$).



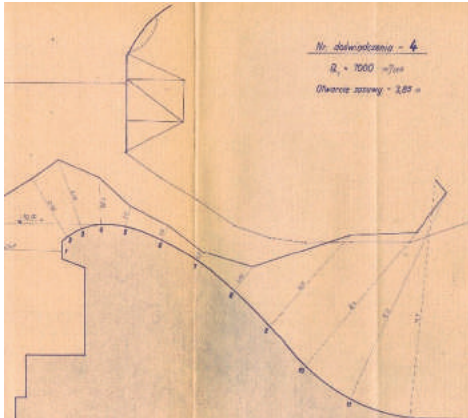
RYSUNEK 9.8. Widok modelu wycinkowego jazu Włocławek [IBW PAN 1957a]

Na modelu wykonano również pomiary ciśnień hydrodynamicznych na korpusie jazu (dwanaście punktów) dla różnych przepływów, przy całkowicie podniesionych i częściowo otwartych zasuwach. Przykłady wyników pomiarów pokazano na rysunku 9.9.

Eksperyment wykazał, że całkowita długość jazu może być zmniejszona nawet o dwa przęsła, kształt filarów jest niewłaściwy i musi być skorygowany na bardziej opływowy, a różne warianty niecki do rozpraszania energii dają podobne rozmycia dna poniżej progu końcowego. Na korpusie jazu nie pojawiają się podciśnienia, chociaż dla niektórych układów są one bliskie ciśnieniu atmosferycznemu.

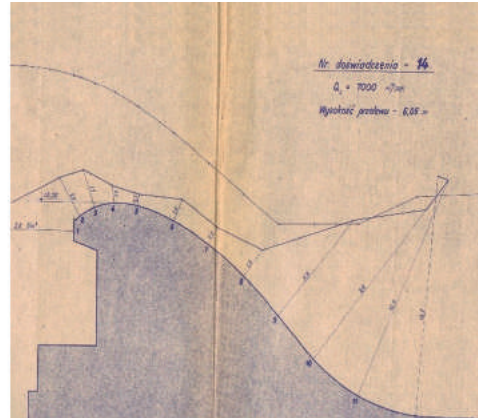
9.5.2. Model przestrzenny stopnia Włocławek

Badania zrealizowano w 1957 roku. Model (rys. 9.10) obejmował całe stanowisko górne stopnia z elektrownią wodną, jazem oraz częścią zapory czołowej [IBW PAN 1957b]. Wykonano go z dnem stałym (wykładzina betonowa), w części przed i poniżej jazu – z dnem rozmywalnym. Ze względu na małe prędkości przepływu, za rumowisko posłużył węgiel brunatny o granulacji 2-3 mm i ciężarze jednostkowym $1,3 \text{ kg/dm}^3$.



$Q = 7000 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$, WG = 57,00 m n.p.m.;
 WD = 50,84 m n.p.m.; otwarcie zasuwy 3,85 m;
 układ zwierciadła wody oraz linia
 obciążeń hydrodynamicznych

RYSUNEK 9.9. Układ zwierciadła wody i obciążeń hydrodynamicznych [IBW PAN 1957a]

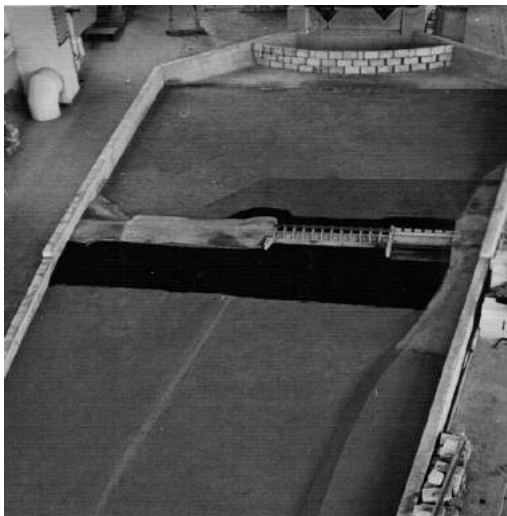


$Q = 7000 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$, WG = 56,25 m n.p.m.;
 WD = 50,84 m n.p.m.; zasuwa otwarta całkowicie;
 układ zwierciadła wody oraz linia obciążeń
 hydrodynamicznych na korpusie jazu

Model wykonano w skali geometrycznej 1:200, pozostałe skale przyjęto zgodnie z kryterium Froude'a:

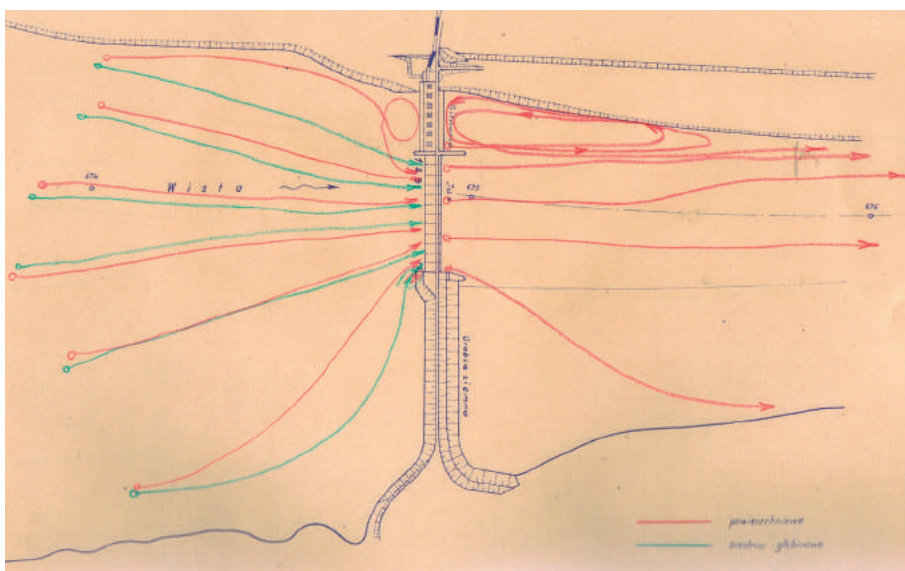
- skala przepływu $Q_s = L_s^{5/2} = 1:200^{5/2} = 1:565\,685$;
- skala prędkości $V_s = L_s^{1/2} = 1:200^{1/2} = 1:14,1$;
- skala czasu $T_s = L_s^{1/2} = 1:200^{1/2} = 1:14,1$.

Przepływ miarodajny na modelu wyniósł $Q_m = 17,2 \text{ l/s}$, ustalano go na podwójnym przelewie pomiarowym Thompsona (przelew trójkątny) zainstalowanym na doprowadzeniu do modelu (rys. 9.10).

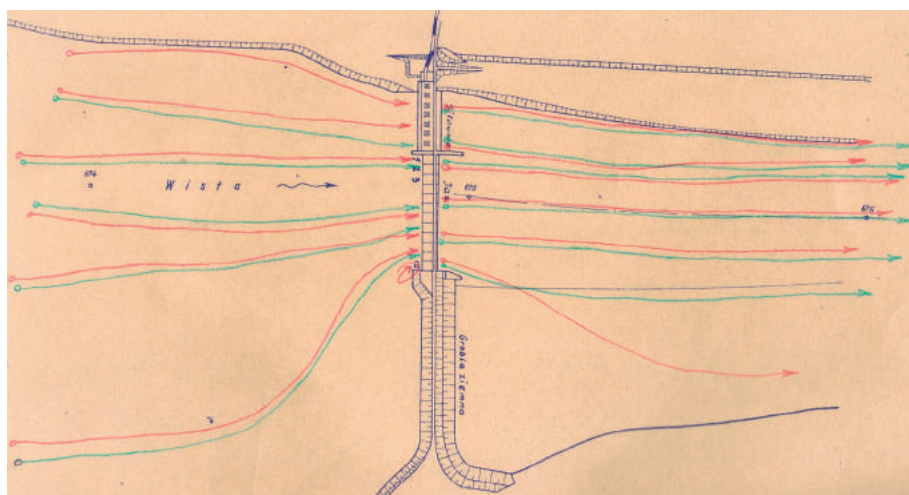


RYSUNEK 9.10. Widok modelu przestrzennego stopnia Włocławek (skala 1:200 bez skażenia) [IBW PAN 1957b]

Celem badań było określenie układu prądów wody dopływających do jazu i elektrowni przy różnych wartościach przepływu, różnych otwarciach zasuw i różnym przepływie przez jaz i elektrownię. Zwrócono szczególną uwagę na poprawę warunków dopływu do skrajnego przęsła jazu przy przyczółku zapory czołowej. Przeprowadzono również doświadczenia symulujące dopływ kry lodowej do jazu przy opuszczeniu klap lodowych i całkowitym podniesieniu zasuw. Układ prądów badano za pomocą specjalnych pływaków.



RYSUNEK 9.11. Układ prądów powierzchniowych (linie czerwone) i przydennych (linie zielone) przy przepływie miarodajnym przez stopień $Q = 9745 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ bez przepływu przez elektrownię [IBW PAN 1957b]

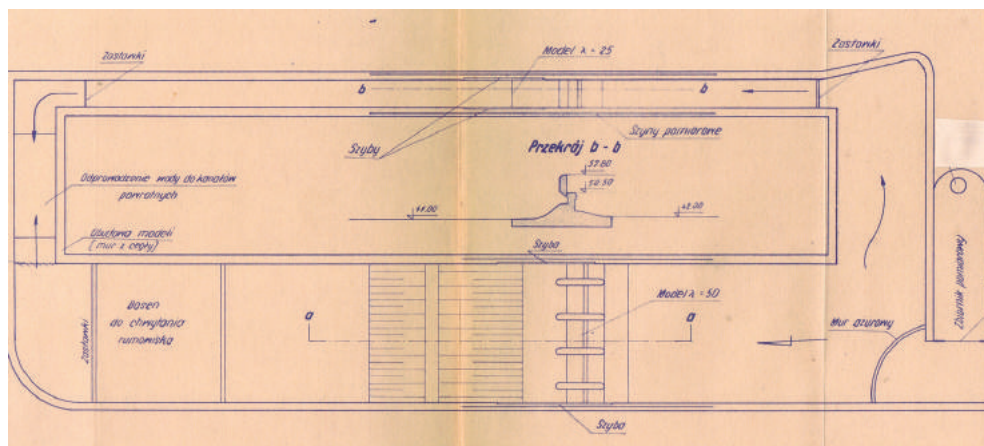


RYSUNEK 9.12. Układ prądów powierzchniowych (linie czerwone) i przydennych (linie zielone) przy przepływie miarodajnym przez stopień $Q = 9745 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ z pracującą elektrownią wodną [IBW PAN 1957b]

Wyniki badań układu strug powierzchniowych i przydennych przedstawiono na rysunku 9.11 i 9.12 – uzyskano je przy przepływie miarodajnym przez model oraz $WG = 57,00$ m n.p.m. i $WD = 52,8$ m n.p.m. Na rysunku 9.11 pokazano układ prądów dla przepływu tylko przez jaz przy wyłączonej elektrowni wodnej, a na rysunku 9.12 – układ prądów przy tych samych warunkach hydraulicznych, ale z przepływem przez elektrownię wodną ($2100 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ – przepływ instalowany w naturze). W tym przypadku układ strug jest bardziej korzystny i nie powoduje zaburzeń zarówno w stanowisku górnym, jak i dolnym. Badania na modelu przestrzennym stopnia potwierdziły możliwość przepuszczenia przez niego wody miarodajnej i kontrolnej przy założonych poziomach wody górnej i wynikających z obliczeń hydraulicznych wody dolnej.

9.5.3. Model wycinkowy jazu (druga wersja)

Badania wykonano w 1959 roku [IBW PAN 1959a]. Projektanci stopnia Włocławek przedstawili wówczas nową koncepcję jazu i zamknięcia (zasuwa powłokowa). Ze względu na koszty inwestycji rozważana była możliwość skrócenia jazu do dziesięciu przęseł, co wymagało sprawdzenia czy maksymalne przepływy przejdą przez skrócony jaz przy założonych poziomach wody górnej. Badania te przeprowadzono na dwóch modelach wycinkowych w różnej skali, obejmujących różne fragmenty przelewu. Stanowisko badawcze pokazano na rysunku 9.13. Obejmowało ono oba modele z jednym doprowadzeniem wody w stanowisku górnym. Model wycinkowy dziesięcioprzęsłowego jazu wykonano w skali 1:50. Obejmował on trzy przęsła, cztery filary i dwie połówki przęseł (rys. 9.14). W stosunku do konstrukcji z 1957 roku, zmieniono kształt progu i zastosowano zasuwy powłokowe pozwalające na opuszczanie ich i przepuszczanie lodu z wodą ponad ich koroną oraz całkowite ich podniesienie do przepuszczenia przepływów maksymalnych z krą lodową.



RYSUNEK 9.13. Plan stanowiska badawczego stopnia Włocławek (1959 r.) [IBW PAN 1959a]

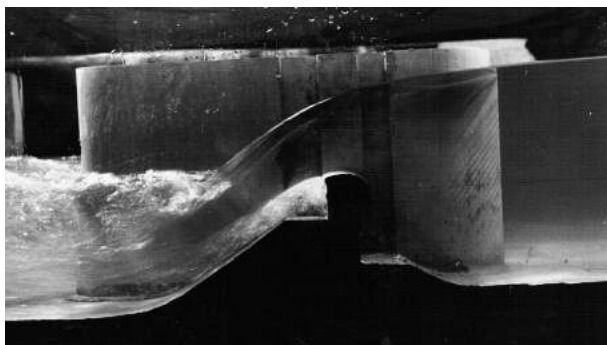


RYСУNEK 9.14. Model jazu stopnia Włocławek w budowie (skala 1:50); trzy przęsła jazu wraz z podniesionymi zasuwanami (widok od strony wody górnej) [IBW PAN 1959a]

Celem badań było określenie przepustowości jazu przy różnych otwarciach zasuw, sprawdzenie działania niecki do rozpraszania energii oraz wybór najlepszego kształtu przyczółka zapory czołowej przy połączeniu z jazem. Dno poniżej niecki było dnem rozmywalnym, wykonanym z piasku średnioziarnistego ($d_{50} = 1$ mm), co pozwalało na jakościowe wybranie najlepszego wariantu niecki. Założenia przewidywały koronę progę na rzędnej 50,50 m n.p.m., a koronę zasuwy całkowicie zamykającej przepływ na rzędnej 57,80 m n.p.m. Przy maksymalnym opuszczeniu zasuwy jej korona była na rzędnej 55,30 m n.p.m., co przy NPP równym 57,30 m n.p.m. utworzyło przelewającą się ponad zasuwą strugę o grubości około 2,00 m. Przepływ przez cały jaz w takim układzie projektowano na około $1\,300\text{ m}^3\text{ s}^{-1}$. W przypadku konieczności zwiększenia przepływu przez jaz, niezbędne było podniesienie zasuw i przepuszczanie wody pod zasuwanami lub całkowite ich podniesienie oraz doprowadzenie do swobodnego przepływu nad koroną stałego przelewu.

Głównym zagadnieniem badawczym było określenie, czy przy całkowitym podniesieniu zasuw przepływ miarodajny i kontrolny przejdzie przez jaz nie przekraczając wyznaczonych stanów WG (rys. 9.15). Kolejnym – ustalenie przepustowości jazu przy częściowym otwarciu zasuw (fragment doświadczenia rysunku 9.16). Ostatnim zadaniem było określenie maksymalnego przepływu przez jaz przy maksymalnie opuszczonych zasuwanach (rys. 9.17). Gdyby takie położenie zasuw było niewystarczające do przepuszczaniu przez jaz wody i kry lodowej, to konieczne byłoby całkowite podniesienie zasuw. Częściowe ich otwarcie nie rozwiązuje problemu, ponieważ przepływ pod zasuwą ogranicza się tylko do wody – kra pozostaje wówczas przed zasuwą w stanowisku dolnym.

Istotnym elementem badań na tym modelu było odpowiednie dobranie kształtu przyczółka zapory czołowej od strony jazu – niewłaściwy powodował zaburzenia przepływu w przeszle do niego przylegającym i tym samym zmniejszenie przepływu przez to przeszło. Jest to problem szczególnie istotny, jeżeli rozważamy zmniejszenie światła jazu ze względów oszczędnościowych.

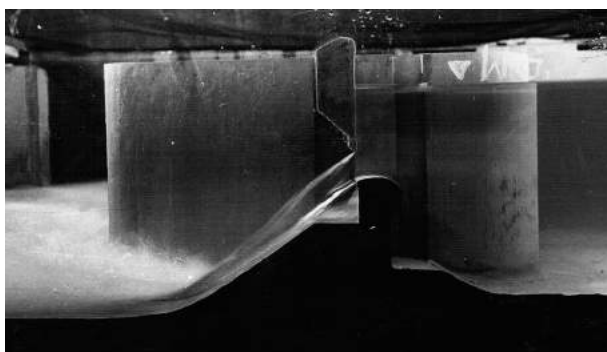


Przepływ przez jaz przy całkowicie podniesionych zasuwach
(widok w przekroju bocznym)



Przepływ przez jaz przy całkowicie podniesionych zasuwach
(widok dwóch przesł od stron wody górnej)

RYSUNEK 9.15. Przepływ przez jaz przy całkowicie podniesionych zasuwach
[IBW PAN 1959a]

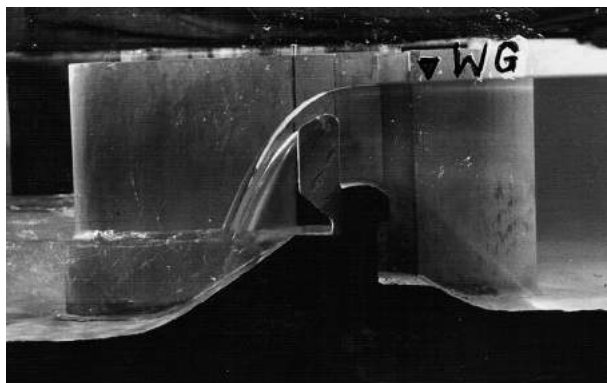


Przepływ przez jaz przy częściowo podniesionych zasuwach
(widok w przekroju bocznym)



Przepływ przez jaz przy częściowo podniesionych zasuwach
(widok od strony wody dolnej)

RYSUNEK 9.16. Przepływ przez jaz przy częściowo podniesionych zasuwach
[IBW PAN 1959a]



Przepływ przez jaz przy opuszczonych zasuwach (widok w przekroju bocznym)
WG = 57,30 m n.p.m.



Przepływ przez jaz przy opuszczonych zasuwach widok od strony wody dolnej

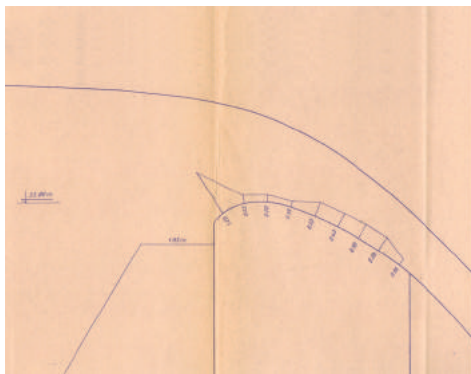
RYSUNEK 9.17. Przepływ przez jaz przy opuszczonych zasuwach [IBW PAN 1959a]

9.5.4. Drugi model wycinkowy jazu (druga wersja)

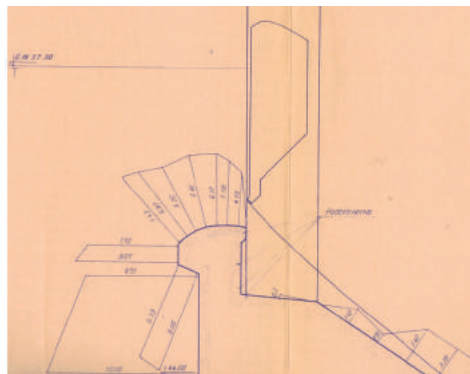
Badania wykonane w 1959 roku obejmowały tylko jedno przęsło bez filarów [IBW PAN 1959b]. Model został wykonany w skali geometrycznej 1:25 i umieszczony w korycie hydraulicznym (rys. 9.13), co pozwalało na wizualizację przepływu na całej głębokości. Badania dotyczyły obciążeń hydrodynamicznych korony przelewu i korpusu jazu oraz zasuw. Sprawdzone również działanie niecki do rozpraszania energii. Dno poniżej niecki było rozmywalne, uformowane z piasku o średnicy $d_{50} = 1$ mm. Dla przyjętej skali geometrycznej $L_s = 1:25$ pozostałe skale modelu zgodnie z kryterium Froude'a były następujące:

- skala prędkości $V_s = L_s^{1/2} = 1:5$;
- skala natężenia przepływu $Q_s = L_s^{5/2} = 1:3\ 125$;
- skala czasu $T_s = L_s^{1/2} = 1:5$;
- skala obciążeń hydrodynamicznych $P_s = L_s = 1:25$.

Obciążenia hydrodynamiczne podano w metrach słupa wody. Przepływy na modelu przez jedno przęsło określono, dzieląc całkowity przepływ przez stopień przez ilość przęseł oraz dodatkowo odejmując przepływ przez elektrownię, również podzielony przez ilość przęseł.



Obciążenia hydrodynamiczne korony zasuwy przy WG = 57,30 m i położeniu korony zasuwy na rzędnej 55,80 m



Obciążenia hydrodynamiczne korpusu jazu przy WG = 57,30 m i otwarciu zasuwy na wysokość 1,0 m

RYСУNEK 9.18. Obciążenia hydrodynamiczne zasuwy i korpusu jazu przy różnych przepływach [IBW PAN 1959b]

Ciśnienia hydrodynamiczne na korpusie jazu mierzono w trzydziestu punktach za pomocą piezometrów, pomiary ciśnień na koronie zasuwy wykonano w dziesięciu punktach. Przykładowe obciążenia hydrodynamiczne zasuwy i korpusu jazu pokazano na rysunku 9.18.

9.5.5. Model grodzy budowlanej w korycie Wisły

Model obejmował grodzę, pod osłoną której budowano jaz oraz elektrownię wodną. Grodza zajmowała część lewobrzeżną koryta Wisły, zamykając prawie połowę czynnego przekroju [IBW PAN 1960a]. Badania wykonano w 1960 roku na zlecenie Zarządu Inwestycji Budowy Stopnia Włocławek. Grodzę od strony wody górnej i dolnej wykonano jako ziemną, część czołową stanowiła szczelna stalowa ścianka. Doświadczenia miały pomóc w wyborze kształtu czołowej części grodzy w planie, który zapewniał najkorzystniejszy opływ wody i tym samym najmniejsze rozmycia dna – przy dużym mogłoby dość do osłabienia stateczności całej grodzy i zalania dołu fundamentowego. Do badań wykonano specjalne stanowisko obejmujące odcinek rzeki o długości 3 400 m (2 200 m powyżej i 1 200 m poniżej osi grodzy). Wyprofilowanie dna Wisły odpowiadało ówczesnie aktualnym przekrojom poprzecznym. Korona grodzy znajdowała się na rzędnej 53,25 m n.p.m., a przy najwyższym modelowanym przepływie w Wiśle ($8\,900\text{ m}^3\text{ s}^{-1}$) – około 1,20 m ponad zwierciadłem wody.

Model wykonano na przeważającej powierzchni z dnem stałym, a w pobliżu czołowej części grodzy – z dnem rozmywalnym. Rozpatrując wszelkie uwarunkowania laboratoryjne, jak również zasady modelowania, przyjęto skalę skażoną (skala pozioma – 1:200, pionowa – 1:100). Jako rumowisko wykorzystano węgiel brunatny o średnicach 3-8 mm, które przy prędkościach przepływu na modelu ulegało rozmyciom.

Przyjęto następujące natężenia przepływu i uzyskane z obliczeń nadpiętrzenia Wisły powyżej grodzy w stosunku do przepływu naturalnego:

- woda brzegowa $2230 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$, nadpiętrzenie około 0,60 m, rzędna nadpiętrzenia 48,20 m n.p.m.;
- woda o prawdopodobieństwie przewyższenia $p = 10\%$ – $6639 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ (woda 10-letnia), nadpiętrzenie 0,43 m, rzędna nadpiętrzenia 51,20 m n.p.m.;
- woda o prawdopodobieństwie przewyższenia $p = 2\%$ – $8900 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ (woda 50-letnia), nadpiętrzenie 0,22 m, rzędna nadpiętrzenia 52,02 m n.p.m.

Wykonane badania rozmyć lokalnych i ogólnych miały charakter jakościowy. Pozwalało to na dobór najkorzystniejszego wariantu kształtu grodzy i urządzeń dodatkowych. Przyjęto skażone skale modelu (pozioma $L_s = 1:200$ i pionowa $L_v = 1:100$), pozostałe skale miały następujące wartości:

- skala prędkości $V_s = L_v^{1/2} = 1:10$;
- skala czasu $T_s = L_s \times L_v^{1/2} = 1:2000$;
- skala natężenia przepływu $Q_s = L_s \times L_v^{3/2} = 1:200000$.

Dla wody brzegowej ($2230 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$) przepływ na modelu wyniósł 11,2 l/s, a dla wody wysokiej ($8900 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$) o prawdopodobieństwie przewyższenia $p = 2\%$ – 44,5 l/s. Zaproponowany w projekcie kształt czołowej części grodzy okazał się niekorzystny, bowiem duże rozmycia dna występowały tuż u podnóża stalowej ścianki, co groziło uszkodzeniem grodzy i jej zalaniem. Rozwiązaniem tego problemu było odsunięcie głównego strumienia od czoła grodzy. W tym celu zainstalowano na modelu specjalną kierownicę ze ścianki szczelnej oraz kierownicę wykonaną w formie palisady przy narożniku wlotowym czołowej części grodzy. Średnica pali wynosiła 40 cm (na modelu 2 mm). Przebadano kilkanaście układów obu kierownic dla trzech przepływów, rejestrując wielkości rozmyć przy głowicy grobli oraz rozmyć. Najlepszym rozwiązaniem okazała się palisada podprądowa.

9.5.6. Model śluzy żeglugowej

Śluza Włocławek stanowi ważny element stopnia, który miał być elementem energetyczno-żeglugowej Kaskady Dolnej Wisły [IBW PAN 1965]. Usytuowana jest przy prawym brzegu rzeki i oddzielona pasem terenu od elektrowni wodnej. Wyposażoną ją w wejście i awanport dolny oraz awanport górny połączony z portem dla lodołamaczy. Śluza (rys. 9.19) przewidziana jest dla barek lub zestawów pchanych o łącznej ładowności 1350 ton. Zamknięcie górne śluzy stanowi opuszczany segment, natomiast zamknięcie dolne stanowią wrota wsporne z klinkietami. Obiekt został zaprojektowany na przepustowość 6 milionów ton rocznie.

Komora śluzy ma długość 115 m i szerokość 12 m. Próg górny śluzy znajduje się na rzędnej 50,00 m n.p.m., natomiast próg dolny i dno komory – na rzędnej 41,80 m n.p.m. Normalny poziom piętrzenia wynosi 57,30 m n.p.m., poziom wody dolnej – 44,50 m n.p.m., co daje spad 12,80 m. Napełnianie komory śluzy odbywa się przez szczelinę tworzącą się przy opuszczaniu segmentu oraz przez galerie obiegowe znajdujące się w ścianach bocznych,

natomiast opróżnianie – przez galerie oraz klinikiety (specjalne otwory we wrotach wspornych zamykane zasuwami płaskimi).

Zadaniem śluzy było przemieszczenie jednostki pływającej ze stanowiska górnego w dół (lub odwrotnie) w możliwie jak najkrótszym czasie, przy jednoczesnym warunku nieprzekroczenia dopuszczalnych sił działających na śluzowaną jednostkę. Na modelu zapewniono swobodne przemieszczanie się śluzowanego zestawu w pionie niezależnie od napełnienia komory śluzy. Dopuszczalnymi siłami podłużnymi w głowie górnej i dolnej było 2,5 tony, a poprzecznymi 1,25 tony.

Model śluzy wykonano w skali geometrycznej $L_s = 1:16$. Pozostałe skale zgodnie z kryterium Froude'a wyniosły:

- skala czasu i prędkości $T_s = V_s = L_s^{1/2} = 1:4$;
- skala natężenia przepływu $Q_s = L_s^{5/2} = 1:1024$;
- skala sił $F_s = L_s^3 = 1:4096$.

Na modelu, w trakcie napełniania i opróżniania komory śluzy, występowały przepływy nieustalone (zmiennie w czasie). Stanowisko badawcze składało się z części doprowadzającej wodę do modelu, z urządzeniem zapewniającym utrzymanie stałego poziomu zwierciadła wody, niezależnie od wielkości dopływu do komory śluzy. Stanowisko dolne wyposażono w analogiczny mechanizm do utrzymania stałego poziomu, niezależnie od wielkości wypływu wody z modelu. Na modelu śluzy zamontowano urządzenia służące do bieżącego rejestrowania rzędnej zwierciadła wody w komorze śluzy oraz w czujniki do pomiaru sił działających na śluzowaną jednostkę w głowie górnej i dolnej. Przewidziano również możliwość regulacji prędkości opuszczania segmentu oraz prędkości otwierania zasuw w galeriach.

Na modelu odtwarzano warunki napełniania i opróżniania komory śluzy z jednoczesnym pomiarem sił działających na śluzowaną jednostkę. Jest to pewnego rodzaju optymalizacja polegająca na uzyskaniu jak najkrótszego czasu napełniania lub opróżniania komory śluzy z jednoczesnym nie przekroczeniem dopuszczalnych sił działających na śluzowaną jednostkę. Badania były bardzo skomplikowane i pracochłonne oraz wymagały częstych kontaktów z projektantami.

W pierwszym etapie sprawdzono urządzenia śluzy pod względem hydraulicznym. Badania objęły kształt segmentu od strony wody górnej, a w szczególności kształt wycięcia w dolnej części, tworzący szczelinę, przez którą następuje dopływ wody do komory śluzy poprzez komorę do rozpraszania energii. Kolejnym kontrolowanym elementem były wloty do kanałów napełniających oraz ich wyloty w głowie dolnej. Dużo uwagi poświęcono



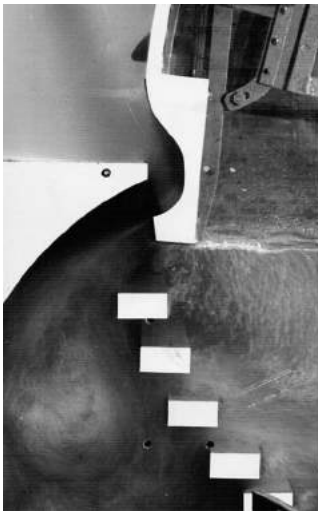
RYSUNEK 9.19. Widok śluzy Włocławek z komorą całkowicie napełnioną; widok w kierunku wody górnej [fot. A. Bloch]

dobranu odpowiedniego ukształtowania komory do rozpraszania energii w głowie górnej. W wyniku doświadczeń dokonano następujących korekt:

- zmieniono kształt wycięcia w segmencie głowy górnej na bardziej opływowy;
- zmieniono kształt wylotu z komory rozpraszania energii do komory śluzy;
- zmieniono kształt wlotów do galerii na bardziej opływowy, co poprawiło warunki opływu do galerii (rys. 9.20);
- utrzymano prostokątny kształt wylotów z galerii do komory śluzy jako optymalny.

Odpowiednia konstrukcja tych elementów pod względem hydraulicznym miała zasadniczy wpływ na szybkość napełniania i opróżniania komory śluzy, jak również bezpieczeństwo eksploatacji całego obiektu. Badania obciążeń hydrodynamicznych segmentu w głowie górnej w czasie napełniania nie wykazały w żadnym z dwunastu punktów ciśnień ujemnych (niższych niż atmosferycznych).

Na przygotowanym modelu poszukiwano optymalnych wariantów napełniania i opróżniania komory śluzy, zapewniających najkrótszy czas tych operacji z jednoczesnym nieprzekroczeniem dopuszczalnych wielkości sił podłużnych i poprzecznych w głowie górnej i dolnej. Stwierdzono, że napełnienie komory śluzy jest możliwe tylko przez szczelinę w opuszczającym się segmencie oraz przez galerie. Jednak w obu przypadkach czas napełniania był dosyć długi, wobec czego, za najbardziej optymalny uznano system mieszany. Czas otwarcia zarówno galerii, jak i segmentu określono na 300 sekund, przy czym rozpoczęcie otwierania segmentu następuje po 200 sekundach od momentu rozpoczęcia otwierania zasuw galerii. Dla tego systemu uzyskano całkowity czas napełniania komory śluzy równy 430 sekundy przy nieprzekroczeniu dopuszczalnych sił w cumach przytrzymujących śluzowaną jednostkę.

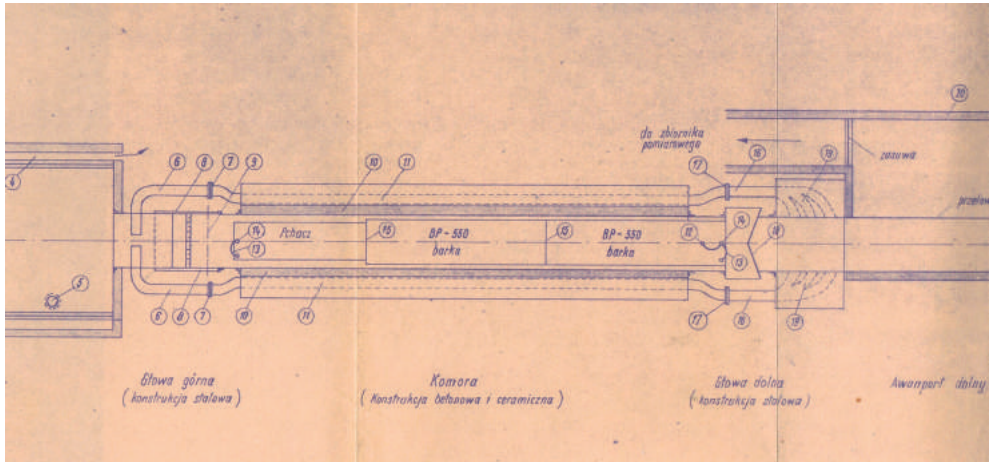


Kształt wycięcia w segmencie oraz wyloty z komory do rozpraszania energii



Skorygowany kształt wlotów do galerii śluzy żeglujowej

RYSunEK 9.20. Kształt wycięcia w segmencie głowy górnej i kształt wlotów do galerii śluzy [IBW PAN 1965]



RYSUNEK 9.21. Plan modelu śluzy Włocławek z zestawem pchanym (pchacz i dwie barki) [IBW PAN 1965]

Objaśnienia: niewidoczne na rysunku w stanowisku górnym (1, 2, 3) 1 – doprowadzenie wody, 2 – regulowane krawędzie przelewowe, 3 – mur zbiornika górnego, 4 – odprowadzenie nadmiaru wody, 5 – pływak z obudową połączony z samopisem rejestrującym stan wody w komorze śluzy, 6 i 16 – galerie obiegowe, 7 – zasowy regulowane, 8 – ściany boczne komory śluzy (przezroczyste), 9 – oś zasowy segmentowej w głowie górnej, 10 – ściany boczne śluzy (z cegły), 11 – galerie obiegowe, 12 i 13 czujniki do pomiaru sił, 14 – prowadnice zestawu śluzowanego, 17 – zasowy zsynchronizowane, 18 – dolne wrota z klinkietami, 19 – wyloty z galerii obiegowych, 20 – mur stanowiska dolnego

Optymalny system opróżniania komory śluzy polega na jednoczesnym otwarciu zasów galerii w ciągu 157 sekund i otwarciu obu klinkietów w ciągu 36 sekund. Dla tego systemu czas opróżniania komory śluzy wynosi 370 sekund, to jest czas zbliżony do projektowego wynoszącego 360 sekund. Okazuje się, że opróżnianie komory śluzy może być szybsze niż napełnianie, gdyż nie wywołuje tak samo dużych sił działających na śluzowaną jednostkę.

9.5.7. Model przegradzania koryta Wisły

Badania wykonano w laboratorium hydraulicznym na otwartym powietrzu w 1966 roku [IBW PAN 1966]. Po wybudowaniu progę jazu bez zamknięć oraz elektrowni wodnej przewidziano rozebranie grodzki, pod osłoną której te budowle wznoszono, oraz wykonanie kanału dopływowego i odpływowego do jazu. Kolejnym zadaniem było przegradzenie wolnej części rzeki i skierowanie płynących wód na jaz, przy zamkniętych wlotach do elektrowni. Odcinek szerokości rzeki, którym odbywał się przepływ wynosił 420 m, co stanowiło około 40% całej szerokości Wisły w przekroju stopnia. Całą operację utrudniał fakt, iż musiała być ona wykonana przy możliwie niskim przepływie w rzece – ostatecznie przyjęto przepływ poniżej $1\,000\text{ m}^3\text{ s}^{-1}$.

Przegrodzenie planowano od czoła i z płynającego mostu. Przegrodzenie od czoła polegało na zrzucaaniu różnego materiału z obu końców wolnego koryta rzeki, przegradzenie

z mostu zaś – na budowie pływającej przeprawy, z której możliwe byłoby zrzucenie bloków betonowych i materiału wypełniającego.

Proces podzielono na następujące etapy:

- wybagrowanie kanału dopływowego do jazu i kanału odpływowego poniżej jazu;
- podwyższenie dna wolnej części rzeki do rzędnej 44 m n.p.m. i zwężenie wolnego odcinka rzeki do szerokości 300 i 250 m, a następnie do 190 m;
- rozebranie grodzy;
- zamknięcie zwężonego koryta rzeki z podwyższonym dnem i skierowanie przepływu na jaz.

Model obejmował trzykilometrowy odcinek rzeki – dwa kilometry powyżej osi stopnia i jeden kilometr poniżej – i wykonany był w skali skażonej (skała pozioma 1:80, skała pionowa 1:50). Większa część modelu miała dno stałe, jedynie w rejonie przewężenia przygotowano dno rozmywalne z piasku o $d_{50} = 1,3$ mm.

Podstawowe pomiary na modelu obejmowały układ zwierciadła wody w profilu podłużnym, obraz prądów powierzchniowych na różnych etapach przegradzania oraz pomiary prędkości w przekrojach poprzecznych. Problemem było odpowiednie dodawanie materiału zasypującego wolne koryto rzeki, a w szczególności czas i objętość poszczególnych zrzutów, uwarunkowanych pojemnością wywrotek dowożących materiał.

Po badaniach zdecydowano się na zamykanie koryta od czoła i operacja ta przebiegła pomyślnie. Obiekt stanowiący zamknięcie części koryta Wisły jest zaporą czołową stopnia.

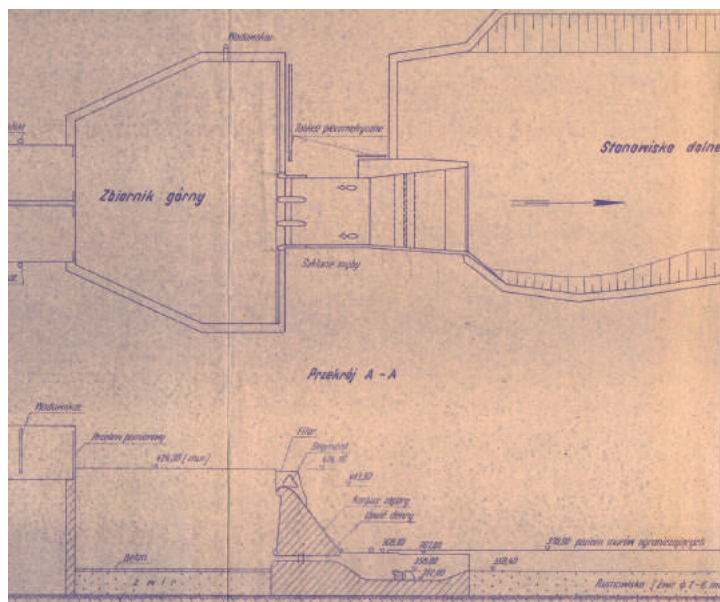
9.6. Zapora i zbiornik Solina

Solina na rzece San jest zaporą betonową typu ciężkiego, o wysokości 81,8 m i długości 646 m (rys. 8.4). Została oddana do eksploatacji w 1968 roku. Zapora tworzy zbiornik o pojemności 474 hm³ i powierzchni 22 km², który obecnie wykorzystywany jest turystycznie i rekreacyjnie. Elektrownia wodna została początkowo zaprojektowana jako przepływowa o mocy 136 MW. W latach 2000-2003 poddano ją modernizacji i obecnie składa się z czterech jednostek typu Francisa o łącznej mocy 200 MW. Dwie turbiny są odwracalne, co pozwala na pracę szczytowo pompową wykorzystując zbiornik dolny Myczkowce. Pełną moc uzyskuje się przy przepływie 400 m³ s⁻¹ i spadzie 60 m.

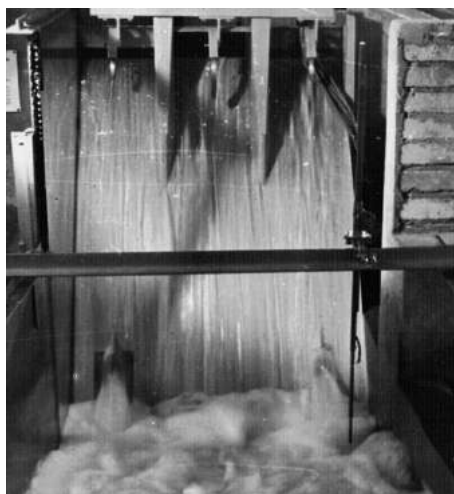
9.6.1. Badania modelowe całego obiektu

Hydrauliczne badania modelowe zapory wykonano w Instytucie Budownictwa Wodnego PAN w Gdańsku w 1960 roku. Model przygotowano w skali geometrycznej 1:50, pozostałe skale określono zgodnie z kryterium Froude'a. Głównym zagadnieniem była współpraca przelewu i upustu dennego, szczególnie przy częściowym otwarciu zasuw upustów.

Badania objęły: określenie przepustowości zapory (przelewy i upusty dennie) przy różnych poziomach wody w zbiorniku i różnych położeniach segmentów, analizę obciążeń hydrodynamiczne przelewów, dobór kształtu wylotu upustów dennych oraz najważniejszą kwestię – obserwację warunków hydrauliczne przy jednoczesnym przepływie przez przelewy i upusty dennie. Przeprowadzono również badania niecki do rozpraszania energii w stanowisku dolnym. Ostatecznie wprowadzono w projekcie jedynie nieznaczne poprawki kształtu filarów na przelewach.



RYSUNEK 9.22. Układ stanowiska badawczego zapory Solina [IBW PAN 1960c]



RYSUNEK 9.23. Widok modelu części przelewowej zapory Solina; czynne przelewy i upusty dennie [IBW PAN 1960c]

9.6.2. Badania pracy upustów dennych

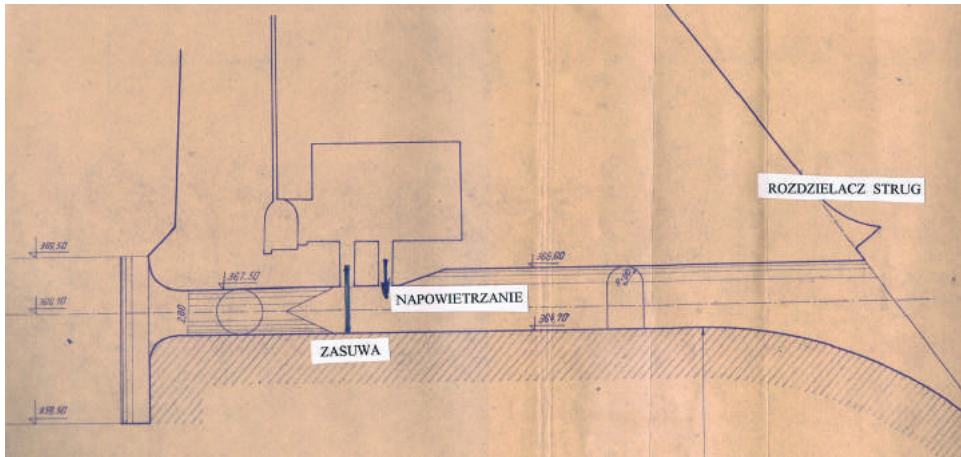
Upusty denne, ze względu na ich funkcję, stanowią bardzo istotny element każdego obiektu hydrotechnicznego. Każdy upust denny pracuje w warunkach dużych prędkości przepływu, jakie w tym przewodzie występują oraz częściowego wypełnienia przekroju upustu przy różnych otwarciach zasuw. Bardzo ważny z punktu widzenia hydraulicznego jest jednoczesny przepływ przez upusty i przelewy. Problemy z pracą tych urządzeń na wysokiej zaporze Rożnowskiej na Dunajcu były podstawą do podjęcia szczegółowych badań samego upustu dennego przy projektowaniu zapory Solina.

W pierwszym etapie badań upusty denne miały przekrój kołowy o średnicy 2,80 m na całej długości, tj. do zasuw. Na podstawie wstępnych analiz, ze względów konstrukcyjnych, zmieniono kształt upustów dennych na prostokątny, o szerokości 2,20 m i wysokości 3,90 m, zakończony w części górnej sklepieniem łukowym o promieniu 1,10 m. Przekrój podłużny upustu (druga wersja) pokazano na rysunku 9.24. Model wykonano w stali 1:50. Przebadano dwa kształty części wylotowej upustów, a przedmiotem doświadczenia były następujące zagadnienia:

- określenie wydatku upustów w zależności od poziomu zwierciadła wody górnej w zbiorniku oraz różnego otwarcia zasuw;
- określenie zjawisk hydraulicznych występujących w upuście dennym przy różnych otwarciach zasuw oraz napowietrzaniu poniżej zasuw;
- sprawdzenie kształtu wylotu upustu;
- zjawiska występujące w upuście dennym przy jednoczesnym przepływie przez upust i przelewy.

W wyniku badań stwierdzono, że upusty denne zapewniają wymaganą przepustowość. Przy otwarciu wszystkich zasuw i czynnym napowietrzaniu przestrzeni ponad zwierciadłem występuje przepływ o swobodnym zwierciadle wody (rys. 9.24). W przypadku braku napowietrzania przepływ w upuście jest przekrojem pełnym lub o swobodnym zwierciadle wody. Jest to bardzo niekorzystne zjawisko, które może prowadzić do pulsacji przepływu i drgań konstrukcji. Dla właściwej pracy upustu, przy jednoczesnym przepływie przez przelewy i upusty, konieczne było umieszczenie rozdzielaczy strumienia. Miało to zapewnić napowietrzenie upustu przez jego wylot oraz zapobiec wysysaniu powietrza przez strumień wody spływających po powierzchni zapory. Kształt części dennej wylotu dobrano tak, aby w części końcowej upustu nie następowało odrywanie się strumienia od powierzchni dna, co może powodować powstawanie podciśnień. Taki układ strumienia zapewniał efektywną pracę niecki do rozpraszania energii.

Stwierdzono, że przy maksymalnym piętrzeniu w zbiorniku i pełnym otwarciu zasuw w upuście występuje przepływ o swobodnym zwierciadle wody. Dlatego też napowietrzanie upustu i rozdzielacz strumienia są niezbędne.



RYSUNEK 9.24. Upust denny zapory Solina [IBW PAN 1960b]

9.7. Zapora i zbiornik Tresna

Budowa zapory Tresna trwała w latach 1960-1966. Jest to konstrukcja ziemno-narzutowa, o długości 300 m i wysokości 39 m, położona w km 42 Soły. Po prawej stronie (patrząc zgodnie z kierunkiem przepływu) znajduje się jaz wlotowy do przelewu powierzchniowego i przelew powierzchniowy, w środkowej części zapory – upust denny, a po lewej – elektrownia wodna (wybudowana w latach 2001-2003, z dwoma turbozespołami Kaplana o łącznej mocy 21 MW; roczna produkcja energii elektrycznej wynosi 25 GWh). Początkowa pojemność zbiornika Tresna wynosiła 100 hm^3 przy piętrzeniu do rzędnej 345,00 m n.p.m. Powierzchnia zbiornika przy normalnym poziomie piętrzenia to $9,4 \text{ km}^2$, przy poziomie minimalnym – $3,3 \text{ km}^2$. Głównym zadaniem zapory i zbiornika jest ochrona przeciwpowodziowa.

Upust denny zapory o trzech przewodach i wymiarach $4,0 \text{ m} \times 4,0 \text{ m}$ (w przekroju zamknięć) ma przepustowość $730 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$, co stanowi blisko 55% przepływu o prawdopodobieństwie 1% przyjętego w projekcie budowli. Drugim podstawowym urządzeniem upustowym zbiornika jest przelew powierzchniowy znajdujący się na prawym przyczółku zapory. Wlot do przelewu powierzchniowego składa się z trzech przęsł. Dwa skrajne przęsła, o szerokości 23 m każde i stałej koronie na rzędnej 342,70 m n.p.m., umożliwiają przepuszczenie $335 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ wody przy piętrzeniu w zbiorniku do rzędnej 345,00 m n.p.m. Środkowe przęsło, o szerokości 15 m i progu na rzędnej 341,0 m n.p.m., zamykane jest klapą, której całkowite położenie powoduje wzrost wydatku do $571 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$. Dalsze nadpiętrzenie zbiornika o 0,8 m zwiększa przepływ przez przelew powierzchniowy do $841 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$. Katastrofalne (dopuszczalne) nadpiętrzenie zbiornika o 0,5 m do rzędnej 346,30 m n.p.m., czyli 1,7 m poniżej korony zapory, pozwala na przepuszczenie przez przelew powierzchniowy przepływu o wartości około $1040 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$. Upust denny, elektrownia i przelew powierzchniowy mogą,

przy tym poziomie piętrzenia, odprowadzić blisko $1\,900\text{ m}^3\text{ s}^{-1}$ wody. Wielkość ta przekracza przepływ o prawdopodobieństwie 0,1%.

9.7.1. Hydrauliczne badania modelowe zapory Tresna

Badaniami objęto zamknięcia urządzeń wlotowych do przelewu powierzchniowego, sam przelew powierzchniowy oraz układ basenu poniżej zapory. Model miał pomóc w dobraniu kształtu przelewu powierzchniowego w planie i jego odskoczni, który gwarantowałby równomierny rozkład przepływu na całej szerokości części wylotowej przelewu. Planowano również doświadczenia na jazie w celu określenia najlepszego kształtu progu wlotowego oraz sprawdzenia jego przepustowości.

Dla przyjętej skali geometrycznej $L_s = 1:33,33$ (taką wielkość przyjęto głównie ze względu na dostępną powierzchnię w laboratorium hydraulicznym oraz możliwy zakres przepływu) pozostałe skale zgodnie z kryterium Froude'a były następujące:

- skala prędkości $V_s = L_s^{1/2} = 1:5,77$;
- skala natężenia przepływu $Q_s = L_s^{5/2} = 1:6415$.

Badanie były bardzo żmudne ze względu na liczne zmiany w projekcie, wprowadzane w uzgodnieniu z projektantami. W efekcie zaproponowano trójprzęsłowy jaz wlotowy z przęsłem środkowym zamykany klapą. Przyjęty początkowo kształt przelewu powierzchniowego – jednakowej szerokości na całej długości – zmieniono ostatecznie na kształt rozszerzający się ku wylotowi, z odpowiednią odskocznią powodującą odrzucenie wody o dużej prędkości jak najdalej od podstawy zapory.

Badania basenu dolnego poniżej zapory wykonano na modelu w skali geometrycznej $L_s = 1:50$, pozostałe skale zgodnie z kryterium Froude'a były następujące:

- skala prędkości $V_s = L_s^{1/2} = 1:7,07$;
- skala natężenia przepływu $Q_s = L_s^{5/2} = 1:17\,678$.

Celem analiz było określenie takich prędkości prądów w basenie dolnym przy przepływie przez przelew powierzchniowy i upusty denne, które nie spowodują nadmiernej erozji. Ostatecznie zdecydowano się na przeniesienie upustu dennego, który był początkowo projektowany na brzegu lewym obok wylotu z elektrowni wodnej, do środkowej części zapory.

9.8. Hydrauliczne badania modelowe I-ej bramy torowej na Kanale Piastowskim

Kanał Piastowski, o długości 8 km i głębokości prawie 11 metrów, będący częścią toru wodnego Świnoujście-Szczecin, przecina wyspę Uznam, łącząc Zalew Szczeciński z rzeką Świną. Wykonano go w latach 1874-1880 w celu usprawnienia żeglugi pomiędzy Szczecinem a Bałtykiem.

Duże zniszczenia kanału przy I bramie torowej, przed jej powstaniem, wywołane były bardzo wysokimi, dwukierunkowymi przepływami wynikającymi z różnych poziomów wody



RYSUNEK 9.25. Widok wlotu do Kanału Piastowskiego (I brama torowa) [http://www.eswinoujscie.pl/2016/05/06/kanal-piastowski-w-swinoujsciu/]

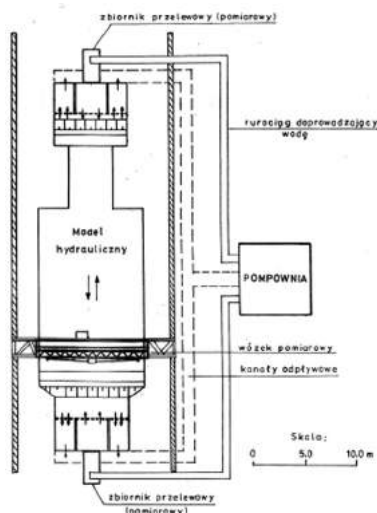
w Zalewie Szczecińskim i w Świnie. W celu ograniczenia tych strat wykonano od strony Zalewu Szczecińskiego falochrony tworzące dziś I bramę torową – wschodni o długości 430 m i zachodni o długości 530 m. Ich projekty zweryfikowano w ramach hydraulicznych badań modelowych I bramy torowej Kanału Piastowskiego, prowadzonych w Instytucie Budownictwa Wodnego Polskiej Akademii Nauk w Gdańsku.

Model wykonano w dwóch wersjach – z dnem stałym i z dnem rozmywalnym – w skali geometrycznej 1:50, bez skażenia skali pionowej, na otwartym terenie (długość 35 m, szerokość 10 m; rys. 9.26). Wersja z dnem stałym (rys. 9.27) miała dostarczyć danych do modelu matematycznego obejmującego dużo większy obszar. Na modelu z dnem rozmywalnym (rys. 9.28) jako rumowisko zastosowano piasek drobnoziarnisty o $d_{50} = 0,2$ mm. Pochodne skale modelowe określono zgodnie z kryterium Froude’a. Dla skali geometrycznej $L_s = 1:50$ pozostałe skale mają następującą wartość:

- skala prędkości $V_s = L_s^{1/2} = 1:7,07$ (identyczną wartość ma skala czasu);
- skala przepływu $Q_s = L_s^{5/2} = 1:17678$.

Badania wykonano dla przepływów w obu kierunkach, od $p = 10\%$ do $p = 1\%$. Przepływ w naturze o wartości $Q = 4245 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ wyniósł na modelu 240 l/s. Dwustronny dopływ wody odbywał się przy użyciu pompowni. Na rysunku 9.28 widoczne są drobne elementy zwiększające szorstkość dna. W czasie badań wykonano pomiary rozkładów prędkości w szeregu przekrojach przed I bramą torową i w samym Kanale Piastowskim.

Kilkukrotna zmiana kształtu i długości kierownic bramy pozwoliła na wybranie najkorzyst-



RYSUNEK 9.26.
Plan stanowiska badawczego

niejszego wariantu, który potem zastosowano w naturze. Ostatecznie przyjęta opcja okazała się najlepsza pod względem rozmyć przy wlocie. Użyty w modelu drobny piasek przyczyniał się do powstawania na dnie zmarszczek o wysokości około 2-3 cm, co zaciemniało całościowy obraz rozmyć.



RYSUNEK 9.27. Widok modelu z dnem stałym, widok od strony Zalewu Szczecińskiego



RYSUNEK 9.28. Widok modelu z dnem rozmywalnym

10. MODELE RZECZNE

10.1. Wprowadzenie

Prawie wszystkie budowle hydrotechniczne są związane z rzekami, tj. stopnie wodne, zapory, jazy, ujęcia wody, różnego rodzaju zrzuty, wały przeciwpowodziowe oraz budowle regulacyjne. Obiekty te każdorazowo wpływają w większym lub mniejszym stopniu na skomplikowane procesy zachodzące w korytach rzecznych – warunki przepływu, ruch rumowiska, reżim termiczny, uwarunkowania ekologiczne oraz turbulencję przepływu. Stąd przedmiotem zainteresowania inżynierów jest nie tylko kwestia, czy dana budowla spełnia założone wymagania w określonych warunkach hydrologicznych, hydraulicznych lub morfologicznych, ale również jak jej obecność wpłynie na zmiany reżimu przepływu, termiki wód, czy warunków ekologicznych.

Niezmiernie trudno byłoby stworzyć jeden rodzaj modelu rzeczno odpowiadającego na te wszystkie pytania. W badaniach konstrukcji hydrotechnicznych sytuacja jest dużo prostsza, bowiem w tych przypadkach przepływ znajduje się pod przeważającym działaniem sił ciężkości, a podstawowym prawem podobieństwa jest kryterium Froude'a (przy zachowaniu na modelu przepływu turbulentnego i uwzględnieniu oporów przepływu). W modelowaniu procesów rzecznych istnieje znacznie więcej różnych uwarunkowań.

10.2. Modele długie i krótkie

Z modelem krótkim mamy do czynienia, gdy przedmiotem badań jest analiza zmian lokalnych w rzece w wyniku budowy, np. mostu (filary), progu wodnego, jazu lub grodzy. Główne zagadnienia do rozstrzygnięcia to: wybór dna – stałe, rozmywalne czy mieszane; wybór skali – skażona bądź nieskażona. Uwarunkowania te zależą od wielkości rzeki, przepływu, charakteru podłoża, jak również dostępnej powierzchni w laboratorium.

Model długi stosuje się, gdy przedmiotem badań jest system regulacyjny dłuższego odcinka rzeki bądź system obwałowań przeciwpowodziowych. Problemy związane ze skalą i dnem są podobne jak w przypadku modelu krótkiego.

10.3. Modele w skali skażonej i nieskażonej

Bardzo poważnym problemem przy modelowaniu rzek jest stosunek głębokości i szerokości. W modelu w skali geometrycznej nieskażonej często okazuje się, że przyjęcie skali poziomej możliwej do zrealizowania w laboratorium skutkuje bardzo małą głębokością wody

na modelu, która nie gwarantuje przepływu turbulentnego. Dla przykładu: analizując rzekę o szerokości 200 m i głębokości średniej 2 m, w skali geometrycznej modelu równej 1:100 otrzymamy szerokość 2,0 m przy zaledwie 2 cm głębokości. Taki wynik uniemożliwia dokonanie pomiaru rozkładu prędkości czy intensywności ruchu rumowiska, ale przede wszystkim nie pozwoli uzyskać przepływu turbulentnego. Wyjściem z tej sytuacji jest skażenie skali, czyli zróżnicowanie skali poziomej (X_s) i pionowej (Y_s). Przyjmując $Y_s > X_s$, zwiększamy spadek modelu, co ma oczywiście wpływ na warunki przepływu.

10.4. Modele z dnem rozmywalnym i nierozmywalnym

Dodatkowym problemem przy określaniu skali modelu rzecznego jest wybór materiału do jego dna. Dokonuje się tego przede wszystkim na podstawie informacji o rumowisku, z jakiego zbudowane jest koryto rzeczne na badanym odcinku w naturze, obecności erozji dna i brzegów oraz ruchu rumowiska i jego sedymentacji. Jeżeli wymienione zjawiska mają miejsce, to dno rzeki na modelu należy wykonać z materiału rozmywalnego. Na modelach rzek, przyjęta skala jest stosunkowo niewielka, co prowadzi do tego, że prędkości przepływu zgodnie z przyjętymi kryteriami są stosunkowo małe. W związku z tym konieczne jest poszukiwanie takiego rumowiska dla modelu, które będzie reagować na te prędkości. Są to zazwyczaj rumowiska sztuczne o małym ciężarze właściwym

Reasumując należy stwierdzić, że przyjęcie skali i charakteru modelu rzecznego jest bardzo trudne i wymaga szczegółowej analizy, z jakim rodzajem i wielkością rzeki mamy do czynienia oraz czego oczekujemy od badań na konkretnym modelu. Warto zwrócić uwagę na to, że coraz więcej problemów rozwiązywanych jest przy pomocy modeli matematycznych, które pozwalają na uwzględnienie większej ilości czynników charakteryzujących przepływ i ruch rumowiska, większą możliwość zmian i dużo mniejsze koszty niż modele fizyczne. Zaletą modeli fizycznych jest jednak to, że widzimy, jak odbywa się przepływ.

10.5. Modele rzeczne z dnem stałym

Modele tego rodzaju są przyjmowane, gdy przy przewidywanych przepływach w naturze nie spodziewamy się dużych zmian w ukształtowaniu koryta rzecznego. Jest to również uzasadnione przy tzw. modelach krótkich, gdzie zmiany dna nie powodują istotnych zmian charakterystyki przepływu. Ponieważ modele rzeczne wymagają skażenia skali, określenie skali prędkości uzależnione jest przede wszystkim od przyjętej skali pionowej modelu Y_s . Skala prędkości jest natomiast związana z głębokością przepływu i dlatego zgodnie z kryterium Froude'a otrzymujemy:

$$V_s = Y_s^{1/2} \quad (10.1)$$

Stąd skale natężenia przepływu i czasu będą inne niż na modelach w skali nieskażonej:

$$Q_s = V_s X_s Y_s \quad (10.2)$$

$$T_s = X_s/V_s = X_s/Y_s^{1/2} \quad (10.3)$$

Następnym problemem jest określenie skali szorstkości n_s . Wychodząc ze wzoru Manninga, dla zależności skalowych otrzymamy:

$$V_s = R_s^{2/3} Y_s^{1/2}/n_s X_s^{1/2} \quad (10.4)$$

Po przekształceniach otrzymujemy:

$$n_s = R_s^{2/3}/X_s^{1/2} = Y_s^{2/3}/X_s^{1/2} \quad (10.5)$$

Przyjęcie $R_s = Y_s$ jest uzasadnione, ponieważ przy szerokich korytach rzecznych promień hydrauliczny R jest prawie identyczny z głębokością Y .

Z zależności (10.5) nie wynika dokładna wartość skali współczynnika szorstkości n_s , bowiem jest to zależne od przyjęcia dwóch różnych skal (pionowej i poziomej), które mogą dawać różny wynik. Jak wynika z relacji między skalą pionową i poziomą modelu, skala współczynnika szorstkości jest większa od jedności, co oznacza, że model musi być bardziej szorstki niż natura. Można to uzyskać wykonując szorstką warstwę betonu pokrywającą dno modelu lub umieszczając dodatkowe elementy na dnie, w postaci kamieni o odpowiednich wymiarach lub siatki. Praktyka hydraulicznych badań modelowych wskazuje, że skażenie skali modeli z dnem stałym nie powinno być większe niż 5, np. skala pozioma 1:100 – skala pionowa 1:20. Warto zwrócić uwagę, że ujęcie szorstkości w modelach rzecznych jest całkiem inne niż w modelach konstrukcji hydrotechnicznych (bez skażenia skali), gdzie skala szorstkości jest mniejsza od jedności, czyli model musi być gładzy niż natura.

Procedurę doboru szorstkości modelu przedstawiono na poniższym przykładzie.

Zadaniem jest wykonanie modelu rzeki o szerokości $B_n = 150$ m i średniej głębokości $Y_n = 3,0$ m. Szorstkość koryta rzeki w naturze oceniana jest $n_n = 0,030$. Przy założeniu skali poziomej $X_s = 1:100$ oraz skali pionowej $Y_s = 1:20$, szerokość rzeki na modelu wyniesie $B_m = 1,50$ m, natomiast głębokość $Y_m = 0,15$ m. Jeżeli kanał ma kształt zbliżony do pryzmatycznego, to promień hydrauliczny R jest prawie identyczny z głębokością Y . Ze wzoru (10.5) wynika, że skala współczynnika szorstkości:

$$n_s = R_r^{2/3}/X_s^{1/2} \quad (10.6)$$

gdzie: R_r jest stosunkiem promienia hydraulicznego na modelu i w naturze równym 1:20, a X_s jest skalą poziomą modelu 1:100. Skala współczynnika szorstkości $n_m/n_n = 1,36$ czyli $n_m = 1,36 \times 0,030 = 0,041$. Oznacza to, że model musi być bardziej szorstki od natury. Szorstkość na modelu można wstępnie wymodelować, jednak sprawdzenie poprawności założeń musi opierać się na weryfikacji przebiegu co najmniej dwóch różnych przepływów. Dziś, dzięki rozwiniętym technikom obliczeniowym, modele fizyczne koryt rzecznych zostały praktycznie zastąpione modelami matematycznymi 1D, 2D a nawet 3D.

Rzeki, gdzie występuje koryto zasadnicze i tereny zalewowe są bardzo skomplikowane zarówno dla modelowania fizycznego, jak i obliczeń z zastosowaniem modeli matematycznych i wymagają dobrze przygotowanego zaplecza laboratoryjnego oraz zespołu badawczego.

10.6. Modele rzeczne z dnem rozmywalnym

W rzekach występuje wyraźna relacja między przepływem wody a ruchem rumowiska. Określenie zmian dna rzeki ma bardzo istotne znaczenie dla warunków przepływu oraz warunków ekologicznych i jest możliwe dzięki zastosowaniu modeli uwzględniających ruch rumowiska, czyli modeli z dnem rozmywalnym (ang. *movable bed models*). Pozwalają one na prognozowanie zmian układu dna zarówno na dłuższych odcinkach rzeki, jak również lokalnie, w pobliżu różnego rodzaju budowli hydrotechnicznych.

W modelach z dnem rozmywalnym bardzo istotnym utrudnieniem jest brak możliwości kontroli szorstkości dna i brzegów rzeki oraz terenów zalewowych, które kształtują się samoczynnie w zależności od charakterystyki przepływu. Przepływ opisany liczbą Froude'a, tj. relacją między prędkością przepływu i głębokością, oraz rodzaj rumowiska warunkują tworzenie się różnego rodzaju form dennych (zmarszczek, diun, dna płaskiego), a te z kolei stanowią o szorstkości dna i oporach przepływu.

Wprowadzenie do modeli rzecznych procesów morfologicznych powoduje, że procedura badań modelowych, a więc przyjęcie skal, staje się dużo bardziej skomplikowana niż przy innych badaniach hydraulicznych. Przepływ wody i ruch rumowiska są na ogół opisywane zależnościami empirycznymi, jednak często nie można spełnić wynikających z nich wszystkich zależności skalowych. W wielu przypadkach powoduje to konflikt lub sytuacje trudne do wyjaśnienia. Dlatego przy określeniu skali modelu bardzo ważne jest doświadczenie osób prowadzących badania. W przypadku modeli z dnem rozmywalnym istotną czynnością jest weryfikacja modelu, czyli przeniesienie znanej sytuacji w naturze na model. O ile ta weryfikacja będzie zadowalająca, o tyle możemy przypuszczać, że proponowane w projekcie zmiany w korycie rzeczonym (np. budowle regulacyjne) dadzą wiarygodne wyniki.

Całokształt problemów związanych z transportem rumowiska i jego sedymentacją nie jest możliwy do określenia bez badań na modelach hydraulicznych. Należy jednak pamiętać, że budowa tych modeli, ich weryfikacja i badania są bardzo czasochłonne i kosztowne.

Co więcej, w większości przypadków dają one jedynie wyniki jakościowe pozwalające na wybranie jednego, najlepszego z proponowanych alternatywnych rozwiązań.

Modele z dnem rozmywalnym są konieczne, gdy zmiany warunków przepływu – w wyniku powstania budowli regulacyjnych lub innych obiektów piętrzących – mają znaczący wpływ na ruch rumowiska, erozję czy sedimentację. Najczęściej stosuje się je do określenia efektu regulacji rzeki, przy poszukiwaniu rozwiązań stabilizacji koryta rzecznego lub kanału dla żeglugi i ochrony przeciwpowodziowej oraz chcąc zapewnić stabilne koryto rzeczne w sąsiedztwie planowanych budowli hydrotechnicznych. Modele z dnem rozmywalnym stosuje się z powodzeniem w badaniach ujść rzecznych, gdzie wahania poziomu morza powodują istotne zmiany warunków przepływu, a tym samym zmiany ruchu rumowiska. Typowym przykładem takiej sytuacji jest ujście Wisły do Morza Bałtyckiego i tworzenie się stożka usypowego.

10.6.1. Podstawy wyboru skal modeli z dnem rozmywalnym

W modelowaniu procesów związanych z ruchem lub transportem rumowiska należy wziąć pod uwagę następujące parametry: g_s , ρ , v , g , ρ_s , d , y , S , gdzie: g_s – transport masy rumowiska w jednostce czasu i na jednostkę szerokości; ρ – gęstość wody (kg/m^3); v – kinematyczny współczynnik lepkości (m^2/s); g – przyspieszenie ziemskie (m/s^2); ρ_s – gęstość rumowiska (kg/m^3); d – średnica ziaren rumowiska (mm); y – głębokość przepływu (m); S – spadek cieku bezwymiarowy.

Stosując analizę wymiarową, otrzymujemy pięć bezwymiarowych parametrów opisujących transport rumowiska g_* :

$$g_* = f\left(Fr_*, Re_*, \frac{y}{d}, \frac{\rho}{(\rho_s - \rho)}\right) \quad (10.7)$$

gdzie:

$$Fr_* = \frac{\rho V_*^2}{(\rho_s - \rho)gd} - \text{bezwymiarowa cząsteczkowa liczba Froude'a;}$$

$$V_* = \sqrt{gyS} - \text{prędkość dynamiczna;}$$

$$Re_* = \frac{V_*d}{\nu} - \text{bezwymiarowa cząsteczkowa liczba Reynoldsa;}$$

y/d – względna średnica cząstek rumowiska;

ρ_r/ρ_w – względna gęstość rumowiska i wody;

$$g_* = \frac{g_s}{\rho d_s V_s} - \text{bezwymiarowa liczba transportu rumowiska.}$$

Zależność między cząsteczkową liczbą Froude'a i cząsteczkową liczbą Reynoldsa określa się za pomocą bezwymiarowego parametru A_* :

$$A_* = \frac{Fr_*}{Re_*^2} = \frac{\rho}{\rho_s - \rho} \frac{v^2}{g d^3} \quad (10.8)$$

Parametr ten uwzględnia charakterystykę wody i rumowiska, lecz nie zależy od naprężeń stycznych na dnie.

Dla prawidłowego modelowania początku ruchu rumowiska oraz erozji dna rzeki, konieczne jest spełnienie kryteriów: naprężeń stycznych, cząsteczkowej liczby Reynoldsa i cząsteczkowej liczby Froude'a, wg następujących zależności:

$$n_s = d_s^{1/6} = \frac{R_s^{2/3}}{L_s^{1/2}} = 1 \quad (10.9)$$

$$Fr_{*s} = \frac{\rho}{(\rho_s - \rho)} \frac{R_s S_s}{d_s} = \left(\frac{\rho}{\rho_s - \rho} \right)_s \frac{Y_s S_s}{d_s} = \left(\frac{\rho}{\rho_s - \rho} \right)_s \frac{Y_s^2}{d_s L_s} = 1 \quad (10.10)$$

$$Re_{*s} = \frac{d_s R_s^{1/2} S_s^{1/2}}{v_s} = 1 \quad (10.11)$$

Jeżeli w naturze i na modelu medium jest woda, a więc $\rho_s = 1$ i $v_s = 1$, to przyjmując jedną ze skal, pozostałe trzy mogą być obliczone.

Możemy przyjąć jedną z czterech skal, pozostałe trzy będą podlegać obliczeniu. W praktyce laboratoryjnej najczęściej posługujemy się następującymi oznaczeniami:

- L_s – skala pozioma modelu;
- Y_s lub R_s – skala pionowa modelu lub skala promienia hydraulicznego;
- d_s – skala wymiaru cząstek rumowiska;
- $\Delta\rho_s$ – skala gęstości rumowiska z uwzględnieniem wyporu.

Poniżej przedstawiono rodzaje materiałów często stosowanych jako rumowisko na modelu, wraz z wartościami bezwymiarowymi gęstości rumowiska ρ_r , odniesionymi do gęstości wody ρ_w :

- materiały plastyczne: $\rho_r/\rho_w = 1,05-1,20$;
- węgiel: $\rho_r/\rho_w = 1,25-1,50$;
- bakelit: $\rho_r/\rho_w = 1,30-1,50$;
- gilsonit: $\rho_r/\rho_w = 1,04$.

Gęstości tych materiałów są dużo mniejsze niż piasku ($\rho_r/\rho_w = 2,65$) i dlatego są często stosowane na modelach z dnem rozmywalnym. Zastosowanie na modelu piasku będzie powodować, podobnie jak w naturze, powstawanie rumowiska o małych wymiarach cząstek.

Należy pamiętać, że przy cząstkach mniejszych od 0,1 mm występuje zjawisko kohezji, co zupełnie zmienia charakter rumowiska. Dopuszcza się użycie piasku jedynie w przypadku wystąpienia w naturze rumowiska o dużych wymiarach.

Poniższy schemat przedstawia wytyczne modelowania hydraulicznego [Kobus 1980]:

Wybrane skale	L_s	Y_s	d_s	$(\Delta\rho_r/\rho_w)_s$
L_s	-	$L_s^{7/10}$	$L_s^{-2/10}$	$L_s^{6/10}$
Y_s	$Y_s^{10/7}$	-	$Y_s^{-2/7}$	$Y_s^{6/7}$
d_s	$d_s^{-10/2}$	$d_s^{-7/2}$	-	$d_s^{-6/7}$
$\Delta(\rho_r/\rho_w) = D_s$	$D_s^{10/6}$	$D_s^{6/5}$	$D_s^{1/3}$	-

10.6.2. Przykłady doboru skali modelu z dnem rozmywalnym

PRZYKŁAD 1

Zadaniem jest wykonanie modelu rzeki z dnem rozmywalnym. Ze względu na wielkość rzeki i dostępną powierzchnię w laboratorium przyjęto skalę poziomą $L_s = 100$. Rumowisko w naturze stanowi piasek drobnoziarnisty o gęstości $\rho_s/\rho_w = 2,65$ i średnicy $d = 2$ mm. Należy określić skalę pionową modelu oraz gęstość i średnicę ziaren rumowiska na modelu.

Skala pionowa modelu $Y_s = L_s^{0,7}$ $Y_s = 100^{0,7} = 25,12$ (można przyjąć 25).

Skala średnicy rumowiska $d_s = L_s^{-0,2}$ $d_s = 100^{-0,2} = 2,52$ (można przyjąć 2,5).

Zależnie od średnicy rumowiska w naturze, średnica ziaren rumowiska na modelu wyniesie $d_m = d_n \cdot 2,5$, czyli przy średnicy 2 mm w naturze, rumowisko na modelu będzie miało średnicę 0,8 mm.

Skala $\Delta(\rho_r/\rho_w) = D_s = L_s^{0,6} = 15,8$, czyli $\Delta\rho_m = \Delta\rho_n \cdot 15,8$. Jeżeli rumowisko w naturze ma gęstość $2,65 \text{ g/cm}^3$, to rumowisko na modelu powinno mieć gęstość $1,65 \cdot 15,8 = 1,104$. Rumowiskiem takim na modelu może być materiał plastyczny, którego gęstości wahają się od 1,05 do $1,20 \text{ g/cm}^3$.

PRZYKŁAD 2

Zadaniem jest wykonanie modelu rzeki z dnem rozmywalnym. Ze względu na głębokość rzeki przyjęto skalę pionową $Y_s = 25$. Rumowisko w naturze stanowi piasek drobnoziarnisty o gęstości $\rho_s/\rho_w = 2,65$ i średnicy $d = 2$ mm. Należy określić skalę poziomą modelu oraz gęstość i średnicę ziaren rumowiska na modelu.

Skala pozioma modelu $L_s = Y_s^{10/7}$ $L_s = 25^{10/7} = 99,3$ (można przyjąć 100).

Skala średnicy rumowiska $d_s = Y_s^{-2/7}$ $d_s = 25^{-2/7} = 2,50$.

$d_n \cdot d_m = 2,50$; $d_m = 2 \cdot 2,50 = 0,8$ mm.

Skala $(\Delta\rho_r/\rho_w) = Y_s^{6/7} = 25^{6/7} = 15,8$.

Średnica rumowiska na modelu i jego gęstość są podobne jak w przykładzie 1.

Gęstość rumowiska na modelu wyniesie $1,125 \text{ g/cm}^3$. Będzie to materiał plastyczny.

PRZYKŁAD 3

Zadaniem jest wykonanie modelu rzeki z dnem rozmywalnym. Rumowisko w naturze stanowi piasek drobnoziarnisty o gęstości $\rho_s/\rho_w = 2,65$ i dostępne rumowisko sztuczne o $\rho_s/\rho_w = 1,1$. Stosunek gęstości rumowiska w naturze i dla modelu z obniżeniem wyporu $D_s = 15$. Należy określić skalę poziomą i pionową modelu oraz średnicę rumowiska.

$$L_s = D_s^{10/6} = 15^{10/6} = 91,2 \text{ wartość bliska } 100 \text{ (przykład 1 i 2).}$$

$$Y_s = D_s^{6/5} = 25,8 \text{ wartość bliska } 25 \text{ (przykład 1 i 2).}$$

$$d_s = D_s^{1/3} = 2,47 \text{ wartość bliska } 2,50 \text{ (przykład 1 i 2).}$$

Przykłady te pokazują, że wyjście od skali poziomej, pionowej czy dostępnego dla modelu rumowiska daje bardzo zbliżone rezultaty.

11. PROJEKTOWANIE I BUDOWA MODELI

Modelowanie różnego rodzaju zjawisk hydraulicznych na modelach fizycznych budowli hydrotechnicznych lub odcinków rzek jest bardzo złożonym problemem zależnym od wielu czynników. Podstawowym warunkiem jest uzyskanie właściwego podobieństwa modelu do natury oraz zaprojektowanie modelu w sposób pozwalający odtworzyć zjawiska hydraulicznych z odpowiednią dokładnością. Spełnienie tych postulatów wymaga następujących działań:

- dokładnego zdefiniowania problemu i obiektu, który ma być badany;
- określenia kryteriów modelowania dla danego zagadnienia;
- wyboru skal modelu zgodnie z kryteriami dla występujących zjawisk;
- budowy modelu z odpowiednim oprzyrządowaniem pomiarowym;
- weryfikacji i kalibracji modelu (dotyczy modeli rzecznych).

11.1. Zdefiniowanie problemu i obiektu

Biorąc pod uwagę zakres tej monografii, należy wyodrębnić trzy rodzaje obiektów: budowle hydrotechniczne, budowle hydrotechniczne z odcinkami rzek powyżej i poniżej budowli oraz dłuższe odcinki rzek. Podobieństwo przepływu występującego na modelu i w naturze pod wpływem sił ciężkości wymaga, aby model był zaprojektowany bezwzględnie zgodnie z kryterium Froude'a.

Modele hydrauliczne mogą być dwuwymiarowe (wycinkowe) lub trójwymiarowe (przestrzenne). Modele dwuwymiarowe stosujemy, gdy badane zjawisko hydrauliczne jest takie samo na pewnej szerokości. Modele te umieszcza się w kanałach hydraulicznych umożliwiających obserwację przepływu przez oszlone ściany boczne kanału. Służą one m.in. do badania układu zwierciadła wody śledzenia odrywania się strumienia wody od powierzchni przelewu i pozwalają wykonywać pomiar ciśnień hydrodynamicznych na koronie przelewu i powierzchni odwodnej. Modele dwuwymiarowe można wykonywać w większej skali, co pozwala na ograniczenie efektów skalowych. Na modelach trójwymiarowych natomiast odwzorowuje się większy obszar obiektu w ujęciu trójwymiarowym. Na tego typu modelach szczególnie istotny jest przestrzenny rozkład przepływu, który określa się dzięki rejestracji prądów i pomiarom rozkładów prędkości.

Podstawowymi zagadnieniami przy realizacji budowli hydrotechnicznych są: zapewnienie przepustowości zgodnie kategorią obiektu; zapewnienie bezpieczeństwa budowli przy maksymalnym przepływie; sprawdzenie prawidłowości jej kształtów przy różnych

przepływach; sprawdzenie czy nie występują niepożądane zjawiska, takie jak pochłanianie powietrza przez płynącą strugą i obniżenie ciśnienia w pewnych obszarach, podciśnienia na stałych elementach budowli oraz erozja lokalna powyżej i poniżej budowli; postawianie zjawisk lodowych i przepuszczanie lodu.

Modele konstrukcji hydrotechnicznych wykonywane są z drewna, stali, plastiku lub betonu. Jeśli chcemy zbadać powstawanie erozji powyżej lub poniżej budowli, konieczne jest utworzenie na modelu dna rozmywalnego (należy pamiętać o weryfikacji takiego modelu, tj. sprawdzić czy przy niskich przepływach występuje ruch turbulentny). Na modelach z odcinkami rzek lub kanałów podstawowymi zagadnieniami hydraulicznymi są określenie warunków dopływu wody i kry lodowej do danej budowli oraz erozja lokalna na dłuższym odcinku rzeki. Niewłaściwy dopływ wody do przelewów może spowodować zmniejszenie ich przepustowości. Na tych modelach istotnym problemem może być ruch rumowiska oraz rozprzestrzenianie się wody podgrzanej i zanieczyszczonej w pobliżu zrzutu, czyli w tak zwanym obszarze bliskim. Modele dłuższych odcinków rzek mają przede wszystkim na celu określenie skuteczności proponowanych systemów regulacyjnych. Mogą być wykonywane z dnem stałym lub rozmywalnym i wymagają weryfikacji polegającej na odtworzeniu warunków przepływu oraz stanów wody w warunkach przed zabudową. Badania te są bardzo skomplikowane i wymagają dużo większej ilości danych wejściowych niż w pozostałych modelach.

11.2. Cel i zakres badań

Po dokładnym scharakteryzowaniu obiektu hydrotechnicznego poddawanego badaniom (jaz, przelew, śluza żegluga, ujęcie wody, zrzut wody podgrzanej lub zanieczyszczonej, grodza, system regulacji rzeki), konieczne jest ustalenie z projektantami celu (mogą to być wybrane zagadnienia, takie jak: przepustowość, erozja lokalna, rozkład ciśnień na przelewach czy funkcjonowanie niecki do rozpraszania energii) oraz zakresu analiz (należy ustalić, jakie przepływy będą wzięte pod uwagę i jakiego rodzaju pomiary mają być wykonane, np. układ zwierciadła wody, ciśnienia, rozkład prędkości powierzchniowych i w przekrojach oraz układ strug powierzchniowych przy różnym otwarciu zasuw na przelewach). Należy również uzgodnić, czy przepływy mają być ustalone czy nieustalone.

11.3. Skala i rodzaj modelu

Podstawowym problemem hydraulicznych badań modelowych jest ustalenie rodzaju modelu i jego skali. Zawsze należy dążyć do tego, aby model był jak największy – to pozwala uzyskać przepływ turbulentny i ograniczenie wpływu lepkości i napięcia powierzchniowego wody. Ponadto widok przepływu na modelu umożliwia obserwowanie wszelkiego rodzaju niewłaściwych kształtów elementów konstrukcji lub konfiguracji dna w przypadku modeli rzecznych. Jeżeli uzyskamy na modelu przepływ turbulentny, to możemy stosować kryterium

Froude'a. To podejście ma jednak poważne ograniczenia. Po pierwsze wielkość modelu, a tym samym jego skala geometryczna, zależne są od dostępnej powierzchni w laboratorium, którą możemy przeznaczyć pod budowę modelu. Po drugie należy zapewnić maksymalny przepływ na modelu, wynikający z charakterystyki budowli i skali geometrycznej.

Określenie skali jest więc pewnego rodzaju optymalizacją. Jak przyjąć skalę modelu, aby miał on jak największe wymiary i jednocześnie zmieścić się w laboratorium hydraulicznym, a jego zdolność przepustowa obiegu wody była wystarczająca dla założonych przepływów na modelu.

Wyróżnia się modele konstrukcji hydrotechnicznych, które bezwzględnie muszą być realizowane w skali nieskażonej i modelowane zgodnie z kryterium Froude'a. Modele rzeczne wymagają z kolei szczegółowej analizy i odpowiedzi na kluczowe pytania: czy dno w modelu ma być dnem stałym czy rozmywalnym i jakiej wielkości skażenie jest dopuszczalne.

11.4. Modele konstrukcji hydrotechnicznych

Modele konstrukcji hydrotechnicznych muszą być bezwzględnie wykonane bez skażenia skali pionowej i powinny być możliwie największe, tak aby uzyskać na nich przepływ turbulentny, nawet dla niskich przepływów. Przyjęcie skali prędkości, czasu, natężenia przepływu i ciśnień hydrodynamicznych wynika z kryterium Froude'a. Z rozważań teoretycznych wynika, że modele bez skażenia skali pionowej ze stałymi powierzchniami nie są wystarczająco gładkie, w związku z tym czym mogą na nich wystąpić efekty skalowe. Problem ten maleje w miarę wzrostu wielkości modelu. Podstawą przyjęcia skal modelowych jest dokładny projekt obiektu.

Na modelach konstrukcji hydrotechnicznych występują często upusty denne o odpowiednich wymiarach. Na rynku dostępne są gotowe elementy, ale o określonych wymiarach. Mogą one nie pasować do modelu w przyjętej skali. Jeżeli koszt takich elementów jest wysoki, to można dobrać skalę modelu do wymiarów tych elementów.

11.5. Modele rzeczne z dnem stałym

Są to zazwyczaj modele odcinków rzek o długościach kilku kilometrów z budowlami hydrotechnicznymi np. mostem, progiem wodnym, ujęciem wody lub zrzutu. Ze względu na wymiary poziome i głębokości, niezbędne jest wprowadzenie skażenia skali modelu. Przyjęcie skali poziomej i pionowej jest w dużej mierze zależne od powierzchni oraz natężenia przepływu jakim dysponujemy w laboratorium. Przyjęcie skali skażonej prowadzi do tego, że model jest zazwyczaj zbyt gładki i musi mieć dodatkową szorstkość.

Dla poprawnego przygotowania modeli rzecznych tego typu niezbędne są dokładne dane z pomiarów w naturze, dotyczące ukształtowania koryta rzeczno-terenowego oraz terenów zalewowych, a w szczególności pokrycia terenu decydującego o szorstkości i oporach przepływu.

Potrzebne dane hydrauliczne obejmują profile podłużne zwierciadła wody w naturze dla kilku różnych przepływów. Niezwykle istotna jest też weryfikacja modelu i korekta układu zwierciadła wody poprzez dobór szorstkości (w modelach z dnem stałym zwiększenie szorstkości uzyskuje się m.in. poprzez wykonanie drobnych elementów konstrukcyjnych w korycie).

Jeżeli model rzeczny w skali skażonej wymaga umiejscowienia w nim budowli hydrotechnicznej, to obiekt ten musi być odpowiednio uproszczony, aby mógł symulować natężenie przepływu.

11.6. Modele rzeczne z dnem rozmywalnym

Modele rzeczne z dnem rozmywalnym są dużo bardziej skomplikowane od wszystkich modeli dotychczas wymienionych. Stąd ich budowa, oprzyrządowanie, badanie i opracowanie wyników są bardzo pracochłonne i kosztowne. Podjęcie takich badań musi mieć poważne techniczne i ekonomiczne uzasadnienie.

Szorstkość na modelach z dnem rozmywalnym ustala się samoczynnie i wynika jedynie z ukształtowania form dennych w korycie rzeczonym, co jest automatycznie związane z przepływem zarówno w naturze, jak i na modelu. Do budowy modelu należy dokonać konfiguracji dna i terenów zalewowych oraz uzyskać informację na jakim obszarze odbywa się ruch rumowiska. Niezbędne są też dane dotyczące charakterystyki rumowiska w rzece.

Bardzo istotnym elementem jest weryfikacja modelu, polegająca na sprawdzeniu intensywności transportowanego rumowiska oraz układu zwierciadła wody, a także przyjęcie skali poziomej i pionowej modelu (skażenie sakli) oraz dobór rumowiska. W modelach najczęściej przyjmuje się rumowisko sztuczne, o dużo mniejszej gęstości niż rumowisko naturalne.

W badaniach na modelach z dnem rozmywalnym należy wziąć pod uwagę skalę czasu zjawisk rumowiskowych i skalę czasu zjawisk hydraulicznych, które są zupełnie inne. Procesy morfologiczne w rzekach przebiegają stosunkowo wolno, natomiast procesy hydrauliczne przebiegają dużo szybciej. Mówimy tu o „czasie hydraulicznym” (ang. *hydraulic time*) i „czasie rumowiskowym” (ang. *sedimentation time*).

11.7. Projekt stanowiska badawczego i jego wyposażenie

Stanowisko badawcze obejmuje przede wszystkim model, ale również część wejściową z doprowadzeniem wody oraz końcową obejmującą odprowadzenie wody, urządzenie do regulacji poziomu wody dolnej i łapaczkę rumowiska, które jest wmywane z modelu. Całość stanowiska badawczego musi być dokładnie zaprojektowana, ze świadomością, że pewne części modelu w trakcie badań będą zmieniane lub wymieniane. Najczęściej stosowanymi materiałami do budowy modelu są: beton, mur ceglany, stal, drewno i pleksiglas. Dokładności wykonania modelu nie powinny przekraczać 1 mm. Przykłady takich stanowisk pokazano na rysunkach 9.13 i 9.21.

11.7.1. Rumowisko

Najpopularniejszym rumowiskiem stosowanym na modelach hydraulicznych jest piasek naturalny. Powinien on być w miarę równoziarnisty, aby nie następowało „brukowanie dna”, czyli stabilizowanie dna przez unieruchamianie cząstek większych cząstkami mniejszymi. Najkorzystniej wypada rumowisko piaszczyste o średnicy ziaren większej od 2 mm, wówczas bowiem nie tworzą się zmarszczki (ang. *ripples*), które zaciemniają obraz rozmyć. Zmiany konfiguracji najlepiej obrazują warstwicę z odniesieniem do rzędnych modelu. Współcześnie istnieją już metody laserowego pomiaru układu konfiguracji nawet większego obszaru modelu z rejestracją cyfrową, co pozwala na dowolne przedstawienie różnych przekrojów.

11.7.2. Część wejściowa modelu

Część wejściowa modelu składa się przede wszystkim z doprowadzenia wody i jej uspokojenia oraz równomiernego rozprowadzenia. Natężenie wody dopływającej do modelu musi być precyzyjnie określone. Służą do tego zbiorniki z przelewami pomiarowymi trójkątnymi lub półkolistymi, które przed rozpoczęciem badań powinny być dokładnie wytarowane. Obecnie na rurociągach doprowadzających wodę instaluje się urządzenia pomiarowe, pozwalające dokładnie określić wartość przepływu, co stanowi jednak znaczne uproszczenie stanowiska badawczego. Doprowadzenie wody do modelu jest w zasadzie punktowe w postaci wypływu wody z przelewu lub z rurociągu. Problemem jest dokładne rozprowadzenie wody, tak aby dopływ do modelu był równomierny na całej szerokości. Poziom wody w stanowisku górnym ustala się samoczynnie, ale konieczny jest jego pomiar i rejestracja. Wykorzystuje się w tym celu specjalne sondy lub wodowskazy szpilkowe. Dokładność pomiaru za pomocą wodowskazu szpilkowego wynosi 0,1 mm.

11.7.3. Stanowisko dolne modelu

Stanowisko dolne modelu obejmuje przede wszystkim odprowadzenie wody z modelu do systemu obiegu wody w laboratorium. Odprowadzenie to musi uwzględniać możliwość utrzymania określonego stanu wody, zgodnego z danymi z krzywej przepływu dla danego przekroju. Wykorzystuje się w tym celu specjalny zestaw zastawek, pomiar stanu wody poniżej modelu wykonywany jest za pomocą wodowskazu szpilkowego.

Jeśli model lub jego część ma dno rozmywalne, to pewna ilość zastosowanego rumowiska jest wymywana. Materiał ten musi być przechwycony (instaluje się tzw. łapaczkę rumowiska w postaci zagłębienia na odpływie wody), aby nie trafił do systemu wodnego w laboratorium. Zatrzymanie rumowiska z modelu umożliwia ponadto jego ponowne użycie, co w przypadku rumowiska sztucznego obniża kosztów badań.

11.7.4. Aparatura pomiarowa i rejestrująca

Podstawowymi wielkościami mierzonymi i rejestrowanymi na modelu są prędkości przepływu, stany wody i układ prądów powierzchniowych lub przydennych. System pomiarowy musi być dobrze przemyślany i zaprojektowany oraz dokładnie uzgodniony z projektantami obiektu. Składa się on z szyn usytuowanych po obu stronach modelu i poruszającego się po nich wózka z zamocowanymi urządzeniami pomiarowymi. Bardzo istotne jest dokładne określenie wysokości montażu szyn oraz możliwość precyzyjnego sytuowania i określenia położenia urządzenia pomiarowego na modelu.

Stany wody są określane w wybranych punktach lub w profilach podłużnych i poprzecznych modelu. Służą do tego ruchome wodowskazy szpilkowe. Stosując mikromłynki lub inne urządzenia, dokonuje się pomiarów prędkości w pionach lub przekrojach. Badania obiektu hydrotechnicznego powinny przedstawiać dokładny obraz układu zwierciadła wody oraz prędkości przepływu. Obecnie stosowane urządzenia pomiarowe i rejestrujące pozwalają na ciągły pomiar danego parametru hydraulicznego (prędkość, stan wody, ciśnienie) oraz jego rejestrację w formie analogowej lub cyfrowej. Istnieje również możliwość uzyskania pełnego rozkładu prędkości w przekroju w oparciu na wykonanych punktach pomiarowych.

W początkowym okresie istnienia laboratorium hydraulicznego IBW PAN zakup różnego rodzaju urządzeń do pomiarów był poważnie ograniczony. Stąd pojawiła się konieczność wykonania takich lub podobnych urządzeń w kraju. W instytucie opracowano prototyp wodowskazu szpilkowego, który znalazł zastosowanie w wielu polskich laboratoriach hydraulicznych. Innym unikatowym urządzeniem do pomiaru sił na modelach hydraulicznych był przyrząd składający się z półpierścienia stalowego z naklejonymi na nim specjalnymi czujnikami. Odkształcenia półpierścienia pod wpływem sił dawały możliwość ich dokładnego pomiaru i rejestracji. Przyrząd ten został z powodzeniem zastosowany przy badaniach wielu śluz żeglugowych.

12. BADANIA I OPRACOWANIE WYNIKÓW

Zakres badań w modelowaniu hydraulicznym powinien być realizowany zgodnie z ustalonym wcześniej ze zleceniodawcą programem, z dokładną informacją dotyczącą modelu, jego skali i rodzaju. Program badań powinien zawierać charakterystykę badanego obiektu oraz określać jego podstawowe funkcje po wybudowaniu.

Modele konstrukcji hydrotechnicznych nie wymagają weryfikacji, ponieważ obiekt jeszcze nie istnieje. Głównym zadaniem jest przyjęcie skali modelu i sprawdzenie, czy spełnia on kryteria pozwalające na przyjęcie pochodnych skal modelu zgodnie z kryterium Froude'a. Konieczne jest również dokładne zbadanie funkcjonowania modelu wraz ze sprawdzeniem działania urządzeń doprowadzenia i odprowadzenia wody oraz urządzeń rejestrujących. Ten etap badań powinien odbyć się z udziałem przedstawicieli zleceniodawcy.

Przed rozpoczęciem zasadniczych badań, należy przeprowadzić weryfikację modelu. Jest ona konieczna w przypadku modeli rzecznych, zarówno z dnem stałym jak i rozmywalnym. Należy omówić ze zleceniodawcą zakres badań oraz przyjętą skalę modelu. W przypadku modeli rzecznych z dnem stałym (nierozmywalnym), weryfikacja polegać będzie na doborze właściwej szorstkości modelu. Jest to sprawdzenie spadku zwierciadła wody dla co najmniej dwóch znanych przepływów (głębokość i spadek zw. wody), dla zastosowanej na modelu szorstkości jego dna, która może być zmieniana.

Weryfikacja modeli rzecznych z dnem rozmywalnym jest szczególnie trudna, bowiem nasza działalność badawcza może ograniczać się do przyjęcia skali poziomej modelu, skażenia skali pionowej, jak i doborze rumowiska (naturalne, sztuczne, granulacja). Weryfikacja modeli z dnem rozmywalnym wymaga dużo większego zakresu doświadczeń i polega zarówno na odtworzeniu spadku i głębokości przepływu, jak i układu dna (erozja i sedymentacja).

W trakcie badań wskazane są częste spotkania ze zleceniodawcą w celu przedyskutowania częściowych wyników. Pierwsze takie spotkanie powinno się odbyć po wybudowaniu modelu i jego uruchomieniu.

Wyniki badań można opracować w formie cyfrowej (zestawienia tabelaryczne), ale korzystniejsze będzie przedstawienie ich w formie graficznej, jako wykresy. Uzyskane wyniki z pomiarów na modelu powinny być przeliczone na wartości w naturze, zgodnie z przelicznikami wynikającymi z przyjętej skali modelowej. Wyniki badań powinny być udośćnione w formie raportu. Wskazane jest omówienie ze zleceniodawcą raportu wstępnego.

12.1. Raport z badań

Raport z badań jest bardzo ważnym dokumentem, stanowi potwierdzenie prawidłowości wyjściowych danych projektowych bądź zawiera propozycje ich zmian w oparciu o wyniki przeprowadzonych badań. Raport końcowy powinien mieścić, oprócz części opisowej i graficznej, obszerną dokumentację fotograficzną i powinien w szczególności obejmować następujące części:

- zleceniodawcę badań;
- opis badanego obiektu z przedstawieniem jego podstawowych elementów;
- projekt obiektu z dokładnym opisem;
- podstawowe dane hydrologiczne oraz morfologiczne;
- cel, zakres i harmonogram badań;
- opis modelu, przyjętej skali, urządzeń pomiarowych i rejestrujących;
- uzyskane wyniki w formie opisowej, graficznej i fotograficznej;
- wnioski końcowe i podsumowanie badań;
- skład zespołu, który wykonał badania.

Celowe jest również przedstawienie całego Raportu w formie cyfrowej.

BIBLIOGRAFIA

- ASCE, 1982, Modeling hydraulic phenomena: a glossary of term, Journal of the Hydraulic Division, 108 (7), 845-852
- Cebertowicz R., 1987, Budowle hydrotechniczne w świetle doświadczeń na modelach, PWN Warszawa
- Chow V.T., 1959, Open channel hydraulics, McGraw-Hill Book Company, New York, London, Toronto, 680 s.
- Depczyński W., Szamowski A., 1999, Budowle i zbiorniki wodne, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa, 230 s.
- Górka K., Poskrobko B., Radecki W., 1995, Ochrona środowiska, PWE, Warszawa, 293 s.
- Graf W.H., 1998, Fluvial hydraulics: flow and transport processes in channels of simple geometry, J. Wiley & Sons, 692 s.
- Granatowicz J., 2013, The next dam on the Vistula River below Włocławek, Acta Energetica, 3, 99-111
- Gruat J., Castex L., Manthey T., 1970, Teoria i praktyka badań hydraulicznych, Zakład Narodowy imienia Ossolińskich, Wydawnictwo Polskiej Akademii Nauk, Wrocław, 225 s.
- Henderson F.M., 1966, Open channel flow, The Macmillan Company, New York, 522 s.
- IBW PAN, 1957a, Hydrauliczne badania modelowe stopnia Włocławek (wersja I), raport wewnętrzny, Instytut Budownictwa Wodnego PAN, Gdańsk
- IBW PAN, 1957b, Hydrauliczne badania modelowe stopnia Włocławek na modelu przestrzennym, raport wewnętrzny, Instytut Budownictwa Wodnego PAN, Gdańsk
- IBW PAN, 1957c, Hydrauliczne badania modelowe zapory wodnej Tresna, raport wewnętrzny, Instytut Budownictwa Wodnego PAN, Gdańsk
- IBW PAN, 1958a, Hydrauliczne badania modelowe basenu dolnego zapory Tresna, raport wewnętrzny, Instytut Budownictwa Wodnego PAN, Gdańsk
- IBW PAN, 1958b, Hydrauliczne badania modelowe przelewu powierzchniowego zapory wodnej Tresna, raport wewnętrzny, Instytut Budownictwa Wodnego PAN, Gdańsk
- IBW PAN, 1959a, Hydrauliczne badania modelowe stopnia Włocławek (wersja II), raport wewnętrzny, Instytut Budownictwa Wodnego PAN, Gdańsk
- IBW PAN, 1959b, Hydrauliczne badania modelowe stopnia Włocławek, model wycinkowy, raport wewnętrzny, Instytut Budownictwa Wodnego PAN, Gdańsk
- IBW PAN, 1960a, Hydrauliczne badania modelowe gradzy stopnia wodnego Włocławek, raport wewnętrzny, Instytut Budownictwa Wodnego PAN, Gdańsk
- IBW PAN, 1960b, Hydrauliczne badania modelowe upustu dennego zapory Solina, raport wewnętrzny, Instytut Budownictwa Wodnego PAN, Gdańsk

- IBW PAN, 1960c, Hydrauliczne badania modelowe zapory Solina, raport wewnętrzny, Instytut Budownictwa Wodnego PAN, Gdańsk
- IBW PAN, 1965, Hydrauliczne badania modelowe śluzy żeglugowej stopnia Włocławek, raport wewnętrzny, Instytut Budownictwa Wodnego PAN, Gdańsk
- IBW PAN, 1966, Hydrauliczne badania modelowe przegrodzenia koryta Wisły, raport wewnętrzny, Instytut Budownictwa Wodnego PAN, Gdańsk
- Kaskada Dolnej Wisły, 1993, Proeko, Warszawa
- Kobus H. (red.), 1980, Hydraulic modelling, Bulletin/German Association for Water Resources and Land I, Book 7, DA Information Services, 340 s.
- Kobus H. (red.), 1985, Symposium on scale effects in modelling hydraulic structures, Esslingen am Neckar, Germany, September 3-6, 1984, Institut für Wasserbau, Universität Stuttgart
- Majewski W., 2003, 50 lat Instytutu Budownictwa Wodnego Polskiej Akademii Nauk w Gdańsku: Fakty – Wydarzenia – Ludzie, Wydawnictwo IBW PAN, Gdańsk, 229 s.
- Majewski W., 2005, Introduction to water resources management in environmental engineering, IBW PAN Gdańsk, 115 s.
- Majewski W., 2009, Przepływ w kanałach otwartych z uwzględnieniem zjawisk lodowych, IMGW, Warszawa, 112 s.
- Majewski W., 2015, The Hydraulic Project Włocławek: design, studies, construction and operation, Acta Energetica, 1, 33-45
- Majewski W., 2017, Woda w inżynierii środowiska, IMGW-PIB, Warszawa, 172 s.
- Mitosek M., 2007, Mechanika płynów w inżynierii i ochronie środowiska, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa, 468 s.
- Muškatirović J., 1991, Scale models in hydraulic engineering, Jaroslav Černi Institute for the Development of Water Resources, Belgrad, 132 s.
- Novák P. (red.), 2001, Hydraulic structures, 3 edycja, Spon Press, Nowy Jork, 627 s.
- Rogala R., 1985, Efekty skalowe przy modelowaniu zjawiska napowietrzania strumienia I przepływu mieszanin wodno-powietrznych, V Ogólnopolska Szkoła Hydrauliki, IBW PAN Gdańsk, AR Wrocław
- Rouse H., Ince S., 1957, History of hydraulics, Dover Publications, 281 s.
- Rule J.H., 1994, Topics in environmental science. Problemy nauki o ochronie środowiska, Wydawnictwo Uniwersytetu M. Curie-Skłodowskiej, Lublin, 129 s.
- Szuster A., Utrysko B., 1986, Hydraulika i podstawy hydromechaniki, Wydawnictwa Politechniki Warszawskiej, Warszawa, 424 s.

WYKAZ OZNACZEŃ

A	powierzchnia przekroju	L_0	długość przęsła przelewu
B	szerokość kanału	L	obliczona długość przęsła przelewu po uwzględnieniu kontrakcji
C	współczynnik prędkości (wzór Chezy)	L_s	skala geometryczna
C	współczynnik wydatku przelewu	M	pęd przepływu
Ca	liczba Cauchy'ego	N	ilość kontrakcji na przelewie
d	średnica cząstek rumowiska	N	moc elektrowni
E	energia właściwa	n_s	skala współczynnika Manninga
E	współczynnik sprężystości	P	parcie
E_p	energia potencjalna	Re	liczba Reynoldsa
E_k	energia kinetyczna	Re_*	cząsteczkowa liczba Reynoldsa
F	siła właściwa	S	spadek zwierciadła wody
F_g	siły ciężkości	S_s	stosunek gęstości rumowiska i gęstości wody
F_i	siły bezwładności	T_s	skala czasu
F_p	siły ciśnienia	Q	natężenie przepływu
Fr	liczba Froude'a	V	prędkość średnia
Fr_*	cząsteczkowa liczba Froude'a	V_0	prędkość dopływu do przelewu
F_σ	siły napięcia powierzchniowego	V_s	skala czasu
F_μ	siły lepkości	V_*	prędkość dynamiczna
F_s	skala sił	z	położenie dna względem poziomu porównawczego
H	grubość strugi na przelewie	y	głębokość przepływu
H_L	strata spadu	y_1, y_2	głębokości alternatywne (ta sama energia właściwa)
h_{KR}	głębokość krytyczna	We	liczba Webera
h_1, h_2	głębokości sprzężone (odskok hydrauliczny)	ρ_w	gęstość wody
k	wysokość szorstkości	ρ_s	gęstość rumowiska
K	współczynnik korekcyjny (kontrakcje na przelewie)		

POLSKO ANGIELSKI SŁOWNIK WYRAŻEŃ

Awanport	Avanport
Budowla hydrotechniczna	Hydraulic Structure
Budownictwo wodne	Hydraulic engineering
Ciecz	Liquid
Ciepło właściwe	Specyfic heat
Efekty skalowe	Scale effects
Ekologia	Ecology
Elektrownia wodna	Hydraulic power plant
Energia	Energy
Energia kinetyczna	Kinetic Energy
Energia potencjalna	Potential Energy
Gęstość wody	Water density
Głębokości alternatywne	Alternate depths
Głębokość normalna	Normal depth
Głębokość wody	Water depth
Gradient prędkości	Velocity gradient
Hydrauliczne badania modelowe	Hydraulic model investigations
Hydraulika	Hydraulics
Hydroenergetyka	Hydroenergy
Hydrologia	Hydrology
Inżynieria środowiska	Environmental Engineering
Jaz	Weir
Kanał o swobodnym zw. wody	Open channel
Kanał pryzmatyczny	Prismatic channel
Krzywa cofkowa	Backwater profile
Lepkość dynamiczna	Dynamic viscosity
Lepkość kinematyczna	Kinematic viscosity
Linia ciśnień	Hydraulic grade line
Linia energii	Energy line
Mechanika Płynów	Fluid Mechanics
Moc	Power
Moc elektrowni wodnej	Power of hydraulic power plant
Model dwuwymiarowy	Two-dimensional model

Model fizyczny	Physical model
Model hydrauliczny	Hydraulic model
Model jednowymiarowy	One dimensional model
Model matematyczny	Mathematical model
Model trójwymiarowy	Three-dimensional model
Napięcie powierzchniowe	Surface tension
Natężenie przepływu	Discharge
Nawadnianie	Irrigation
Naprężenia ścinające (styczne)	Shear stress
Obwód zwilżony	Wetted perimeter
Ochrona przeciwpowodziowa	Flood protection
Odskok hydrauliczny	Hydraulic jump
Pokrywa lodowa	Ice cover
Powódź	Flood
Powódź miejska	Urban flood
Prądy gęstościowe	Density currents
Prędkość przepływu (przepływ)	Flow velocity
Prędkość średnia	Average velocity
Promień hydrauliczny	Hydraulic radius
Przekrój przepływu	Flow cross-section
Przelew	Spillway
Przelew powierzchniowy	Surface spillway
Przepływ krytyczny	Critical flow
Przepływ laminarny	Laminar flow
Przepływ nierównomierny	Nonuniform flow
Przepływ nieustalony	Unsteady flow
Przepływ o swobodnym zw. wody	Free Surface flow, open channel flow
Przepływ pod ciśnieniem	Pressure flow
Przepływ równomierny (jednostajny)	Uniform flow
Przepływ rwący	Supercritical flow
Przepływ spokojny	Subcritical flow
Przepływ stratyfikowany	Stratified flow
Przepływ szybkozmienny	Rapidly varied flow
Przepływ turbulentny	Turbulent flow
Przepływ ustalony	Steady flow
Przepływ wolnozmienny	Gradually varied flow
Przepustowość (przelewu)	Conveyance
Przyspieszenie ziemskie	Gravitational acceleration
Równanie ciągłości	Continuity equation

Ruch rumowiska	Sediment movement
Rumowisko	Sediment
Spad	Head
Spadek kanału	Channel slope
Stopień wodny	Barrage, hydraulict project
Strata spad	Head loss
Stratyfikacja	Stratification
Stratyfikacja termiczna	Thermal stratification
Śluza żeglugowa	Navigation lock
Średnica przewodu	Pipe diameter
Śryż	Frazil ice
Transport rumowiska (ruch)	Sediment transport (movement)
Turbina	Turbine
Turbina gruszkowa	Bulb turbine
Turbina Kaplana	Kaplan turbine
Turbina odwracalna	Reversible turbine
Turbina wodna	Water turbine
Ujęcie wody	Water intake
Ujście rzeczne	Estuary
Wody podgrzane	Heated waters
Współczynnik Manninga	Manning coefficient
Współczynnik oporu (Darcy-Weisbach)	Resistance factor (Darcy-Weisbach)
Współczynnik prędkości (Chezy)	Współczynnik prędkości (Chezy)
Współczynnik szorstkości	Roughness coefficient
Zagrożenie powodziowe	Flood hazard
Zapora	Dam
Zapora ciężka	Gravity dam
Zapora ziemna	Earth dam
Zbiornik	Reservoir
Zjawiska lodowe	Ice phenomena
Zmiany klimatyczne	Climate changes
Żegluga śródlądowa	Inland navigation
Zanieczyszczenie termiczne	Thermal pollution

STRESZCZENIE

Niniejsza monografia poświęcona jest w całości hydraulicznym badaniom modelowym, które towarzyszyły projektowaniu, budowie oraz eksploatacji różnego rodzaju budowli hydrotechnicznych na rzekach, ze szczególnym odniesieniem do warunków polskich. Każda budowla hydrotechniczna musi spełniać wiele kryteriów. Jest to budowla, która ma służyć społeczeństwu przez wiele lat w sposób bezpieczny, zgodny z zasadą zrównoważonego rozwoju oraz uwzględniająca możliwości potencjalnych zmian klimatycznych.

Teoria i praktyka hydraulicznych badań modelowych ma wieloletnią tradycję i wynika głównie z potrzeb projektowania i budowy nowych obiektów hydrotechnicznych, związanych z szeroko pojętą gospodarką wodną. Prace te opierały się na licznych badaniach o charakterze podstawowym w dziedzinie hydrauliki i mechaniki płynów, do których nawiązuje monografia. Istotą hydraulicznych badań modelowych jest to, że model stanowiący projektowaną budowlę w mniejszej skali jest dużo tańszy niż obiekt w naturze. Można na nim dokonywać zmian i poprawek oraz powtarzać doświadczenia, co jest bardzo kosztowne, a czasami niemożliwe na obiekcie w naturze. Badania modelowe opierają się przede wszystkim na eksperymentalnym przedstawieniu zjawisk hydraulicznych, występujących w naturze. Z biegiem czasu, wraz z rozwojem modeli matematycznych i komputerów, wiele problemów można rozwiązywać stosując tę technikę.

W celu lepszego zrozumienia problemów omawianych w monografii, konieczne było przedstawienie na wstępie podstawowych informacji dotyczących wody z którą mamy do czynienia, zarówno na modelu hydraulicznym, jak i w naturze. Duża część monografii poświęcona jest podstawowym zjawiskom hydraulicznym, występującym w naturze i związanym w dużym stopniu z budowlami hydrotechnicznymi. Dotyczy to przepływów ustalonych i nieustalonych, równomiernych i nierównomiernych, turbulentnych i laminarnych oraz spokojnych i rwących. Przedstawiono informacje dotyczące odsłoku hydraulicznego, który ma istotne zastosowanie do rozpraszania energii. Część monografii poświęcono informacjom o obiektach hydrotechnicznych, które są badane na modelach oraz procesom związanym z ruchem rumowiska, które występują poniżej i powyżej budowli hydrotechnicznych, jak również na odcinkach rzek.

Podano również podstawy analizy wymiarowej, pozwalającej na dojście do kryteriów warunkujących skalę modelu. Omówiono podstawy hydraulicznych badań modelowych na przykładach takich obiektów hydrotechnicznych, jak stopień Włocławek, Solina i Tresna. Przedstawiono cel i zakres tych badań, przyjęte skale modelowe, przebieg badań oraz uzyskane wyniki, które wielokrotnie posłużyły do potwierdzenia prawidłowo przyjętych rozwiązań lub do korekty tych projektów. Badania te dotyczyły przepustowości budowli, obciążeń hydrodynamicznych oraz rozpraszania energii.

Monografia zawiera również podstawowe informacje dotyczące badań modelowych odcinków rzek na modelach z dnem stałym oraz rozmywalnym. Omówiono także problem skażenia skali, który występuje na modelach rzecznych.

W końcowej części monografii przedstawiono informacje dotyczące projektowania modeli, a w szczególności budowy stanowisk badawczych, przyjęcia skali modelu, sposobu przeprowadzenia doświadczeń, analizy wyników i opracowania raportu końcowego.

Monografia opatrzona jest wykazem podstawowych jednostek fizycznych występujących w badaniach, spisem podstawowych oznaczeń, bibliografią oraz słownikiem polsko-angielskim określeń związanych z hydraulicznymi badaniami modelowymi zawartymi w tej pracy.

Monografia przeznaczona jest dla studentów i doktorantów technicznych studiów budownictwa wodnego i gospodarki wodnej, jak również specjalistów biur konsultingowych i pracowników instytutów badawczych związanych z inżynierią środowiska.

ABSTRACT

This monograph is devoted to hydraulic model investigations, which always accompany design, construction and exploitation of various types hydraulic structures on rivers with special emphasis to Polish conditions. Each hydraulic structure must fulfill several criteria. First – the hydraulic construction, which has to serve society for many years must be safe, operate in agreement with the principle of sustainable development and take into account possibilities of potential climate changes.

Theory and practice of hydraulic model studies have multiyear tradition, which resulted mainly from the needs of design and development of new hydraulic structures connected with water resources management. These studies were based on numerous investigations of a basic character in the realm of hydraulics and fluid mechanics to which this monograph is addressed. Essential idea of hydraulic model studies is that model which represents the designed construction in a diminished scale is much cheaper than the construction in nature and that it is possible to make changes in their shape and repeat the experiments on the model, which is expensive in prototype and very often impossible. These studies are predominantly based on the experimental application of hydraulic phenomena which appear in nature. In the course of time with the development of mathematical models and computers numerous problems can be solved using these techniques instead on hydraulic models.

In order to better understand the problems included in the monograph it was necessary in the beginning to provide information on water, with which we deal in models and in prototype. Large part of the monograph is devoted to basic hydraulic phenomena, which appear in nature and in a large extent are connected with hydraulic structures. This concerns steady and unsteady flows, uniform and nonuniform flows as well as turbulent and laminar, supercritical and subcritical. Information concerning hydraulic jump, which plays important role in energy dissipation is presented. Part of the monograph includes information on various hydraulic structures, which are studied on hydraulic models. Sediment transport processes, which appear downstream and upstream from hydraulic structures as well as in rivers are described.

Information on dimensional analysis, which allows to establish modelling criteria for hydraulic models, is presented. Principles of hydraulic model studies are described together with examples of model studies carried out in Poland, such as barrage Włocławek, Solina dam and Tresna dam. The aim and scope of these studies is presented together with determination of model scales, run of investigation and suggestions for corrections of these hydraulic structures. Studies concerned flow conveyance, hydraulic load on structures, aeration and energy dissipation.

The monograph includes also basic information concerning studies of river sections by means of models with fixed and movable bed. Problems of scale distortion, which appear in river models, are described.

The final part of the monograph includes information concerning the design of hydraulic models, determination of model scales, construction of the models, the way of performing experiments, analysis of results and preparation of final report.

The monograph includes the index of basic physical units, which appear in model studies, index of basic symbols, bibliography and Polish-English dictionary of words and expressions used in hydraulic model studies.

The monograph is dedicated to graduate students of civil engineering departments of the technical universities as well as consultants and researchers from institutes dealing with problems of environmental engineering.