



VADEMECUM OCHRONY PRZECIWPOWODZIOWEJ

Autorzy:

Stefan Bednarczyk

Teresa Jarzębińska

Stanisław Mackiewicz

Elżbieta Wołoszyn

Gdańsk, grudzień 2006

Spis treści	str
Od Autorów	9
1. Zagrożenia powodziowe – opracowała dr inż. T. Jarzębińska	11
1.1. Podstawowe definicje	11
1.1.1. Wezbranie	11
1.1.2. Powódź	11
1.1.3. Podtopienia	13
1.2. Rodzaje powodzi i ich klasyfikacja	13
1.3. Rys historyczny katastrofalnych powodzi w Polsce	16
1.3.1. Wstęp	16
1.3.2. Katastrofalne powodzie w zlewni Wisły	17
1.3.2.1. Powodzie opadowe	18
1.3.2.2. Powodzie zatorowe	23
1.3.2.3. Powodzie roztopowe	26
1.3.3. Katastrofalne powodzie w zlewni Odry	27
1.3.3.1. Powodzie opadowe	28
1.3.4. Powodzie sztormowe	31
1.3.5. Powodzie miejskie (<i>urban floods</i>) -powódź w Gdańsku 9 lipca 2001 r.	32
1.3.6. Podsumowanie	37
2 Opady i ich wpływ na charakter wezbrań powodziowych	39
– opracowała dr inż. E. Wołoszyn	39
2.1. Wprowadzenie	39
2.2. Czynniki mające wpływ na wielkość i intensywność opadów	42
2.3. Rodzaje opadów	42
2.2.1. Opady frontalne	42
2.2.2. Opady wewnątrzmasowe	44
2.4. Charakterystyki opadu	46
2.4.1. Podstawowe charakterystyki opadu	46
2.4.2. Rozkład opadów	47
2.5. Deszcze krótkotrwałe	49
2.5.1. Wiadomości ogólne	49
2.5.2. Związek: natężenie – czas trwania opadu	51
2.5.3. Prawdopodobieństwo występowania maksymalnego natężenia opadu o określonym czasie trwania	52
2.5.4. Opady krótkotrwałe o dużym natężeniu w Polsce	54
2.6. Proces formowania się przepływu w rzekach	56
2.6.1. Zlewnia, dorzecze, sieć hydrograficzna	56

2.6.2	Formowanie się odpływu ze zlewni	57
2.7	Czynniki wpływające na wielkość wezbrań.	58
2.7.1	Wpływ charakterystyk deszczu na wezbranie	59
2.7.2	Wpływ retencji zlewni na opad efektywny tworzący wezbranie	61
2.7.3	Znaczenie charakterystyk zlewni w formowaniu się wezbrań	62
2.8	Charakter przebiegu wezbrań wywołanych przez deszcze	63
2.8.1	Fala wezbraniowa w korycie rzeki	63
2.8.2	Rodzaje hydrogramów wezbrania	65
2.8.3	Przebieg fali wezbrania wzdłuż biegu rzeki	66
2.9	Wezbrania deszczowe w Polsce	68
3	Wezbrania zimowe zatorowe i roztopowe	
3.1	- opracowała dr inż. E. Wołoszyn	73
3.1.	Rodzaje powodzi roztopowych i zimowych	73
3.1.1	Powódzie roztopowe (R)	73
3.1.2	Powódzie zimowe, zatorowe	74
3.2	Czynniki wpływające na wielkość wezbrań roztopowych i zatorowych	75
3.3	Mechanizm topnienia pokrywy śnieżnej	76
3.3.1	Przemiany pokrywy śnieżnej	76
3.3.2	Bilans cieplny pokrywy śnieżnej	78
3.4.	Zjawiska lodowe w rzekach i zbiornikach	82
3.4.1	Zamarzanie wód stojących i płynących	82
3.4.2	Fazy zalegania i rozpadu pokrywy lodowej. Pochód lodów.	86
3.5	Zatory lodowe i lodowo śryżowe	87
3.6	Wpływ zjawisk lodowych na stany i przepływy wód w rzekach	90
3.7.	Zjawiska lodowe na rzekach polskich	92
3.7.1	Terminy pojawiania się zjawisk lodowych	92
3.7.2	Zagrożenia związane z występowaniem pokrywy lodowej	93
3.8	Walka ze zlodzeniem rzek	94
3.9	Zjawiska lodowe w dolnej Wiśle	96
3.10	Podsumowanie	98
4	Rola retencji w ochronie przeciwpowodziowej	
	- opracowała dr inż. T. Jarzębińska	101
4.1	Wprowadzenie	101
4.2	Podstawowe definicje	101
4.2.1	Retencja	101
4.2.2	Formy retencji	102
4.2.3	Całkowita retencja wodna w zlewni i czynniki ją determinujące	105
4.3	Czynniki wpływające na kształtowanie się fali powodziowej w korycie	

	rzeki	108
4.3.1	Wpływ ukształtowania terenu na retencję i koncentrację wezbrania powodziowego	108
4.3.2	Wpływ roślinności na retencję i koncentrację wezbrania powodziowego	109
4.3.3	Zasady gospodarki rolnej i leśnej zapewniającej optymalne warunki dla retencji	112
4.3.4	Wpływ melioracji na wielkość retencji	115
4.3.5	Działanie retencyjne koryta rzeki i jej doliny zalewowej	116
4.3.6	Budowa miast, osiedli i dróg komunikacji a retencja	118
4.3.7	Zbiorniki naturalne i sztuczne a kształt fali powodziowej	120
4.4	Podsumowanie	122
5	Oddziaływanie powodzi na środowisko	
	- opracowała dr inż. E. Wołoszyn	125
5.1	Wprowadzenie	125
5.2	Zmiany erozyjne i sedymentacyjne w rzece i w zlewni	126
5.2.1	Oddziaływanie wód wezbrania na koryto rzeki	126
5.2.2	Ruch wody na zakolu	128
5.2.3	Wpływ powodzi na rzeki i potoki górskie	131
5.2.4	Geomorfologiczne skutki powodzi w rejonach górskich	133
5.3	Wpływ powodzi na obiekty hydrotechniczne i budowle towarzyszące	135
5.3.1	Ocena bezpieczeństwa i stanu technicznego obiektów hydrotechnicznych	135
5.3.2	Uszkodzenia obiektów piętrzących powodowane przejściem fali powodziowej	137
5.3.3	Zamulanie zbiorników	138
5.4	Wały przeciwpowodziowe i skutki przerwania wałów	140
5.4.1	Przyczyny przerwania wałów przeciwpowodziowych	140
5.4.2	Zmiany przepustowości koryta wielkiej wody	142
5.5	Zmiany jakości wód w okresie powodzi	144
5.5.1	Zmiany jakości wód w rzekach i zbiornikach	144
5.5.2	Zmiany ładunku zanieczyszczeń	146
5.6	Przyrodnicze skutki powodzi	147
5.6.1	Zmiany hydrobiologiczne w ekosystemach rzecznych	147
5.6.2	Wpływ powodzi na obszary leśne	149
5.7	Szkody powodziowe w użytkach rolnych	150
5.7.1	Rodzaje szkód powodziowych	150
5.7.2	Szkody powodziowe w terenach górskich	151
5.7.3	Tereny wyżynne i nizinne	152
5.8	Powódź w aglomeracjach miejskich	154

5.9	Szkody psychospołeczne	156
5.10	Podsumowanie	157
6.	Przeływy i stany wielkich wód powodujących zagrożenie powodzią	
	- opracował prof. dr h. inż. S. Bednarczyk	159
6.1	Wiadomości ogólne o zasadach obliczeń przepływów i stanów wezbrań powodujących zagrożenie powodzią	159
6.2	Jednorodność ciągów hydrologicznych	160
6.3	Podstawowe metody obliczenia przepływów o określonym prawdopodobieństwie w rzece o niekontrolowanych stanach i przepływach	163
6.3.1	Wprowadzenie	163
6.3.2	Transformacja opadu w przepływ metodą hydrogramu jednostkowego	164
6.3.3	Transformacja opadu w przepływ metodą racjonalną	169
6.4	Zasady oszacowania maksymalnych stanów i przepływów wód wezbrania za pomocą wybranych funkcji rozkładu prawdopodobieństwa.	173
6.4.1	Charakterystyki ciągów hydrologicznych	173
6.4.2	Prawdopodobieństwo teoretyczne i empiryczne	174
6.4.3	Funkcje rozkładu prawdopodobieństwa stosowane do wyznaczania maksymalnych rocznych stanów i przepływów wezbrania	175
6.4.4	Zastosowanie funkcji rozkładu prawdopodobieństwa Poissona – Weibulla do wyznaczania stanów i przepływów maksymalnych wezbrań	180
6.4.5	Weryfikacja wyników obliczeń i porównanie zastosowanych funkcji rozkładu prawdopodobieństwa	180
6.4.6	Poziom ufności jako miara bezpiecznego stanu lub przepływu miarodajnego	182
6.5	Poziomy wód powodziowych w rzekach	184
6.6	Oddziaływanie koryta rzeki i jej doliny zalewowej na wezbranie powodziowe	188
7	Strefy zagrożenia powodziowego	
	- opracowała dr inż. T. Jarzębińska	191
7.1	Wprowadzenie	191
7.2	Rodzaje stref zagrożenia powodziowego i kryteria ich wyznaczania	192
7.3	Cele wyznaczania stref zagrożenia powodziowego	196
7.4	Narzędzia wykorzystywane do wyznaczania stref zagrożenia powodziowego	197
7.5	Uwagi końcowe	199

8	Oddziaływanie zbiorników retencyjnych na łagodzenie fali wezbrania powodziowego – opracował doc. dr inż. S. Mackiewicz	203
8.1	Koncepcje okresowego zatrzymania wód powodziowych	203
8.2	Ogólne zasady retencji zbiornikowej	207
8.3	Redukcja szczytowego przepływu fali wezbraniowej przy znanej objętości rezerwy powodziowej zbiornika i dobór światła urządzeń upustowych.	209
8.3.1	Zbiornik z przelewem otwartym	210
8.3.2	Zbiornik z przelewem wyposażonym w zamknięcia ruchome	211
8.4	Dobór potrzebnej objętości rezerwy powodziowej zbiornika dla zadanych wielkości zrzucanego przepływu dopuszczalnego	213
8.5	Zbiorniki przyzaporowe i ich funkcje	215
8.5.1	Cele budowy zbiornika	215
8.5.2	Dobór pojemności zbiornika	218
8.5.3	Wpływ zbiornika przyzaporowego na zmianę reżimu rzeki	222
8.5.4	Ogólne zasady przepuszczania fali powodziowej przez zbiornik	225
8.6	Zbiorniki suche i poldery	229
8.6.1	Zbiorniki suche	229
8.6.2	Poldery (zbiorniki zalewowe, inundacyjne)	232
9	Budowa i modernizacja wałów przeciwpowodziowych - opracował doc. dr inż. S. Mackiewicz	237
9.1	Wymagania hydrotechniczne stawiane wałom przeciwpowodziowym	237
9.1.1	Usytuowanie wałów, ich rodzaje i funkcje	237
9.1.2	Podstawowe zasady i wymogi budowy wałów	241
9.1.3	Stan techniczny starych obwałowań	247
9.2	Metody modernizacji starych obwałowań	248
9.2.1	Doraźne metody ochrony wałów	248
9.2.2	Przykłady przebudowy wałów Wisły w rejonie Płocka	252
9.2.3	Współczesne metody modernizacji wałów	253
9.3	Budowa nowych wałów przeciwpowodziowych.	256
9.3.1	Projektowanie przekroju poprzecznego wału	256
9.3.2	Obliczanie filtracji przez korpus i podłoże wału	263
9.3.3	Umocnienia skarp wału, utrzymanie międzywala i zawala	272
10	Ochrona koryta rzeki przed wodami powodziowymi - opracował prof. dr hab. inż. S. Bednarczyk	275
10.1	Zakres szczególnie potrzebnej ochrony przed powodzią	275
10.2	Ochrona brzegu koryta rzeki przed erozją	275
10.2.1	Oddziaływanie wód rzeki na jej koryto	275

10.2.2	Naprężenia dopuszczalne dla gruntów i umocnień skarpy	277
10.2.3	Ochrona brzegów rzeki	280
10.3	Ochrona mostów przed wodami powodziowymi	286
10.3.1	Przepływ wody pod mostem	286
10.3.2	Podstawowe przyczyny destabilizacji mostu wywołane przez wody powodziowe	289
10.3.3	Kierownice przepływu	291
11	Ochrona budynków przed wodami powodziowymi	
	- opracował prof. dr hab. inż. S. Bednarczyk	295
11.1	Przyczyny i charakter uszkodzenia budynków przez wody powodziowe	295
11.1.1	Zagrożenia powodziowe	295
11.1.2	Zalanie budynku wodami powodziowymi	296
11.1.3	Skutki obciążenia budynku parciem hydrostatycznym	296
11.1.4	Utrata nośności podłoża pod fundamentem budynku	298
11.2	Wznoszenie budynków na terenach zagrożonych powodzią	300
11.3	Zasady ochrony budynków przed zalaniem i zatopieniem.	301
11.4	Zabezpieczenie wnętrza budynków przed wodami powodziowymi	303
12	Przepisy prawne regulujące ochronę przed powodzią	
	- opracowała dr inż. T. Jarzębińska	305
12.1	Wprowadzenie	305
12.2	Prawo wodne	306
12.3	Dyrektywy Unii Europejskiej	309
12.3.1	Ramowa Dyrektywa Wodna	309
12.3.2	Dyrektywa powodziowa	310
12.4	Strategia gospodarki wodnej	315
12.5	Podsumowanie	317
	Bibliografia	319

Od Autorów

Powódź jest zjawiskiem historycznym. Nękała ludzkość od zarania dziejów. Pojawia się obecnie i będzie występować w przyszłości pomimo podejmowania coraz to skuteczniejszych środków zaradczych. Wraz z rozwojem gospodarczym i cywilizacyjnym społeczeństw będzie przynosić coraz większe i coraz bardziej dotkliwe straty ekologiczne, materialne i kulturalne. W coraz to większym stopniu zagraża bezpośrednio i pośrednio życiu ludzi. Giną bowiem ludzie i ich dobytek w czasie trwania powodzi. Są też znaczące straty w ludziach po powodzi (głównie samobójstwa). Niszczą obiekty budowlane niejednokrotnie o wyjątkowej wartości kulturalnej i historycznej. Po katastrofalnej powodzi ubożeją społeczeństwa lokalne, regionalne, a nawet całego kraju.

Powódź jako taka jest w pewnym sensie zjawiskiem nadprzyrodzonym, niezależnym od człowieka. Ale na jej rozmiary i skutki, jakie ona niesie można i należy zdecydowanie wpływać. W tym celu, zależnie od warunków i możliwości, należy podejmować następujące działania:

- a) zwiększać retencję terenową tj. zatrzymywać wody opadowe w terenie poprzez racjonalną gospodarkę rolną i leśną,
- b) tworzyć sztuczne zbiorniki retencyjne, których celem będzie magazynowanie płynących wód, co przyniesie dodatkowe wymierne korzyści,
- c) chronić tereny zalewowe o znaczącej wartości gospodarczej (tereny zurbanizowane i o wysokiej kulturze rolnej) przed zalaniem lub podtopieniem przez wody powodziowe,
- d) chronić koryta rzeki, obiekty komunikacyjne i budowle inżynierskie przed szkodliwym działaniem wód wezbrania powodziowego.

W świetle powyższego celem przedstawionej tu pracy jest wskazanie dróg, które by prowadziły do osiągnięcia skutecznej czynnej ochrony przed wodami powodziowymi i wyjaśnienie mechanizmów powstawania powodzi. Praca aspiruje do tego, aby możliwie szerokie rzesze społeczeństwa narażonego na powódzie, a także kompetentne urzędy, organizacje i instytucje poznały bliżej środki skutecznej ochrony przed powodzią i zechciały w sposób bardziej dynamiczny realizować tę ochronę. Jest truizmem powtarzać, że i w tej dziedzinie potrzebna jest szeroka i głęboka wiedza. dzięki tej wiedzy można bowiem podejmować racjonalne działania, które przyniosą znaczące pożytki społeczne. Potrzebne jest też takie działanie, które będzie mobilizowało społeczeństwo i jego władze do określonego, pożytecznego wysiłku, tak bardzo potrzebnego dla zapewnienia ochrony dóbr i należytego rozwoju kraju.

Autorzy pracy mają nadzieję, że zawarte treści w tej rozprawie będą należycie wykorzystane i przyczynią się nie tylko do pogłębienia wiedzy o ochronie czynnej przed powodzią, lecz także spowodują podjęcie skutecznych działań chroniących przed tym żywiołem.

1. ZAGROŻENIA POWODZIOWE

1.1. Podstawowe definicje

1.1.1. Wezbranie

Wezbraniem nazywa się wzrost stanów wody w rzece, jeziorze lub morzu do momentu kulminacji, od której zaczyna się powolny spadek, wywołany działaniem kompleksu czynników meteorologicznych, hydrograficznych i fizjograficznych. Wezbrania są wywoływane wzmożonym dopływem wody do koryta lub jej spiętrzeniem. Wezbranie może być również spowodowane awarią budowli hydrotechnicznej (Radczuk i .in., 2001).

1.1.2. Powódź

Powódź to jedno z najczęściej występujących zagrożeń naturalnych. Bardzo często pojęcie powodzi utożsamia się z pojęciem wezbrania. Jest to nieprawidłowe ponieważ są to dwa różne zjawiska. Powodzią nazywa się wezbranie wody, podczas którego woda po przekroczeniu stanu brzegowego lub poziomu korony wału przeciwpowodziowego zalewa dolinę rzeczną, powodując szkody oraz straty finansowe i pozaekonomiczne (społeczne, moralne, przyrodnicze itp.). Pojęcie powodzi nie obejmuje zjawisk zatapiania małych obszarów bezodpływowych. Powódź jest więc – w przeciwieństwie do definicji wezbrania - pojęciem nie hydrologicznym, lecz gospodarczym.

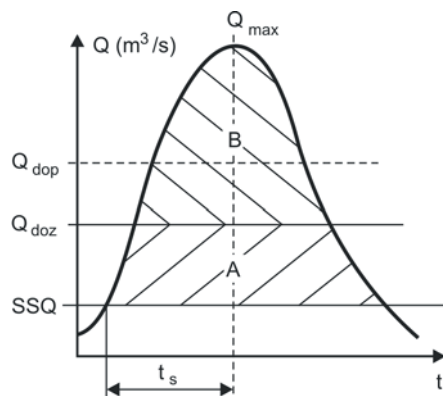
Ocena wielkości powodzi jest bardzo trudna, ma charakter subiektywny i zależy od przyjętego kryterium. Najważniejsze z nich to:

- kryteria hydrologiczne – wielkość kulminacji, objętość fali powodziowej, powierzchnia lub głębokość zalewu itp.;
- kryteria ekonomiczne – są to straty wymierne (bezpośrednie), łatwe do oszacowania oraz straty niewymierne (pośrednie), które trudno lub w ogóle nie sposób wyrazić w kategoriach ekonomicznych np.: w środowisku przyrodniczym, w rozwoju gospodarczym, zagrożenie życia lub zdrowia ludzi;
- kryteria pozaekonomiczne (np. zmiany w psychice ludzi zagrożonych powodzią).

Z pojęciem powodzi wiążą się następujące konwencjonalne (umowne) stany i przepływy:

- stan ostrzegawczy – jest to stan, który zwraca uwagę na zagrożenie powodziowe i zmusza do częstszego odczytywania stanów na posterunku wodowskazowym. Najczęściej jako stan ostrzegawczy przyjmuje się stan o 10 cm niższy od poziomu wody brzegowej. Meldunki o przekroczeniu stanu ostrzegawczego są podstawą do ogłoszenia pogotowia przeciwpowodziowego;

- stan alarmowy – jest to na ogół przekroczenie poziomu wody brzegowej i oznacza zagrożenie powodzią. W takiej sytuacji odczyty stanów muszą być wykonywane z częstotliwością 1-2 godzin. Przekroczenie stanu alarmowego jest sygnałem do zarządzania alarmu powodziowego i uruchomienia całodobowych dyżurów w komitetach przeciwpowodziowych;
- przepływ dozwolony (nieszkodliwy) Q_{doz} – jest to największy przepływ w rzece, który nie powoduje jeszcze szkód powodziowych. Przepływ dozwolony wyznacza granicę między podstawą i szczytem fali powodziowej (rys.1.1.). Przepływ dozwolony może być ustalany w zależności od różnych kryteriów: na podstawie map z podaną zabudową terenu i hipsometrią lub na podstawie danych hydrologicznych jako zwyczajną wielką wodę z wielolecia (ZWQ), średnią wielką wodę z wielolecia (SWQ), przepływ brzegowy, przepływ brzegotwórczy lub przepływ maksymalny roczny o prawdopodobieństwie pojawienia się 50% ($Q_{50\%}$);
- przepływ dopuszczalny Q_{dop} – jest to przepływ większy od przepływu dozwolonego, podczas którego woda powoduje niewielkie, możliwe do przyjęcia szkody o charakterze lokalnym. Określa się go na podstawie map lub przyjmuje się, że jest to przepływ maksymalny roczny o prawdopodobieństwie wystąpienia $p = 30-40\%$.



Rys.1.1. Elementy fali powodziowej: A - podstawa fali, B – szczyt fali, Q_{max} – przepływ maksymalny, t_s – czas kulminacji

1.1.3. Podtopienia

Podtopienia są to zalania terenów z innych przyczyn niż powódź. Przyczynami podtopień mogą być np.: wypełnienie retencji powierzchniowej zlewni, duże opady deszczu oraz przesiąki wody przez wały przeciwpowodziowe.

1.2. Rodzaje powodzi i ich klasyfikacja

Przyjęta definicja powodzi traktuje stany powodziowe bez uwzględniania wielu czynników, wpływających na ich sposób powstawania i inne czynniki, wpływające na ich przebieg. Chcąc usystematyzować powodzie występujące na obszarze Polski należałoby wziąć pod uwagę przyczyny oraz proces tworzenia się i przebiegu, okres występowania, lokalizacja i zasięg obszarowy, towarzyszące warunki pogodowe, sposób zagospodarowania zlewni i jej stan oraz inne czynniki, które mogą mieć wpływ na zjawisko powodzi.

Podstawowymi kryteriami klasyfikacji powodzi są:

- geneza (tabela 1.1.):
 - powódzie opadowe (*O*) – spowodowane są silnymi opadami nawałnymi lub rozlewnymi;
 - powódzie roztopowe (*R*) – ich przyczyną jest gwałtowne topnienie śniegów;
 - powódzie sztormowe (*S_z*) – występują na zalewach i wybrzeżu morskim w wyniku silnych wiatrów;
 - powódzie zimowe (*Z*) – są rezultatem wyjątkowego nasilenia niektórych zjawisk lodowych.
- zasięg:
 - powódzie lokalne- obejmujące swym zasięgiem małe zlewnie, są one spowodowane opadami nawałnymi o dużym natężeniu, określanymi potocznie „oberwaniem chmury”;
 - powódzie regionalne – obejmują na ogół jeden region hydrograficzny;
 - powódzie krajowe – obejmujące kilka regionów hydrograficznych. Ich przyczyną są zwykle długotrwałe deszcze obejmujące swym zasięgiem duże obszary (Radczuk i in., 2001).
- wielkość:
 - powódzie zwyczajne
 - powódzie wielkie
 - powódzie katastrofalne.

Powodzie można również podzielić na: naturalne i wywołane czynnikami antropogenicznymi, takimi jak np.: niewłaściwe gospodarowanie wodą zgromadzoną w zbiorniku oraz awarie (losowe i celowe) budowli wodnych i zalewy sterowane (Ciepielowski, 1999).

Powodzie opadowe (letnie) (O) zostaną szczegółowo omówione w rozdziale 2. Tutaj należy jedynie podkreślić, że mają one najbardziej gwałtowny przebieg spośród wszystkich typów powodzi.

Powodzie roztopowe (wiosenne) (R) są spowodowane gwałtownym topnieniem śniegu, wywołanym nagłym, silnym wzrostem temperatury. Zjawisko to potęgowane jest na ogół silnymi opadami deszczu. Niska temperatura i powolne rozmarzanie gruntu zwiększa spływ powierzchniowy. Na małych ciekach roztopy mogą spowodować katastrofalne powodzie. Ponadto obejmują one duży obszar (zarówno na obszarach górskich jak i nizinnych), ale trwają stosunkowo krótko. Powodzie roztopowe są szczególnie groźne, kiedy występują w tym samym czasie co powodzie zatorowe, a jest to zjawisko bardzo często występujące w dolnych partiach głównych rzek Polski.

Powodzie sztormowe (S_z) w warunkach polskich są zjawiskiem lokalnym (tabela 1.1.).

Powodzie zimowe - śryżowe i zatorowe - różnią się przyczynami powstawania, przebiegiem, lokalizacją, zasięgiem, okresem występowania i towarzyszącymi im warunkami atmosferycznymi. Powodzie śryżowe (Z_s) mają miejsce w sytuacji, kiedy duże ilości tworzącego się śryżu i lodu dennego powodują „zatykanie” całego przekroju poprzecznego rzeki. Następuje wówczas spiętrzenie wody, które może spowodować lokalne przelanie się wody ponad koronę wału przeciwpowodziowego. Powodzie śryżowe występują tylko w warunkach sprzyjających tworzeniu się śryżu, a więc przy gwałtownym spadku temperatury do ok. -10°C , przeważnie nocą przy bezchmurnym niebie. Powodzie zatorowe (Z_z) natomiast są spowodowane zatorami w czasie spływu lodów. Powodzie zimowe omówiono szczegółowo w rozdziale 3.

W ostatnich czasach specjaliści gospodarki wodnej coraz częściej używają określenia powodzie miejskie (urban floods). Nie jest ono związane z żadnym kryterium oceny powodzi przedstawionym wyżej. Jest raczej określeniem ekonomicznym, związanym z wielkością strat, jakie stosunkowo nawet niewielkie zagrożenie powodziowe może spowodować w silnie zabudowanym, gęsto zaludnionym i bogatym w cenne obiekty obszarze miejskim. Przebieg powodzi miejskich zależy od zmian zagospodarowania zlewni wynikających z działalności człowieka, w odróżnieniu od powodzi, występujących w warunkach naturalnych. W wyniku zmian antropogenicznych charakterystyki hydrologiczne w zlewni miejskiej ulegają szybkim

zmianom w czasie, natomiast dostosowanie do tych zmian infrastruktury przeciwpowodziowej wymaga istotnych zmian w planach zagospodarowania przestrzennego i przebiega znacznie wolniej. Należy jednak mieć świadomość, że zagrożenie ze strony powodzi miejskich będzie wzrastać i powodować coraz większe straty.

Tabela 1.1. Klasyfikacja powodzi (Lambor, 1962)

Typ powodzi			Symbol	Przyczyny	Zasięg i charakter	Okres pojawiania się powodzi	
						wyjątkowo	najczęściej
1	opadowe	nawalne	O_n	lokalne deszcze nawalne, burze termiczne	lokalne silne powodzie na potokach górskich i małych ciekach	V-IX	VII-VIII
		rozlewne	O_f	deszcze frontalne	zwykle powodzie o szerokim zasięgu	IV-X	VI-IX
			O_r	deszcze frontalne nasilane warunkami orograficznymi	groźne powodzie długotrwałe z obszarów górskich		
4	roztopowe	R	gwałtowne topnienie śniegów zasilone silnymi deszczami jednocześnie przy zamarznętej powierzchni gruntu	szeroki zasięg terytorialny w warunkach sprzyjających (nizinne i górskie)	XII-III	III	
5	sztormowe	S_z	sytuacja baryczna sprzyjająca tym powodziom	wybrzeże morskie, Zalew Wiślany (Żuławy), Zalew Szczeciński	X-III VII-VIII	XII i I	
6	zimowe	śrężowe	Z_s	gwałtowny spadek temperatury do -10°C	lokalne powodzie w miejscach specjalnie predestynowanych jak: Noteć Środkowa, Brda	XII-III	XII i I
7		zatorowe	Z_z	spiętrzenie wody na zatorze w czasie spływu lodów, najczęściej w przekrojach mostowych	lokalne groźne na rzekach i potokach w miejscach o hamowanym spływie lodów	XII-III	III

1.3. Rys historyczny katastrofalnych powodzi w Polsce

1.3.1. Wstęp

Wzmianki o katastrofalnych wylewach rzek spotkać można w zapiskach i kronikach historycznych oraz księgach parafialnych od czasów początków Państwa Polskiego. Na ich podstawie można by stwierdzić, że powodzie są zjawiskiem naturalnym za obszarze naszego kraju i występują z częstotliwością – średnio – co kilka lub kilkanaście lat. Nie wszystkie oczywiście spowodowały takie same szkody i miały identyczny wpływ na decyzje dotyczące dalszego zagospodarowania dolin rzecznych. Wśród najdawniejszych, opisanych przez Długosza, powodzi należy wspomnieć:

- Pierwsza powódź historycznie „udokumentowana” przez Długosza, miała miejsce w 988 r. Z jej opisu można wywnioskować, że była to powódź długotrwała, połączona być może z typową „Świętojanką”, która spowodowała znaczne straty w zbiorach.
- W 1118 r. „... ciągle ulewy i powodzie nie tylko w Polsce ale i w okolicznych krajach wielkie poczyniły szkody, zatopiwszy całą niemal ziemię...”; opady i zjawiska powodziowe były tak gwałtowne, że „... niektórzy lękać się zaczęli powtórnego potopu...”.
- 1253 r. to rok powodzi, która była wynikiem długotrwałych opadów „...od Świąt Wielkanocnych aż do dnia dwudziestego piątego lipca we wszystkich krajach Polski ...”. Inni historycy wspominają również powodzie z 1221 i 1270 r., które swoim zasięgiem objęły cały obszar kraju.

Dokładne informacje o katastrofalnych zjawiskach powodziowych istnieją dopiero od początków XVIII wieku, kiedy to rozpoczęto pierwsze instrumentalne pomiary stanów wód. Wcześniejsze dane nie pozwalają określić skali zjawiska, jedynie zarejestrowały jego wystąpienie. O wysokości stanów powodziowych świadczą znaki (tablice) wielkich wód, umieszczane na murach budynków.

Najlepiej udokumentowaną historyczną powodzią w początkach XIX w. jest powódź, która miała miejsce w 1813 roku. Miała ona wielki zasięg terytorialny. Swoim wpływem objęła obszar górnej i środkowej Wisły, Dunajec, górną i środkową Odrę oraz terytorium Niemiec, Węgier i Czech. Żywiol spowodował wielkie straty materialne – zniszczeniu uległy miasta, osiedla, mosty i ludzki dobytek. Było również wiele ofiar śmiertelnych. Powódź z 1813 r. wpłynęła na losy polityczne Europy – załamała kampanię napoleońską na Śląsku (Dorzecze Odry ..., 1997).



Rys.1.2. Znaki wielkich wód na ścianie kościoła farnego św. Jana we Włocławku (fot. Monika Dębska)

Poniżej omówiono kilka spektakularnych powodzi, które ukształtowały gospodarkę wodną kraju w następnych latach. Szczególny nacisk położono na zjawiska powodziowe, które wystąpiły w XX wieku. Ma to oczywiście swoje uzasadnienie. Człowiek swoją działalnością tak przekształcił naturalne środowisko, że warunki kształtowania się fal powodziowych w dolinach rzecznych są zupełnie inne od tych, jakie występowały jeszcze kilka stuleci wcześniej. Na skutek zagospodarowania zlewni spływ powierzchniowy jest znacznie szybszy i intensywniejszy co sprawia, że hydrogram fali rośnie znacznie szybciej niż kiedyś. Jednocześnie zabudowa dolin rzecznych (w tym często terenów zalewowych) sprawia, że straty powodziowe są znacznie większe. Dlatego też analizując obecne zagrożenia powodziowe należy porównywać je ze zjawiskami, które wystąpiły w podobnych warunkach naturalnych.

1.3.2. Katastrofalne powodzie w zlewni Wisły

Powodzie w zlewni Wisły mają swoje specyficzne cechy. Podstawową jest fakt, że właściwie żadna z dobrze udokumentowanych historycznie powodzi nie objęła swoim zasięgiem całego biegu rzeki i związanej z nim doliny, a jeśli nawet, to stopień zagrożeń i zniszczeń był różny na poszczególnych odcinkach rzeki. Wielkość fali powodziowej na Wiśle kształtowana jest głównie przez jej dopływy karpackie, a więc od przebiegu kulminacji na nich zależy nasilenie zjawiska na rzece głównej. Wiele powodzi, które spowodowały znaczne

straty w górnej i środkowej partii rzeki, „rozmyły się” w dolinie zanim dotarły na Wisłę dolną. Dotyczy to głównie powodzi opadowych i roztopowych. Wyjątkiem jest tu powódź z 1962 r., kiedy stany wody wzrastały wraz z biegiem rzeki. Było to spowodowane gwałtownym dopływem z lewobrzeżnej części dorzecza, w której wystąpiły intensywne opady w maju i czerwcu. Zupełnie inny przebieg mają powodzie zatorowe, których powstawanie nie ma na ogół bezpośredniego związku w wielkością przepływów w górnej części zlewni. Natomiast w przypadku powodzi zatorowych największe zagrożenia i szkody powstają na dolnym odcinku Wisły.

Powołując się na źródła kronikarskie do największych historycznych powodzi na Wiśle należy zaliczyć: katastrofalny wylew Wisły pod Krakowem w 1475 r., wylew pod Warszawą w 1635 r. oraz powódź z 1774 r., która dotknęła zarówno Kraków jak i Warszawę. Zachowane znaki wodne dokumentują również wystąpienie powodzi w 1593 i 1697 r. (Kraków) oraz w 1570, 1584 i 1719 (Toruń). Na podstawie zachowanych znaków można oszacować, że prawdopodobieństwo wystąpienia przepływu z 1570 r. wynosi 0,2% (woda pięćsetletnia)), a z 1584 r. – 0,5% (woda dwustuletnia).

Według notowań stanów wody w Wiśle w okresie 1800–1995 można stwierdzić, że maksymalne wartości zanotowano w 1813, w sierpniu 1839, lipcu 1844, 1867 i 1888 r., a w wieku XX – w latach: 1903, 1924, 1934, 1960, 1962, 1970, 1979 i 1982. Maksymalny stan kulminacji wezbrania w Warszawie zanotowano w 1844 roku (Dorzecze Wisły ..., 1997).

1.3.2.1. Powodzie opadowe

Powódź z 1813 r.

Powódź ta, wspomniana wcześniej, była jedną z najbardziej katastrofalnych powodzi w historii Polski, a zwłaszcza jej najważniejszych miast. Szczególnie mocno ucierpiał Kraków i jego zabytki. Pod wodą znalazł się praktycznie cały obszar obecnego miasta poza Wawelem i Rynkiem Głównym. Jej zasięg można ocenić na podstawie licznych znaków wodnych, upamiętniających to wydarzenie. Duże straty zanotowano również w Warszawie – zalane zostały niżej położone dzielnice.

Powódź z 1934 r.

Rok 1934 Julian Lambor nazwał „rokiem Noego”, ponieważ powódź która nawiedziła wówczas Podkarpacie była największą powodzią XX wieku w zlewni Wisły. Pochłonęła 55 ofiar i spowodowała ogromne straty gospodarcze. W środkowym biegu rzeki fala stopniowo spłaszczala się, a jej przebieg nie miał już tak katastrofalnego przebiegu, mimo że stany wody

w Warszawie należały do najwyższych z zanotowanych. Szczególnie dotkliwie odczuli działanie żywiołu mieszkańcy doliny Dunajca. Z analizy przeprowadzonej przez Lambora wynika, że fala ta w profilu Rożnów w dniu 17 lipca miała objętość 606 mln m³, co odpowiada prawdopodobieństwu wystąpienia raz na 1000 lat (przepływ maksymalny wyniósł 3300 m³/s). Maksymalne stany wody, które wówczas zanotowano, nie zostały w wielu przekrojach wodowskazowych przekroczone nawet w 1997 r. Straty wyrządzone przez żywioł stały się impulsem do budowy zespołu zbiorników Rożnów-Czchów, które częściowo ochroniły w późniejszych latach dolinę Dunajca przed zniszczeniem.

Powódź z 1970 r.

Lipcowa powódź opadowa spowodowana została ulewnymi deszczami trwającymi w dniach 17-19 lipca w dorzeczu Górnej Wisły oraz jej dopływów: Soły, Skawy, Raby i Dunajca. Gwałtowne wezbrania miały w niektórych przekrojach wodowskazowych wyższe stany maksymalne, niż te, które zaobserwowano w 1934 r. Wały powodziowe na Wiśle i dopływach zostały przerwane w 59 miejscach. Zalanych zostało ponad 159 tys. ha użytków rolnych, zerwanych 241 mostów, zniszczonych 161 km dróg, ewakuowano 35 tys. mieszkańców.

Powódź z 1997 r.

Lipcowa powódź z 1997 r. była najbardziej katastrofalną powodzią w historii Polski. Choć główne szkody powstały w dorzeczu Odry (co zostanie omówione później) przebieg kataklizmu w zlewni Wisły był również bardzo dramatyczny. Przyczyną powstania zagrożenia były intensywne opady, które wystąpiły na obszarze karpackich dopływów Wisły, od Małej Wisły do Dunajca. Pozostałe prawobrzeżne dopływy górnej Wisły nie brały udziału w kształtowaniu fali powodziowej na Wiśle.

Opady deszczu rozpoczęły się już 1 lipca, ale zasadniczy wpływ na przebieg tej powodzi miały opady, które wystąpiły w ciągu 1 doby tj. 8-9 lipca. Były one szczególnie intensywne w zlewni Małej Wisły Soły i Dunajca, a w Tatrach sumy dobowe opadów osiągnęły wartości maksimum z wielolecia.

W okresie poprzedzającym powódź stany wody na górnej Wiśle i jej dopływach układały się w strefie stanów średnich, a na pozostałych odcinkach – w strefie stanów niskich. Opady z okresu 4-7 lipca spowodowały podniesienie stanów wody w rzekach, powstanie pierwszych niewielkich kulminacji (najwyższej na Małej Wiśle) i nasycenie zlewni. W takiej sytuacji

nastąpiły najintensywniejsze opady. Na jej przebieg i wielkość miały również wpływ czas trwania opadów oraz ich bardzo zróżnicowana intensywność w czasie i przestrzeni.

Właściwe kulminacje fal powodziowych na dopływach wystąpiły 8 i 9 lipca. W wielu przekrojach przekroczyły one wartości kulminacji fal z 1970 (omówionej wyżej) i z 1972 r. Szczególny przebieg miała fala powodziowa na Dunajcu. Pierwsza kulminacja, spowodowana opadami w Tatrach, została skutecznie obniżona przez Zbiornik w Czorsztyń. Ale następna fala opadów na Podhalu doprowadziła do powstania drugiej kulminacji pomiędzy zbiornikami Czorsztyń i Rożnów. Dodatkowy intensywny dopływ boczny spowodował, że ze zbiornika w Czchowie musiało odpływać 2800 m³/s. W rezultacie tych działań powstała fala powodziowa na dolnym odcinku Dunajca.

Fala wypadkowa na Wiśle była efektem zarówno przebiegu fal na poszczególnych rzekach jak i pracy, zlokalizowanych na nich, zbiorników retencyjnych. Rozległa kulminacja na Małej Wiśle i fala z Soły, wyrównana pracą kaskady spowodowały, że fala, która uformowała się na Wiśle Krakowskiej miała wyjątkowo długi czas trwania kulminacji, a wielkość kulminacji osiągnęła wartość podobną do tej z 1970 r. Nałożenie z kolei na tę falę dopływu z Dunajca sprawiło, że fala zmieniła kształt i w przekroju Karsy (poniżej Dunajca) osiągnęła nie notowane do tego momentu rozmiary. Wysokość fali w Karsach wyniosła 8,11 m. Przepływ, zanotowany w tym przekroju – 5830 m³/s – odpowiada prawdopodobieństwu pojawienia się p=0,6%, a więc - zgodnie z obowiązującą klasyfikacją J. Punzeta – wezbranie miało charakter katastrofalnie wielkiego.

Kształt fali w następnych przekrojach i wielkości kulminacji były pod wpływem awarii wałów przeciwpowodziowych. Ponieważ następne dopływy nie miały już wpływu na wielkość przepływu w Wiśle, przesuwaną się falę zaczęła stopniowo wygasać. W okolicach Tczewa nie stwierdzono nawet przekroczenia stanów alarmowych.

Druga fala opadów w zlewni górnej Wisły w dniach 18-20 lipca spowodowała jedynie przekroczenie stanów alarmowych na Małej Wiśle, a na Wiśle środkowej i dolnej przeszła prawie niezauważalnie.

Z kolei trzecia fala opadów spowodowała falę powodziową na Sanie, która spowodowała trzecią kulminację na Wiśle, która rozpoczęła się 29 lipca w Zawichoście. Była ona wyższa od drugiej aż do Torunia, a później wygasła.

Łączna wartość strat powodziowych na obszarze dorzecza Wisły wyniosła 2,1 mld zł. Zostały zalane użytki zielone i grunty orne (142 008 ha), zniszczone wały przeciwpowodziowe (220 km), brzegi rzek i potoków, budynki mieszkalne (ponad 21 tys. szt), drogi (7097 km) i mosty (2070 szt), przy czym największe szkody powstały

w infrastrukturze komunikacyjnej i regulacyjno-hydropiękniczej. Rozmiary strat powodziowych przekroczyły analogiczne szkody po powodziach w latach 1934 i 1970 (Dorzecze Wisły ..., 1997).

Powódź z 1998 r.

Po katastrofalnej powodzi, która wystąpiła rok wcześniej, nikt nie spodziewał się następnego kataklizmu. Okazało się jednak, że określenia „powódź stulecia” nie mają związku z faktyczną częstotliwością występowania tego zjawiska. Powódź z kwietnia 1998 r. wystąpiła głównie w południowo-wschodniej części kraju i dotknęła obszar zlewni Dunajca, Wisłoki i Sanu. Kataklizm został, tak jak poprzednio, wywołany bardzo intensywnymi, kilkudniowymi opadami deszczu, które wystąpiły po okresie opadów wcześniejszych. W wyniku opadów o zmiennym natężeniu, które miały miejsce od początku kwietnia, poziom wody w niektórych rzekach podniósł się, nie powodując jeszcze zagrożenia. Ale fala opadów w okresie od 19 do 22 kwietnia spowodowała wystąpienie wody z koryt rzek i potoków i zalanie znacznych obszarów. Wielkość opadów w kwietniu stanowiła ok. 300% wartości średnich miesięcznych. Mimo, że zagrożenie powodziowe było mniejsze od tych, które wystąpiły rok wcześniej, jego wpływ na natężenie przepływu w korycie Wisły na odcinku środkowym i dolnym był znacznie większy – stany wody były wyższe i aż do Tczewa przekraczały stany alarmowe.

Powódź z 2001 r.

Na przełomie lipca i sierpnia wystąpiło kolejne wezbranie, które na obszarze górnej i środkowej Wisły przybrało rozmiary klęski żywiołowej. Zginęły 33 osoby, a straty materialne oszacowano na ok. 3 mld zł. Poza stratami w Gdańsku, Słupsku i Lęborku, które rozpoczęły serię katastrof (tę powódź omówiono szczegółowo poniżej) żywioł dotknął głównie obszary górnej i środkowej części dorzecza Wisły. Fala to została uformowana głównie dopływem małych rzek, na których nie posterunków pomiarowych, a więc trudno jest ocenić skalę nadchodzącego zagrożenia. Nie zaobserwowano natomiast znaczących wezbrań na głównych dopływach karpaccich rzeki.

W lipcu na większej części obszaru kraju wystąpiły opady w wysokości 200% wartości średnich z wielolecia. Cechą tych opadów nie było tylko ich natężenie, lecz również czas ich trwania. Na prawie całej powierzchni południowej i wschodniej części zlewni nie padało tylko przez pierwszych 6-10 dni miesiąca. Intensywne opady w strefie frontalnej spowodowały początkowo gwałtowne wezbranie potoków i małych rzek oraz erozję gruntu i

osunięcia terenu. Największe natężenie opadów przypadło na okres 15-27 lipca. Rekordową sumę opadów zaobserwowano na Kasprowym Wierchu (474 mm) i w Kielcach (262 mm). W Kielcach deszcz był również najbardziej intensywny – opad dobowy wyniósł 24 lipca 155 mm, co stanowi prawie 200% opadów miesięcznych w tym regionie.

Gwałtowne spływy licznych potoków pustoszyły pojedyncze miejscowości (np. Książęcy Potok zniszczył Maków Podhalański), a następnie doprowadziły do uformowania się wysokiej, długotrwałej fali powodziowej na Wiśle. Fala przemieszczała się powoli w dół rzeki: kulminacja w Krakowie wystąpiła 26 lipca, a dotarła do Bałtyku 5 sierpnia. Jej przebieg był odmienny od powodzi z 1997 r. Na odcinku Wisły górnej (Kraków i Karsy) stany wody były niższe od tych w 1997 r. Natomiast na Wiśle środkowej (Zawichost) stany wody były wyższe. Analiza stanów w Sandomierzy wykazała, że zostało przekroczone absolutne maksimum. Wysokim wartościom stanów odpowiadały ekstremalne wartości natężenia przepływów: w Sandomierzu wyniosło $7200 \text{ m}^3/\text{s}$ (jest to absolutne maksimum odpowiadające w przybliżeniu wodzie stuletniej – $p=1,2\%$), w Zawichoście $8700 \text{ m}^3/\text{s}$ (również wartość ekstremalna, odpowiadająca prawdopodobieństwu wystąpienia $1,9\%$). Na dalszym odcinku rzeki wskutek przerywania wałów przeciwpowodziowych wartości przepływów uległy obniżeniu, a poniżej Warszawy fala uległa dalszemu naturalnemu spłaszczeniu.

Objętość fali powodziowej z 2001 r., na najbardziej zagrożonym odcinku rzeki, przekroczyła objętości fal wcześniejszych. Zdecydowały o tym zarówno wysokie przepływy jak i czas ich trwania. Fala miała więc raczej charakter fali charakterystycznej dla terenów nizinnych (długotrwałe, płaskie wezbranie) niż dla terenów górskich (gwałtowne narastanie i opadanie fali, wysoka, krótkotrwała kulminacja), gdzie przecież została uformowana. Objętość ta była większa od poprzedniego maksimum z 1997 r. o ok. 10 - 30% (w Karsach wyniosła $2,24 \text{ km}^3$, w Zawichoście – $4,3 \text{ km}^3$).

Utrzymujący się wysoki poziom wody w Wiśle (13-15 dni powyżej SSW, 4-7 dni powyżej SWW w każdym z przekrojów) doprowadził do rozmycia wałów powodziowych oraz zalania obszarów ujściowych dopływów, na które cofnęła się woda z rzeki głównej. Długość fali wzdłuż biegu rzeki wyniosła ok. 300 km. Wielkość kataklizmu powiększyły awarie obiektów hydrotechnicznych na Bielance (zbiornik w Borkowie) i Świślinie (zbiornik Wióry w budowie). Konieczne było kontrolowane przerywanie wałów w celu ochrony cenniejszych materialnie i kulturowo obiektów. W Warszawie pod wodą znalazła się część terenów rekreacyjnych po obu stronach rzeki, w Toruniu i Gniewie zalane zostały dziesiątki domów (Powódź 2001 ..., 2002).

1.3.2.2. Powodzie zatorowe

Powodzie zatorowe są zjawiskiem charakterystycznym dla dolnego odcinka Wisły – ze względu na morfologię koryta jest to bardzo zatorogenny fragment rzeki. Wystąpienie zatorów obserwuje się zazwyczaj po długotrwałych zimach i na długich odcinkach rzek. Odtworzenie liczby powodzi zatorowych na Wiśle jest trudne, ponieważ w historycznych wzmiankach o powodziach nie zawsze można znaleźć informacje o ich przyczynach. Największe powodzie zatorowe na Dolnej Wiśle wystąpiły prawdopodobnie w ujściu Wisły, na Nogacie i w okolicach Torunia w latach: 1415, 1427, 1456, 1465/66, 1518/19/ 1544 i 1548. Ostatnie z wymienionych zjawisk jest udokumentowane tablicą na Bramie Mostowej w Toruniu. Znaki wielkich wód, umieszczone na ścianie kościoła farnego Św. Jana we Włocławku informują natomiast o powodziach zatorowych z 1745, z marca 1924 r. i o powodzi z 1758 r. – jest to najwyższy zaznaczony poziom wody, znajduje się 140 cm wyżej od stanu z 1924 r. i istnieją przesłanki co do zatorowej genezy tej powodzi (Grześ, 1991).

Informacje o powodziach zatorowych na Wiśle podaje W. Kolberg. Odnotował on występowanie katastrofalnych powodzi zatorowych na przełomie lat: 1828/29, 1839/40, 1844/45. Spowodowane były one przez wezbrania zatorowe w okresie tworzenia się pokrywy lodowej. Na odcinku od Warszawy do Wyszogrodu Kolberg odnotował zatory wiosenne w latach: 1817, 1845, 1846 i 1855. Lód zniszczył wtedy wszystkie mosty. Z kolei powodzie zatorowe z 1829 i 1839 r. spowodowane były zbyt małymi rozpiętościami przęsł mostowych. W sumie w latach 1817-1864 w rejonie Warszawy zarejestrowano 14 wielkich powodzi, z czego najprawdopodobniej połowę stanowiły powodzie zatorowe. Natomiast, jak podają inne źródła – w okresie od 1328 do 1896 r. (czyli do momentu wykonania Przekopu Wisły) w rejonie ujścia Wisły zarejestrowano 174 przypadki przerwania wałów w wyniku wezbrań zatorowych. W XX w., po wykonaniu przekopu Wisły, największe zagrożenia zatorowe odnotowano w 1909 i 1924 r. (rejon Czerwińska), 1937 (Chełmno), 1956, 1983 i 1994 r (ujście Wisły) i 1982 (zbiornik Włocławek).

Powódź z 1829 r.

Powódź ta wystąpiła na obszarze Wisły Pomorskiej od Torunia do ujścia. Znów po długiej, mroźnej i śnieżnej zimie nastąpiły nagle roztopy i przybór wody, kiedy w ujściowym odcinku rzeki pokrywa lodowa dochodziła jeszcze do 1m. W okolicach Warszawy Wisła ruszyła dopiero 3 kwietnia. Powstały liczne zatory, które doprowadziły do przerwania wałów w 77 miejscach. W wyniku zniszczeń woda dotarła 28 kwietnia do Gdańska. Zostało zalane ok. 70% obszaru miasta, miejscami nawet go drugiego piętra. Była to największa powódź (do

2001 r.) w historii miasta. Na Żuławy wdarło się ok. 1 km³ wody, zalane zostało 340 km² terenów, zamieszkanym przez 20 tysięcy mieszkańców. W Gdańsku woda przelała się przez pas łąd między korytem rzeki a zatoką w okolicach Brzeźna. W ten sposób powstało nowe ujście Wisły Gdańskiej.

Powódź z 1840 r.

Jest to jedna z ważniejszych powodzi zatorowych na dolnej Wiśle, ponieważ doprowadziła do ukształtowania się nowego koryta odpływowego rzeki do Bałtyku. W styczniu 1840 r. w górnym biegu Wisły nastąpiła wczesna odwilż, w dolnym biegu panowały jeszcze mrozy, koryta Nogatu i Szkarpany zostały całkowicie zapchane lodem. Większość spływającego z południa lodu dostała się do Wisły Gdańskiej. W rejonie Pleniewa powstał gigantyczny zator lodowy, który spowodował spiętrzenie wód rzeki o 5,6 m i stworzył realne zagrożenie dla Gdańska. Wody przerwały prawy wał przeciwpowodziowy, zalały tereny położone po prawej stronie Wisły i wąską w tym miejscu na 1,5 km mierzeją popłynęły do Bałtyku. 1 lutego w Górkach Wschodnich powstało nowe ujście Wisły do morza, które Wincenty Pol nazwał Śmiałą Wisłą. W ciągu jednej nocy powstało koryto o szerokości 300 m, które w ciągu kilku dni osiągnęło szerokość 750 m. Powstanie nowego ujścia skróciło bieg rzeki o 13,8 km (Jarzebińska & Majewski, 2003).

Powódź z 1855 r.

W marcu 1855 r. doszło do jednej z największych znanych powodzi zatorowych na Wiśle. Można powiedzieć, że miała klasyczny przebieg - wezbranie wystąpiło po mroźnej i obfitej w opady śniegu zimie. Od Warszawy do ujścia zostały przerwane wały w 66 miejscach. Całkowitemu zniszczeniu uległo 126 wsi. Żywoł pochłonął 102 ofiary. Straty dotyczyły głównie obszaru Żuław Elbląskich. Najwięcej wyrw powstało w rejonie Torunia (42) i Chełmna (29). Powierzchnia terenów zalanych na skutek przerwania wału w rejonie Tczewa wynosiła 44 km². Przepływ kulminacyjny w przekroju Korzeniewa wyniósł 9900 m³/s, a całkowita objętość fali powodziowej – 42,5 km³.

Powódź zatorowa na Wiśle w rejonie zbiornika Włocławek w 1982 r.

W styczniu 1982 r. w górnej części zbiornika Włocławek wystąpiła powódź zatorowa, którą należy zaliczyć do zjawisk rzadkich pod względem rozmiaru i intensywności. Jak każda z reguły katastrofa, tak i ta powódź była wynikiem jednoczesnego wystąpienia niekorzystnych zjawisk hydrologiczno-meteorologicznych. W tym przypadku był to nagły

spadek temperatury powietrza, intensywne wiatry wiejące wzdłuż zbiornika przeciwnie do kierunku przepływu oraz stosunkowo wysokie, jak na warunki zimowe, natężenie przepływu. W mniejszym stopniu do powodzi przyczyniło się kilka wad projektu stopnia i wieloletnie zaniedbania eksploatacyjne.

Charakterystyka lodowa na odcinku dolnej Wisły, gdzie powstał zbiornik Włocławek, uległa istotnej zmianie. Nastąpiło nieznaczne skrócenie (średnie w roku) trwania zjawisk lodowych z 82 na 78 dni. Natomiast okres trwania poszczególnych form zlodzenia, przed i po utworzeniu zbiornika, przedstawia się następująco:

- przepływ śryżu 48/8 dni
- pochod kry lodowej 9/6
- stała pokrywa lodowa 25/64.

Jak widać z tego zestawienia znacznemu skróceniu uległ przepływ śryżu natomiast zdecydowanie wzrosła długość trwania stałej pokrywy lodowej, co wynika głównie z różnych prędkości przepływu występujących w rzece swobodnie płynącej i w zbiorniku. Zarówno przed jak i po utworzeniu zbiornika Włocławek w ciągu jednej zimy obserwowano 1, 2 a nawet 3 okresy zlodzenia przerywane okresami ocieplenia i spływu lodów.

W grudniu 1981 r. w wyniku niskich temperatur powietrza na Wiśle utworzyła się stała pokrywa lodowa, wystąpiły opady śniegu, a przepływy w rejonie stopnia Włocławek osiągały wartości około 1000 m³/s. Niespodziewanie pod koniec grudnia przyszło ocieplenie, topnienie śniegu i lodu oraz nastąpił wzrost przepływu, a tym samym ruszenie lodów i spływ kry lodowej wzdłuż całej Wisły. Na początku stycznia stany alarmowe na odcinku Wyszogród-Włocławek były przekroczone o 0,6-2,3 m, ale nie stwarzały jeszcze poważniejszego zagrożenia.. Spływająca Wisłą kra gromadziła się w dolnej części zbiornika. Wody rzeczne pochodzące z topniejącego śniegu miały temperaturę bliską 0 °C. Następnie, przy opadających stanach i przepływach, w dniu 6 stycznia 1982 r. przyszło nagłe oziębienie. Temperatura spadła z +8 °C do -12 °C, a w nocy nawet do -20 °C. Jednocześnie wystąpił silny wiatr z kierunku północno-zachodniego, a więc wiejący dokładnie "pod prąd". Prędkości wiatru dochodziły do 20 m/s. W konsekwencji nastąpiło zatrzymanie spływu kry lodowej i szybkie tworzenie się stałej bardzo szorstkiej pokrywy lodowej na zbiorniku. Jednocześnie na Wiśle powyżej zbiornika w wyniku niskiej temperatury powietrza i znacznego wypromieniowania ciepła w okresie nocnym tworzyły się ogromne ilości śryżu i spływały do zbiornika w postaci luźnych kryształków, krążków śryżowych, bab śryżowych, a nawet dużych pól śryżowych. W dniach od 6 do 10 stycznia na zbiorniku utworzyła się pokrywa lodowa z licznymi podbitkami i zbitkami śryżowymi. Powstały trzy zatory lodowe w czaszy zbiornika. Zator

główny, o długości ok. 5,5 km wypełniał w niektórych miejscach 80% przekroju poprzecznego zbiornika. Jednocześnie nastąpił wzrost natężenia przepływu w rzece. W dniu 7 stycznia przepływ w przekroju Płock osiągnął 3900 m³/s i mimo iż zaczął się zmniejszać, to w wyniku zatoru w dniu 10 stycznia wystąpił maksymalny stan wody w przekroju Płock, osiągając 948 cm tj. 2,98 m powyżej stanu alarmowego (przepływ wynosił wówczas ok. 2300 m³/s). Przepływ ten przy swobodnym zwierciadle wody powinien osiągnąć 700 cm tj. przekroczyć stan alarmowy jedynie o 0,50 m. Efektem zatoru i podwyższenia poziomu wody w zbiorniku było przelanie się wody przez wały, uległa zniszczeniu lewobrzeżna zapora boczna. Zostało zalanych 100,5 km² doliny, w tym dzielnica Płocka – Radziwie. Ewakuowano 14,5 tys. mieszkańców. Uszkodzonych zostało 4544 budynków. Na szczęście nie było ofiar w ludziach. Powódź ta miała charakter nieporównywalny z innymi wezbraniem obserwowanymi poprzednio w tym rejonie z uwagi zarówno na porę wystąpienia, przyczyny i wyrządzone szkody materialne (Powódź zatorowa ..., 1985; Majewski, 1997).

1.3.2.3. Powódzie roztopowe

Powódzie roztopowe w zlewni Wisły są stosunkowo mało zdokumentowane. Ma to m.in. związek z faktem, że często występowały równocześnie z powodzią zatorowymi, które tradycyjnie uważa się za bardziej niebezpieczne i zostały opisane razem z nimi. Zebrany materiał obserwacyjny pozwala stwierdzić, że powódzie tego typu wystąpiły na obszarze zlewni Wisły w 1829 i 1855 r. Jedną z największych w historii była katastrofalna powódź roztopowa z 1888 r., która miała wielki zasięg terytorialny. Maksima stanów wody z tego okresu zostały osiągnięte i przekroczone dopiero w marcu 1924 r., kiedy to miała miejsce największa powódź roztopowa XX w. . Powódź została spowodowana topnieniem śniegu zwłaszcza w górnej partii dorzecza. W Warszawie zaobserwowano natężenie przepływu 5860 m³/s, co jest absolutnym maksimum, jakie wystąpiło w tym przekroju. Maksymalny przepływ w przekroju Płock wyniósł 8620 m³/s, przy stanie H=785 cm. Wysokość wezbrania wyniosła 412 cm.

W okresie późniejszym groźne wezbrania roztopowe wystąpiły w 1940, 1953, 1958 (Narew), 1970, 1979 i 1994 r.

Powódź roztopowa z marca 1970 r. wystąpiła po wczesnej i mroźnej zimie, która obfitowała w opady śniegu. Grubość pokrywy lodowej w rzekach dochodziła do 50 cm. Alarm powodziowy ogłoszony został w 40 powiatach. W kilkunastu miejscach poprzerywane zostały wały przeciwpowodziowe, zalanych zostało 200 tys. ha użytków rolnych i podtopionych 2000 gospodarstw. Ewakuowano 1500 osób.

Według analizy wezbrań na rzekach polskich w latach 1951-1990, wykonanej w IMGW, powódź roztopowa z 1979 r. była największym wezbraniem w Polsce zaobserwowanym w tym czterdziestoleciu. Szczególnie dotkliwie dotknęła ona dorzecze Bugu i Narwi. Objętość fali powodziowej w przekroju Tczew wyniosła ponad 18 km³, co stanowi absolutne maksimum objętości fali powodziowej zaobserwowanej kiedykolwiek na Wiśle. Natomiast gwałtowny odpływ wód roztopowych w 1994 r. zagroził przede wszystkim nizinnej części dorzecza Wisły (Dorzecze Wisły ..., 1997).

1.3.3. Katastrofalne powodzie w zlewni Odry

Historyczne powodzie w zlewni Odry są znacznie lepiej udokumentowane niż powodzie wiślane dzięki zapiskom kronikarzy niemieckich. Wynika z nich, że w okresie 736 lat (1118-1854) na Odrze i jej dopływach wystąpiło 90 powodzi o różnym natężeniu i zasięgu. Tak jak w przypadku Wisły wcześniejsze powodzie nie są skwantyfikowane liczbowo, a jedynie opisane słownie.

Jedną z najwcześniej opisanych powodzi odrzańskich jest ta z czerwca i lipca 1270 r., w wyniku której Odra zmieniła swoje koryto i samoczynnie skróciła swój bieg. Następnie żywioł dał o sobie znać w 1350, 1367, 1372, 1444, 1454, 1470, 1495, 1496, 1501, 1515, 1522, 1543, 1736, 1785, 1813, 1854, 1902 i 1903. Duże wezbrania obserwowano również na dopływach Odry:

- na Bobrze: 1351, 1387, 1400, 1427, 1428, 1432, 1897
- na Kwisie: 1351, 1387, 1400, 1470, 1433, 1897
- na Nysie Kłodzkiej: 1310, 1470, 1897
- na Nysie Łużyckiej: 1434, 1897.

Wielokrotnie odnotowano również zalanie Wrocławia: w 1372, 1445, 1501, 1522, 1543, 1736, 1854, 1903.

W wieku XX największe zagrożenia wystąpiły w 1903, 1958, 1977, 1981, 1985 i 1997 r. (opadowe) oraz w 1994 i 1995 r. (roztopowe).

W odróżnieniu od Wisły na Odrze największym zagrożeniem są powodzie opadowe. Poniżej omówione zostaną najważniejsze powodzie odrzańskie, których parametry i przebieg miały wpływ na kształtowanie obiektów ochrony przeciwpowodziowej w zlewni (Dorzecze Odry ..., 1997).

1.3.3.1. Powódzie opadowe

Powódź z 1854 r.

Uważana jest za największą, katastrofalną powódź XIX wieku. Powódź wystąpiła zarówno na Odrze jak i dopływach, w tym również na Warcie. Na Odrze wystąpiło kilka kulminacji, ze względu na różny czas występowania wezbrań na dopływach: Nysie Kłodzkiej, Osobłódze, Kłodnicy, Baryczy, Bobrze i Nysie Łużyckiej. Zalane zostały niektóre dzielnice Wrocławia – w sumie 1600 km² gruntów. Przepływ Odry we Wrocławiu określono na 2450 m³/s.

Powódź z 1897 r.

Powódź ta spowodowała straty porównywalne z tymi z 1854 r. Katastrofalne wezbrania nie wystąpiły jednak nie na Odrze, a na dopływach: Bobrze, Kwisie, Nysie Łużyckiej i Nysie Kłodzkiej.

Szczególnie dotkliwe straty powstały w zlewni Bobru. Lipcowa powódź opadowa została nazwana „potopem śląskim”. Pod wodą znalazło się wiele miast i osiedli, a także duży obszar użytków rolnych. Zniszczone zostały drogi, mosty i setki siedzib ludzkich. Zginęło prawdopodobnie 105 osób. Na podstawie szacunkowych obliczeń przepływ kulminacyjny w przekroju Pilchowice wyniósł ok. 1200 m³/s. Również na Kwisie odnotowano bardzo wysoką kulminację – w przekroju Leśna wyniosła ona ok. 780 m³/s, a objętość fali oszacowano na 30 mln m³wody.

Po tej powodzi uchwalono ustawę o ochronie powodziowej, która miała być realizowana poprzez budowę zbiorników retencyjnych. Zdecydowano o budowie m.in. zbiorników w Otmuchowie, Turawie, Dzierżnie, Pilchowicach oraz Leśnej i Złotnikach.

Powódź z 1903 r.

Do momentu kataklizmu, który nawiedził dorzecze Odry w 1997 r. powódź z lipca 1903 r. uznawana była za największą powódź XX wieku. Nałożenie się fal z Odry i Nysy Kłodzkiej sprawiło, że w wielu miejscach zostały przekroczone absolutne maksima stanów wody. Na całej długości rzeki nastąpiły przerwania wałów i zalane zostały liczne miasta. Powódź z 1903 r. spowodowała znaczne straty zwłaszcza w górnej i środkowej części zlewni. Po powodzi zdecydowano o przebudowie systemu, umożliwiającego przepuszczanie wód powodziowych o tej wielkości przez Wrocław. Maksymalny przepływ przez miasto wyniósł wówczas 2200 m³/s.

Powódź z lipca 1997 r.

Powódź ta była największą powodzią, jaka wystąpiła dotychczas w zlewni Odry, przekraczając wszystkie dotychczasowe wartości ekstremalne przepływów i stanów wody. Dotyczy to zwłaszcza przebiegu powodzi na górnym i środkowym odcinku rzeki. Spowodowała śmierć 55 osób i katastrofalne straty gospodarcze i społeczne.

Początek powodzi był podobny jak w przypadku dorzecza Wisły. Znaczące opady, które wystąpiły w okresie 30.06-2.07 spowodowały nasycenie gruntu wodą i znaczne ograniczenie jego zdolności retencyjnych. Stany wody w Odrze i jej dopływach układały się w strefie stanów średnich i niskich. Wskutek ruchu mas powietrza nad Europą w początkowych dniach lipca nad Sudetami uformowały się warunki meteorologiczne sprzyjające występowaniu opadów nawałnych i burz. Opady ciągle o wysokim natężeniu rozpoczęły się 4 lipca, natomiast deszcze, które stały się bezpośrednią przyczyną powodzi, rozpoczęły się 5 lipca między godz. 16 i 19 – w górnej części dorzecza Odry – oraz między 20 a 22 – w dorzeczu Nysy Kłodzkiej. Opady trwały nieprzerwanie 60-70 h, a w zlewni Olzy na terenie Republiki Czeskiej – do 9 lipca. Obszar objęty katastrofalnymi opadami miał powierzchnię ok. 12 tys. km². O natężeniu tej fali opadów świadczy fakt, że na wielu stacjach pomiarowych opad pomierzony w okresie 5-9 lipca wyniósł ok. 200-350% średniej sumy miesięcznej lipca. Szczególnie wysokie opady wystąpiły w zlewni Ostravicy (Lysa Hora – 586 mm w ciągu 5 dni), Białej Głucholańskiej (459-513 mm) oraz w obszarze Gór Złotych, Bialskich i Masywu Śnieżnika (330-484 mm).

Druga fala opadów wystąpiła w okresie od 17 do 22 lipca, głównie w dorzeczach Bystrzycy, Kaczawy, Bobru i Kwisy, ale ich natężenie w dorzeczu górnej Odry i Nysy Kłodzkiej były o 40% niższe.

Przybór wody w czasie pierwszej fali opadów w górnej Odrze i dopływach zaczął się w kilka (4-10) godzin po ich rozpoczęciu. Natomiast kulminacje wystąpiły po upływie 14-19 godzin od maksymalnego natężenia deszczu. W dorzeczu Nysy Kłodzkiej czas ten był znacznie krótszy; kulminacja w Kłodzku wystąpiła po 11 h od momentu wystąpienia maksymalnego opadu. Mimo, iż wezbrania wszystkich dopływów wystąpiły równocześnie, to - dzięki sterowaniu gospodarką wodną na zbiornikach retencyjnych – główną rolę w formowaniu fali odegrały górna Odra i Opava. Fale tych rzek nałożyły się w czasie tworząc wysoką falę w przekroju Bohumin. Opóźnienie kulminacji na Ostravicy o 24 h spowodowało powstanie w tym samym przekroju drugiego szczytu fali w dniu 9 lipca o natężeniu przepływu 2010 m³/s. Dopływ Olzy, mimo że przesunięty w czasie, spowodował dalszą rozbudowę fali – natężenie przepływu wzrosło do 2700 m³/s. Dalszy wzrost fali spowodowały

małe, obustronne dopływy Odry, a także Mała Panew i Osobłoga z dopływami. Cechą charakterystyczną tej fali był bardzo krótki czas narastania – proces formowania części wznoszącej trwał ok. 3,5 doby. Przemieszczająca się fala uległa dalszej rozbudowie na wysokości ujścia Nysy Kłodzkiej. Zbiorniki Otmuchów i Nysa nie były w stanie przyjąć gigantycznej fali z Nysy i dopływów, więc odpływ ze zbiornika w wysokości 1500 m³/s nałożył się na wznoszącą część fali na Odrze. Spowodowało to przyspieszenie kulminacji Odry w Oławie i we Wrocławiu. Gigantyczną falę zwiększał fakt, że wpływała ona do pełnego koryta – dopływy Wrocławskiego Węzła Wodnego: Oława, Śleza, Bystrzyca i Widawa oraz dalsze dopływy Odry: Kaczawa, Barycz, Bóbr i Nysa Łużycka osiągnęły kulminacje kilka dni wcześniej, więc wykorzystały w znacznym stopniu możliwości retencyjne koryta Odry. Dlatego fala przesuwaną się w dół rzeki nie miała możliwości ulec naturalnemu spłaszczeniu. Ocenia się, że przepływ kulminacyjny w przekroju Wrocławia wyniósł 3600 m³/s. System ochrony przeciwpowodziowej miasta, zaprojektowany po powodzi z 1903 roku na przepustowość 2400 m³/s nie był w stanie przyjąć bezpiecznie takiego obciążenia.

Druga fala opadów spowodowała ponowny przybór wody zarówno w Odrze jak i dopływach. Ponieważ tym razem znacznie większe niż poprzednio fale wystąpiły na dopływach Odry środkowej: Bystrzycy, Kaczawie, Baryczy, Nysie Łużyckiej i Bobrze, powstała gigantyczna fala o długości 150-200 km, powodując z kolei szkody na odcinku granicznym rzeki. Z biegiem Odry fala traciła stopniowo swoją siłę, wypełniając m.in. obszary nadodrzańskie i Międzyodrze. W Szczecinie stany wody nie osiągnęły poziomu alarmowego.

Analiza stanów wody, które wystąpiły w poszczególnych przekrojach wykazała, że na całej długości Odry oraz Nysy Kłodzkiej wraz z dopływami zostały przekroczone lub osiągnięte dotychczasowe wielkości maksymalne. Maksymalne przekroczenie zaobserwowano w przekroju Svinov na Odrze - 387 cm. Wzdłuż biegu rzeki przewyższenia te malały. Nie wynikało to jednak ze zmniejszenia zagrożenia, ale z faktu przzerwania wałów przeciwpowodziowych w wielu miejscach i obniżania stanów wody poprzez jej wylewy na tereny zawala. Jedynie na odcinku Odry granicznej stany były niższe od absolutnych maksimumów, które wystąpiły na tym odcinku rzeki w czasie wiosennej powodzi zatorowej od 21 do 24 marca 1940 r.

Podobnie jak stany również przepływy w Odrze przekroczyły zaobserwowane wcześniej wartości. Podobnie było w przypadku Nysy Kłodzkiej i jej dopływów oraz górnych odcinków Kaczawy i Bobru. Pozostałe dopływy środkowej Odry miały przepływy niższe od poprzednio

obserwowanych. Analiza teoretycznych krzywych prawdopodobieństwa wystąpienia przepływów wynika, że wielkości zaobserwowane na Nysie Kłodzkiej i Odrze w niektórych przekrojach mogą odpowiadać nawet wodzie występującej raz na 10 000 lat ($p=0,01\%$). Wzdłuż Odry prawdopodobieństwo zaobserwowanych przepływów wzrasta od 0,01 do 0,05% (od granicy do Wrocławia) i od 0,1 do 0,3% (od Brzegu Dolnego do Gozdowic).

Inną cechą tej katastrofalnej powodzi był czas jej trwania – stany alarmowe dla górnego odcinka Odry trwały 8-10 dni dla pierwszej fali i 5-8 dni dla drugiej. Połączenie się obu fal spowodowało, że na odcinku poniżej przekroju Ujście Nysy czas trwania stanów przekraczających stany alarmowe wyniósł od 22 do 37 dni.

Zarówno wielkość natężenia przepływu jak i czas trwania fali mają wpływ na jej objętość. Wzrastała ona wzdłuż biegu rzeki i kształtowana była przez objętości fal doprowadzanych przez dopływy. I tak w Miedoni objętość fali wyniosła 1416,9 mln m³, we Wrocławiu – 2675,4 mln m³, w Głogowie – 4685,8 mln m³. Wartość maksymalną objętość fali osiągnęła powyżej ujścia Nysy Łużyckiej – 6226,3 mln m³. Liczne wylewy na odcinku granicznym zredukowały tę wartość.

Straty spowodowane powodzią były ogromne. Przekroczyły najbardziej pesymistyczne prognozy. Straty gospodarcze oszacowano na 5,8 mld zł. Zalane zostały prawie wszystkie miejscowości i duże miasta w dolinie Odry i Nysy Kłodzkiej. Ucierpiały Racibórz, Koźle, Opole, Wrocław (Odra) oraz Bardo, Kamieniec Ząbkowicki i Nysa (Nysa Kłodzka). Zniszczonych zostało prawie 50 tys. domów, 1893 mosty, 6523 km dróg wojewódzkich i krajowych, 4494 km obwałowań i brzegów rzek, 227 tys. ha gruntów rolnych i 149 tys. ha użytków zielonych. Uszkodzeniu uległo 498 budowli hydrotechnicznych. W wielu przypadkach szkody nie zostały usunięte do chwili obecnej. Powódź spowodowała również kilkukrotny wzrost ładunku zanieczyszczeń odprowadzanych Odrą do Bałtyku. Na szczęście zmiany te miały charakter przejściowy i krótkotrwały (Powódź ..., 1997).

1.3.4. Powódzie sztormowe

Najbardziej spektakularna powódź sztormowa wystąpiła w styczniu 1983 r. W wyniku sztormowej pogody na Bałtyku na przełomie 1982 i 1983 r. i silnych wiatrów zachodnich (8-10^o w skali Beauforta) nastąpiło spiętrzenie wód Bałtyku wzdłuż polskiego wybrzeża ok. 50-60 cm powyżej średniego poziomu morza. W dniach 19 i 20 stycznia zostały przekroczone maksymalne stany wody z poprzednich 30 lat. Zagrożone były obszary nadmorskie, ale przede wszystkim Półwysep Helski i tereny polderów żuławskich. Największe szkody

powódź wyrządziła na Wyspie Nowakowskiej. W wyniku przerwania wału przeciwpowodziowego zalanych zostało 5 tys. ha użytków rolnych. Ewakuowano 1258 osób oraz 3500 sztuk zwierząt. Na Półwyspie Helskim rozmycia wydm sięgały 20 m. Mimo stosunkowo małego zasięgu terytorialnego powódź spowodowała znaczne straty gospodarcze. Zostały zniszczone budynki, urządzenia melioracyjne, drogi linie kolejowe i sieć energetyczna. W akcji przeciwpowodziowej brało udział 2000 osób (Ciepielowski, 1999).

1.3.5. Powodzie miejskie (*urban floods*) -powódź w Gdańsku 9 lipca 2001 r.

Gdańsk jest położony na skraju Żuław Gdańskich na terenach nisko położonych lub depresyjnych. Miasto od wielu wieków nękane było groźnymi powodziąmi, głównie pochodzenia zatorowego. Wykonanie Przekopu w 1895 r. spowodowało radykalną poprawę odpływu wielkich wód korytem Wisły do Bałtyku. Od tego czasu nie wystąpiła na Żuławach praktycznie żadna większa powódź. Wyjątek stanowi zalanie Żuław w wyniku wysadzenia wałów przeciwpowodziowych w 1945 r. przez cofające się wojska niemieckie. Ze względu na znaczny obszar terenów depresyjnych na Żuławach, odwodnienie ich było długotrwałe i kosztowne. Potencjalne zagrożenie Gdańska i części Żuław Gdańskich nadal istnieje i potęguje się w miarę upływu czasu. Spowodowane to jest starzeniem się i brakiem konserwacji oraz modernizacji wałów i urządzeń przeciwpowodziowych, jak również coraz większym stopniem zagospodarowania terenów zagrożonych, co w przypadku powodzi prowadzi do dużych strat materialnych a nawet ludzkich.

Powódź, która nawiedziła Gdańsk 9 lipca 2001 r. była kompletnym zaskoczeniem zarówno dla mieszkańców jak i służb odpowiedzialnych za ochronę przeciwpowodziową miasta. Była to typowo miejska powódź, którą to nazwą określa się w ostatnich latach przebieg zjawisk powodziowych spowodowanych intensywnymi opadami na obszarach zabudowanych.. W wyniku intensywnych deszczy nawalnych nastąpił ogromny spływ wody od strony zurbanizowanych wzgórz morenowych powodując zatopienie znacznych obszarów miejskich. Powódź trwała zaledwie kilka godzin, a spowodowała gigantyczne straty w infrastrukturze miasta i dobytku mieszkańców.

Przyczyny powodzi - opady na terenie Gdańska w dniach 9-10 lipca 2001 r.

Podstawową przyczyną powodzi były niezwykle intensywne opady, które wystąpiły na stosunkowo niewielkim obszarze. Trudno je dokładnie określić ponieważ: z jednej strony opady atmosferyczne na terenie Gdańska są przestrzennie bardzo zróżnicowane (w ostatnich

latach mamy zresztą do czynienia z coraz częstszym pojawianiem się krótkotrwałych opadów nawalnych), a z drugiej strony - sieć pomiarowa opadów atmosferycznych IMGW na terenie Gdańska jest skromna, a punkty pomiarowe są rozlokowane na obrzeżach miasta. To, że maksima dobowe opadów w Gdańsku występują najczęściej w lipcu nie jest niczym niespodziewanym. Potwierdzają to dane zebrane z okresu minionych 40 lat. Według obserwacji IMGW - Oddział Morski w Gdyni w dniu 9 lipca 2001 r. opady w godz. 14,00 - 18,00, opad dobowy (od 6,00 rano 9 lipca do 6,00 rano 10 lipca) i opad normalny dla lipca na stacjach pomiarowych w Gdańsku były następujące:

Lotnisko Rębiechowo	- 72 mm,	124 mm	68 mm;
Port Północny	- 80 mm,	118 mm,	66 mm;
Świbno	- 9 mm,	72 mm,	68 mm.

Na stacji pomiarowej Katedry Hydrauliki i Hydrologii Politechniki Gdańskiej zanotowano w godz. 15,00 - 18,00 opad o wysokości 90 mm, a opad dobowy w dniu 9 lipca 2001 r. wyniósł 132 mm. Podobne wartości zarejestrowała automatyczna stacja pomiarowa Gdańskich Melioracji S.A., zlokalizowana na dolnym odcinku potoku Bystrzec (Strzyża). Można, więc przyjąć, że w godzinach 14,00 - 18,00 opad na obszarze Gdańska przekroczył opad normalny miesięczny dla lipca, natomiast opad dobowy 9 lipca był bliski dwukrotnemu opadowi normalnemu dla lipca (Jarzębińska & Majewski, 2003).

Obiekty w Gdańsku, które uległy awarii

W wyniku intensywnych opadów w Gdańsku awarii uległy następujące obiekty:

- prawobrzeżny wał Kanału Raduni; 9 lipca w godz. 18 - 21 wystąpiło 6 rozmyć,
- Zbiornik Srebrzysko na Potoku Strzyża; 9 lipca około godz. 23 nastąpiło przerwanie zapory czołowej i całkowite opróżnienie zbiornika,
- wał lewostronny rzeki Kłodawy został przerwany 11 lipca po północy na długości 30 m,
- dworzec kolejowy Gdańsk Główny został zalany, co spowodowało kilkudniową przerwę w jego eksploatacji.

W sumie straty w infrastrukturze miasta zostały oszacowane na około 200 mln zł nie licząc strat poniesionych przez ludność. Powodzią dotkniętych zostało około 300 rodzin, a około 5 tys. osób otrzymało kartę powodzianina.

Awaria wału prawobrzeżnego Kanału Raduni

Kanał Raduni został wybudowany przez Krzyżaków jeszcze w XIV wieku w celu zaopatrzenia miasta w wodę. Kanał wypływa z Raduni w węźle w Pruszczu Gdańskim. Całkowita długość kanału wynosi 13,5 km. Biegnie on u podnóża wysoczyzny morenowej po lewej stronie głównej arterii komunikacyjnej (Trakt Św. Wojciecha). Z prawej strony Kanał jest prawie na całej długości obwałowany. Powierzchnia zlewni (lewostronna) wynosi 55 m². Ze zlewni tej do kanału dopływają następujące ciek: Potok Siedlecki, Potok Oruński, kolektor burzowy Ø 1000 mm, kolektor burzowy Ø 1400 mm, Potok Maćkowy, Potok Św. Wojciech i Potok Rotmanka. Wszystkie one dopływają do Kanału z lewej strony pod kątem prostym. Przepustowość kanału szacowana jest na około 21 m³/s. Obecnie Kanał jest traktowany częściowo jako zbiornik retencyjny o łącznej pojemności około 100 tys. m³. Zwierciadło wody w Kanale jest około 1,5 m ponad terenem znajdującym się wzdłuż brzegu prawego. Kanał jest obiektem II klasy. Koryto powinno mieć przepustowość $Q_{1\%} = 43 \text{ m}^3/\text{s}$ i $Q_{0,3\%} = 53 \text{ m}^3/\text{s}$. Obiekt jest w bardzo złym stanie technicznym - wał i brzegi są zarośnięte drzewami i krzakami. Korona wału posiada obniżenia. W niektórych miejscach kanał jest mocno zamulony, co znacznie zmniejsza jego przepustowość. Możliwość jego awarii była wielokrotnie sygnalizowana. Jako środek zabezpieczający przed nadmiernym dopływem wody do Kanału proponowano budowę zbiorników retencyjnych na wszystkich potokach dopływających.

W wyniku gwałtownego dopływu wody do Kanału jego prawobrzeżne obwałowanie zostało przerwane w 6 miejscach między km 4,150 i 9,100. Łączna długość wyrw w obwałowaniu wyniosła około 200 m. W wyniku przerwań wału zalane zostały dzielnice mieszkaniowe Orunia, Lipce i Św. Wojciech. Dokonując szacunkowego obliczenia dopływu wody do Kanału Raduni wg założeń: zlewnia 55 km², opad deszczu 80 mm w ciągu 4 godz. i współczynnik spływu 0,4 otrzymamy wartość dopływu do Kanału $Q = 122 \text{ m}^3/\text{s}$, a objętość wody, jaka dopłynęła do Kanału w ciągu 4 godzin wyniosła 1,76 mln m³. Takiego dopływu wody obecny Kanał nie był w stanie przyjąć i odprowadzić w bezpieczny sposób. Podjęta akcja miała na celu w pierwszym okresie ewakuację ludzi i ich dobytku z zalanych terenów, a następnie zamknięcie wszystkich wyrw w wale Kanału Raduni. Były to trudne prace i zajęły około 2 tygodni. Wyrwy w Kanale zostały zamknięte w sposób trwały przy zastosowaniu ścianki szczelnej, wypełnienia workami z piaskiem i innymi metodami. W ciągu minionych lat wielokrotnie zwracano uwagę na poważne zagrożenie powodziowe na Kanale Raduni. Postulowano budowę szeregu zbiorników retencyjnych na ciekach dopływających do Kanału oraz zwiększenie jego przepustowości i wykonanie dodatkowych przerzutów wody do

głównego koryta Raduni. Niestety żadne z proponowanych rozwiązań nie zostały zrealizowane ze względu na brak środków.

Awaria Zbiornika Srebrzysko

Zbiornik retencyjny Srebrzysko położony jest na potoku Strzyża w dzielnicy Gdańsk Wrzeszcz. Potok Strzyża płynie częściowo jako kanał otwarty, ale w niektórych miejscach przewodem pod ciśnieniem. Odprowadza on swoje wody do Martwej Wisły około 5 km poniżej zbiornika. Zbiornik wykonany został w latach sześćdziesiątych początkowo jako zbiornik suchy. W latach 1991-93 zbiornik zmodernizowano i przebudowano na przepływowy. Pojemność zbiornika wynosi około 30 tys. m³. Zbiornik zaprojektowano na wodę $Q_{10\%} = 5 \text{ m}^3/\text{s}$. Maksymalny dopływ oceniono na 28 m³/s. Nadmiar przepływu miał być zretencjonowany powyżej zbiornika Srebrzysko. Sytuację znacznie pogorszyło wykonanie drugiej asfaltowej jezdni na drodze prowadzącej do lotniska Rębiechowo, co znacznie zwiększyło spływ wody z terenu o znacznym spadku wzdłuż potoku. 9 lipca 2001 r. nastąpiło przepełnienie zbiornika i około godz. 23 przerwanie jego części czołowej, gwałtowne całkowite opróżnienie zbiornika oraz spływ olbrzymich ilości wody wzdłuż ulicy Słowackiego, która stała się rwącym potokiem. Świadczyły o tym powyrywane w niektórych miejscach płyty chodnikowe oraz asfalt z jezdni. W konsekwencji zalany został węzeł komunikacyjny na Al. Grunwaldzkiej oraz wiele piwnic domów wzdłuż dalszej części potoku Strzyża. Na wiele godzin przerwany został główny ciąg komunikacyjny między Wrzeszczem a Oliwą. Naprawa części czołowej zbiornika nie wymagała specjalnego pośpiechu, gdyż Potok Strzyża po powrocie do normalnego przepływu płynął środkiem zbiornika i dalej dawnym korytem. Problem stanowiło określenie natężenia przepływu, na jaki należy zaprojektować urządzenia upustowe zbiornika. Naprawa zbiornika zajęła kilka miesięcy.

Przerwanie lewostronnego obwałowania Kłodawy

Kłodawa wypływa z Jeziora Mierzeszyńskiego, którego poziom zwierciadła wody znajduje się na rzędnej 185,5 m npm i uchodzi do Motławy na poziomie około 2,6 m npm. Długość Kłodawy wynosi 35 km, a powierzchnia zlewni - 244 km². Jest to drugi co do wielkości - po Raduni - dopływ Motławy. W końcowym, żuławskim odcinku, o długości około 7 km, Kłodawa ma mały spadek (około 0,4 ‰), a koryto rzeki jest obustronnie obwałowane. Korony wałów znajdują się 2 – 3 m powyżej otaczającego terenu. Rozstaw wałów waha się od 10 do 15 m. Natomiast dno rzeki znajduje się około 0,5 - 0,8 m ponad otaczającym terenem. Obwałowania rzeki są porośnięte naturalną roślinnością i krzakami.

Stan techniczny wałów określony przez zarządcę obiektu w kwietniu 2001 r. oceniono jako dostateczny. W czasie przeglądu stwierdzono jednak koleiny i nierówności w koronie wału dochodzące nawet do 0,5 m.

Przerwanie wału nastąpiło po północy dnia 11 lipca 2001 r., w odległości około 3,6 km od ujścia Kłodawy do Motławy i 2,5 km od mostu na drodze do wsi Łęgowo. Dojazd do miejsca przerwania był tylko po koronie wału. Przelewająca się woda szybko wymyła wyrwę w wale na długości około 35 m. Rozmycie korpusu wału nastąpiło w około 70 %. Woda wypływająca wyrwą w wale z Kłodawy zalała użytki rolne wsi Ciepielewo. Zamknięcie wyrwy w wale było bardzo trudne i zajęło prawie 10 dni. Prace podjęto w godzinach rannych 11 lipca 2001 r. Wykorzystano worki z piaskiem, ściankę szczelną oraz specjalne gabiony z siatki stalowej wypełnione workami z piaskiem

Powódź w Gdańsku wyrządziła ogromne straty materialne i ludzkie. Była ona niezwykle spektakularna i pojawiła się na ekranach telewizorów w Polsce i wielu krajach za granicą. Powódź wykazała, że miasto nie jest przygotowane na wystąpienie takiej ekstremalnej sytuacji zarówno z punktu widzenia jej przeciwdziałania jak i ostrzeżenia ludzi przed niebezpieczeństwem. Co więcej, trzeba podkreślić, że ostrzeżenia ze strony specjalistów były wielokrotnie zgłaszane wraz z propozycją odpowiednich rozwiązań. Dziś, gdy wszystkie szkody w infrastrukturze miejskiej zostały naprawione, jesteśmy nadal w tym samym punkcie, co przed powodzią. Przy następnym pojawieniu się podobnego deszczu sytuacja będzie podobna. Konieczne jest podjęcie nowych i nowoczesnych rozwiązań. Niestety tego nie da się zrobić bez odpowiednich środków. Będą one bez wątpienia mniejsze niż straty, jakie poniosło miasto i ludzie w czasie powodzi w 2001 r. Przed podjęciem jakichkolwiek działań o charakterze hydrotechnicznym, konieczne jest zwiększenie ilości punktów pomiaru opadów atmosferycznych i pomiaru stanów wód na ciekach w obrębie miasta. Muszą to być punkty z pomiarem automatycznym i przekazywaniem informacji do centrum kryzysowego. Konieczne jest opracowanie modelu matematycznego obejmującego cały obszar Gdańska z uwzględnieniem wszystkich cieków. Model ten musi być oparty na numerycznej mapie terenu uwzględniającej stan zagospodarowania danego obszaru. Przy pomocy tego modelu można będzie prognozować w czasie rzeczywistym skutki opadów atmosferycznych w różnych częściach miasta. Jednocześnie model ten pozwoli na wykonanie symulacji różnych scenariuszy opadów i sytuacji hydrologicznych zewnętrznych (stany wody w morzu, stany wody w głównym korycie Wisły). W ten sposób możliwe będzie określenie obszarów zagrożonych powodzią. W oparciu o te dane będzie można podejmować działania o charakterze inwestycyjnym. Być może okaże się, że niektórych terenów nie da się

zabezpieczyć przed powodzią o określonym prawdopodobieństwie. W tej sytuacji konieczne będzie powiadomienie o tym jego mieszkańców i zorganizowanie odpowiedniego systemu ostrzeżeń.

1.3.6. Podsumowanie

Przedstawiona analiza historycznych fal powodziowych, jakie wystąpiły na obszarze Polski wykazuje, że:

- Powodzie powinny być traktowane jako zjawisko normalne, występujące z częstotliwością co kilka lat.
- Określenie częstotliwości wystąpienia, wielkości i zasięgu zagrożenia nie jest możliwe.
- Fakt wystąpienia fali określanej jako „stuletnia” lub nawet „tysiącletnia” nie może uspić ani służb odpowiedzialnych za ochronę przeciwpowodziową ani społeczeństwa. Historia dowodzi, że kataklizm o takim samym lub nawet większym rozmiarze może wystąpić już w następnym roku. Miało to miejsce m.in. w 1854 i 1855 r. w dorzeczu Odry i Warty oraz w 1888 i 1889 r., kiedy po katastrofalnej powodzi roztopowej w następnym roku wystąpiło to samo zjawisko. W XX w., na początku lat osiemdziesiątych, powodzie występowały co roku – po powodzi roztopowej w 1979 r. nastąpiły następne kataklizmy: rozległa powódź opadowa w 1980 r., również opadowa powódź w lipcu 1981 r. w zlewni Bobru i Nysy Łużyckiej, powódź śryżowo-zatorowa na Zbiorniku Włocławskim w 1982 r. i powódź sztormowa w 1983 r. Seria może dotyczyć również tego samego obszaru – przykładem może być zlewnia górnej Wisły, w której powodzie opadowe o różnym natężeniu wystąpiły kolejno w 1996, 1997 i 1998 r. Najbardziej spektakularnym przykładem są powodzie na Renie, które wystąpiły w ostatnich latach. Po powodzi w okresie Bożego Narodzenia 1993 r., nazwanej „powodzią stulecia”, kataklizm o tej samej wielkości wystąpił 13 miesięcy później, w styczniu 1995 r.
- Skoro nie możemy ustrzec się przed powodzią, musimy nauczyć się z nią żyć.
- Aby przestać bać się żywiołu należy dokładnie poznać mechanizmy jego powstawania i przebiegu oraz metody ochrony przed nim.

2. OPADY I ICH WPŁYW NA CHARAKTER WEZBRAŃ POWODZIOWYCH

2.1. Wprowadzenie

Powodzie opadowe, powodowane przez intensywne deszcze nawalne i rozlewne, występują na terytorium Polski od kwietnia do listopada. Największe ich nasilenie przypada na lipiec. O charakterze i wielkości wezbrania powodziowego opadowego decyduje szereg czynników. Do najistotniejszych należą jednak czynniki hydrometeorologiczne, które wywołują określony typ i wielkość opadu.

Powodzie opadowo – nawalne to bardzo groźny typ powodzi, który wyrządza wiele szkód, choć obejmuje mały zasięg terytorialny. Groźbę tego typu powodzi zwiększa fakt, że występują na małych ciekach, na których brak jest punktów obserwacyjnych, a deszcze je wywołujące pojawiają się nagle i są trudne do przewidzenia. Nie ma więc systemów wczesnego ostrzegania.

Na małych ciekach nie ma także często żadnej zabudowy hydrotechnicznej (np. wałów, zbiorników retencyjnych), która by ograniczała skutki wezbrań. Powodzie tego typu spowodowane intensywnymi opadami mogą występować również w dolinach nie prowadzących żadnych wód – w suchych jarach, zagłębieniach terenowych naturalnych lub sztucznych, często zalaniu podlegają także przejazdy kolejowe, dwupoziomowe skrzyżowania dróg i ulic itp.

Gwałtowne opady, zwykle towarzyszące burzom, mogą powodować zatopienie terenu, często całych dzielnic w miastach, przepelnienie i wylewy kanałów, erozję gleb i ich degradację, osuwiska ziemi, niszczenie upraw itp.

Powodzie opadowe frontalne oraz rozlewne obejmują z kolei swoim zasięgiem znacznie większe obszary i mogą osiągnąć katastrofalne rozmiary klęski żywiołowej, obejmując całe dorzecza górnej Odry i Wisły.

2.2. Czynniki mające wpływ na wielkość i intensywność opadów

Podstawowymi czynnikami mającymi wpływ na występowanie intensywnych opadów są:

- wymiana energii pomiędzy Słońcem, Ziemią i atmosferą,
- wymiana wody pomiędzy Ziemią a jej atmosferą,
- cyrkulacja mas powietrza,

- konfiguracja i rodzaj pokrycia terenu powierzchni lądów.

Bilans wymiany energii cieplnej pomiędzy Słońcem, Ziemią i Kosmosem jest w zasadzie zerowy. Najwięcej energii otrzymuje Ziemia w strefie równikowej, gdzie maksymalna moc docierającego promieniowania słonecznego wynosi $1,26 \text{ kW/m}^2$. W Polsce moc tego promieniowania może osiągnąć maksymalnie około $1,0 \text{ kW/m}^2$ w letni dzień, gdy Słońce jest w zenicie. Średnio półkula północna otrzymuje $0,5 \text{ kW/m}^2$. Ziemia nie tylko pochłania energię cieplną, ale również ją emituje w przestrzeń kosmiczną. Moc tej energii wynosi: z czarnej ziemi $0,39 \text{ kW/m}^2$, a ze śniegu $0,32 \text{ kW/m}^2$. Część energii słonecznej lub wysyłanej z Ziemi jest zatrzymywana przez atmosferę. Efektem tej wymiany jest to, że w strefie przypowierzchniowej Ziemi temperatura jest relatywnie wysoka i maleje w miarę wznoszenia się ku górze. Na każdy 1 km temperatura spada o około $6,7^\circ\text{C}$ po to, by w stratosferze na wysokości $8 \div 16$ km osiągnąć temperaturę od -55° do -85°C .

Opisane zjawiska termiczne mają istotny wpływ na wymianę wody pomiędzy Ziemią a jej atmosferą oraz na formowanie się mas powietrza o różnych właściwościach higrotermicznych. Tworząca się na powierzchni para wodna unosi się ku górze, gdzie ochładzając się osiąga poziom kondensacji i skrapla się tworząc chmury. Jednak tylko niektóre z nich dają opad. Największe nasycenie powietrza parą wodną jest przy powierzchni Ziemi, gdzie są najwyższe temperatury. Intensywność, a także ilość opadu zależy w głównej mierze od ilości pary wodnej znajdującej się w strefie przyziemnej. Zimne suche powietrze nie spowoduje intensywnego opadu tak jak to uczyni ciepłe i nasycone parą wodną.

Głównymi producentami pary wodnej są morza i oceany. Emitują one $87,75\%$ ogólnej masy wody w postaci pary, podczas gdy lądy tylko $12,25\%$, przy ogólnej powierzchni kontynentów wynoszącej niespełna 30% powierzchni Ziemi. W atmosferze znajduje się stale około 12000 km^3 wody w postaci gazowej (para), cieczy (krople wody) i stałej (kryształki lodu). Skroplona para tworzy chmury i może opadać na ziemię w postaci deszczu, śniegu lub gradu. Mechanizm powstawania opadu jest niezwykle złożony. Zależnie od istniejących warunków atmosferycznych może występować opad o różnym natężeniu. W ciągu roku dochodzi do 40-krotnej wymiany wody w atmosferze. Na powierzchnię Ziemi spada w ciągu roku $577\,000 \text{ km}^3$ wody, z czego lądy otrzymują około 21% , a morza i oceany 79% .

Najwięcej opadów otrzymuje strefa równikowa, a najmniej strefy biegunów. Przybliżony rozkład opadów na półkuli północnej pokazuje zestawienie w tabeli 2.1..

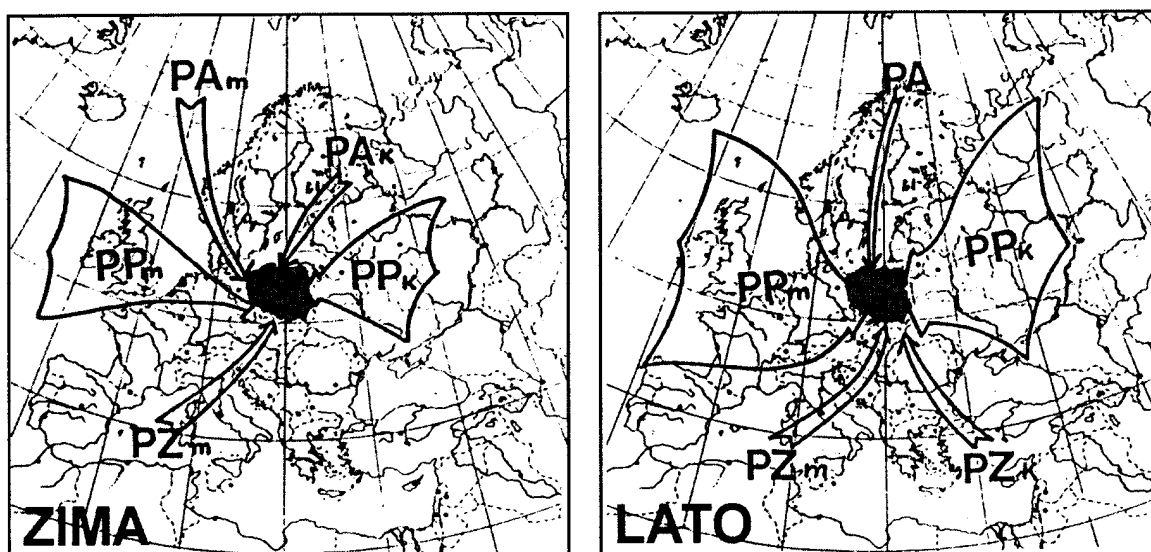
Rozkład opadów rocznych na półkuli północnej

Szerokość geograficzna	0°	10°	20°	30°	40°	50°	60°	70°	80°
Opad mm/rok	3000	2850	1410	1320	900	710	540	410	320

W Polsce przeciętny opad roczny wynosi 600 mm.

Góry niezbyt wysokie (do około 3000 m) powodują znaczący wzrost opadów, co ilustruje mapa opadów Polski (rys. 2.6). Na terenach górskich opady są również bardziej intensywne niż na terenach równinnych. Potocznie mówi się, że góry przyciągają deszcz.

Efektom działania promieniowania słonecznego oraz wymiany energii termicznej i wody pomiędzy Ziemią a jej atmosferą jest również tworzenie się mas powietrza nad poszczególnymi oceanami i lądami. I tak tworzy się powietrze arktyczne morskie (PAm), arktyczne – kontynentalne (PAk), polarne – morskie (PPm), polarne – kontynentalne (PPk), zwrotnikowe – morskie (PZm) i zwrotnikowe – kontynentalne (PZk) oraz powietrze równikowe (PR). Poszczególne masy powietrza mają różne właściwości fizyczne, takie jak temperatura, gęstość i wilgotność. Wytwarzają one przestrzenie o różnym ciśnieniu atmosferycznym, dzięki czemu oraz dzięki sile Coriolisa wywołanej przez prędkość obrotową Ziemi następuje ich cyrkulacja (przemieszczanie). Rysunek 2.1 przedstawia kierunki napływu głównych mas powietrza nad Polskę zimą i latem.



Rys. 2.1. Kierunki i natężenie napływu mas powietrza nad Polskę

Powierzchnia oddzielająca dwie masy powietrza ciepłego i chłodnego tworzy front atmosferyczny. Rozróżniamy fronty ciepłe, chłodne i okluzji. Front ciepły powstaje wówczas, gdy powietrze ciepłe atakuje (wypycha) powietrze chłodne, a front chłodny, gdy jest przeciwnie. Niezależnie od kierunku przemieszczania się frontu zawsze ciepłe wilgotne powietrze jest wypychane ku górze przez powietrze chłodne (front chłodny) lub wślizguje się klinem po powietrzu chłodnym (front ciepły), gdzie schładza się dając w konsekwencji chmury i opad.

Z poszczególnymi masami powietrza są związane strefy niskiego i wysokiego ciśnienia. Noszą one odpowiednio nazwę niżów (cyklonów) i wyżów (antycyklonów). Wokół centrum o najwyższym lub najniższym ciśnieniu przemieszcza się powietrze ruchem spiralnym, na półkuli północnej zgodnie z regułą śruby prawoskrętnej z tym, że ruch postępowy śruby wskazuje główny kierunek przepływu powietrza. Przy niżu jest on skierowany ku górze, a przy wyżu w dół do ziemi. Efektem tego jest to, że wyż sprowadza na ziemię z górnych warstw troposfery suche zimne powietrze, a niż zbiera znad ziemi wilgotne ciepłe powietrze i wysyła je w górne warstwy troposfery. W niżu rozwija się więc często silne zachmurzenie oraz towarzyszy mu opad atmosferyczny, natomiast w wyżach niebo zwykle jest bezchmurne.

2.3. Rodzaje opadów

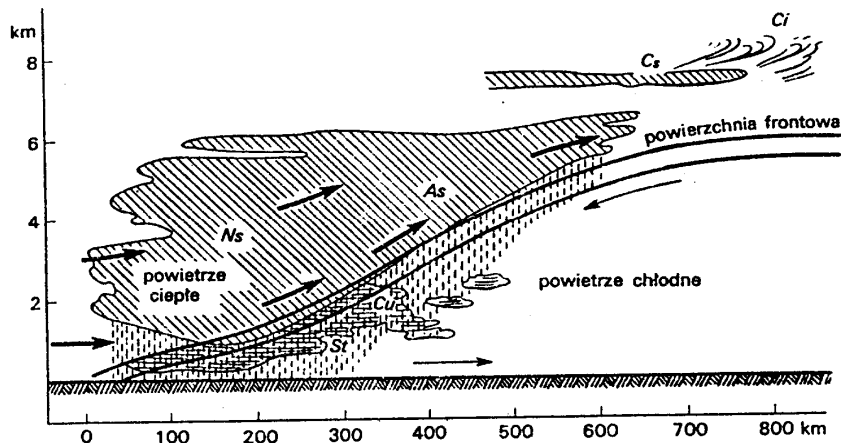
Rozróżnia się kilka rodzajów opadów atmosferycznych. Ich klasyfikację przeprowadza się z uwagi na genezę, intensywność i zasięg, a także z uwagi na przebieg intensywności w czasie ich trwania.

Z uwagi na genezę wyróżnia się opady frontalne i opady wewnątrzmasowe, natomiast z uwagi na intensywność i zasięg oddziaływania, wyróżnia się opady ulewne nawalne i rozlewne, a z uwagi na przebieg wyróżnia się opady ciągłe, przelotne i mżawkę.

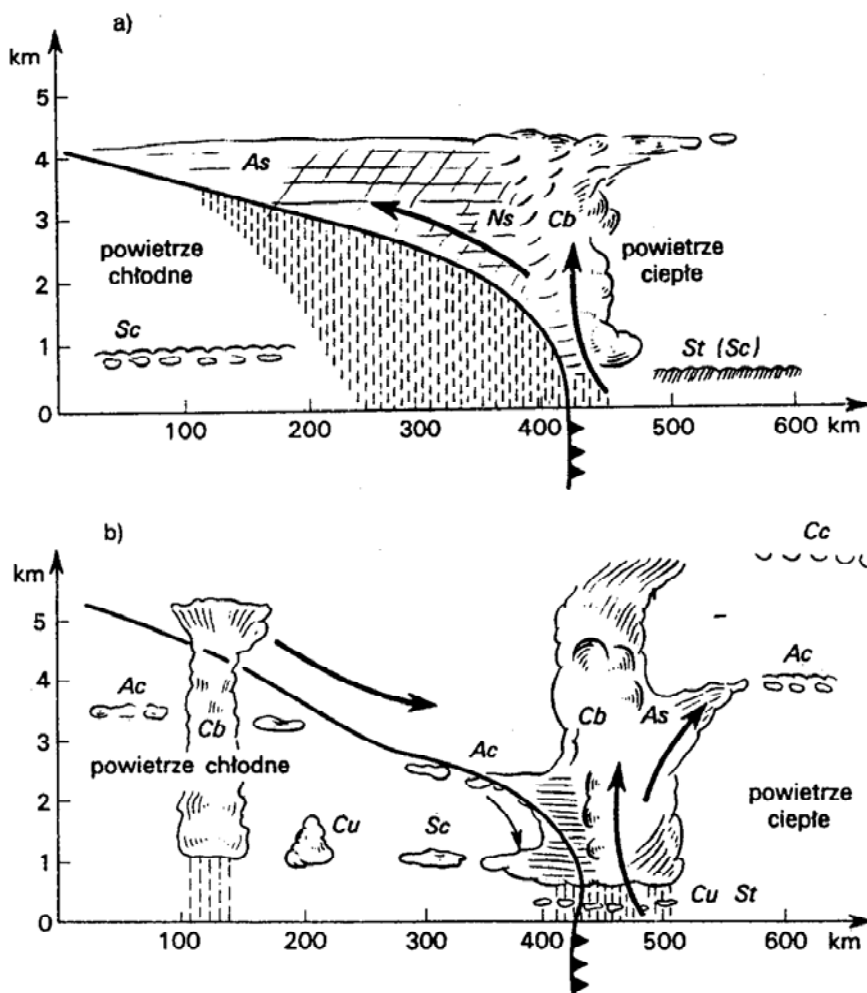
2.3.1. Opady frontalne

Opady frontalne towarzyszą frontom atmosferycznym, kiedy to wilgotne i ciepłe powietrze jest spychane w górne warstwy troposfery, gdzie jest mocno schładzane, w następstwie czego następuje kondensacja pary wodnej i powstaje opad.

W przypadku frontu ciepłego (rys. 2.2) kondensacja pary wodnej prowadzi do powstania chmur deszczowych Nimbostratus (Ns) oraz chmur Altostratus (As), które dają słaby deszcz. Chmury bezdeszczowe Cirrostratus (Cs) i Cirrus (Ci) są zwiastunami nadciągającego frontu ciepłego.



Rys. 2.2. Schemat frontu ciepłego – przekrój pionowy. Strzałki oznaczają kierunek ruchu powietrza, zakreskowanie liniami ciągłymi oznacza obszar zachmurzony, liniami przerywanymi – strefę opadu

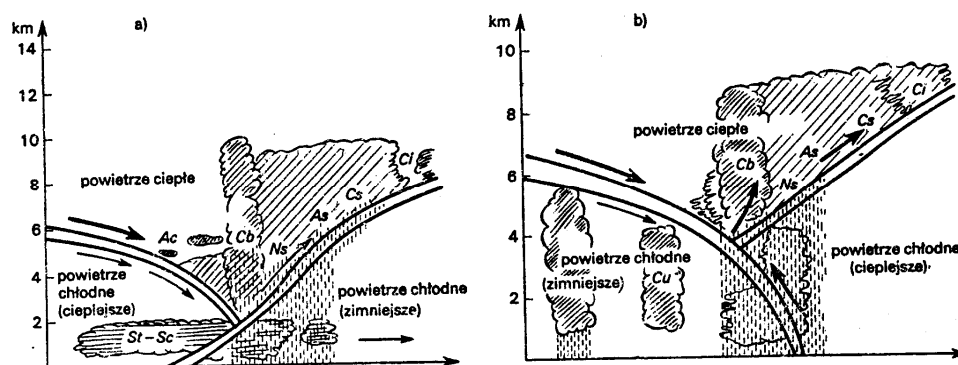


Rys. 2.3. Schematy frontów chłodnych – przekroje pionowe: a) wolno przemieszczający się front chłodny, b) szybko przemieszczający się front chłodny; strzałki oznaczają kierunek ruchu powietrza, zakreskowanie liniami przerywanymi – strefy opadu

Opady frontu ciepłego z chmur Ns mają najczęściej charakter ciągły i małą intensywność. Strefa opadów rozciąga się na szerokości 300 ÷ 400 km, a front przemieszcza się z prędkością 20 ÷ 40 km/h. Opady te trwają niekiedy 7, a nawet 15 godzin.

Frontowi chłodnemu towarzyszą zwykle burze i porywiste wiatry, a także niekiedy grad. Ciepłe wilgotne powietrze mniej (rys. 2.3a) lub bardziej (rys. 2.3b) gwałtownie wznosi się na duże wysokości, gdzie szybko się ochładza, w wyniku czego powstają chmury burzowe Cumulonimbus Cb, opady są na ogół intensywne lecz krótkotrwałe. Szerokość strefy opadów wynosi około 60 – 80 km, a opady trwają zwykle 30 ÷ 60 minut.

Front okluzji (rys. 2.4) powstaje wskutek tego, że fronty chłodne przemieszczają się szybciej niż front ciepły. Wskutek tego masy ciepłego wilgotnego powietrza są niekiedy blokowane pomiędzy dwoma frontami chłodnymi. Zjawisko to daje na ogół niezbyt intensywne opady początkowo ciągłe, które przekształcają się w opad przelotny i szybko zanikają.



Rys. 2.4. Schematy frontów zokludowanych – przekroje pionowe:
a) okluzja ciepła, b) okluzja chłodna; Strzałki oznaczają kierunek ruchu powietrza, zakreskowanie liniami przerywanymi – strefy opadów

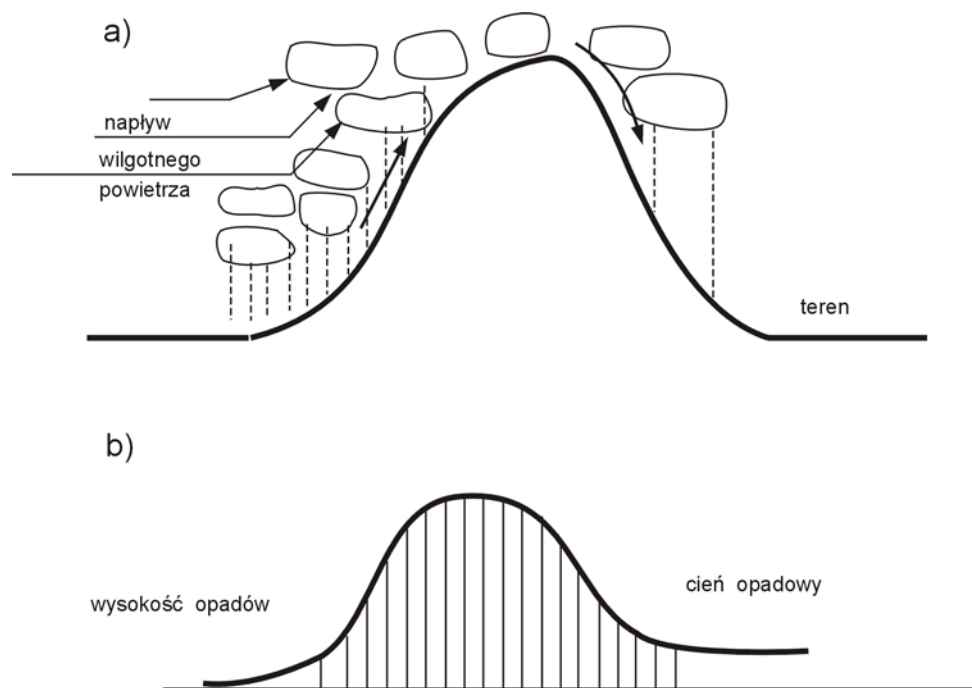
2.3.2. Opady wewnątrzmasowe

Opady wewnątrzmasowe powstają wewnątrz rozległych mas ciepłego i wilgotnego powietrza. Rozróżnia się przy tym opady konwekcyjne cykloniczne i opady orograficzne.

Opady konwekcyjne powstają w stosunkowo ciepłym klimacie lub ciepłej porze roku, gdy jest bardzo intensywne parowanie z powierzchni Ziemi (oceanów), przy prawie bezwietrznej pogodzie. Silne nagrzewanie powietrza przy powierzchni Ziemi powoduje powstanie prądów konwekcyjnych (wznoszących), skutkiem czego para wodna unoszona jest w górne warstwy troposfery, gdzie ulega kondensacji. Powstają chmury deszczowe i deszczowoburzowe Cumulus (Cu) i Cumulonimbus (Cb), które w godzinach popołudniowych i wieczornych dają gwałtowny, intensywny, choć krótkotrwały opad, często przy akompaniamencie błyskawic i

grzmotów, z silnym porywistym wiatrem. Deszcz obejmuje swoim zasięgiem mały obszar 50 – 100 km². Ustaje on nocą lub nad ranem po to, by rankiem następnego dnia zapanowała ładna ciepła pogoda.

Opady orograficzne powstają wówczas, gdy ciepłe i nasycone masy powietrza na drodze swego przemieszczania się napotyka barierę w postaci pasma górskiego lub też masy zimnego powietrza. Wznosząca się para wodna kondensuje się, a powstałe chmury dają deszcz, który najczęściej obficie zlewa nawietrzne stoki gór (rys. 2.5). Obszar opadów jest nieruchomy, może nastąpić więc akumulacja opadów na ograniczonej powierzchni.



Rys. 2.5. Opady orograficzne

a) układ chmur i terenu, b) rozkład opadów nad górami

Opady cykloniczne towarzyszą przejściu układów niżowych (cyklonów), zarówno w układach frontowych, jak i niefrontowych. Powstają w wyniku konwergencji (zbieżności poziomej) prądów powietrza. Powietrze otaczające obszar niskiego ciśnienia napływa z zewnątrz do wnętrza tego obszaru wypychając do góry powietrze miejscowe. Powietrze to unosząc się ochładza się osiągając na pewnej wysokości punkt rosy. Powstają chmury i opady. Zasięg obszarowy takich opadów może być duży, setki do dziesiątków tysięcy km².

Najczęściej wpływ na tworzenie się opadu ma kilka mechanizmów jednocześnie i tak np. efekt orograficzny w połączeniu konwekcją powoduje intensyfikację opadów.

2.4. Charakterystyki opadu

2.4.1. Podstawowe charakterystyki opadu

- **Wysokość opadu (H) lub (P)** jest wyrażona w mm i jest równa grubości warstwy wody, która spadła na powierzchnię płaską poziomą przy założeniu, że woda nie paruje, nie wsiąka i nie odpływa.
- **Czas trwania opadu (t)** to czas, który upłynął od początku opadu do jego końca. Wyrażony jest w godzinach lub minutach. Jest rzeczą charakterystyczną, że im deszcz jest bardziej intensywny, tym trwa krócej.
- **Natężeniem deszczu albo intensywnością (I)** nazywamy stosunek wysokości opadu do jego czasu trwania:

$$I = H/t \text{ [mm} \cdot \text{min}^{-1}\text{]}, \text{ [mm} \cdot \text{h}^{-1}\text{]} \quad (2.1)$$

Rozróżnia się natężenie chwilowe $I_t = \Delta H/\Delta t$ oraz natężenie średnie I_{sr} – odnoszące się do całego czasu trwania deszczu.

W niektórych dziedzinach działalności inżynierskiej (odwodnienia) natężenie deszczu (q) wyraża się w $\text{dm}^3 \text{ s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$, wówczas zachodzi następująca zależność $q = 166,7 \cdot I$, gdzie I – natężenie deszczu w $\text{mm} \cdot \text{min}^{-1}$.

- **Zasięg deszczu (F)** to obszar, na który spadł deszcz. Deszcze o wysokim natężeniu i krótkotrwałe pokrywają zawsze mały obszar. Im wyższe natężenie tym mniejszy zasięg opadu.
- **Częstotliwość występowania deszczu (c)**, to liczba spostrzeżeń (n), określonej wielkości deszczu (wysokości opadu, natężenia) przypadająca na daną liczbę (N) obserwacji

$$c = \frac{n}{N}, \quad (2.2)$$

Wyrażamy ją najczęściej w procentach, mnożąc przez 100 wartość otrzymaną ze wzoru.

- **Prawdopodobieństwem (p)** określa się rzadko występujące zjawisko, a w tym i rzadko występujące opady. Prawdopodobieństwo empiryczne na podstawie próby losowej (ciągu obserwacji) określa się najczęściej z formuły Weibulla.

$$p(\%) = \frac{m}{N+1} \cdot 100\% \quad (2.3)$$

gdzie: m – ilość spostrzeżeń większych lub równych od wielkości zaobserwowanej w czasie N lat (ranga).

- **Prawdopodobieństwo teoretyczne** to takie prawdopodobieństwo empiryczne, kiedy okres obserwacji zmierza do nieskończoności ($N \rightarrow \infty$). Będzie to wówczas tzw. zbiorowość generalna.

W tym przypadku istnieje następująca zależność pomiędzy **prawdopodobieństwem** (teoretycznym) przewyższenia a **okresem powtarzalności** danego opadu:

$$p(\%) = \frac{100}{T}(\%) \quad (2.4)$$

gdzie:

T – okres powtarzalności wyrażony w latach.

Jeżeli o określonym rzadkim opadzie mówimy, że pojawił się na przykład raz na 100 lat, to znaczy, że jego prawdopodobieństwo wynosi $p = 1\%$.

Wymienione parametry deszczu wyznacza się na podstawie obserwacji ombrometrycznych przeprowadzanych za pomocą przyrządów pomiarowych – deszczomierzy zwykłych lub samopiszących.

Pomiary opadów mogą być terminowe lub ciągłe. Terminowe wykonywane są w stałych terminach raz (o godz. 7 rano) lub dwa razy (o godz. 7 i 19) dziennie.

Obserwacje terminowe mierzą tylko wysokość opadu w określonym, stałym przedziale czasu (np. 24 lub 12 godz.), nie podają natomiast rozkładu opadu w czasie, co w konsekwencji negatywnie wpływa na jakość obliczeń natężenia przepływu wezbraniowego wywołanego przez intensywny deszcz.

2.4.2. Rozkład opadów

Opad atmosferyczny jest zjawiskiem nieciągłym w czasie, nierównomiernie rozłożonym zarówno w czasie jak i przestrzeni oraz o zmiennym natężeniu.

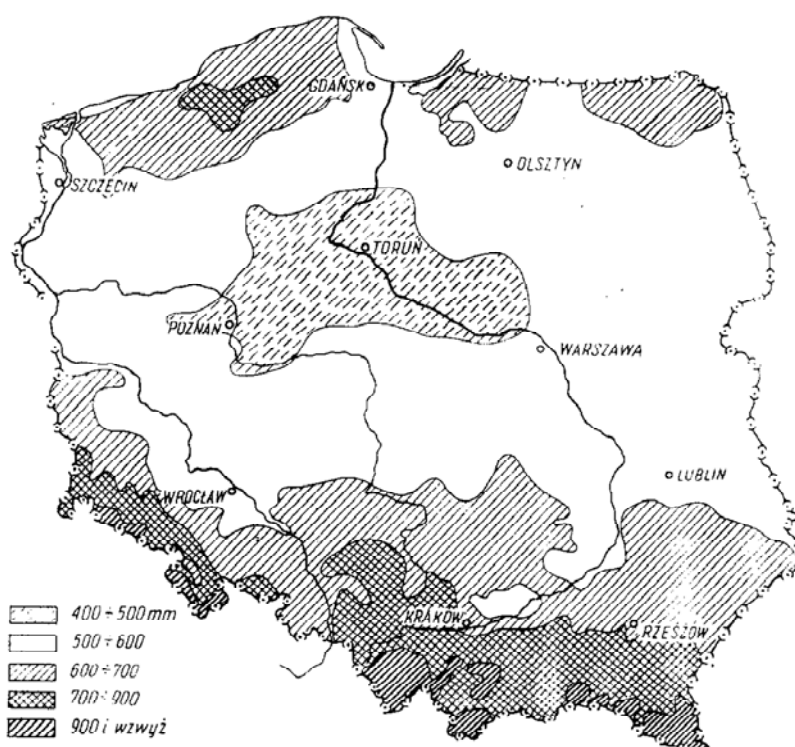
Normalny opad roczny, zwany także modułem pluwiometrycznym równy średniej arytmetycznej sum opadów rocznych z wielolecia jest ważnym wskaźnikiem klimatycznym i hydrologicznym. Charakteryzuje typ klimatu, zależy przede wszystkim od szerokości geograficznej, od kierunku przeważających wiatrów, odległości od mórz i oceanów, wysokości terenu nad poziomem morza itp. Wartości opadu rocznego na Ziemi wahają się od 34 mm w Kairze (Egipt) do 12 040 mm w Indiach u stóp Himalajów.

Przeciętna wartość modułu pluwiometrycznego, czyli opadu średniego rocznego, w Polsce wynosi 600 mm. W różnych regionach jego wartości wynoszą od minimum 450 mm w

okolicach Gopła do ponad 1000 mm w Tatrach i Sudetach. Rozkład opadu rocznego w Polsce przedstawiono na rys. 2.6.

Opad roczny nie jest także równomiernie podzielony między poszczególne miesiące: najwięcej opadu przypada na miesiące letnie, przy czym rozkład ten jest bardziej wyrównany w okolicach nadmorskich, natomiast większe różnice opadu występują w regionach górskich. Duże sumy miesięczne opadów latem w Polsce są zwykle wynikiem jednego lub kilku krótkotrwałych deszczów o dużym natężeniu. Między wysokością takiego opadu a normalnym opadem rocznym nie ma bezpośredniego związku.

Czynniki opadotwórcze wywołujące intensywny deszcz krótkotrwały – takie jak prądy powietrzne, temperatura, wilgotność itp. mogą być w poszczególnych latach i miesiącach bardzo zmienne. Powoduje to, że mamy okresy niezwykle głębokiej suszy, a innym razem okresy intensywnych opadów powodujących gwałtowne wezbrania powodziowe i podtopienia.



Rys. 2.6. Normalny opad roczny na terenie Polski

Przykładem takiej nieregularności opadów mogą być dane dla Gdańska.

Tab. 2.2

Wybrane wartości opadów w Gdańsku

Rok	Wysokość opadu (suma) [mm]		Współczynnik nieregularności	
	czerwiec	lipiec	czerwiec	lipiec
1992	27,0	78,0	1,62	23,6
1994	16,7	3,3	1,0	1,0
2001	44,4	194,5	2,86	59,0

2.5. Deszcze krótkotrwałe

2.5.1. Wiadomości ogólne

W klimacie Polski przeważająca część opadów to opady deszczu. Natężenie padającego deszczu może być bardzo różne – od niewielkiego natężenia mżawki do dużego natężenia nawałnicy zwanej oberwaniem chmury. Deszcze o dużym natężeniu trwają krótko i występują rzadko, tym rzadziej, im ich natężenie jest większe. Przy dłuższym czasie trwania deszczu jego intensywność maleje, natomiast zasięg się powiększa.

Krótkotrwałe, intensywne opady występują przede wszystkim podczas burz i trwają zwykle krótko, od kilku minut do kilku godzin. Mimo krótkiego czasu trwania mogą powodować katastrofalne wezbrania rzek i potoków, przepełnienia i wylewy kanałów w miastach, zmywy powierzchniowe gleby i duże straty w rolnictwie.

W naszym klimacie 80% deszczy intensywnych przypada na godziny popołudniowe między godz. 14 – 16. Opady burzowe często pojawiają się na obwodzie obszaru depresji barycznych (niżów). Szerokość pasa objętego równocześnie burzą sięga wówczas do kilkuset kilometrów, zaś szerokość pasa objętego deszczem równoczesnym wynosi od 40 do 80 km. Szybkość przesuwania się burzy wynosi często 100 km/godz., a przeciętne trwanie burzy ok. 0,5 godz. Obszar objęty opadem burzowym może przekraczać 10000 km².

Oprócz burz przesuwających się szerokim frontem zdarzają się burze krótkotrwałe, kilkunutowe i przechodzące wąskimi kilkukilometrowymi pasami. Spowodowane są one nagłym zachwianiem równowagi atmosferycznej pod wpływem czynników opadotwórczych o niewielkim zasięgu. Są to burze konwekcyjne związane z miejscowymi własnościami terenu

– rzeźbą i pokryciem terenu itp. Przeważająca ilość burz występuje w Polsce w końcu wiosny i na początku lata.

Deszcze ulewne i nawalne są to deszcze o dużym natężeniu i stosunkowo krótkim czasie trwania.

Opady nawalne o dużej intensywności i wydajności połączone są zwykle z silnym, porywym wiatrem i burzą. Najczęściej występują latem. Czas ich trwania wynosi kilkadziesiąt minut do kilku godzin, a zasięg ogranicza się do powierzchni 50 do 100 km². W literaturze światowej nie ma ścisłej definicji ogólnie przyjętej. W Polsce do ich określenia stosuje się najczęściej skalę Chomicza.

Zgodnie z tą skalą (Atlas hydrologiczny, 1986, [2]), przyjmuje się, że **ulewa** jest to opad o dużym natężeniu trwający poniżej 1 godz., którego wydajność w [mm] w czasie t [min] przekracza wartość:

$$u_0 = 1,0 t^{0,5} \text{ [mm]} \quad (2.5)$$

Deszcz **nawalny** jest to deszcz o jeszcze większym natężeniu, którego wydajność jest większa od:

$$u_5 = 5,66 t^{0,5} \text{ [mm]} \quad (2.6)$$

Dla opadu trwającego np. 1 godzinę (czyli 60 minut), wysokość opadu przekracza więc:

a) **ulewa** $u_0 = 1,0 * 60^{0,5} = 7,75 \text{ mm}$

b) **deszcz nawalny** $u_5 = 5,66 * 60^{0,5} = 43,84 \text{ mm}$

Tab. 2.3

Rozkład w % na miesiące liczby wystąpień deszczów ulewnych i nawalnych w Polsce

Miesiące	Deszcze [%]	
	ulewne	nawalne
kwiecień	1,7	1,5
maj	7,4	6,8
czerwiec	34,2	33,2
lipiec	35,1	37,6
sierpień	16,7	16,7
wrzesień	4,5	3,6
październik	0,4	0,6
razem	100,0	100,0

Deszcze rozlewne mają bardzo duży zasięg terytorialny, ale mniejsze natężenie niż opady nawalne. Obejmują nieraz całe połacie kraju – głównie dorzecze górnej Wisły i Odry. Ponieważ trwają dość długo i obejmują ogromny obszar, sumaryczna ilość wody, którą dostarczają, jest bardzo duża. Występują głównie latem od czerwca do września. Powodują groźne powodzie.

Orientacyjny rozkład opadów ulewnych i nawalnych w ciągu roku w Polsce podaje tabela 2.3.

2.5.2. Związek: natężenie – czas trwania opadu

Między natężeniem deszczu a jego czasem trwania zachodzi związek, z którego wynika, że im natężenie deszczu jest większe, tym deszcz trwa krócej. Zależność ta nie jest ważna w odwrotną stronę; krótko może trwać zarówno opad o dużym jak i o bardzo słabym natężeniu, rozważa się więc natężenia maksymalne (Lambor, 1971,[54], Byczkowski, 1996;[17], Wołoszyn, 1998,[119]).

Obrazem graficznym ww. związku jest krzywa hiperboliczna „natężenie – czas trwania” zwana również krzywą natężenia opadów, która może być opisana formułą:

$$I_{\max} = \frac{a}{(t + b)^n} + c \quad (2.7)$$

gdzie: I_{\max} – natężenie opadu [mm/min, mm/h],

t – czas trwania natężenia I [min lub h],

a, b, c, n – współczynniki zależne od stosunków regionalnych i klimatycznych.

Wszystkie współczynniki są powiązane ze sobą i wyznacza się je na drodze empirycznej na podstawie wieloletnich obserwacji dla danej stacji pluwiometrycznej.

Zależność **natężenie – czas trwania deszczu** była i jest przedmiotem badań wielu autorów, stąd mnogość różnych formuł ważnych tylko dla określonych regionów. W Polsce najbardziej znane są formuły Rózańskiego, Lambora, Chomicza. Przykładowy wzór Lambora dla Polski Środkowej (Warszawa) ma postać [54]:

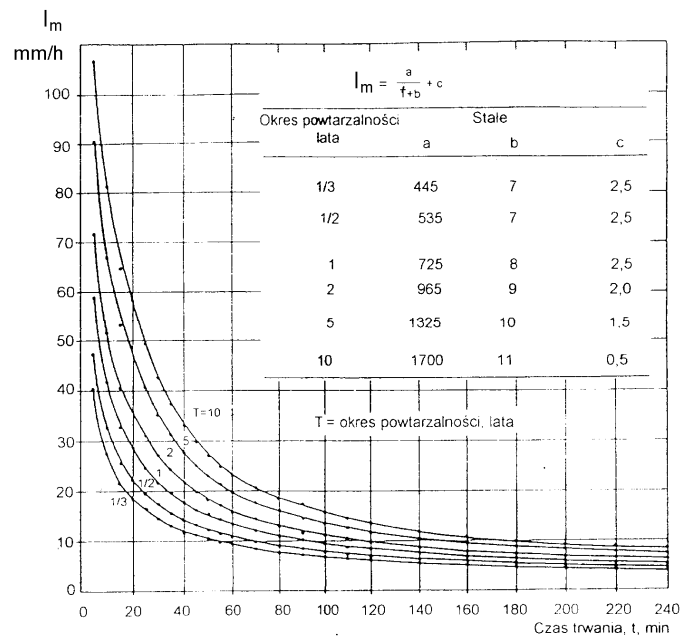
$$I_{\max} = \frac{8,46}{t^{0,42}} - 0,48 \text{ [mm/min]} \quad (2.8)$$

2.5.3. Prawdopodobieństwo występowania maksymalnego natężenia opadu o określonym czasie trwania

Obserwacje pluwiometryczne dają możliwość określenia wielkości maksymalnej natężenia opadu zależnie od jego czasu trwania z określonym prawdopodobieństwem. W oparciu o statystykę matematyczną można ustalić zależność pomiędzy wielkością maksymalnego natężenia opadu a jego prawdopodobieństwem i czasem jego trwania. Prowadzi to do uzyskania formuł matematycznych w postaci:

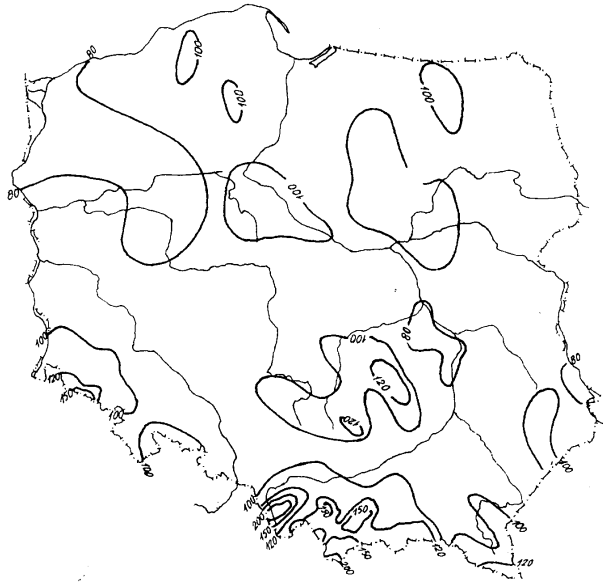
$$I_m = \frac{a}{t+b} + c \quad (2.9)$$

Obrazem graficznym tej formuły jest układ krzywych prawdopodobieństwa $p = 1/T$, który przykładowo przedstawiono na rys. 2.7.



Rys. 2.7. Natężenie deszczu o różnym czasie trwania i prawdopodobieństwie

Wśród najbardziej znanych i stosowanych są wzory Lambora, Wołoszyna oraz wzory Błaszczyka stosowane m. in. do obliczeń sieci kanalizacji deszczowej [54,17,119].



Rys. 2.8. Mapa maksymalnych opadów dobowych o prawdopodobieństwie przewyższenia $p = 1\%$ [2]

W wielu zastosowaniach praktycznych, służących między innymi do zretencjonowania fali powodziowej potrzebna jest znajomość całkowitej ilości wody, jaka spadła na daną zlewnię, tj. wydajność opadu. Dobowe wydajności opadu o różnym prawdopodobieństwie czytelnik znajdzie w Atlasie hydrologicznym (1986)[2], wydanym przez IMGW, przykładowe wartości podane są na rys. 2.8.

Bazując na rozkładzie prawdopodobieństwa Fishera-Tippetta typ III, E. Bogdanowicz i J. Stachy (1998)[12], podali ogólną formułę na maksymalną wysokość opadu (P_{\max}) w funkcji czasu trwania i prawdopodobieństwa:

$$P_{\max}(t, p) = \varepsilon(t) + \alpha(t) \cdot (\ln p)^{1/\lambda} \quad [\text{mm}] \quad (2.10)$$

gdzie: ε , α , λ – parametry rozkładu,

p – prawdopodobieństwo przewyższenia,

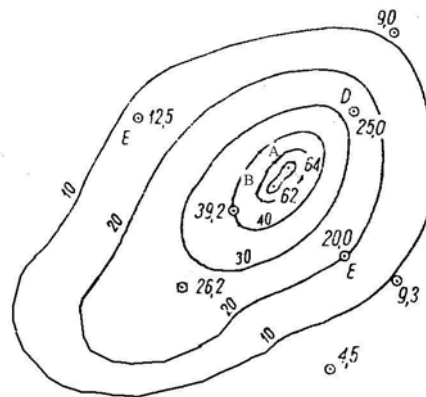
t – czas trwania opadu [min].

Ponadto wydzielili 4-ry regiony hydrologiczne w Polsce, dla których podali wielkości parametrów rozkładu tj. ε , α i λ .

Intensywny opad nie jest równomiernie rozłożony w przestrzeni. Najczęściej natężenie opadu maleje od jego centrum do krańców obszaru objętego deszczem (rys. 2.9).

Natężenie średnie jest funkcją natężenia maksymalnego, zależną od charakterystyk lokalnych i wielkości obszaru objętego deszczem. Natężenie opadu zmienia się również w czasie jego trwania.

Zmienność czasowa natężenia opadu, oprócz całkowitego czasu trwania i sumy opadu, ma zasadniczy wpływ na wielkość wezbrań wywołanych deszczami. Natężenie opadu może być stałe, maksimum natężenia opadu może wystąpić na początku, w środku i na końcu jego trwania.

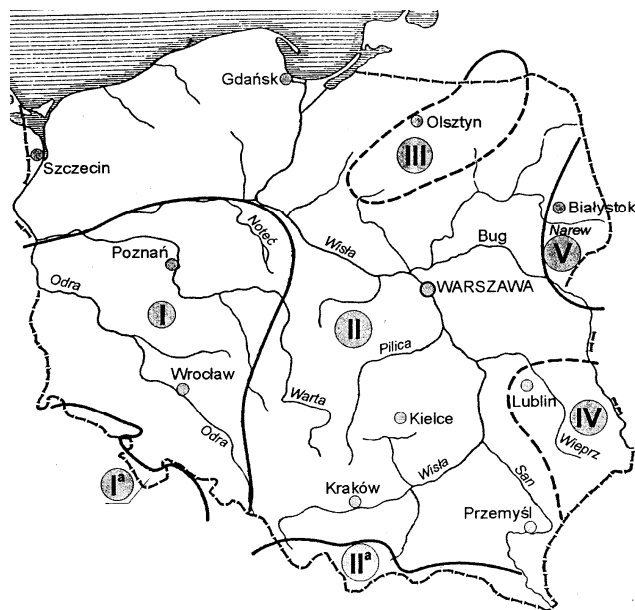


Rys. 2.9. Izohiety tj. linie jednakowego opadu burzowego H (mm)

2.5.4. Opady krótkotrwałe o dużym natężeniu w Polsce

Z wieloletnich pomiarów wynika, że w warunkach polskich opady trwają średnio 10% czasu w roku. Ocenia się także, że opady ulewne i nawalne o natężeniu większym od 0,2 mm/min trwają średnio tylko od kilku do kilkunastu godzin w roku. Mimo tak krótkiego czasu występowania, szkody wywołane przez wezbrania i zatopienia nimi powodowane są znaczne.

Opady o dużej wydajności pochodzą z chmur konwekcyjnych typu Cumulonimbus (Cb) występujących w jednorodnych masach powietrza oraz strefach frontu chłodnego, a także z chmur cyklonicznych Nimbostratus (Ns). Obecność pasm górskich wpływa jeszcze na zwiększenie natężenia tych opadów.



Rys. 2.10. Rozmieszczenie deszczów nawałnych w Polsce [12]

Można wyróżnić V regionów w Polsce występowania charakterystycznych opadów nawałnych (rys. 2.10). Na obszarze I występują opady o krótkim czasie trwania 4 – 5 godz., ale o największym natężeniu. Na obszarze II czas trwania jest dłuższy, wynosi od 4 godz. na północy do 8 godz. na południu regionu, lecz opady są o mniejszym natężeniu, a większej częstotliwości. Podobne natężenia i czas trwania mają deszcze w regionie III, lecz jeszcze większą częstotliwość. Region IV – to obszar występowania deszczy o wzmożonych natężeniach i częstotliwości. Obszar V – wschód Polski, charakteryzuje się najkrótszymi czasami trwania i najmniejszą wydajnością deszczy nawałnych. Wyróżnione zostały regiony górskie Ia (Sudety) i IIa (Tatry), które charakteryzują się długotrwałymi opadami nawałnymi, których czas trwania może przekroczyć 3 dni.

Opady o dużej wydajności i o dużym zasięgu (deszcze rozlewne) są wywoływane przez masy ciepłego i wilgotnego powietrza napływającego z południa Europy i powodują 88% dużych wezbrań deszczowych w Polsce. Są to nize drugorzędne, na ogół płytkie, wędrujące znad Włoch i Adriatyku przez Półwysep Bałkański i Nizinę Węgierską do Polski i dalej na północ i północny zachód. Również w tym przypadku efekt orograficzny powoduje wzrost natężenia opadów – następuje spiętrzenie się nad górami Sudetami i Karpatami ciepłych i wilgotnych mas powietrza, jak również często ich kilkudniowe zatrzymanie, np. powódź z lipca 1997 r. – dorzecze Odry i Wisły.

2.6. Proces formowania się przepływu w rzekach

2.6.1. Zlewnia, dorzecze, sieć hydrograficzna

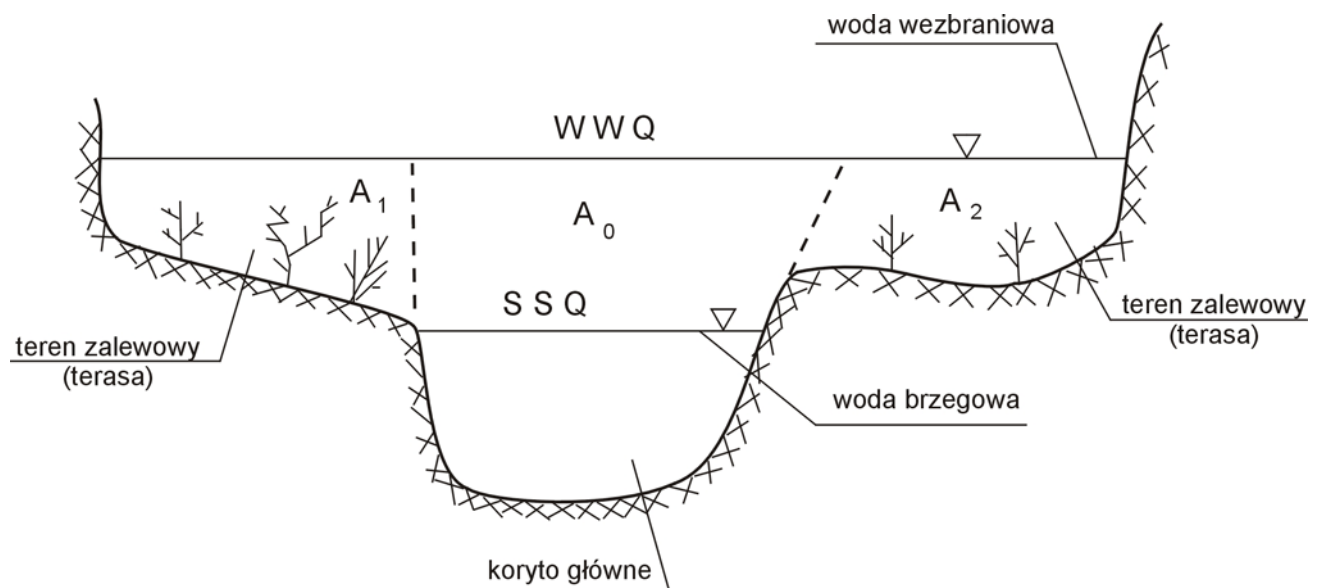
Zlewnia jest podstawową jednostką hydrograficzną terenu. Jest to obszar zamknięty działem wodnym, z którego wszystkie wody spływają do jednego wspólnego odbiornika – rzeki, jeziora, bagna, zalewu, morza.

W zależności od formy odpływu, rozróżnia się zlewnię powierzchniową, czyli topograficzną i zlewnię podziemną. Gdy zlewnia obejmuje cały system rzeczny tj. rzekę główną i jej dopływy oraz następuje odpływ jednym ujściem do morza mówimy o dorzeczu.

Zlewnia charakteryzuje się różnymi cechami fizyczno-geograficznymi, z których podstawowe to: pole powierzchni, długość zlewni, szerokość zlewni, średni spadek podłużny i poprzeczny, pokrycie i przepuszczalność terenu itp.

Płynące na powierzchni zlewni wody powierzchniowe tworzą sieć rzeczną. Wszystkie wody płynące nazywane są ciekami. Zasilane są podziemnie i powierzchniowo wodą z opadów.

Koryto jest najniższą uformowaną w wyniku długotrwałych procesów erozyjnych częścią doliny, którą woda płynie przez większą część roku. Terasa (lub taras) zalewowa, nazywana też doliną zalewową, jest to część doliny przylegająca bezpośrednio do koryta, która jest zalewana podczas wysokich stanów (rys. 2.11). Rzeki o nieustabilizowanym dnie i brzegach zmieniają podczas wezbrań swoje koryto w obrębie łóżyska. Ciek naturalne płyną przeważnie zakolami, tworząc meandry.

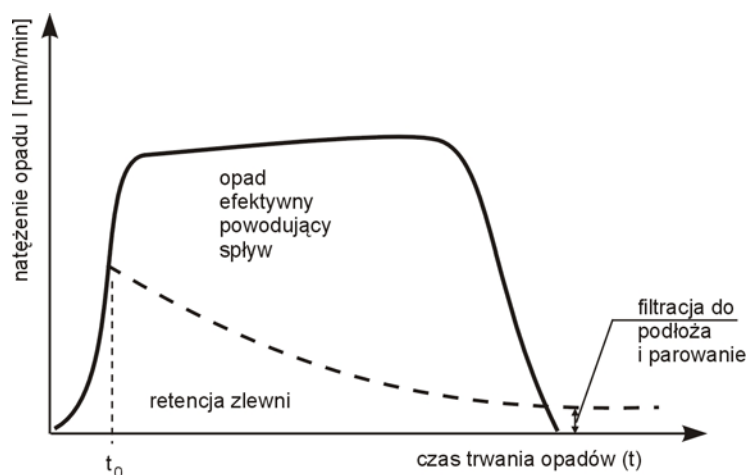


Rys. 2.11. Przekrój poprzeczny przez dolinę rzeczna

Najważniejsze parametry charakteryzujące rzekę to: długość rzeki, przekrój poprzeczny koryta i doliny, rozwinięcie i krętość rzeki, spadek rzeki, wielkość przepływów charakterystycznych.

2.6.2. Formowanie się odpływu ze zlewni

Deszcz padający na powierzchnię zlewni nie sływa natychmiast i w całości do cieków. Zachodzą tu dwa istotne procesy zmienne w czasie. Część wód opadowych jest na stałe lub czasowo zatrzymana, a część sływa po terenie do koryta ciek, gdzie tworzy wezbranie przemieszczające się wzdłuż jego biegu. Proces zatrzymania wód przez zlewnię nosi nazwę retencji. Składają się na nią: intercepcja (zatrzymanie przez rośliny), infiltracja (wsiąkanie do gruntu), retencja terenowa (zatrzymanie w zagłębieniach terenowych, w jeziorach). W początkowej fazie deszczu retencja zlewni jest stosunkowo duża i może zatrzymać nawet cały opad przez pewien krótki czas, potem sukcesywnie maleje. W konsekwencji opad efektywny tworzący wezbranie intensyfikuje się. A zatem dopływ do ciek zwiększa się w czasie trwania deszczu (patrz rys. 2.12).

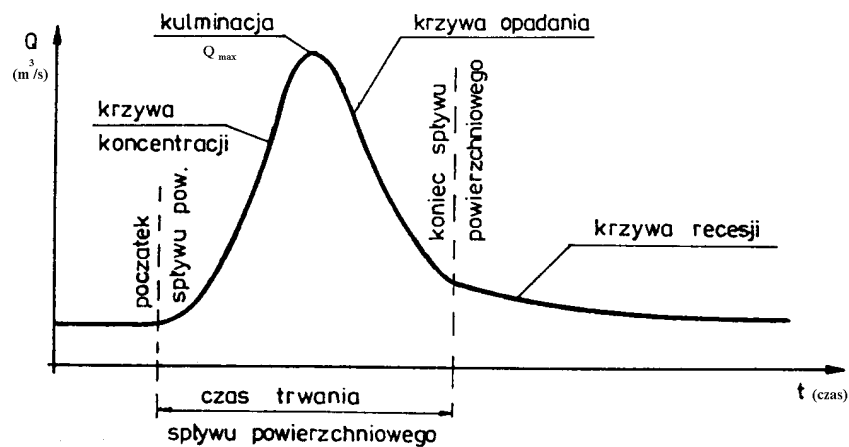


Rys. 2.12. Rozkład retencji zlewni i opadu tworzącego wezbranie; t_0 – początek wezbrania

Z drugiej strony nakłada się on na dopływ wód gruntowych pochodzących z infiltracji wcześniej zaistniałych opadów. Wody sływające po terenie z dalszych partii zlewni potrzebują więcej czasu na dopłynięcie do koryta rzeki niż te, które spadną w jego pobliżu. Stąd też wezbranie narasta sukcesywnie. Czas potrzebny na to, aby woda opadowa dopłynęła do koryta ciek z najbardziej oddalonych granic zlewni nosi nazwę czasu koncentracji wezbrania. W przypadku krótkotrwałego ulewnego deszczu powstaje charakterystyczny wykres zmian natę-

żenia przepływu w określonym przekroju koryta rzeki (patrz rys. 2.13). Nosi on nazwę hydrogramu wezbrania. Na tym hydrogramie wyróżniamy:

- a) krzywą koncentracji – formowanie się fali,
- b) kulminację – maksymalny przepływ,
- c) krzywą opadania – powstającą w chwili, gdy deszcz zanikł, ale spływ trwa jeszcze,
- d) krzywą recesji – spływ powierzchniowy ustał, istnieje tylko spływ wód podskórnych (podpowierzchniowych) i gruntowych.



Rys. 2.13. Typowy kształt hydrogramu prostego

2.7. Czynniki wpływające na wielkość wezbrań

Na formowanie się, wielkość i przebieg wezbrań wpływa wiele czynników związanych zarówno z opadem, jak i charakterystykami terenu oraz warunkami panującymi z zlewni w momencie wystąpienia opadu.

Najważniejsze czynniki to:

1. Intensywność i wydajność oraz czas trwania opadu,
2. Zdolność retencyjna zlewni,
3. Stosunek powierzchni objętej deszczem do całej powierzchni zlewni,
4. Charakterystyki zlewni: kształt, spadki, rodzaj gruntu, szata roślinna itp.,
5. Ukształtowanie rzeki w planie,
6. Rozłożenie głównych dopływów wzdłuż biegu rzeki.

Niezależnie od wymienionych głównych czynników, na przebieg wezbrania ma również wpływ szereg czynników lokalnych, takich jak np. zarastanie koryt rzecznych, zatory spowodowane różnymi przedmiotami, które znalazły się w korycie rzeki, jak np. pnie drzew, gałęzie i inne. Powodują one podpiętrzenia i podniesienie się poziomu wód wezbrania powodziowego.

2.7.1. Wpływ charakterystyk deszczu na wezbranie

Zasadnicze znaczenie w formowaniu się wezbrań opadowych mają charakterystyki opadu, a przede wszystkim jego natężenie, czas trwania i wydajność, a także zasięg. Gwałtowność wezbrania, groźba wystąpienia i charakter powodzi oraz czas jej trwania są uwarunkowane ilością wody, która w krótkim czasie spadnie na dany obszar.

Pozostałe charakterystyki opadu – zmienność natężenia w czasie i przestrzeni mają wpływ na kształt hydrogramu, a przede wszystkim na stromość krzywej koncentracji.

Rozpatrzmy dwa charakterystyczne, hipotetyczne przypadki formowania się fali w określonym przekroju rzeki, gdzie powierzchnia zlewni wynosi F . Przyjmijmy, że w obu przypadkach retencja zlewni jest ta sama. Najpierw rozważmy przypadek, kiedy natężenie opadu efektywnego równe I jest to samo, natomiast różny jest czas jego trwania i różne prawdopodobieństwo (częstotliwość) pojawiania się. Jeżeli czas trwania takiego deszczu jest krótszy od czasu koncentracji wezbrania t_c (t_c – czas koncentracji, czas dopływu wody z najdalej położonego miejsca zlewni) ($t < t_c$), to hydrogram fali wezbraniowej będzie miał przebieg jak krzywa „a” na rys. 2.14. Gdyby wystąpił szczególny przypadek i czas trwania deszczu byłby równy czasowi koncentracji wezbrania, to wówczas hydrogram wezbrania miałby kształt przedstawiony przez krzywą „b”. Natomiast w przypadku, gdy czas trwania deszczu jest dłuższy od czasu koncentracji, to wówczas otrzymalibyśmy hydrogram, którego kształt przedstawia krzywa „c” na rys. 2.14.

Z analizy hydrogramów wynika, że w przypadku „a” maksymalny przepływ jest mniejszy niż w przypadku „b” i „c”, a to dlatego, że nie cała powierzchnia zlewni bierze udział w jego kształtowaniu. W tych dwóch ostatnich przypadkach maksymalne natężenie przepływu kulminacyjnego (maksymalnego) wynosi:

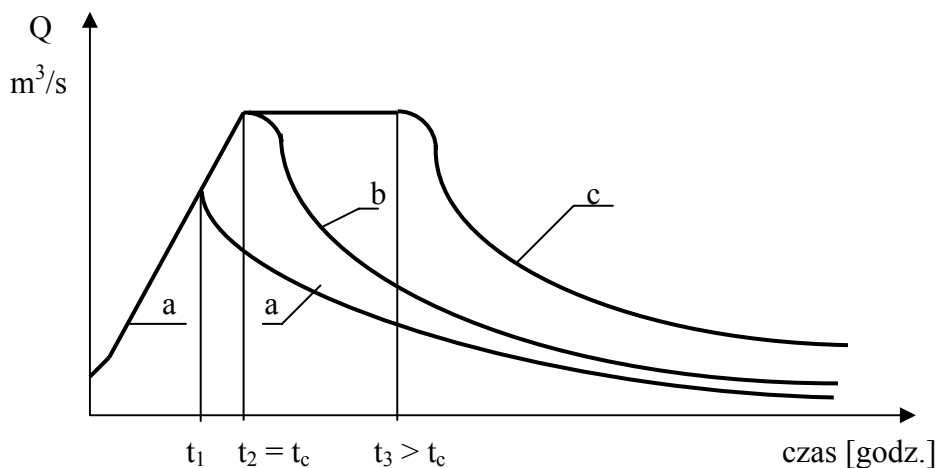
$$Q = F \cdot I \cdot \Psi \quad (2.11)$$

gdzie: Ψ – współczynnik spływu (odpływu),

F – powierzchnia zlewni.

Jednakże w przypadku „c”, czas trwania kulminacji będzie wyraźnie dłuższy niż w przypadku „a” i „b” i będzie wynosił:

$$t_{kul} = t_3 - t_c \quad (2.12)$$

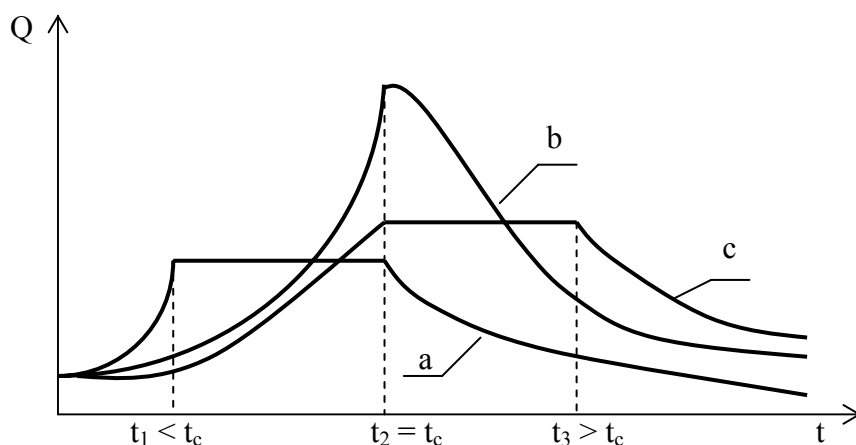


Rys. 2.14. Wpływ czasu trwania deszczu na hydrogram

W działalności inżynierskiej zachodzi zawsze potrzeba określenia maksymalnie możliwego przepływu dla zadanego prawdopodobieństwa p (okresu powtarzalności T). Wynika to z odpowiednich przepisów państwowych w sytuacji wymiarowania budowli hydrotechnicznych, wałów przeciwpowodziowych względnie światła mostu lub przepustu, a także w kanalizacji – projektowanie sieci deszczowej w miastach. Dla ściśle określonego prawdopodobieństwa $p = 1/T$ zależnie od czasu trwania opadu efektywnego, natężenie przepływu będzie też różne i będzie zgodne z zasadą przedstawioną w punkcie 2.4

Zatem dla poszczególnych czasów trwania deszczu odniesionych do czasu koncentracji wezbrania dla różnych natężeń I_{max} deszczu, będziemy mieli (rys. 2.15):

- a) dla $t_1 < t_c \rightarrow I_1 > I_c$ – hydrogram wg krzywej „a”
- b) dla $t_2 = t_c \rightarrow I_2 = I_c$ – hydrogram wg krzywej „b”
- c) dla $t_3 \gg t_c \rightarrow I_3 \ll I_c$ – hydrogram wg krzywej „c”



Rys. 2.15. Wpływ natężenia deszczu na hydrogram

Ekstremalna wartość przepływu będzie zawsze dla przypadku, gdy czas trwania deszczu efektywnego jest równy czasowi koncentracji wezbrania, gdyż deszcz dłużej trwający będzie miał mniejsze natężenie przy tym samym prawdopodobieństwie.

2.7.2. Wpływ retencji zlewni na opad efektywny tworzący wezbranie

Retencja zlewni ma decydujący wpływ na wielkości przepływu wezbraniowego, a zatem również na rozmiary powodzi. Zależy ona od bardzo wielu czynników, a przede wszystkim od rodzaju gleb i podglebia, szaty roślinnej pokrywającej teren, a także od sposobu zagospodarowania terenu. Również działalność człowieka ma tu istotne znaczenie. Retencja opadu w danej zlewni w dużym stopniu zależy także od warunków początkowych w niej panujących, a mianowicie od tego, czy zlewnia jest już nasycona wodą pochodzącą z opadów poprzednich lub też z roztopów. Retencja zlewni zmienia się również w czasie trwania opadu – maleje wraz z upływem czasu trwania deszczu (rys. 2.12). Powoduje to wzrost opadu efektywnego w czasie i zwiększony odpływ.

Działalność człowieka może znacząco zmienić naturalną retencję zlewni, a przede wszystkim w sposób niezamierzony ją zmniejszyć. Na znaczne zmniejszenie retencji wpływa:

- 1) zabudowa terenu – urbanizacja, powstawanie miast i osiedli łączy się ze zmniejszeniem przepuszczalności (uszczelnieniem) gruntu,
- 2) budowa dróg, autostrad i innych szlaków komunikacji zarówno samochodowej jak i kolejowej zwiększają szybkość spływu powierzchniowego, a zmniejszają przepuszczalność,
- 3) regulacja rzek – zmniejsza retencję dolin rzecznych i terenów zalewowych, zwiększa szybkość spływu wód,
- 4) melioracje wodne - melioracje najczęściej obniżają retencję terenów rolniczych, gdyż pro-

- wadzą do szybkiego odprowadzenia wód opadowych z terenu,
- 5) nowoczesne uprawy rolnicze mogą mieć wpływ na zmniejszenie retencji – zależy to od sposobu dokonywania orki, rodzaju upraw, fazy wzrostu roślinności itp.,
 - 6) utrzymywanie nieużytków o słabej szacie roślinnej również zmniejsza retencję,
 - 7) uprawa lasów – współczesna uprawa lasów w rzędach, budowa dróg i duktów leśnych, wycinanie gałęzi i krzaków, niszczenie ściółki, również sprzyjają szybszemu odpływowi wód z obszarów leśnych i zmniejszeniu retencji.

Oddziaływanie lasu na proces formowania się wezbrania jest złożone. Lasy, szczególnie naturalne, mają dużą retencję, którą jednak może zmniejszyć współczesna uprawa. Duża część pierwszej fazy opadu jest zatrzymywana, w wyniku intercepcji, przez korony drzew i przez poszycie leśne. Działanie to zmniejsza się jednak podczas długotrwałych opadów.

W oddziaływaniu lasu na odpływ ze zlewni ważny jest nie tylko stopień zalesienia, ale również rozmieszczenie kompleksów leśnych na obszarze zlewni. Las powoduje opóźnienie w kulminacji fali, może więc zapobiegać nałożeniu się kulminacji fali w rzece głównej i na dopływach. Jego wycięcie może znacznie zwiększyć kulminację, doprowadzając do nałożenia się fal.

Wzrostowi spływu powierzchniowego, a co za tym idzie zwiększeniu zagrożenia powodziowego sprzyja również pozostawianie ściernisk oraz niestosowanie poplonów w uprawach rolnych.

2.7.3. Znaczenie charakterystyk zlewni w formowaniu się wezbrań

Cechy charakterystyczne zlewni, jej fizjografia, mają również bardzo istotne znaczenie zarówno dla stosunków hydrologicznych w zlewni jak i dla formowania się wezbrań. Od rzeźby terenu zależy nie tylko prędkość spływu powierzchniowego wód, wielkość wsiąkania i retencji, ale także wysokość i rozmieszczenie opadów. Do najważniejszych elementów rzeźby terenu należą:

- wysokość nad poziomem morza,
- układ pasm górskich w stosunku do przeważających kierunków napływu mas powietrza,
- przebieg działów wodnych,
- spadki podłużne i poprzeczne terenu,
- przekroje poprzeczne i podłużne cieków,
- stopień rozwinięcia sieci rzecznej.

Wzniesienie zlewni nad poziom morza ma wpływ przede wszystkim na wysokość

opadu rocznego i wielkość zaśnieżenia, ale także na wielkość opadów nawałnych, dobowych latem. Maksymalne opady dobowe na nizinach rzadko przekraczają 100 mm, natomiast w górach zdarzają się opady przekraczające nawet 200 mm.

Usytuowanie pasm górskich prostopadle lub pod kątem do kierunku napływu wilgotnych mas powietrza powoduje „wślizg” mas powietrza ku górze i kondensację pary wodnej oraz większe opady po stronie nawietrznej (rys. 2.5).

Ekspozycja zboczy w stosunku do stron świata wpływa z kolei na intensywniejsze nagrzewanie się stoków południowych. Ma to znaczenie w zwiększeniu procesu parowania i wysychania powierzchni terenu, co powoduje duże straty wody, a więc bezpośrednio wpływa na warunki wilgotnościowe w zlewni.

Przebieg działów wodnych, spadki terenu, rozwinięcie sieci rzecznej wpływają na kształt zlewni, wielkość terenów zalewowych, prędkość spływu i czas koncentracji. Odpływ powierzchniowy będzie tym większy i szybszy, im większe jest nachylenie terenu. Dlatego też w dorzeczach górskich występują wezbrania deszczowe gwałtowniejsze i potężniejsze niż wezbrania spowodowane ulewami w terenach nizinnych, słabo urzeźbionych.

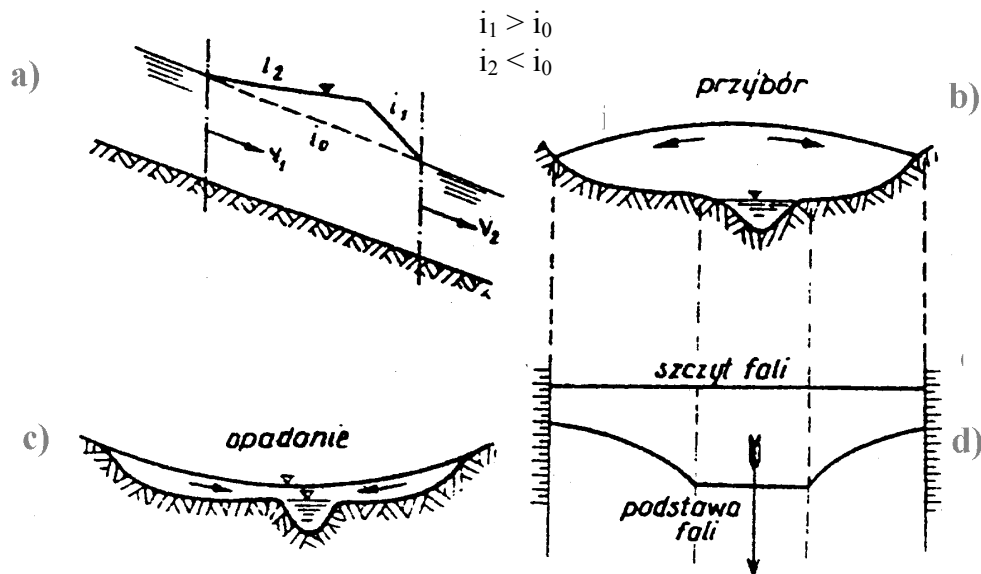
Duży wpływ na wielkość wezbrania ma także kształt zlewni. Największe wezbrania – przy tym samym opadzie i powierzchni zlewni – występują przy kształcie zlewni zbliżonej do trójkąta równobocznego z wierzchołkiem u źródeł rzeki. W takiej zlewni najwięcej wody dopływa w tym samym czasie do przekroju zamykającego – następuje nałożenie się Q_{\max} z różnych części zlewni.

Z kolei wydłużenie zlewni powoduje większe różnice w czasie dopływu wody do koryta rzeki – następuje opóźnienie dopływu z części źródłowej zlewni. W rezultacie spływ jest rozłożony w czasie i nie tworzy się jedna wysoka fala. W efekcie, im zlewnia jest bardziej wydłużona, tym kulminacja będzie mniejsza.

2.8. Charakter przebiegu wezbrań wywołanych przez opady

2.8.1. Fala wezbraniowa w korycie rzeki

Wezbranie na wodach płynących nie tworzy się jednocześnie na całej długości rzeki, lecz przemieszcza się wzdłuż jej biegu tworząc **falę wezbraniową**.



Rys. 2.16. Deformacja fali wezbrania w korycie rzeki

Szczególnie wyraźnie zjawisko to przebiega na większych rzekach mających swój początek w górach lub na wyżynach. Fala powodziowa w górnym biegu rzeki formuje się bardzo szybko w wyniku intensywnego spływu powierzchniowego i małej retencji. Fala powstaje tu znacznie szybciej niż np. w środkowym czy dolnym biegu rzeki.

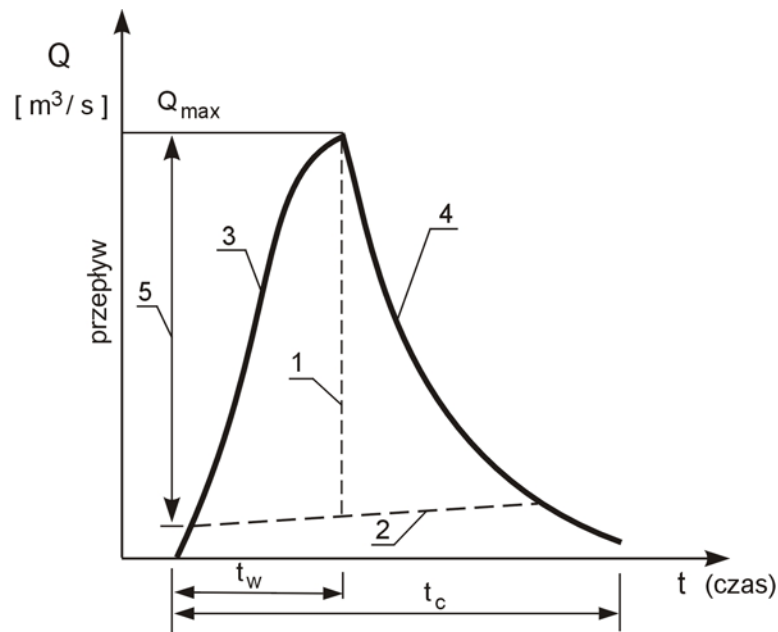
Na rys. 2.16 przedstawiono układ zwierciadła wody (falę wezbraniową) podczas wezbrania w profilu podłużnym rzeki i przekrojach poprzecznych.

W profilu podłużnym fali wyróżnia się: strefę przyboru o zwiększonym spadku podłużnym ($i_1 > i_0$) – jest to czoło fali oraz strefę opadania, charakteryzującą się zmniejszonym spadkiem podłużnym ($i_2 < i_0$) – jest to grzbiet fali.

Na skutek różnych spadków, a więc i różnych szybkości przepływu w obu strefach fali, w miarę przemieszczania się fali z biegiem rzeki, czoło fali będzie ulegało skróceniu, natomiast sama fala ulegnie wydłużeniu. Zjawisko to nosi nazwę splaszczania się fali wzdłuż biegu rzeki. Na splaszczanie i deformację fali ma wpływ również zdolność retencyjna koryta i doliny rzeki.

2.8.2. Rodzaje hydrogramów wezbrania

Zmienność przepływu w czasie podczas wezbrania w danym przekroju rzeki przedstawia hydrogram. Jest to tzw. fala pozorna, gdyż fala wezbrania (jak to opisano powyżej) formuje się wzdłuż biegu rzeki. Analizując hydrogramy wezbrań, oprócz elementów pokazanych na rys. 2.13 wyróżnia się jeszcze (rys.2.17):



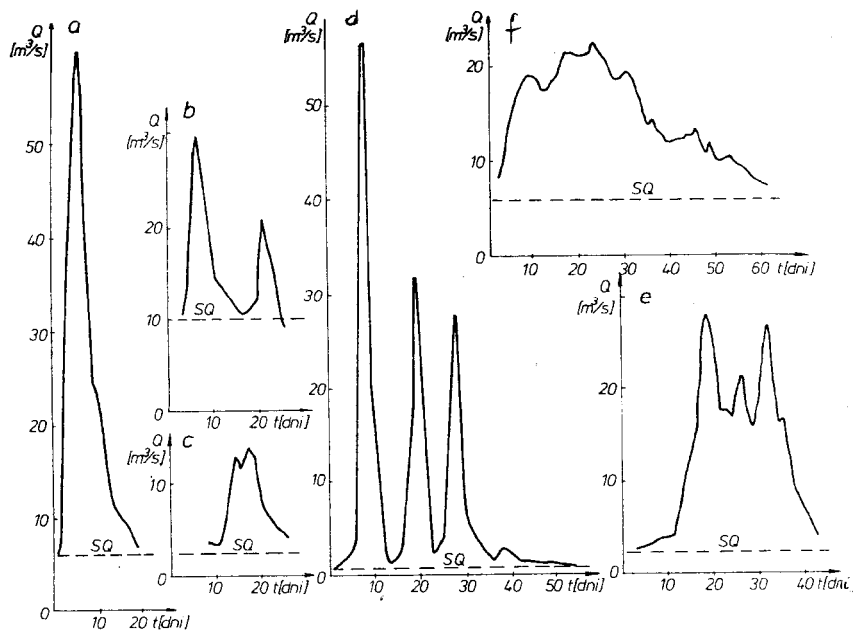
Rys. 2.17. Elementy hydrogramu wezbrania

1-szczyt fali wezbrania, 2-podstawa wezbrania, 3-gałąź wznosząca, 4-gałąź opadająca, 5-elewacja fali, t_c - czas trwania fali, t_w -czas wznoszenia fali, Q_{max} -przepływ maksymalny wezbrania.

- maksymalny przepływ Q_{max} , kulminacja wezbrania (1),
- podstawę fali wezbrania (2) – przepływ, od którego rozpoczęło się gwałtowne wezbranie,
- elewację fali (wysokość) (5) – różnicę kulminacji i podstawy,
- całkowity czas trwania wezbrania (spływu powierzchniowego) t_c ,
- czas wznoszenia (t_w) i czas opadania ($t_c - t_w$),
- objętość fali wezbraniowej $V = \int Q dt$.

Charakterystyczną cechą fal wezbraniowych jest bardziej gwałtowny wzrost stanów i przepływów i wyraźnie łagodniejsze opadanie.

Omówiony hydrogram wezbrania dotyczy fal pojedynczych charakteryzujących się jedną wyraźną kulminacją (fala prosta).



Rys. 2.18. Typowe kształty hydrogramów wezbrań: a – pojedynczy, b – złożony bliźniaczy, c – złożony podwójny rosnący, d – złożony potrójny, e – złożony potrójny, f – złożony bezkształtny [17]

W naturze w wyniku nierównomiernego rozkładu opadu w czasie i przestrzeni, często występują wezbrania złożone o większej liczbie kulminacji. Hydrogramy takie przedstawione na rys. 2.18 dzielą się na:

- podwójne, o dwóch wyraźnych kulminacjach, które można rozdzielić na dwie oddzielne fale, pomiędzy którymi występują przepływy zbliżone do podstawy wezbrania (b),
- podwójne, o dwóch kulminacjach, nie dające się rozdzielić; gdy najpierw pojawia się kulminacja niższa, mówi się o fali rosnącej, przy układzie odwrotnym – o fali zanikającej (c),
- potrójne, o trzech kulminacjach (d, e),
- bezkształtne, nie mające wyraźnie zarysowanych kulminacji (f).

2.8.3. Przebieg fali wezbrania wzdłuż biegu rzeki

Analizując przebieg fali wezbrania wzdłuż biegu rzeki stwierdza się, że fale wysokie wykazują większą tendencję do wydłużania się niż fale niskie. W przypadku powstania w górnym odcinku rzeki kilku pojedynczych fal, będą one wykazywały tendencję do połącze-

nia się i utworzenia w środkowym i dolnym biegu jednego szczytu. Wynika to stąd, że prędkość przemieszczania się fal w górnym biegu rzeki jest zawsze większa niż na odcinkach środkowym i dolnym.

Kulminacja fali przenosi się w dół rzeki zazwyczaj z szybkością mniejszą od szybkości wody w korycie przy stanach średnich. Różnica ta zależy od kształtu przekroju wielkiej wody. W przypadku przekroju zwartego różnice są niewielkie. Jeżeli natomiast istnieją duże tereny zalewowe, różnica może być bardzo znaczna (rys.2.11). Dopóki woda nie występuje z brzegów, prędkość przepływu rośnie wraz z podnoszeniem się stanów. Po wystąpieniu wody z brzegów i zalaniu terenów zalewowych następuje zmniejszenie prędkości, przy czym szybkość w części zalewowej może zmaleć 2–3-krotnie. Spadek prędkości wynika z dużych oporów przepływu na terenach zalewowych spowodowanych między innymi zwartą roślinnością a nawet zabudową terenu.

Przesuwanie się kulminacji fali wzdłuż biegu rzeki może podlegać zakłóceniom wywołanym przyczynami sztucznymi lub naturalnymi. Do przyczyn sztucznych zalicza się na przykład przerwanie wałów przeciwpowodziowych. Przybór wody poniżej przerwy zostaje zatrzymany, dopóki nie wypełni się teren zawala.

Przebieg fali może być zakłócony w sposób naturalny przez udział dopływów, które mogą opóźniać lub przyspieszać kulminację rzeki głównej poniżej swego ujścia. Wyróżnić można tu trzy przypadki:

- kulminacja dopływu może się zbiec z kulminacją odbiornika – wówczas wezbranie na rzece głównej jest największe i prowadzi zwykle do sytuacji katastrofalnej;
- kulminacja dopływu może wyprzedzić i przyspieszyć kulminację na rzece głównej;
- kulminacja dopływu może opóźnić kulminację na rzece głównej.

Zjawisko to wyraźnie występuje w dorzeczu górnej Wisły. Kulminacje Raby, Dunajca i Wisłoki przy ujściu zazwyczaj wyprzedzają kulminację górnej Wisły, natomiast kulminacja Sanu występuje z opóźnieniem, chociaż nie jest to regułą. Zależnie od rozmieszczenia stref opadów, może nastąpić spotkanie kulminacji Sanu i Małej Wisły.

Jeżeli na Podkarpaciu ulewne deszcze przemieszczają się z zachodu na wschód (rok 1934), to z reguły fale wezbraniowe powstałe na dopływach Wisły (Soła, Skawa, Raba, Dunajec) nakładają się na siebie w jej korycie. Jeżeli jednak jest przeciwnie, to zjawisko to nie występuje już tak zdecydowanie.

Odwrotnie rzecz wygląda w Sudetach, tj. na Odrze i jej dopływach. Jeżeli deszcze ulewne przemieszczają się z południowego wschodu (rok 1907, 1913 i 1997), to wówczas na fale

uformowane na górnej Odrze nakładają się kolejne fale Nysy Kłodzkiej, Ścinawy, Ślezy, Bystrzycy, Bobru, Osobłogi a nawet Nysy Łużyckiej. Wówczas to powstaje poważne zagrożenie dla miast i terenów leżących nad środkową i dolną Odrą. Jeżeli w Sudetach pada intensywny deszcz przemieszczający się z północnego zachodu, wówczas zwykle powstaje powódź na Kwisie i Bobrze, a fala na Odrze jest stosunkowo płaska (1897 r).

Fale wezbraniowe mogą mieć różną wysokość. Na rzekach polskich nie przekraczają zwykle 10 m. Np. Dunajec w Krościenku osiąga ok. 5 m, Raba w Proszówkach 8 m, dolna Wisła – 9 m.

Oprócz omówionych czynników naturalnych na przebieg fal powodziowych mają również wpływ czynniki sztuczne – antropogeniczne. Należy do nich przerwanie wałów przeciwpowodziowych oraz magazynowanie lub wypuszczanie wody ze zbiorników retencyjnych.

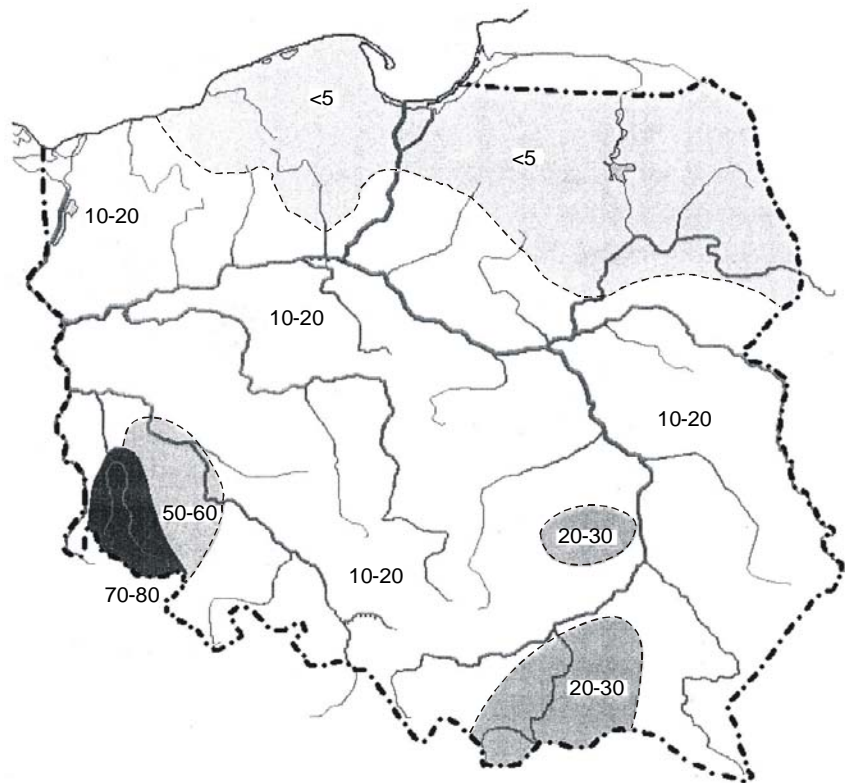
2.9. Wezbrania deszczowe w Polsce

Największe wezbrania opadowe występujące w Polsce można podzielić na dwie główne grupy. Pierwsza grupa obejmuje wezbrania, które powodują powodzie tylko na obszarach górskich, natomiast w środkowym i dolnym biegu Wisły i Odry wezbrania te nie osiągają już katastrofalnych rozmiarów. Druga grupa to wezbrania, które oprócz gór obejmują środkową i nawet północną część kraju.

Wezbrania opadowe pierwszej grupy powodowane są zwykle przez deszcze rozlewne, które padają nad obszarami Sudetów, Tatr i Beskidów, gdy rozległy niż baryczny zalega nad tym obszarem. Ścierają się tam masy powietrza bardzo wilgotnego o dużym kontraście termicznym – masy chłodnego powietrza polarnomorskiego, które dociera z północy i z północnego zachodu spotykają się z ciepłym powietrzem zwrotnikowym z południa. Ukształtowanie terenu (obecność gór) dodatkowo intensyfikuje proces tworzenia się chmur deszczowych, deszczowo-burzowych (Cb) powodując wypiętrzenie powietrza w górę oraz hamując ich ruch.

Największe wezbrania z tej grupy, które osiągnęły katastrofalne rozmiary w górnych częściach dorzecza Wisły i Odry w ostatnim 40-leciu wystąpiły w latach: czerwiec – lipiec 1958, lipiec 1970, sierpień 1977, lipiec 1981, lipiec 1997 i 1998. Groźne powodzie należące do drugiej grupy, które objęły również dorzecza środkowej i dolnej Odry i Wisły to powodzie z lipca i sierpnia 1960, czerwca 1961, lipca 1980 i ostatnia powódź z lipca 2001. Z wymienionych, rozmiary klęski żywiołowej osiągnęła powódź w lipcu 1997, niewiele łagodniejsza była powódź w 2001 r.

Na rysunku 2.19 przedstawiono rozmieszczenie i liczbę większych wezbrań opadowych w okresie powojennym na obszarze Polski.



Rys. 2.19. Liczba wezbrań opadowych w okresie powojennym wg [65]

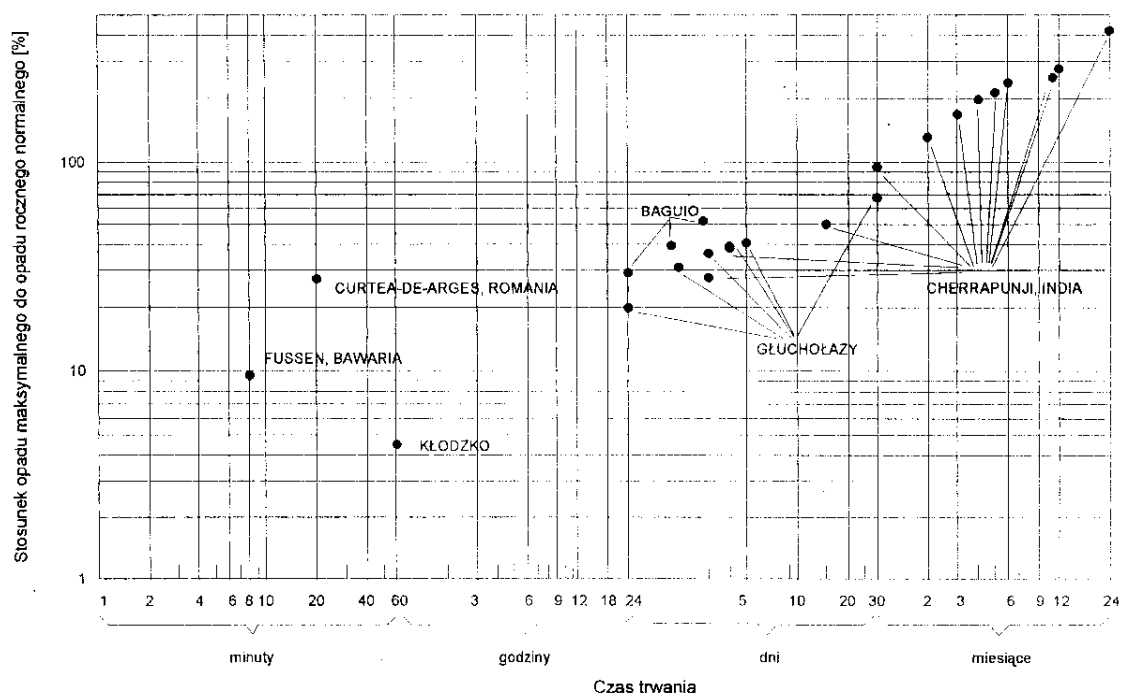
Oprócz katastrofalnych powodzi opadowych obejmujących duże części dorzecza Wisły i Odry, wynikających z deszczy rozlewnych i nawałnych utrzymujących się przez kilka dni nad dużymi obszarami kraju, równie groźne są powodzie lokalne na małych ciekach oraz miejscowe podtopienia terenu. Powodzie te wynikają z opadów o małym zasięgu od 50 do 100 km², często połączonych z burzami i trwających zwykle bardzo krótko, maksymalnie rzędu kilku godzin. Powodują jednak ogromne szkody.

Podstawowy problem w przeciwdziałaniu ich skutkom, to trudności z przewidywaniem w porę tego zjawiska. Ogromnym zaskoczeniem były na przykład opady, które spowodowały w lipcu 2001 r. powódź w Gdańsku [58,120]. Była to typowa powódź „miejska” wywołana przede wszystkim gwałtownym spływem wód z wysoko położonych dzielnic miasta do dzielnic niżej położonych. Powódź trwała tylko kilka godzin, lecz spowodowała ogromne straty zarówno w infrastrukturze miasta jak i w dobytku mieszkańców.

Katastrofalna lokalna ulewa miała miejsce również we Wrocławiu w lipcu 1971 r., gdy w ciągu 2 godzin w rejonie placu Grunwaldzkiego spadło 127 mm opadu, podczas gdy najwyższy opad dobowy z okresu 1880 – 1970 wynosił tylko 108 mm![122].

Opady, które spowodowały powódzie w 1997 r. i 2001 były wyjątkowo intensywne. W tabeli 2.4 zestawiono wartości opadów z wybranych stacji w lipcu 1997 r., (Ozga-Zielińska, 1997 [85]) i pokazano ich porównanie z wartościami średnimi z lipca. W niektórych stacjach opady lipca stanowiły ponad 50% sumy rocznej!

Na rys. 2.20 pokazano dla porównania opady w stacjach Kłodzko i Głuchołazy na tle największych na świecie opadów w Indiach. Jak widać, osiągnęły poziomy (w stosunku do opadów rocznych) jak w rejonach o obfitych opadach.



Rys. 2.20. Wartości względne opadów maksymalnych w funkcji czasu trwania [85]

Tab. 2.4

Wartości opadów z wybranych stacji Polski południowej z lipca 1997 r. oraz ich wartości względne w stosunku do opadów normalnych rocznych i z miesiąca lipca

Stacja	Max _{godz.}	Max _{dob.}	P _{VII.97}	\bar{P}_{VII}	\bar{P}_{rok}	Max _{godz.}	Max _{dob.}	$\frac{P_{VII.97}}{\bar{P}_{rok}}$	$\frac{P_{VII.97}}{\bar{P}_{VII}}$
	mm	mm	mm	mm	mm	%	%	%	%
Kraków	23.5	58.0	285.0	84.3	659.0	3.6	8.8	43.2	338
Zakopane	19.4	104.0	365.4	163.4	1101.1	1.8	9.4	33.2	224
Kasprowy Wierch	17.8	166.1	460.9	201.5	1740.9	1.0	9.5	26.5	229
Hala Gąsienicowa	33.5	223.5	559.9	132.0	1691.5	2.0	13.2	33.1	424
Wisła	16.8	112.8	482.2	158.1	1211.5	1.4	9.3	39.8	305
Katowice	20.7	48.4	323.3	98.3	701.9	2.9	6.9	46.1	329
Wieluń	11.8	78.7	336.6	81.2	590.7	2.0	13.3	57.0	415
Racibórz	12.2	92.9	352.3	90.7	638.8	1.9	14.5	55.2	388
Głucholazy	-	149.8	475.6	101.9	752.8	-	19.9	63.2	467
Kłodzko	26.4	37.8	246.8	91.7	587.5	4.5	6.4	42.0	269
Karpacz	17.7	121.4	501.1	140.0	1061.2	1.7	11.4	47.2	358
Śnieżka	12.0	107.7	357.4	91.7	1271.8	0.9	12.7	28.1	390
Jelenia Góra	16.8	96.0	409.6	149.6	676.6	2.5	14.2	60.5	274

Tabela 2.5 zawiera wybrane dane z lipca 2001 r. z obszaru Polski północnej [120,58]. W dniu 9.07.2001 w Gdańsku osiągnięte zostało maksimum dobowe równe 127,7 mm. Jest to opad o prawdopodobieństwie ok. 0,3%.

Tab. 2.5

Porównanie opadów: Gdańsk, Elbląg, Koszalin

Miejscowość	Norma lipca [mm]	Opady w lipcu 2001					
		Σ lipiec [mm]	% normy lipiec	Maks. dobowe [mm]	data	Suma 08–11.07 [mm]	Suma 15–27.07 [mm]
Gdańsk	64,3	202,3	315	127,7	09.07	162,0	34,5
Elbląg	80,5	157,6	196	69,0	09.07	78,3	70,8
Koszalin	87,0	65,9	76	14,0	09.07	16,5	25,0

Na podstawie tych dwóch przykładów opadowych powodzi w lipcu roku 1997 i 2001 można stwierdzić, że powódzie opadowe są ciągle niezwykle groźne. Groźne są przy tym nie tylko powódzie spowodowane opadami rozlewnymi, obejmującymi duże obszary i trwającymi przez wiele dni, ale również groźne dla mienia i życia ludzkiego są powódzie powodowane przez krótkotrwałe, intensywne opady nawalne. Powódzie takie są tym groźniejsze, że przelotne opady, burze, wichury są trudne do prognozowania z wyprzedzeniem. Znając jednak warunki meteorologiczne sprzyjające wystąpieniu nadzwyczaj intensywnych opadów nawalnych, można starać się ograniczać skutki takich wezbrań, reagując w porę. Przeszkodą w prognozowaniu była jednak bardzo skromna sieć posterunków obserwacyjnych. Obecnie w IMGW został rozbudowany system prognoz i wczesnego ostrzegania. Między innymi na terenie kraju zostało zainstalowanych osiem radarów meteorologicznych w: Legionowie, Poznaniu, Pastewniku (Wrocław), Rzeszowie, Świdwinie, Ramży (Katowice), Brzuchani (Kraków) i Gdańsku.

Ekstremalne opady w lipcu 1997 i 2001 wystąpiły po dłuższym okresie spokoju. Poprzednie duże wezbrania opadowe wystąpiły w 1981 r. W okresie między nimi pojawiły się natomiast dotkliwe problemy związane z suszą. Wpłynęło to niewątpliwie na osłabienie czujności służb odpowiedzialnych za ochronę przeciwpowodziową.

Brak większych opadów i większych wezbrań nawet w dłuższych okresach nie znaczy jednak, że katastrofalne opady i powódzie nie wystąpią. Potencjalne zagrożenie powodziowe ciągle istnieje, a prawdopodobieństwo jego wystąpienia jest bliskie prawdopodobieństwu wystąpienia ekstremalnego deszczu.

3. WEZBRANIA ZIMOWE ZATOROWE I ROZTOPOWE

3.1. Rodzaje powodzi zimowych i roztopowych

W okresie grudzień - kwiecień, przede wszystkim w środkowej i północnej Polsce występują wezbrania i powodzie związane z obecnością i topnieniem śniegu i lodu. Zgodnie z klasyfikacją Lambora (1962)[55] wyróżnia się, w zależności od genezy zjawiska:

- ✓ powodzie zatorowe (zimowe) – zatorowo-śryżowe (Z_s) i zatorowo-lodowe (Z_l),
- ✓ oraz powodzie roztopowe (R).

Powodzie roztopowe zalicza się do powodzi spowodowanych zwiększonym, w wyniku gwałtownego topnienia śniegu, zasilaniem rzeki natomiast powodzie zatorowe wywołane są dodatkowym spiętrzeniem zwierciadła wody spowodowanym przez przeszkody, którymi jest śryż lub lód.

3.1.1. Powodzie roztopowe (R)

Pokrywa śnieżna narasta stopniowo na dużym obszarze i zalega na nim przez długi okres, zwykle między grudniem i marcem. Powodzie roztopowe, spowodowane gwałtownym topnieniem śniegu są największymi wezbraniem na nizinnym obszarze Polski. Wielkość i zasięg powodzi roztopowych zależy przede wszystkim od grubości pokrywy śnieżnej, zawartości wody w śniegu, wielkości powierzchni, na której zachodzi proces topnienia śniegu i od gwałtowności tego procesu.

Zamarznięta powierzchnia ziemi uniemożliwia proces infiltracji a ze względu na niskie temperatury również parowanie jest pomijalnie małe. Woda utrzymuje się przez dłuższy czas na powierzchni terenu. Powolnemu spływowi wody sprzyjają także niewielkie spadki biegu rzek oraz terenu zlewni na nizinach (przeważają obszary płaskie). W wyniku trwającego intensywnego topnienia wody ciągle przybywa. Dodatkowe zagrożenie stwarzają opady deszczu występujące w okresie roztopów, które nie tylko przyspieszają jeszcze proces topnienia, ale zwiększają również zasilanie zlewni w wodę.

W Polsce czas zalegania pokrywy śnieżnej jest różny w zależności od regionu. Również wysokość opadu śniegu w tym okresie, wyrażona współczynnikiem śnieżności, czyli stosunkiem wysokości opadów śniegu do całkowitej wysokości opadów, jest różna. Najkrócej pokrywa śnieżna utrzymuje się w zachodniej części kraju (ok. 40-50 dni), współczynnik śnieżności wynosi tu ok. 0,12-0,13. Na Wyżynie Lubelskiej, w Kotlinie Sandomierskiej, w

Górach Świętokrzyskich, na Mazurach, Pojezierzu Pomorskim – 60-90 dni i współczynnik śnieżności od 0,12 do 0,15. Dłużej śnieg utrzymuje się w okolicy Suwałk i Augustowa – powyżej 100 dni (współczynnik śnieżności 0,15-0,17). Najdłużej pokrywa śnieżna utrzymuje się w górach – Tatrach, Karkonoszach, Sudetach – ponad 200 dni (współczynnik śnieżności 0,20-0,25).

Największe powodzie roztopowe występują na dużych rzekach nizinnych (Bugu, Narwi, Warcie, Noteci) jak też w środkowym i dolnym odcinku Wisły oraz na dolnej Odrze. Na małych rzekach nizinnych w wyniku roztopów powstają podobne zagrożenia jak w przypadku wezbrań opadowych. Natomiast w górach, mimo że właśnie tam występuje najgrubsza pokrywa śnieżna wezbrania roztopowe nie są zbyt groźne. Topnienie śniegu odbywa się tu zwykle wolniej, w dzień pokrywa śnieżna się topi, lecz nocą najczęściej ponownie zamraża. Powodzie roztopowe występują również na rzekach pojeziernych, lecz ich rozmiary przestrzenne są tu stosunkowo małe.

Objętość odpływów roztopowych jest zwykle znacznie większa od objętości odpływów powodzi deszczowych. Tego typu powodzie występują najczęściej w lutym i marcu w zachodnich rejonach Polski – dorzecze Odry, Warty i rzek Przymorza oraz w marcu i kwietniu na wschodzie kraju – prawobrzeżne dopływy Wisły.

Czasem nagle wezbrania roztopowe pojawiają się w środku zimy, jednak wówczas mają charakter lokalny i zwykle nie są groźne.

3.1.2. Powodzie zimowe, zatorowe

Powodzie tego typu mogą wystąpić na terenie całego kraju. Ich przyczyną jest częściowe lub całkowite zmniejszenie przepustowości koryta rzeki w wyniku zjawisk lodowych. Powodzie **zatorowo-śryżowe (Z_s)** występują zwykle na początku zimy, gdy śryż i lód denny gromadzą się pod pokrywą lodową w obszarze niskich prędkości przepływu. Zjawisko to występuje w określonych warunkach barycznych, w czasie wyżu (układ antycyklonalny), który był poprzedzony niżem. Nocą, przy bezchmurnym niebie występują bardzo gwałtowne spadki temperatury nawet poniżej -10°C. Najczęściej ma to miejsce w grudniu i styczniu. Miejscami, w których takie zatory zdarzają się często są np. dolna Brda, dolna Wisła poniżej ujścia Pilicy, Noteć w profilu Lipki-Nowe.

Powodzie **zatorowo-lodowe (Z_l)** powstają zwykle w okresie zaniku zjawisk lodowych (luty, marzec). Spływająca kora zatrzymuje się w przewężeniach koryta (profile mostowe), na płycznach, nagłych zakrętach rzeki itp. (tzw. miejsca zatorogenne). Wezbrania takie

występują zarówno na rzekach górskich jak i nizinnych. Najgroźniejsze powodzie zatorowe powstają podczas wezbrań roztopowych na dużych rzekach nizinnych - środkowe i dolne odcinki Wisły i Odry, Narew, Bug, Warta, Noteć, szczególnie często w okolicach Wyszogrodu, Płocka i Włocławka na Wiśle.

3.2. Czynniki wpływające na wielkość wezbrań roztopowych i zatorowych

Na formowanie się i przebieg wezbrania mają wpływ różne czynniki związane z charakterystykami zlewni, koryta rzecznej i warunkami hydrometeorologicznymi, zarówno przed jak i w czasie wezbrania. O wielkości wezbrania roztopowego i zatorowego decydują przede wszystkim:

- ✓ grubość pokrywy śnieżnej, obszar zajęty przez pokrywę i zawartość wody w śniegu,
- ✓ intensywność procesu topnienia i wielkość obszaru objętego jednoczesnym topnieniem śniegu,
- ✓ natężenie deszczu padającego w czasie odwilży i obszar nim objęty,
- ✓ przebieg zjawisk lodowych w rzece,
- ✓ kierunek biegu rzeki w stosunku do strony świata,
- ✓ kolejność wystąpienia fazy ruszenia lodów wzdłuż biegu rzeki,
- ✓ układ sieci rzecznej w planie, rozłożenie głównych dopływów wzdłuż biegu rzeki,
- ✓ charakterystyki fizyczno-geograficzne zlewni w tym spadki terenu, pokrycie terenu, szata roślinna itp.

Czynnikiem bezpośrednio decydującym o wielkości wezbrania roztopowego jest całkowity zapas wody zawarty w pokrywie śnieżnej, uwzględniający jej grubość i rozciągłość obszarową. Na wielkość zasilania roztopowego, w połączeniu z dyspozycyjnym zapasem wody, ma także bezpośredni wpływ gwałtowność procesu topnienia. Ważny jest też stan gruntu. Grunt silnie zamrożony nie będzie przyjmował wody i cała woda z topnienia, spływająca ze zlewni dotrze do rzeki.

Duże znaczenie ma też czasowy przebieg odwilży wzdłuż biegu rzeki. Najbardziej niekorzystna jest gwałtowna odwilż w górnym biegu, przy jeszcze zamrożonym biegu środkowym i dolnym rzeki. Nałożenie się intensywnego spływu wód roztopowych z opadami deszczu na zatory lodowe w rzece może prowadzić do katastrofalnych powodzi.

Warunki fizyczno-geograficzne zlewni mają natomiast wpływ na wysokość i rozmieszczenie opadów. Decydującą rolę, jeśli chodzi o opady śniegu, odgrywa wzniesienie

nad poziom morza, układ pasm górskich w stosunku do przeważających kierunków napływu mas powietrza, przebieg działów wodnych.

Orientacja zboczy w stosunku do stron świata wpływa z kolei bezpośrednio na proces topnienia śniegu i odpływ wody z roztopów. Na zboczach południowych, nasłonecznionych śnieg topnieje szybciej, ale jednocześnie zachodzą tam duże straty wody w wyniku intensywnego parowania.

Kształt zlewni wpływa na czas koncentracji i wielkość fali wezbrania. Najbardziej sprzyjające warunki do formowania się dużych wezbrań występują w zlewniach o kształcie zbliżonym do trójkąta równobocznego, z wierzchołkiem u źródeł rzeki. W takiej zlewni, w przekroju zamykającym następuje spotkanie spływu ze wszystkich części zlewni i sumowanie się przepływów. W zlewni wydłużonej występuje natomiast duża różnica w czasie dopływu wody z różnych części zlewni, spływ rozkłada się w czasie, nie tworząc wysokiej fali. Lokalne warunki, w tym tworzenie się zatorów śryżowych i lodowych, mogą jednak taki typowy obraz formowania się wezbrania zupełnie zmienić.

Wpływ pokrycia terenu w przypadku odpływu roztopowego wyraża się przede wszystkim w roli lasów. Oddziaływanie lasu na proces formowania się odpływu jest bardzo złożone. Ma tu znaczenie rola lasu zarówno w procesie formowania się pokrywy śnieżnej jak i topnienia śniegu. W obszarach leśnych grunt zamara trudniej niż na terenie odkrytym. Głębokość zamarzania jest tu mniejsza, więcej wody z roztopów może więc wsiąknąć w grunt, zmniejszając odpływ. Niezależnie od tego, poprzez regulację temperatur las wpływa wyraźnie opóźniająco na topnienie pokrywy śnieżnej. Czynniki te wpływają na zmniejszenie wiosennej fali powodziowej. Opóźnienie procesu odwilży w lesie w stosunku do terenów otwartych może wynosić od 15, a nawet do 40 dni. Można stwierdzić, że las wpływa wybitnie łagodząco na przebieg wezbrań roztopowych. Jego rola zależy jednak zarówno od wielkości obszarów leśnych w zlewni jak i od lokalizacji tych obszarów w stosunku do biegu rzeki.

3.3. Mechanizm topnienia pokrywy śnieżnej

3.3.1. Przemiany pokrywy śnieżnej

Śnieg padający na powierzchnię terenu o temperaturze niższej od 0°C gromadzi się na niej tworząc pokrywę śnieżną. Pokrywa ta w czasie zalegania ulega ciągłym przemianom. Następuje wzrost gęstości pokrywy oraz zmiany własności retencjonowania w niej powietrza, ciepła i wody. Przemiany te następują w wyniku takich procesów jak:

- wymiana ciepła na powierzchni śniegu przez promieniowanie, kondensację i unoszenie,
- wymiana ciepła na powierzchni gruntu przez przewodzenie,
- ściskanie mechaniczne śniegu pod wpływem ciężaru własnego (zmniejszenie grubości pokrywy a wzrost jej gęstości),
- przesiąkanie deszczu lub wody pochodzącej z topnienia śniegu przez pokrywę śnieżną,
- zmiany temperatury i zawartości pary wodnej wewnątrz pokrywy śnieżnej.

Pod wpływem tych procesów, w miarę upływu czasu pokrywa śnieżna osiąga jednorodność pod względem temperatury, gęstości, wielkości ziaren i zawartości wody ciekłej. Jest to stan tzw. dojrzałości pokrywy, osiągany na wiosnę. Wyraźne zmiany zachodzą przede wszystkim na jej górnej powierzchni. Wynikają one głównie z dziennej odwilży i nocnego, ponownego zamarzania. Pokrywa „dojrzała” jest zdolna do przenoszenia i oddawania wody ciekłej, która pojawi się na jej powierzchni. Jest to więc stan, w którym pokrywa jest całkowicie nasycona wodą – higroskopijną i kapilarną.

Zanim z pokrywy nastąpi odpływ wody, śnieg musi najpierw zaabsorbować odpowiednią ilość energii cieplnej, aby osiągnąć temperaturę topnienia a następnie dalszy dopływ energii spowoduje topnienie. Ilość ciepła potrzebną do podgrzania śniegu do temperatury topnienia nazywa się często „zapasem zimna” (Q_Z). Jest to w praktyce niewielka ilość ciepła, ok. 8 razy mniejsza od ilości ciepła potrzebnej do stopnienia tej samej objętości śniegu.

Właściwości termiczne ciała charakteryzują dwa podstawowe parametry: przewodność cieplna K i ciepło właściwe C . Dla pokrywy śnieżnej parametry te zmieniają się wraz ze zmianą struktury i temperatury śniegu, a także z zawartością wody ciekłej. Współczynnik przewodności cieplnej śniegu (K_s) można opisać przybliżoną formułą regresyjną [112]:

$$K_s = 0,0419 (22,7 \times \rho_s - 0,46) \quad (3.1)$$

K_s – współczynnik przewodności cieplnej [$J \cdot s^{-1} K^{-1} \cdot m^{-1}$]

ρ_s – gęstość śniegu, tu [$g \cdot cm^{-3}$]

Wartość współczynnika przewodności cieplnej dla śniegu waha się od ok. 0,08 [$J \cdot s^{-1} K^{-1} \cdot m^{-1}$] dla świeżego puchu, do ok. 0,561 [$J \cdot s^{-1} K^{-1} \cdot m^{-1}$] dla starego, zleżalego śniegu. Jest ona ok. 10 razy większa od przewodności cieplnej powietrza i ok. 10 razy mniejsza od przewodności gruntu.

Gęstość śniegu zmienia się również w bardzo szerokich granicach od 10 do 700 [kg·m⁻³]. Świeżo spadły puch ma bardzo małą gęstość nawet od 10 do 50 [kg·m⁻³], (0,01 do 0,05 [g·cm⁻³]), śnieg zleżały średnio $\rho_s = 200$ do 300 [kg·m⁻³] tj. 0,2-0,3 [g·cm⁻³]. W okresie wiosennych roztopów gęstość ρ_s osiąga wartość ok. 600-700 [kg·m⁻³] czyli 0,6-0,7 [g·cm⁻³].

Ciepło właściwe śniegu jest praktycznie stałe i wynosi $C_s = 2.08$ [J·g⁻¹·K⁻¹].

W procesie topnienia śniegu bardzo ważna jest wielkość definiowana jako „zapas wody” w pokrywie śnieżnej.

Zapasy wody (Z) jest to wysokość słupa wody w mm, którą otrzyma się po stopieniu pokrywy śnieżnej z jednostkowej powierzchni.

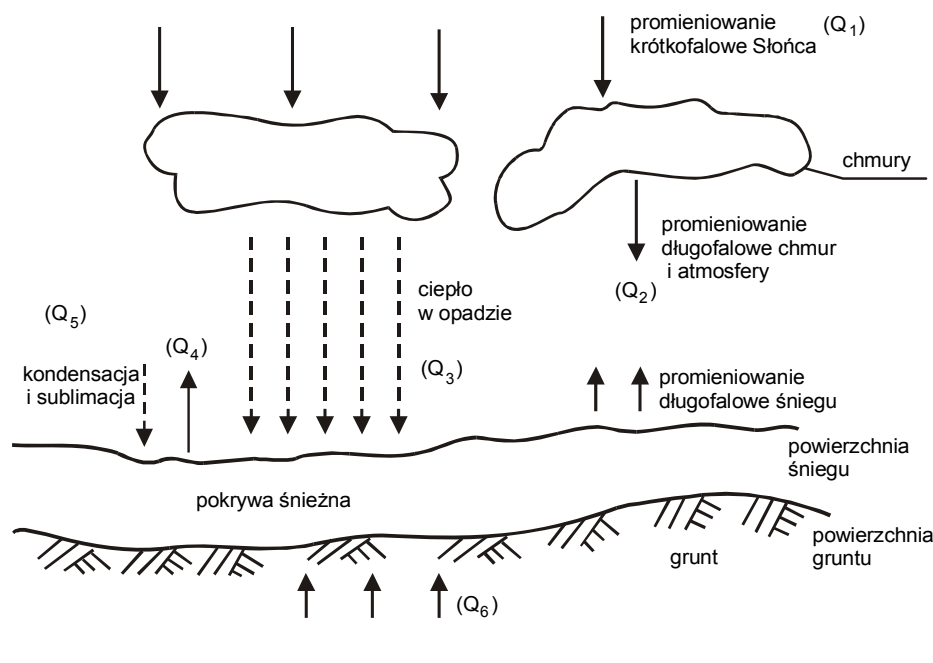
$$Z = H_p \cdot \rho_s \quad [\text{mm}] \quad (3.2)$$

gdzie: H_p – grubość pokrywy śnieżnej w m,

ρ_s – gęstość śniegu w kg·m⁻³

3.3.2. Bilans cieplny pokrywy śnieżnej

Topnienie śniegu jest spowodowane dopływem ciepła do pokrywy śnieżnej. Wymiana ciepła odbywa się (Rys.3.1):



Rys. 3.1 Procesy wymiany ciepła między pokrywą śnieżną a otoczeniem

- na powierzchni styku śnieg-atmosfera,
- w płaszczu śniegowym,

➤ na powierzchni grunt-śnieg.

Można napisać uproszczone równanie bilansu cieplnego rozważając jedynie pionową wymianę energii i pomijając boczny dopływ ciepła. Głównymi źródłami ciepła dochodzącego do pokrywy śnieżnej są: promieniowanie krótko i długofalowe, kondensacja pary wodnej, przewodzenie i adwekcja ciepła z otoczenia. Straty ciepła są z kolei spowodowane: promieniowaniem długofalowym pokrywy, przewodzeniem do atmosfery, parowaniem i sublimacją.

Dla pokrywy śnieżnej będącej w stanie równowagi termicznej równanie zachowania energii można zapisać zatem w postaci:

$$Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + \Delta Q = 0 \quad (3.3)$$

gdzie Q w $[W \cdot m^{-2}]$:

Q_1 – ciepło absorbowane przez śnieg w wyniku krótkofalowego promieniowania słonecznego,

Q_2 – wypadkowe ciepło wynikające z promieniowania długofalowego śniegu i atmosfery,

Q_3 – ciepło dostarczane drogą adwekcji przez opad,

Q_4 – przewodzenie ciepła ze śniegu do atmosfery ($-Q_4$) lub z atmosfery do śniegu ($+Q_4$),

Q_5 – ciepło uwalniane w procesie kondensacji ($+Q_5$) lub absorbowane w procesie sublimacji i parowania ($-Q_5$),

Q_6 – ciepło przewodzone z gruntu,

ΔQ – zmiana zawartości ciepła w pokrywie śnieżnej.

Wszystkie składowe równania reprezentują natężenie przepływu ciepła na jednostkę powierzchni w przedziale czasu Δt . Jeżeli przepływ odbywa się w kierunku pokrywy (dopływ) składowe te mają znak dodatni, jeżeli pokrywa oddaje ciepło – znak ujemny.

Energia cieplna dostarczana do powierzchni Ziemi w wyniku promieniowania słonecznego krótkofalowego zależy od położenia geograficznego miejsca, pory roku, pory dnia, zachmurzenia, ekspozycji miejsca itp. Ilość tej energii, pochłoniętej przez daną powierzchnię zależy jeszcze od zdolności tej powierzchni do odbijania promieniowania słonecznego tzw. albedo.

Ilość ciepła absorbowaną przez śnieg, otrzymaną w czasie Δt przez powierzchnię śniegu można więc wyrazić wzorem:

$$Q_1 = (1-A) \cdot I_k \quad [W \cdot m^{-2}] \quad (3.4)$$

gdzie: I_k – padające promieniowanie krótkofalowe $[W \cdot m^{-2}]$,

A – albedo śniegu.

Albedo śniegu zmienia się w dużych granicach i zależy przede wszystkim od charakteru powierzchni pokrywy. Świeżo spadły śnieg ma bardzo duże albedo do ok. 0,9,

czyli 90% padającej energii promieniowania będzie odbijane od powierzchni śniegu. Oznacza to, że świeżo spadły śnieg pochłania tylko 10% docierającej do niego energii. Natomiast stary, zleżały śnieg ma albedo znacznie mniejsze nawet do 0,3. Zleżała pokrywa w okresie wiosennym będzie więc się nagrzewała znacznie mocniej niż świeży puszysty śnieg, pochłaniając aż ok. 70% padającego promieniowania.

Zasięg penetracji promieniowania krótkofalowego w głąb śniegu zależy od jego gęstości i wynosi ok. 10 do 12 cm.

Promieniowanie długofalowe jest emitowane przez śnieg w kierunku atmosfery, jednocześnie jednak powierzchnia śniegu absorbuje energię promieniowania długofalowego zwrotnego, emitowanego przez atmosferę i chmury. Wielkość tego promieniowania można obliczyć zgodnie z prawem Stefana-Boltzmana:

$$I_{da} = \varepsilon_a \cdot \sigma \cdot T_a^4 \quad (3.5)$$

oraz

$$I_{ds} = \sigma \cdot T_s^4 \quad (3.6)$$

i ostatecznie

$$Q_2 = \varepsilon_a \cdot \sigma \cdot T_a^4 - \sigma \cdot T_s^4 \quad (3.7)$$

gdzie: I_{da} – promieniowanie długofalowe atmosfery i chmur [$\text{W} \cdot \text{m}^{-2}$],

I_{ds} – promieniowanie długofalowe śniegu [$\text{W} \cdot \text{m}^{-2}$],

σ – stała Stefana-Boltzmana, $\sigma = 5,67 \cdot 10^{-8}$ [$\text{W} \cdot \text{m}^{-2} \text{K}^{-4}$]

T_a – temperatura atmosfery [K],

T_s – temperatura powierzchni śniegu [K],

ε_a – współczynnik emisyjności atmosfery zależny od zachmurzenia i wilgotności atmosfery, $\varepsilon_a \leq 1,0$.

Opad deszczu jest bardzo ważnym źródłem ciepła. Ilość tej energii można opisać wzorem:

$$Q_3 = \rho_w \cdot C_w \cdot P \cdot T_a \quad (3.8)$$

gdzie: ρ_w – gęstość wody [$\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$],

C_w – ciepło właściwe wody [$\text{J} \cdot \text{kg}^{-1} \cdot \text{K}^{-1}$],

P – wysokość opadu w czasie Δt [m],

T_a – temperatura powietrza [K].

Opad wnika w głąb pokrywy śnieżnej ogrzewając ją i topiąc. Może następnie przesiąknąć przez pokrywę lub też zamarznąć wewnątrz masy śniegu. Jeżeli zamiast opadu śniegu pada śnieg, jest on źródłem dodatkowego zimna dopływającego do pokrywy.

Ilość ciepła przenoszona na powierzchni śnieg-atmosfera drogą przewodzenia turbulentnego może być opisana równaniem:

$$Q_4 = -\rho_a \cdot C_a \cdot K_n \cdot \delta T / \delta z \quad (3.9)$$

gdzie: ρ_a – gęstość powietrza [$\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$],

C_a – ciepło właściwe powietrza [$\text{J}\cdot\text{kg}^{-1}\cdot\text{K}^{-1}$],

K_n – współczynnik dyfuzji termicznej

$\delta T / \delta z$ – gradient temperatury.

lub po przekształceniach ilość ciepła przewodzonego do (lub z) atmosfery wynosi:

$$Q_4 = \gamma \cdot L_p \cdot f(U) (T_a - T_s) \quad (3.10)$$

gdzie: $f(U) = 2 \times 10^{-7} \cdot U$, przy czym U [$\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$] – prędkość wiatru na wysokości 10m.

$$\gamma = C_a \cdot p / 0,622 \cdot L_p \quad (3.11)$$

L_p – utajone ciepło parowania [$\text{J}\cdot\text{kg}^{-1}$],

p – ciśnienie powietrza [$\text{N}\cdot\text{m}^{-2}$].

Ilość ciepła potrzebna do odparowania wody ze śniegu:

$$Q_5 = L_p \cdot f(U) \cdot (e_a - e_s) \quad (3.12)$$

e_a – prężność aktualna pary wodnej w powietrzu [$\text{N}\cdot\text{m}^{-2}$],

e_s – prężność pary nasyconej w danej temperaturze T_a , [$\text{N}\cdot\text{m}^{-2}$].

Strumień ciepła przewodzony z gruntu może powodować topnienie śniegu nawet wtedy, gdy nie ma topnienia na powierzchni pokrywy. To źródło ciepła jest ważne na początku zimy, gdy grunt po cieplej porze roku jest ogrzany i uwalnia się ciepło w nim nagromadzone. W późniejszym okresie ilość ciepła oddawana przez grunt jest zanedbywalna, czyli praktycznie $Q_6 \approx 0$.

Z powyższego równania bilansu ciepła, przyjmując pewne założenia upraszczające, można wyprowadzić wzór na obliczenie grubości warstwy wody otrzymanej z topnienia śniegu, gdy $\Delta Q > 0$:

$$P_r = \Delta q / L_t = (\Delta Q - Q_z) / L_t \quad (3.13)$$

gdzie:

P_r – grubość warstwy wody otrzymanej z topnienia (intensywność zasilania roztopowego, odpowiednik wysokości opadu dla zasilania opadowego) [$\text{m}\cdot\text{m}^{-2}$],

ΔQ – wypadkowa ilość ciepła wnikająca do pokrywy śnieżnej (z bilansu),

L_t – ciepło topnienia [$\text{W}\cdot\text{kg}^{-1}$],

Q_z – zapas zimna

$$Q_z = \rho_s \cdot C_s \cdot T_s \cdot H_p \quad (3.14)$$

-ilość ciepła potrzebna do podgrzania pokrywy śnieżnej do temperatury topnienia,

H_p – grubość pokrywy śnieżnej [m],

Proces topnienia będzie więc zachodził wówczas, gdy pokrywa śnieżna zostanie podgrzana do temperatury topnienia, czyli zostanie zredukowany „zapas zimna”. Jeżeli dopływ ciepła będzie mniejszy topnienie nie nastąpi, zmieni się tylko temperatura śniegu T_s .

Jak wynika z bilansu, główne procesy wymiany ciepła zachodzą na powierzchni śniegu a czynnikiem decydującym jest temperatura powierzchni śniegu T_s . Aktywna wymiana ciepła odbywa się przede wszystkim w warstwie powierzchniowej o grubości ok. 3-5cm.

Intensywny dopływ ciepła w głąb pokrywy śnieżnej odbywa się tylko podczas opadów deszczu, wnikających do wnętrza warstwy. Przy dużych opadach tak znaczny dopływ ciepła powoduje gwałtowne topnienie śniegu.

3.4. Zjawiska lodowe w rzekach i zbiornikach

Podczas długotrwałych chłódów w ciągu zimy wody cieków i zbiorników również ochładzają się. W przypadku wód płynących ochładzanie obejmuje całą masę wody, gdyż ze względu na burzliwy charakter przepływu następuje wyrównanie temperatur w przekroju poprzecznym. Tworzenie lodu w rzece zawsze jest poprzedzone oziębieniem się wody do temperatury 0°C , a nawet nieco poniżej.

3.4.1. Zamarzanie wód stojących i płynących

Zjawisko to w wodach stojących (jeziorach i sztucznych zbiornikach na rzekach) przebiega odmiennie niż w wodach płynących. Wpływ na przebieg zjawiska zamarzania ma występująca tu pionowa stratyfikacja termiczna oraz duża ilość ciepła zmagazynowana w wodzie zbiornika. Woda zaczyna zamarzać od góry, w powierzchniowej warstwie. Pokrywa lodowa zaczyna narastać od brzegów, gdyż tam są najmniejsze głębokości i woda ochładza się najszybciej. Charakterystyczny w zbiornikach jest brak występowania lodu dennego. Szczególnie opóźnione jest tworzenie się lodu w jeziorach głębokich, podlegających silnemu falowaniu. Czas trwania zlodzenia jezior i zbiorników jest dłuższy niż rzek położonych w tym samym regionie.

W zbiornikach użytkowanych energetycznie, w wyniku wahań zwierciadła wody wywołanych pracą elektrowni wodnej może występować łamanie pokrywy lodowej, prowadzące do uszkodzeń umocnień i brzegów. Jest to zjawisko bardzo niepożądane szczególnie dla urządzeń elektrowni wodnych

W przypadku wód płynących przechładzanie wody następuje w całej jej masie. Określenie przekroju rzeki, w którym temperatura wody spada do zera jest możliwe za pomocą równania bilansu cieplnego odcinka rzeki. Bilans ten, w odniesieniu do jednostki powierzchni zwierciadła wody, czyli określony w postaci gęstości strumienia ciepła ma postać podobną do bilansu cieplnego dla pokrywy śnieżnej (3.3), a mianowicie:

$$Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + \Delta Q = 0 \quad (3.15)$$

gdzie Q w $[W \cdot m^{-2}]$:

Q_1 – ciepło dopływające w wyniku promieniowania krótkofalowego Słońca,

Q_2 – wypadkowe ciepło wynikające z promieniowania długofalowego wody i atmosfery,

Q_3 – ciepło dostarczane drogą adwekcji przez opady atmosferyczne,

Q_4 – przewodzenie ciepła do atmosfery,

Q_5 – ciepło uwalniane w procesie kondensacji lub zużywane w procesie parowania,

Q_6 – ciepło wydzielające się w wyniku tarcia wody o koryto rzeki na obwodzie zwilżonym,

Q_7 – ciepło przewodzone z (lub do) podłoża.

Człony równania od Q_1 do Q_5 zależą od temperatury wody i powietrza i mają duże znaczenie dla przepływu o swobodnym zwierciadle. Człony Q_6 i Q_7 nabierają znaczenia dla przepływu wody pod lodem.

Lód w rzece zaczyna się tworzyć, gdy woda po ochłodzeniu się do temperatury $0^\circ C$ oddaje w dalszym ciągu ciepło do otoczenia. Temperatura wody praktycznie pozostaje stała, a odpływ ciepła zostaje zrównoważony utajonym ciepłem krystalizacji.

Ilość utworzonego lodu można wyznaczyć z równania:

$$V_1 = \Delta Q / \rho_l \cdot C_k \quad (3.16)$$

gdzie:

V_1 – objętość tworzącego się lodu, na powierzchni 1 m^2 zwierciadła wody $[m^3 \cdot s^{-1} \text{ m}^{-2}]$,

ρ_l – gęstość lodu ($916 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$),

C_k – utajone ciepło krystalizacji wody [$335 \text{ kJ} \cdot \text{kg}^{-1}$],

ΔQ – wynik bilansu, wymiana ciepła między wodą a otoczeniem $[W \cdot m^{-2}]$.

W pierwszej fazie zamarzania tworzy się lód powierzchniowy i podwodny. Jako pierwszy, podobnie jak w zbiornikach, powstaje lód brzegowy, pojawiający się w miejscach o małej głębokości i prędkości (do ok. $0,2-0,3 \text{ m/s}$) oraz w miejscach z wodą stojącą. Jest to tzw. lód statyczny. W pozostałych częściach strumienia tworzą się początkowo drobne kryształki lodu, nazywane lodem prądowym lub dynamicznym. Duże ilości kryształków powstają również przy dnie, tworząc lód denny. Wynika to z pionowego rozkładu prędkości w przekroju. Przy przechłodzeniu się całej masy płynącej wody przy dnie występują

najmniejsze prędkości a więc panują korzystne warunki do wystąpienia krystalizacji wody. Płynąca woda odprowadza zaś ciepło wydzielane podczas tego procesu. Lód denny łączy się z materiałem dna, przyjmując jego zabarwienie. Ponieważ gęstość lodu jest mniejsza od gęstości wody $\rho_l/\rho_w \approx 0,92$ na lód działa siła wyporu i pokonując siłę przyczepności wynosi go na powierzchnię wody (tzw. „sowy lodowe”).

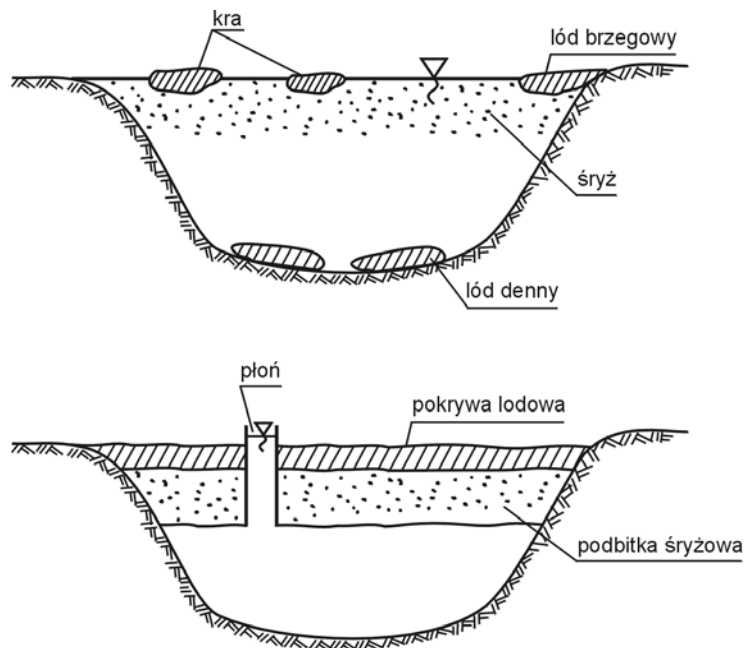
W całej masie wody tworzą się różnorodne formy lodu: gwiazdki, igły, dyski, ziarna o średnicy od setnych do kilku milimetrów o białym zabarwieniu, nazywane śryżem. Wypływający lód denny łączy się ze śryżem, tworząc większe bryłki o gąbczastej strukturze (breja, pulpa, krążki śryżowe). Spływają one z prądem rzeki, ulegają zwilżeniu i stykają się z chłodnym powietrzem, powiększając się oraz łącząc się między sobą tworzą tafle lodu. W ten sposób na rzece powstaje kra. Jeżeli spływająca rzeką kra napotka jakąś przeszkodę (zweżenie rzeki, most itp.) zatrzymuje się, tworząc stałą pokrywę lodową, która może obejmować długi odcinek rzeki. Pokrywa lodowa zwiększa swoją grubość, gdyż istniejący lód denny wypływając w górę gromadzi się pod pokrywą. Tworzy się pod nią tzw. podbitka śryżowa.

Z biegiem czasu przechładzanie wody ustaje. Pokrywa lodowa wraz z zalegającym na niej śniegiem, tworzą bowiem izolację termiczną. Ustaje również tworzenie się lodu dennego. Jest to przejście do fazy drugiej zjawisk lodowych – pokrywy lodowej (Rys. 3.2).

Mechanizm tworzenia się pokrywy lodowej, podobnie jak przebieg innych zjawisk lodowych w rzekach jest uzależniony przede wszystkim od aktualnej sytuacji hydrometeorologicznej oraz od hydraulicznych parametrów koryta. Najważniejsze z nich to temperatura powietrza oraz prędkość średnia przepływu i spadek zwierciadła wody.

Na rzekach o małych prędkościach przepływu i małych spadkach zwierciadła wody, pokrywa lodowa tworzy się przez stopniowe narastanie lodu brzegowego, rozszerzającego się powoli na całą szerokość rzeki.

W rzekach o większych prędkościach i spadkach poza lodem brzegowym następuje tworzenie się i spływ lodu prądowego i śryżu.



Rys. 3.2. Formy lodu w rzece

W sytuacji, gdy na pewnym odcinku nastąpi zatrzymanie pokrywy lodowej (w miejscu istnienia przeszkód w swobodnym odpływie), dalszy rozwój pokrywy lodowej odbywa się drogą przesuwania się skraju lodu w górę rzeki. W początkowym okresie przynoszona z góry luźna masa śryżowo-lodowa została się w zwartą pokrywę lodową. Bardzo często w tej fazie tworzą się zatory śryżowe wywołujące lokalne spiętrzenia oraz zmniejszające przepływ wód.

Tworzeniu się pokrywy lodowej przeciwdziałają natomiast takie czynniki jak:

- wiatr powodujący falowanie i niszczący formującą się pokrywę,
- duże prędkości w nurcie, duża burzliwość przepływu, duże spadki, przełomy, szczególnie poniżej budowli piętrzących,
- zrzuty zanieczyszczeń i wód podgrzanych.

Pokrywa lodowa o jednolitej budowie występuje w rzekach rzadko. Zwykle tworzy się lód o różnej strukturze z uwarstwieniem się zamrożonych zwałów kry, śniegu, śryżu, o bardzo dużej wytrzymałości.

Duży wpływ na charakterystykę pokrywy lodowej wywierają średnie prędkości przepływu w przekrojach rzecznych. I tak przy $v_{sr} < 0,5$ m/s istnieją optymalne warunki do tworzenia się pokrywy o znacznej grubości i trwałości, przy prędkościach średnich $0,5 < v_{sr} < 0,8$ m/s – warunki są utrudnione, okres stabilizacji pokrywy jest późniejszy, krótszy

czas jej trwania; natomiast przy prędkościach $v_{sr} > 0,9$ m/s pokrywa lodowa tworzy się tylko podczas wyjątkowo srogich zim.

Zanikanie zlodzenia następuje pod koniec zimy, gdy na skutek ocieplenia zaczyna się proces topnienia lodu i pękanie pokrywy lodowej. Zaczyna się proces intensywnego ruszania lodu (pochód lodu). W pokrywie lodowej pojawiają się wolne miejsca (płonie), następuje spływ kry. Okres ten trwa u nas dosyć krótko ok. 10 dni. Spływająca kra ma bardzo dużą energię kinetyczną, może więc szkodliwie oddziaływać na umocnienia brzegowe, elementy mostów i budowli hydrotechnicznych.

3.4.2. Fazy zalegania i rozpadu pokrywy lodowej. Pochód lodów.

Powstawaniu pokrywy lodowej towarzyszy gwałtowna zmiana warunków przepływu. Następuje zmniejszenie czynnej powierzchni przepływu, wzrost obwodu zwilżonego oraz znaczny wzrost oporów przepływu. Dolna powierzchnia podbitek, łachy śryżowe, strefy lodu brzegowego, pokrywa lodowa tworzą skomplikowany układ hydrauliczny. Zmienia się rozkład prędkości w przekroju. Zwiększają się prędkości na powierzchniach kontaktowych. Prowadzi to do degradacji podbitek i erozji dna. Dochodzi do wzrostu stanów wody i skoncentrowania przepływów w części koryta. Powstają lokalne zmiany koryta – przegłębienia, wyboje i zmienia się położenie linii nurtu. Największe zmiany morfologii koryta zachodzą w początkowym okresie zalegania pokrywy lodowej. Bardzo często w okresach zimowych główny przepływ rzeki odbywa się przez boczne odnogi, odgrywające rolę kanałów ulgi.

Według badań przepływów pod lodem, (między innymi Majewski [40,59,60]), w zależności od charakteru lodu współczynnik oporu dolnej powierzchni pokrywy lodowej (współczynnik szorstkości według Manninga) przyjmuje wartości od 0,012 dla gładkiego lodu krystalicznego do 0,130 dla pokrywy lodowej z podbitkami ryżowymi. Dla nieregularnej pokrywy lodowej utworzonej ze zmarzniętej kry współczynnik ten wynosi 0,085. Współczynnik oporu dolnej powierzchni pokrywy lodowej zmienia się dosyć znacznie w czasie. Najwyższe wartości obserwuje się na początku zimy, później następuje stabilizacja jego wartości i pod koniec zimy ponowny wzrost wartości współczynnika szorstkości. Dla porównania, wartość współczynnika szorstkości piaszczystego dna rzeki lub zbiornika jest podobnego rzędu jak szorstkość gładkiej pokrywy lodowej i może być przyjmowana w granicach 0,015-0,030. W przypadkach ekstremalnych, gdy szorstkość dolnej powierzchni pokrywy lodowej jest bardzo wysoka, wpływ szorstkości dna na przepływ jest znikomy.

W praktyce, do obliczeń hydraulicznych przepływu pod lodem, stosuje się wypadkowy współczynnik szorstkości obliczany na podstawie współczynników dla poszczególnych elementów przekroju według odpowiednich wzorów [60,40].

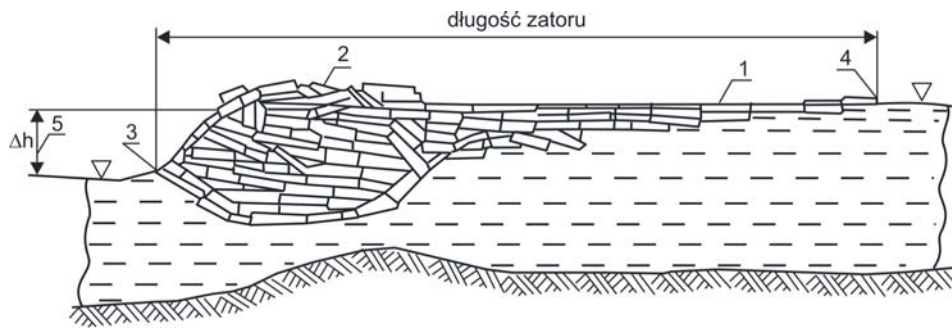
Bezpośrednio po uformowaniu się pokrywy lodowej następuje powolny spadek stanu wody. Prowadzi to do wylegania lodu w strefach brzegowych i na płycznach. W okresie poprzedzającym ruszenie lodu stany wody ponownie wzrastają. Ze strefy wylegania podrywany jest materiał. Jeżeli pokrywa lodowa wylega na budowlach regulacyjnych podrywane są duże fragmenty materiałów faszynowych wraz z tłuczniem.

Rozpadowi pokrywy lodowej towarzyszą spiętrzenia lodu. Pierwsza płyta lodowa napierająca na brzeg spiętrza przed sobą materiał brzegowy, następne tworzą wał lodowy. Szczególną rolę odgrywają spiętrzenia lodu na wałach przeciwpowodziowych i zaporach bocznych. Uszkodzenie korony wału przez lód może prowadzić do powstania wyrwy w wale. Najskuteczniejszą metodą zapobiegania mechanicznym uszkodzeniom wałów przez lód jest odpowiednia zabudowa biologiczna podstawy wału i odpowiedni jego profil. Groźną sytuację powodziową stwarzają natomiast spiętrzenia lodowe tworzące zatory, zajmujące całą szerokość koryta rzeki (punkt 3.5).

3.5. Zatory lodowe i lodowo śryżowe

Zatory lodowe i lodowo-śryżowe są nieodłącznym elementem ustroju polskich rzek. Powstają podczas każdej mroźnej zimy. Związane są ze sływem lodu. **Zatory lodowe** (Rys.3.3) zwykle powstają w wyniku zatrzymania się kry przez przeszkody lokalne – płycizny, łachy, mosty i inne budowle. W miejscu powstania zatoru kry układają się ukośnie, tamując przepływ a tym samym piętrząc wodę.

Jeżeli przekrój poprzeczny nie zostanie całkowicie przegrodzony krą i woda może przepływać przez jego część, wtedy zator jest mniej niebezpieczny i jego zlikwidowanie jest stosunkowo łatwe. Taki rodzaj zatoru nazywa się powierzchniowym lub „lekkim”. Gdy kra całkowicie zatamuje przepływ wody, tworzy się tzw. zator „ciężki” (nazywany także głuchym), który powoduje bardzo groźne spiętrzenia zatorowe. Zbite masy lodu, gromadzące się w takim przypadku, są bardzo trudne do usunięcia.



Rys. 3.3. Przekrój podłużny zatoru lodowego [76]

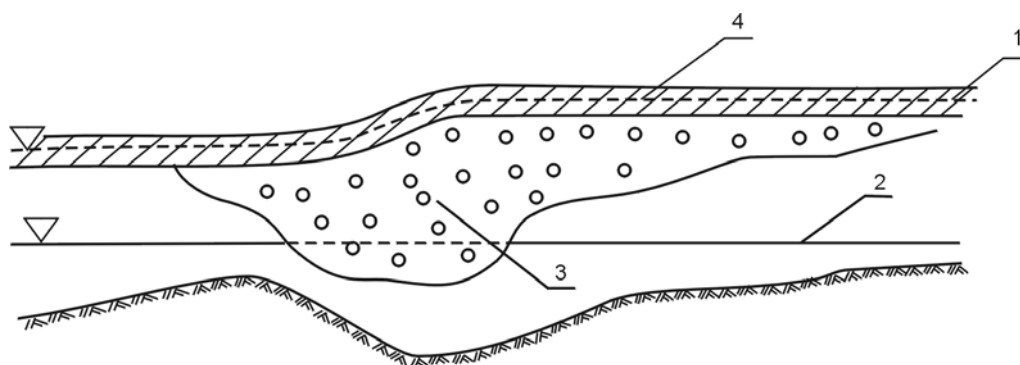
1-końcowa część zatoru, 2- głowa zatoru, 3- czoło zatoru (dolna granica zatoru), koniec zatoru (górna granica zatoru), 5 - Δh –spiętrzenie zatorowe

Zatory lodowo-śryżowe są inną odmianą zatorów (Rys. 3.4, Fot. 1.). Są spowodowane gromadzeniem się śryżu pod nowo utworzoną pokrywą lodową. Występują zwykle na początku zimy. Zatory śryżowe są na ogół krótkotrwałe – znikają zwykle w kilka lub kilkanaście dni po utworzeniu się pokrywy lodowej. Zdarza się jednak, że czasem utrzymują się przez całą zimę. Zatory śryżowe tworzą się przede wszystkim na tych odcinkach rzek, powyżej których nie utworzyła się pokrywa lodowa.



Fot.1. Czoło zatoru śryżowo-lodowego w Płocku (km 633,5, marzec 1987 r. Wysokość czoła ok. 1,5 m, miąższość mas lodu w rejonie czoła ok.5 m [40]

Mechanizm tworzenia się zatorów jest bardzo skomplikowany i zależy od wielu czynników. Najważniejsze z nich to czynniki lokalne oraz czynniki hydrometeorologiczne. Do czynników lokalnych powodujących tworzenie się zatorów należą takie cechy morfologii koryta jak: ostre zakola, płycizny, wyspy w korycie rzeki, zwężenia koryta, rejony załamania spadku podłużnego. Zatorogennymi są również przeszkody w postaci gęsto rozstawionych podpór mostów, zatopionych pni itp. Główne czynniki hydrometeorologiczne to przede wszystkim istnienie zwartej pokrywy lodowej poniżej odcinka rzeki, na którym wody ruszyły, duża grubość i wytrzymałość pokrywy lodowej, znaczny przybór wód, powodujący intensywny pochód lodów na długim odcinku rzeki oraz stan pogody, np. powtórny spadek temperatury powietrza. Każdy z zatorów jest zjawiskiem niepowtarzalnym i można mówić jedynie o pewnym ich podobieństwie. Dotyczy to takich cech jak: położenie czoła, układ zatoru w planie, stopień wypełnienia zatoru poprzecznego lodem oraz struktura wewnętrzna nagromadzonej masy lodowej.



Rys. 3.4. Przekrój podłużny zatoru śryżowego (zabitki śryżowej) [76]

1-spiętrzony poziom wody, 2-poziom wody przed spiętrzeniem, 3- śryż, 4 pokrywa lodowa

Czas trwania zatoru, w zależności od warunków może wynosić od kilkunastu godzin (lekkie) do kilkunastu dni. Wraz z przyrostem powierzchni zlewni, a więc ze wzrostem przepływu, czas trwania zatoru przeważnie maleje, natomiast rośnie wielkość spiętrzenia zatorowego.

W momencie, gdy przybór wody powyżej zatoru osiągnie takie rozmiary, że siła parcia wody będzie większa od siły utrzymującej (tarcie) dochodzi do przerwania i ruszenia zatoru.

Zjawiskom zatorów, a zwłaszcza ich ruszeniu towarzyszą często poważne zniszczenia umocnień brzegów, zmiany dna rzeki, deformacja brzegów a także gwałtowne wylewy wód, powodujące znaczne zatopienia. Piętrzenia zatorowe mają zazwyczaj bardzo gwałtowny przebieg przy przyroście stanów wody (na dużych rzekach) dochodzącym nieraz do 1,5 m/h. Maksymalne stany wody występujące w czasie powodzi zatorowych znacznie przekraczają ekstremalne spiętrzenie powodziowe z okresu letniego (powodzi opadowych).

Bardzo niebezpiecznym zjawiskiem jest też okres ruszania zatoru i spływania spiętrzonych wód (np. na Wiśle nawet o 4 m). Prowadzi to do gwałtownego przyrostu prędkości przepływu, sięgającej często do 2 a nawet do 4 m/s. Woda o tak wielkiej energii, połączona z mechanicznym oddziaływaniem mas lodu, niszczy mosty, przemodelowuje koryto i tereny zalewowe.

Samoistne ruszenie zatoru na dzikiej, nie uregulowanej rzece, o przedzielonym wyspami korycie odbywa się zwykle przez koryto boczne. Spiętrzone wody opływają zator bokiem, dochodzi do podniesienia czoła zatoru i jego ruszenia.

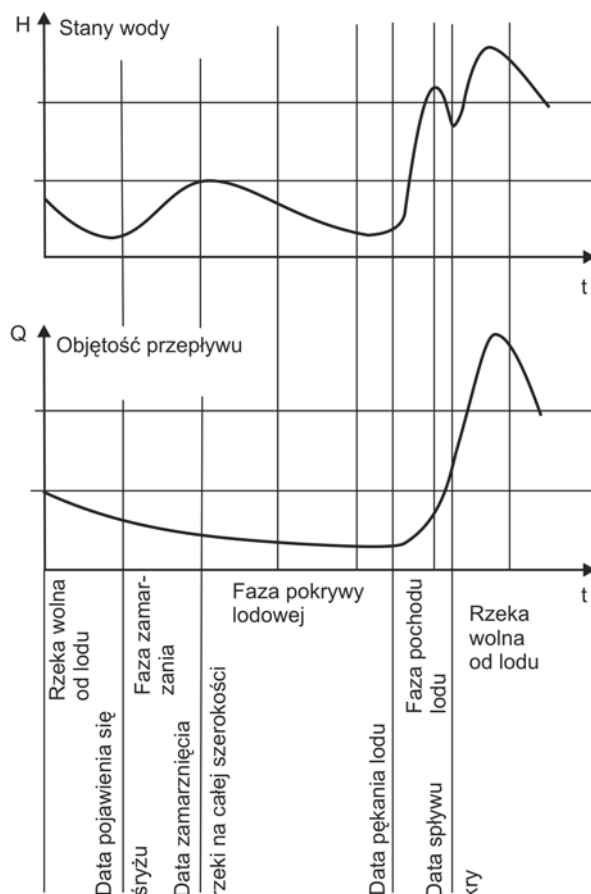
3.6. Wpływ zjawisk lodowych na stany i przepływy wód w rzekach

Poszczególnym fazom zjawisk lodowych w rzekach towarzyszą, jak to już wspomniano pewne typowe zmiany stanów wody i objętości przepływów.

W początkowym okresie spadku temperatury, gdy w rzece pojawia się śryż, jest go jeszcze stosunkowo mało tak, że nie powoduje to zmniejszenia przekroju czynnego ani prędkości przepływu. W okresie tym w zlewni przestają padać deszcze, pada śnieg, zanika więc zasilanie powierzchniowe rzeki. Zmniejszeniu ulega również zasilanie gruntowe. W rezultacie przepływ w rzece zmniejsza się, a stany wody ulegają obniżeniu (Rys.3.5).

Gdy mrozy utrzymują się dłużej, w rzece tworzą się kolejne fazy lodu, zwiększa się ilość śryżu, tworzy się lód brzegowy i denny itp., rzeka zamarza. W wyniku tych procesów powierzchnia przekroju czynnego gwałtownie się zmniejsza i jednocześnie znacznie zwiększają się opory ruchu. Powoduje to wzrost stanów wody.

W okresie tworzenia się pokrywy lodowej występuje więc gwałtowny wzrost stanów wody mimo zmniejszania się przepływu.



Rys. 3.5 Przebieg stanów i przepływów w okresie wystąpienia zjawisk lodowych [76]

W kolejnej fazie, gdy rzeka zamarźnie już na całej szerokości śryż przestaje się tworzyć, a opory przepływu ciągle maleją. Woda, która ma temperaturę wyższą od temperatury lodu topi go na powierzchni styku, wygładzając jego powierzchnię co powoduje zmniejszenie oporów przepływu.

Jednocześnie zmniejsza się ilość lodu dennego, gdyż pokrywa lodowa tworzy warstwę izolującą na powierzchni, utrudniając odpływ ciepła z dna rzeki. Jedyne zasilanie koryta rzeki stanowi, ciągle malejący, strumień wody gruntowej. Przy utrzymywaniu się mroźnej pogody zarówno stany wód jak i przepływy będą się więc ciągle zmniejszały. Stan taki będzie trwał aż do odwilży.

Z chwilą nadejścia odwilży następuje szybki i obfity dopływ wody pochodzącej z roztopów. Rzeki, ciągle jeszcze pokryte lodem, nie mogą tej wody przyjąć. W małych ciekach woda często płynie ponad lodem nie mogąc go poruszyć. W rzekach większych, woda napływa pod lód, podnosi pokrywę lodową i odrywa od brzegów. Następuje ostatnia faza zjawisk lodowych – pęknięcie i pochod kry. Towarzyszy jej często tworzenie się zatorów.

Objętość przepływu gwałtownie rośnie, co przy wielkich oporach ruchu powoduje występowanie spiętrzeń wody, formują się kulminacje wiosenne. Często są spowodowane przede wszystkim oporami i zatorami a nie przyborem wody.

Gdy lody ruszą opory ruchu zmaleją, stany wody opadają mimo ciągłego przyboru wody. Przy dalszym zmniejszeniu oporów i trwającym zwiększonym dopływie do rzeki, następuje kolejna kulminacja wiosenna, tym razem wywołana tylko przez zwiększony przepływ.

3.7. Zjawiska lodowe na rzekach polskich

3.7.1. Terminy pojawiania się i zanikania zjawisk lodowych

Terminy te są bardzo zmienne w poszczególnych latach. Zwykle najwcześniej, zjawiska lodowe pojawiają się w północno-wschodniej Polsce, przebiegając w kierunku południowo-zachodnim. W Bieszczadach i środkowym dorzeczu Bugu często pierwsze zjawiska lodowe obserwuje się już w III dekadzie listopada. W I i II dekadzie grudnia – zlodowacenia obserwuje się na Pojezierzu Augustowsko-Suwalskim, na Kurpiach, Wyżynie Małopolskiej, później w III dekadzie grudnia pokrywają się lodem rzeki Pomorza Zachodniego, lewe dopływy dolnej Wisły i na koniec już w styczniu zjawiska lodowe zaczynają się na Pobrzeżu Kaszubskim.

Przeciętnie pokrywa lodowa pojawia się na naszych rzekach w okresie od II dekady grudnia (wschód) do I dekady stycznia (zachód). Silne zasolenie rzek i zrzut wód podgrzanych mogą przeciwdziałać wystąpieniu zjawisk lodowych pomimo niskich temperatur powietrza..

Proces uwalniania się rzek od lodu przebiega odwrotnie do zlodowacenia, czyli z południowego zachodu na północny wschód. W południowo-zachodniej części kraju zaczyna się już w III dekadzie stycznia, dochodząc w II dekadzie marca do obszarów wschodnich. Przeciętne daty zakończenia zjawisk lodowych to od II dekady lutego do III dekady marca.

Czas trwania zjawisk lodowych na polskich rzekach jest także bardzo różny. W dorzeczu Odry górnej i środkowej, na Pomorzu Zachodnim oraz w części dorzecza dolnej Wisły okres ten trwa zaledwie do kilkunastu dni. Bywają lata, tzw. ciepłe zimy, podczas których, w wielu regionach kraju zjawiska lodowe nie występują w ogóle. We wschodniej części, zwłaszcza na północy pokrywa lodowa utrzymuje się ok. 60-80 dni. Średni czas trwania pokrywy lodowej dla całego kraju to od 40 do 120 dni, maksymalny 140-150 dni.

Procentowy udział poszczególnych faz w czasie całego trwania zjawisk lodowych jest bardzo różny. Pokrywa lodowa może trwać przez ok. od 0 do 90% całego czasu. Na dolnej Wiśle ocenia się np., że faza formowania się pokrywy lodowej obejmuje 20-30% czasu trwania zjawisk lodowych, faza zalegania pokrywy 60-70%, natomiast faza rozpadu 10-20% całkowitego czasu.

Na rzekach polskich pokrywa lodowa osiąga grubość od kilku do kilkudziesięciu centymetrów. Przeciętne grubości wynoszą od 10 do 20 cm dla rzek zachodnio sudeckich, oraz od 30 cm w zachodniej części kraju, do 30-40 cm w części wschodniej. Maksymalne grubości dochodzą do 80-90 cm w czasie wyjątkowo srogich zim (Narew, Wisła). Bywa nawet, że małe rzeki zamarzają niemal całkowicie.

3.7.2. Zagrożenia związane z występowaniem pokrywy lodowej

Występowaniu pokrywy lodowej towarzyszy parcie lodu na budowle. Rozróżnia się parcie statyczne i dynamiczne.

Parcie statyczne powstaje w okresie odwilży, gdy wskutek szybkiego ogrzania się pokrywa się rozszerza. Można się przed nim zabezpieczyć przez odrąbywanie lodu od konstrukcji oraz przez wtłaczanie powietrza na taką głębokość, na której panuje temperatura $+4^{\circ}\text{C}$. Powoduje to podnoszenie się wody o tej temperaturze, co z kolei prowadzi do odmarzania lodu od budowli.

Parcie dynamiczne wywołane jest natomiast uderzeniami kry lodowej w czasie pochodu lodów. Zależy przede wszystkim od szybkości poruszania się kry, jej wielkości, twardości lodu, prędkości i kierunku wiatru, kształtu budowli itp.

Zjawiska lodowe mają również wpływ na jakość wody. Spada temperatura wody i zachodzą w niej zmiany fizykochemiczne. Flora obecna w wodzie częściowo zanika, giną również organizmy żywe, nieprzystosowane do nowych warunków. Ze spadkiem temperatury zmienia się również ilość gazów (w tym tlenu) i związków mineralnych rozpuszczonych w wodzie. Istnienie pokrywy lodowej utrudnia natlenianie wody, co jest szczególnie niebezpieczne w wodach stojących (przyducha ryb), z drugiej jednak strony chroni wodę przed dalszą utratą ciepła. Dzięki temu dodatnia temperatura wody może utrzymywać się aż do wiosny. Wody powierzchniowe praktycznie nie przemarzają do dna, co umożliwia w nich przetrwanie życia biologicznego (za wyjątkiem bardzo płytkich i małych cieków i zbiorników).

Występowanie zjawisk lodowych stanowi zagrożenie w pracy ujęć wód powierzchniowych. Obniżenie się stanów wody na początku okresu pojawiania się lodu może

uniemożliwić pracę ujęcia. Formujący się śryż, lód dennny i spływ lodu prądowego mogą zatkać ujęcie. Śryż zatyka przede wszystkim kraty na wlotach, smoki ujść dennnych itp.

Złodzenie rzek i kanałów, szczególnie gdy w okresie zimy występują duże wahania stanów wody powoduje duże zniszczenia w ubezpieczeniach brzegowych. Lód brzegowy, jak to już opisano, przymarza do skarp, narzutów kamiennych, traw itp. i następnie w czasie przyboru wrywa ubezpieczenia brzegowe, niszcząc brzegi. Złodzenie szkodliwie działa również na budowle hydrotechniczne. W czasie mrozów występują też problemy eksploatacyjne z zamknięciami śluz, jazów, ujść wody itp. W czasie pochodu lodu należy umożliwić swobodny spływ lodu, żeby nie dopuścić do jego spiętrzenia. Bardzo często wymaga to zastosowania materiałów wybuchowych lub lodołamaczy, aby pokruszyć lód do rozmiarów dostosowanych do istniejącego światła jazu.

W przypadku stopni wodnych z elektrownią, często trzeba ograniczyć przepływ przez turbiny, przepuszczając więcej wody przez jaz, aby spowodować dostateczny przepływ, który umożliwi spływ lodu z górnego stanowiska. Poważny problem stwarzają też obmarzające kraty na wlotach do turbin.

W czasie spływu lodów szczególnie ważna jest ochrona podpór mostowych przed uszkodzeniami, oraz zapewnienie swobodnego spływu lodu tak, żeby nie utworzył się zator lodowy. Szczególnie niebezpieczne miejsce stanowią mosty drewniane oraz inne mosty o dużej liczbie podpór i małym świetle między nimi.

3.8. Walka ze złodzeniem rzek

Głównym celem walki ze złodzeniem rzek jest zapobieganie tworzeniu się niebezpiecznych zatorów przez umożliwienie spływu lodów z biegiem rzeki.

W Polsce dodatkowym zagrożeniem jest kierunek przepływu głównych rzek. Wisła i Odra płyną z południa na północ. Zwykle zatem bywa tak, że lody ruszają wcześniej w górnych biegach rzek niż na ich odcinkach ujściowych. Spływające z góry masy wody i lodu napotykają często na zwartą pokrywę lodową, której nie mogą przełamać. Tworzą się bardzo niebezpieczne zatory lodowe wywołujące powódzie.

Podstawowym elementem zwalczania wiosennych powodzi zatorowych jest więc kruszenie lodu prowadzone na większych rzekach za pomocą lodołamaczy oraz za pomocą materiałów wybuchowych.

Przeciwdziałanie tworzeniu się zabitek zatorów śryżowych i lodowych polega przede wszystkim na zapewnieniu takich warunków przepływu rzeki, że nie będą się one tworzyć lub będą niegroźne. Problem ten jest jednak bardzo złożony i długofalowy. Pewną poprawę można osiągnąć przez:

- zmiany reżimu przepływu przez regulację rzeki i budowę stopni wodnych,
- zmianę przepływów przez budowę zbiorników retencyjnych,
- ustawianie przegród śryżowych (Włocławek) i lodowych,
- zrzuty wód podgrzanych.

Ponieważ w cofce każdego zbiornika powstają warunki sprzyjające tworzeniu się zatorów lodowych, odcinki te muszą być uregulowane i obwałowane.

Regulacja rzeki na pewnym odcinku poprawia warunki spływu lodów, zmniejsza więc zagrożenie zatorowe przez zwiększenie głębokości, wyrównanie spadków i złagodzenie zakoli. Nie wyklucza to jednak tworzenia się zatorów w ogóle. Może natomiast zmniejszyć ich częstotliwość i obniżyć wysokość. Zjawiskom lodowym radykalnie przeciwdziała zmiana termiki rzeki np. przez zrzut podgrzanych wód pochłodniczych.

W praktyce zagrożenia zatorowe i inne ujemne skutki zlodzenia zwalczane są za pomocą łamania lodów bądź to za pomocą różnych urządzeń do łamania lodu wokół budowli lub na małych rzekach, bądź to materiałów wybuchowych lub lodołamaczy. Z innych metod tzw. operatywnych przeciwdziałających tworzeniu się zatorów piętrzących wodę należy jeszcze wymienić:

- umożliwienie spływu wody poza zatorem (sposób ten jest możliwy jedynie w odniesieniu do małych rzek i strumieni),
- usunięcie pokrywy lodowej w miejscach, gdzie może utworzyć się zator (np. oczyszczenie przekrojów mostowych),
- osłabienie pokrywy lodowej np. przez posypanie środkiem absorbującym promienie słoneczne (sposób mało efektywny),
- zahamowanie spływu lodów przez sztuczne utworzenie zatoru na górze rzeki,
- pokruszenie pokrywy lodowej.

Najbardziej skutecznym sposobem przeciwdziałania zatorom w tych warunkach jest doprowadzenie do utworzenia się stałej pokrywy lodowej. Pokrywa ta, tworząc izolację wody od atmosfery zapobiega dalszemu ochładzaniu się wody, a tym samym ogranicza tworzenie się śryżu, bardzo szkodliwego dla budowli.

3.9. Zjawiska lodowe w dolnej Wiśle

W bardzo skomplikowany sposób zjawiska lodowe zachodzą w dolnej Wiśle. Odcinek ten był zawsze bardzo śryżogenny i zatorogenny. W okresie zimy występuje tu od jednego do czterech odrębnych okresów zlodzenia. Występuje też nakładanie się na siebie form zlodzenia z poszczególnych okresów. Liczba zlodzeń i ich formy nie są jednakowe na całej długości rzeki. Dominujące formy tworzą tu krążki i pola śryżowe. W czasie tworzenia się pokrywy lodowej tworzą się podbitki i zabitki śryżowe, które znacznie zmniejszają pole przekroju poprzecznego i zwiększają opory przepływu.

Zatory występujące w dolnej Wiśle to zatory lodowo-śryżowe lub śryżowo-lodowe. W przypadku podbitek i zabitek śryżowych, tworzących bardzo wytrzymałą pokrywę, działanie lodołamaczy jest bardzo utrudnione. W dolnej Wiśle występują praktycznie wszystkie formy zlodzenia: lód brzegowy i denny, krążki i pola śryżowe, podbitki i zabitki śryżowe oraz stała pokrywa lodowa. Grubość tej pokrywy czasem przekracza nawet 50 cm.

Duże zróżnicowanie form zlodzenia i wynikające stąd zagrożenia zatorowe powodują tu przede wszystkim zmienne formy morfologiczne koryta rzecznego, zróżnicowane warunki meteorologiczne, niejednorodna zabudowa hydrotechniczna, zrzuty ścieków oraz wód podgrzanych.

Charakterystyki lodowe dolnej Wisły uległy znacznym zmianom po wybudowaniu w roku 1970 stopnia wodnego Włocławek [60,40]. Stopień ten, w wyniku spiętrzenia Wisły utworzył zbiornik wodny o długości ok. 50km i pojemności 400 mln m³, rozciągający się między Płockiem i Włocławkiem. Zbiornik ma kształt wydłużony o szerokości od 0,6 km do 2,0 km. Maksymalne głębokości przy zaporze wynoszą 15 m.

W zbiorniku odkłada się ok. 1,5-1,8 mln m³ rumowiska rocznie, w części górnej w postaci łąch i wysp. Jest to przyczyną tworzenia się w tych miejscach zatorów. Ze względów oszczędnościowych, w trakcie budowy nie wykonano wszystkich prac i urządzeń zabezpieczających przed zjawiskami lodowymi. Między innymi nie oczyszczono przed zatopieniem górnej części zbiornika, co jest powodem wyjątkowo intensywnego osadzania się tam rumowiska i w następstwie zatrzymywania lodu. Po powstaniu zbiornika znacznemu skróceniu uległ czas przepływu śryżu z 48 dni do 8 dni, natomiast wydłużył się okres trwania stałej pokrywy – z 25 dni do 64 dni, co jest wynikiem mniejszych prędkości wody w zbiorniku w stosunku do rzeki swobodnie płynącej. Zarówno przed jak i po powstaniu

zbiornika Włocławek w ciągu jednej zimy obserwowano 1, 2 a nawet 3 okresy zlodzenia, przerywane okresami ocieplenia i spływu lodów.

Występowanie zwartej pokrywy lodowej ma na ogół pozytywne skutki w przeciwdziałaniu tworzeniu się zatorów. Takie pozytywne działanie obserwuje się na przykład na zbiorniku Zegrzyńskim na Narwi. Pokrywa lodowa na zbiorniku zanika szybciej niż w położonym na północy górnym biegu Narwi. Spływający lód taje w wodzie zbiornika, nie powodując niebezpiecznych spiętrzeń.

Sytuacja zbiornika we Włocławku jest inna. Akwen zbiornika we Włocławku jest zlodzony dłużej niż wyżej położony środkowy i dolny odcinek Wisły, leżący na południe od zbiornika. Spływająca z góry kora lodowa tworzy w rejonie cofki zbiornika lub na zbiorniku zatory. Szczególnie katastrofalna sytuacja miała miejsce na przełomie grudnia 1981 i stycznia 1982. Nastąpił wtedy splot bardzo niekorzystnych czynników meteorologicznych i hydraulicznych.

W grudniu 1981 roku w wyniku panujących niskich temperatur powietrza na Wiśle utworzyła się stała pokrywa lodowa. Przepływ w tym rejonie wynosił ok. 1000 m³/s. Pod koniec grudnia przyszło niespodziewane ocieplenie. Spowodowało topnienie śniegów i lodu. Lody ruszyły i spływ kry odbywał się wzdłuż całej Wisły. Niespodziewanie 6 stycznia 1982 przyszedł znaczny mróz – do -20°C nocą, towarzyszył mu bardzo silny wiatr do 20 m/s wiejący „pod prąd”, z kierunku północno-zachodniego. W konsekwencji tego nastąpiło zatrzymanie spływu kry i szybkie tworzenie się bardzo wytrzymałej, szorstkiej pokrywy lodowej na zbiorniku. W wyniku niskiej temperatury powietrza, powyżej zbiornika w wodach Wisły tworzyły się jednocześnie ogromne ilości śryżu, które spływały do zbiornika. Napływające krążki śryżowe, baby, a nawet całe pola śryżowe tworzyły podbitki i zabitki pod pokrywą, wzmacniając ją na całym zbiorniku. Przepływ w dniu 7 stycznia w przekroju Płock (35 km powyżej zapory) osiągnął 2900 m³/s. Maksymalny stan wody wystąpił 9 stycznia i był o 2,98 m wyższy od stanu alarmowego!

W wyniku podwyższonych stanów wody nastąpiło przerwanie zapór bocznych na lewym brzegu zbiornika i na odcinku w górę rzeki. W wyniku ich przerwania zalanych zostało 10 tys. ha gruntów ornych i 2300 gospodarstw. Największe straty wystąpiły na zalanej lewobrzeżnej części Płocka – Radziwie. Woda, która zalała domy, a następnie zamarzała spowodowała ogromne zniszczenia wielu budynków. Po krótkiej kulminacji przepływ szybko zmalał osiągając już 25 stycznia wartość 1000 m³/s. Pomiary wykazały, że w zbiorniku nagromadziło się 100 mln m³ lodu, przede wszystkim w jego górnej części. W wielu przekrojach poprzecznych ilość lodu przekraczała 50% powierzchni przekroju poprzecznego.

W działaniach zaradczych, które podjęto po powodzi wykonano bagrowanie górnej części zbiornika, usuwając łachy, wyspy i kępy roślinności, które mogą stanowić punkt zaczepienia i powodować powstawanie zatoru lodowego lub śryżowego w tym miejscu. Ponieważ lodołamanie na zbiorniku przynosi dobre rezultaty, jeśli chodzi o obniżenie wysokości stanów wody w końcowej części zbiornika, zwiększono liczbę lodołamaczy obsługujących zbiornik. Naprawiono i podwyższono również wały i zapory boczne. Na części przelewowej jazu zainstalowano specjalne urządzenia napowietrzające, chroniące zamknięcia jazu przed przymarzaniem do nich pokrywy lodowej. Umożliwia to swobodne manewrowanie zamknięciami nawet w okresie bardzo niskich temperatur. W górnej części zbiornika (km 619 i 628) przygotowano miejsca do instalowania pływających przegród lodowych, które mają za zadanie przyspieszenie tworzenia się stałej pokrywy lodowej na Wiśle powyżej zbiornika. Ograniczy to tworzenie się śryżu.

3.10. Podsumowanie

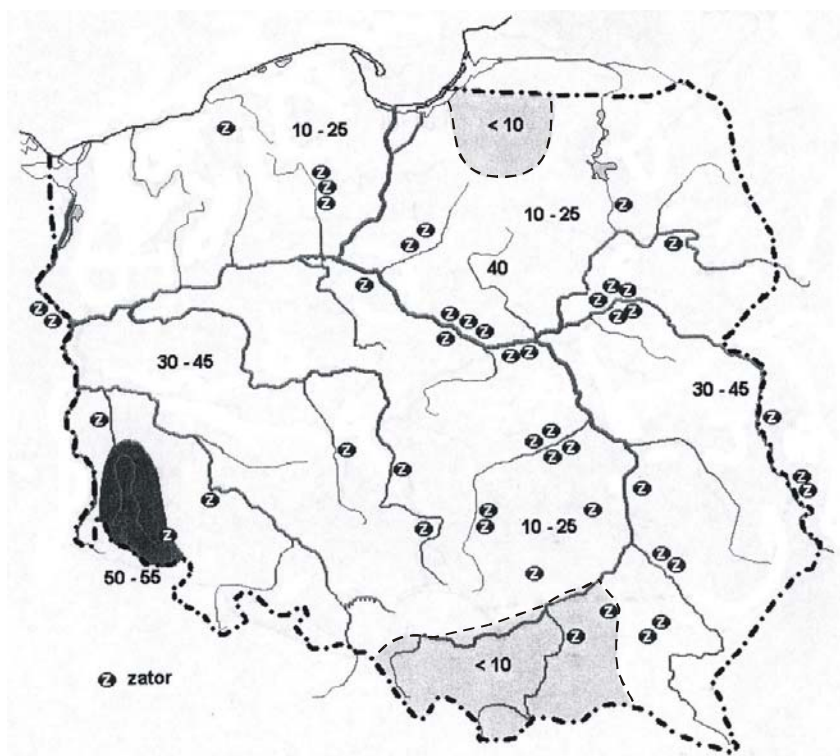
Wezbrania roztopowe i zatorowe są nieodłącznie związane z klimatem Polski. Najgroźniejsze powodzie roztopowe występują wtedy, gdy gwałtowne topnienie śniegu jest przyspieszane opadami deszczu, który ponadto stanowi dodatkowe zasilanie odpływu. Często oprócz zwiększonego zasilania zlewni w rzece tworzą się zatory, powodując znaczne podniesienie i tak już wysokich stanów wody.

Mapa na rys. 3.6 [65] przedstawia lokalizację i liczbę większych wezbrań roztopowych i zatorowych na obszarze Polski, które wystąpiły w okresie powojennym. Przedstawiono również miejsca zatorogenne, gdzie zjawiskom lodowym w rzece towarzyszy występowanie zatorów lodowych i lodowo-śryżowych. Jak widać szczególnie narażone są środkowe i dolne biegi dużych rzek nizinnych.

Tworzeniu się zatorów na największych rzekach w Polsce (Wiśle, Odrze, Bugu, Pilicy, Narwi, Sanie, Dunajcu) sprzyja układ geograficzny – płyną z południa na północ. W okresie tajania lodów i śniegów dochodzi zatem często do sytuacji, że napływające z góry rzek masy wód i lodu natrafiają w dolnym biegu na jeszcze zwartą pokrywę lodową. Różnica czasu między tajaniem śniegu w górnym i dolnym odcinku rzeki może wynosić nawet do miesiąca. Powstające wówczas zatory powodują niebezpieczne spiętrzenia stanów wody, prowadzące do przerwania wałów, zniszczenia mostów i innych budowli, zalania dużych terenów nadrzecznych. Powodzie takie powodują ogromne straty.

Miejsca zatorogenne na rzekach znane są z obserwacji. Ze względu na regulację rzek i ich zabudowę hydrotechniczną reżim przepływu ulega zmianie i zmieniają się również warunki tworzenia się zatorów. W wielu miejscach znanych z tego, że przez lata tworzyły się w nich zatory, nie obserwuje się już tego zjawiska, zatory tworzą się za to w innych, nowych miejscach.

Z analizy występowania zatorów wynika, że dość często tworzą się także na górskich dopływach Wisły. Sprzyjają temu zarówno warunki klimatyczne jak i charakter rzek górskich (zmienny spadek, przeszkody w postaci np. progów skalnych). Szczególnie groźne są one na Wisłocce, Wisłoku i Sanie. W górnym biegu Wisły, do ujścia Sanu, ze względu na zanieczyszczenia wody ostatnio zjawiska lodowe prawie nie występują.



Rys. 3.6 Występowanie wezbrań roztopowych i zatorowych w okresie powojennym [65]

W dolnym biegu Wisły najbardziej niebezpieczny jest odcinek od ujścia Narwi do Płocka oraz poniżej Tczewa. Częste zatory występują na Bugu, Narwi i Wieprzu. Na Odrze zatory występują poniżej ujścia Warty. Na Warcie z kolei, zatory pojawiają się przede wszystkim w jej górnym biegu. Na dolnej Noteci najczęściej występują zatory śryżowe. Nie są one bardzo groźne, należą do typu „lekkich” i tworzą się głównie przy śluzach.

Z wezbrań roztopowych w ostatnim 30-leciu najgroźniejsze wystąpiło na przełomie marca i kwietnia 1979 roku, obejmując północno-wschodnią część Polski. Wylały wówczas wody Bugu i Narwi oraz ich dopływów. Czas koncentracji fali wynosił ok. 21 dni, natomiast opadanie fali trwało ponad miesiąc. Maksymalny przepływ osiągnął $Q_{\max}=3450 \text{ m}^3/\text{s}$ a objętość fali, która przeszła przez zbiornik w Dębem (na Narwi) $5,1 \text{ km}^3$.

Powodzie zatorowe śrężowo-lodowe występują w okresie zamarzania rzeki, gdy w masie płynącej, wychłodzonej wody powstaje śręż, zatrzymujący się w miejscach, gdzie są przeszkody.

Zatory lodowe powstają podczas wezbrań roztopowych na dużych rzekach nizinnych. Często są bardzo groźne. Zatory lodowe, które powstają powyżej stopni wodnych zwykle są niegroźne. Wyjątek stanowi katastrofalna powódź z 1982 roku w rejonie zbiornika we Włocławku na Wiśle (punkt 3.9). Jej wystąpienie było spowodowane splotem wyjątkowo niesprzyjających czynników hydrologicznych, meteorologicznych, hydraulicznych i innych. Należy jednak pamiętać, że taki scenariusz wydarzeń jest zawsze możliwy i trzeba się przed nim odpowiednio zabezpieczyć.

Groźne są również wezbrania zatorowe w ujściowych odcinkach rzek uchodzących do Bałtyku. Spiętrzona kra morska w strefie przybrzeżnej utrudnia odpływ wody. Powoduje tzw. efekt cofkowy, wzrost stanów wody na długim odcinku rzeki. Szczególnie groźne są powodzie w rejonie Żuław Wiślanych, obszarze nisko położonym, płaskim, z wieloma miejscami depresyjnymi.

Większe wezbrania roztopowe i zatorowe obserwuje się w Polsce przeciętnie co około 3 do 5 lat.

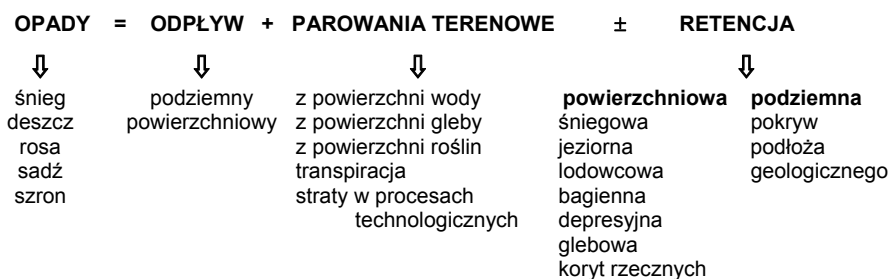
4. ROLA RETENCJI W OCHRONIE PRZECIWPOWODZIOWEJ

4.1. Wprowadzenie

Retencja, opad atmosferyczny, parowanie oraz odpływ są podstawowymi procesami hydrologicznymi. Stanowią one również główne składniki bilansu wodnego. Między wymienionymi procesami hydrologicznymi istnieją bezpośrednie, często bardzo skomplikowane zależności. W ich rezultacie podobne opady mogą powodować zupełnie inne wielkości odpływów ze zlewni i przepływów w rzece. Oznacza to, że na wielkość wezbrania w rzece mają również wpływ własności zlewni, ogólnie nazywane retencją.

Intensywność wymienionych procesów hydrologicznych jest zróżnicowana w czasie i przestrzeni. W klimacie umiarkowanym, w którego strefie leży Polska, podlegają one wyraźnym wahaniom sezonowym, a nawet dobowym.

Często ilość wody jest kształtowana ingerencją człowieka w procesy hydrologiczne zachodzące w hydrosferze i litosferze. Od zrozumienia tych procesów i mechanizmów, które nimi sterują, zależy, aby działalność człowieka nie powodowała szkody dla środowiska przyrodniczego. Określenie wpływu czynników antropogenicznych na przebieg procesów hydrologicznych jest bardzo trudne, ponieważ występują one wspólnie z czynnikami naturalnymi. Dotyczy to zwłaszcza retencji, która jest procesem praktycznie niemożliwym do pomiaru i stosunkowo wolno zmiennym w czasie. Dlatego też spośród czterech wymienionych procesów jest najslabiej naukowo udokumentowana.



Rys.4.1. Podstawowe składniki bilansu wodnego (Chełmicki, 2001)

4.2. Podstawowe definicje

4.2.1. Retencja

Pod pojęciem retencji lub zdolności retencyjnej rozumie się zdolność gromadzenia wody i przetrzymywania jej przez określony czas w środowisku biotycznym i abiotycznym. Zdolność retencyjną posiadają lasy, gleby (odpowiednio uprawiane), koryta cieków, pokrywa lodowa, a przede wszystkim zbiorniki – naturalne i sztuczne, które umożliwiają gromadzenie wody w

okresie, kiedy jest jej nadmiar i wykorzystywanie jej w okresie niedoborów. Można więc powiedzieć, że retencja umożliwia, w pewnym sensie, przerzuty wody w czasie z okresów, kiedy jej nadmiar grozi powodzią, na okresy, gdy jej deficyt może być przyczyną suszy. Dzięki tym własnościom retencja chroni zlewnię przed szkodliwymi skutkami braku lub nadmiaru wody na jej obszarze. Retencja odgrywa więc bardzo ważną rolę w obiegu wody w przyrodzie i ma duże znaczenie gospodarcze. Brak retencji w dorzeczu powoduje straty i jałowy odpływ wód.

Zadaniem retencji nie jest gromadzenie wód dla celów bezpośredniego wykorzystania, ale – przede wszystkim – regulacja i kontrola obiegu wody w środowisku naturalnym. Dzięki temu zapewnić można ochronę i odnowę zasobów wodnych oraz racjonalną gospodarkę tymi zasobami bez naruszania równowagi środowiska, przy ograniczeniu zrzutów jałowych i zwiększeniu zasobów dyspozycyjnych.

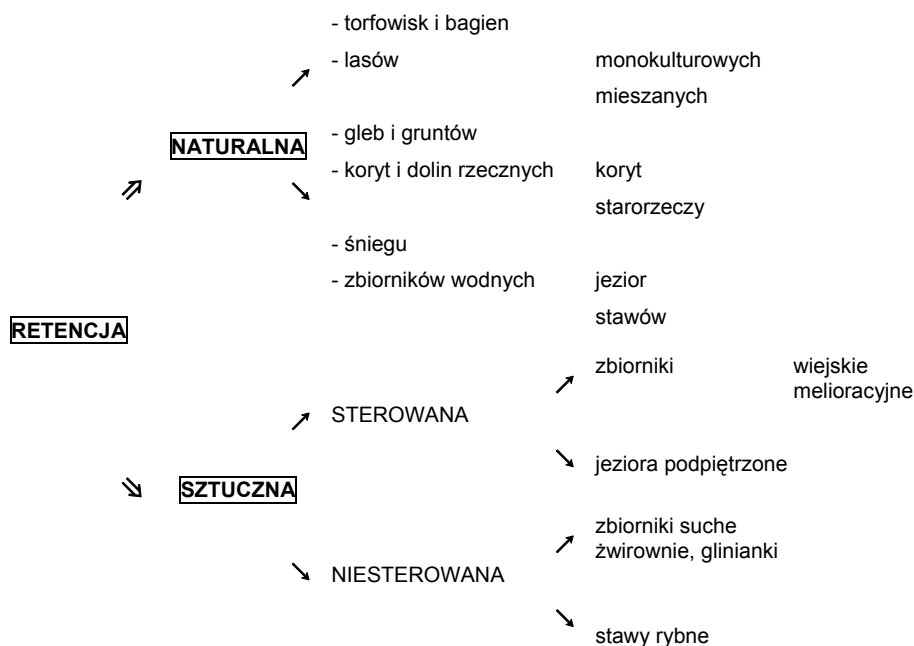
4.2.2. Formy retencji

Retencja może przybierać różne formy. Woda opadowa, osiagająca grunt i zwilżająca różne rodzaje pokrycia i powierzchniową warstwę gleby, nie zawsze infiltruje w głąb gruntu, lecz może gromadzić się w zagłębieniach lub nierównościach terenu i pozostawać okresowo w obrębie zlewni. Retencja formująca się na powierzchni zlewni łączy przypowierzchniową warstwę gruntu z atmosferą i podziemną fazą cyklu hydrologicznego. Stanowi ona wypadkową procesów zachodzących w powierzchniowej i przypowierzchniowej warstwie gruntu.

Z punktu widzenia sposobu uzyskiwania retencji w zlewni można wyróżnić retencję naturalną i sztuczną (rys. 4.2.).

Retencja naturalna występuje w wielu formach. W literaturze fachowej wyróżnia się ich pięć (Mioduszewski, 1997):

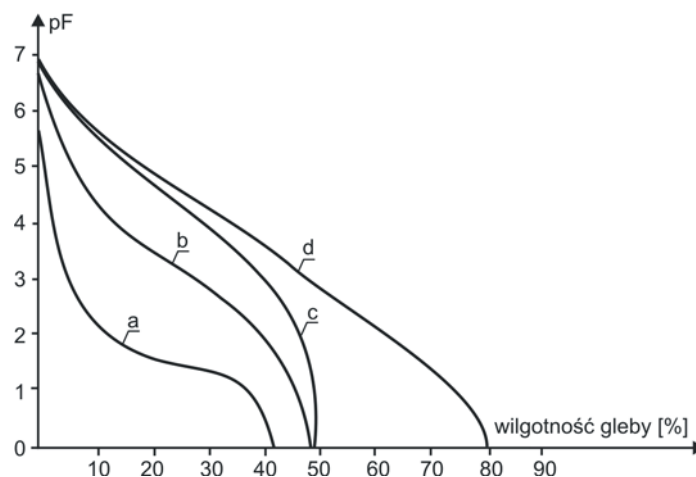
- retencję krajobrazową (siedliskową), do której zalicza się lasy, torfowiska i mokradła,
- retencję glebową,
- retencję wód gruntowych i podziemnych,
- retencję wód powierzchniowych (koryt i dolin rzecznych),
- retencję śnieżną i lodowcową.



Rys.4.2. Różne formy retencji (Radczuk i in., 1997)

Retencja krajobrazowa wynika z ukształtowania oraz zagospodarowania i użytkowania zlewni cieków. Zwiększenie retencji polega na ograniczeniu wielkości spływu powierzchniowego wód opadowych i roztopowych. Największe znaczenie ma tu retencja leśna. Istotną rolę odgrywają tu również bagna (mokradła, torfowiska), które powodują zahamowanie spływu wielkich wód poprzez retencjonowanie wody w porach gleby i na powierzchni torfowiska.

Retencja glebowa polega na magazynowaniu wody w strefie nienasyconego profilu glebowego. Wielkość retencji glebowej zależy od rodzaju, składu mineralnego i struktury gleby. Przykładowe krzywe retencji wody glebowej różnych gruntów przedstawiono na rys.4.3 (Ciepielowski, 1999). Retencja glebowa wiąże się bezpośrednio z pokryciem zapotrzebowania na wodę roślin uprawnych. Jej wielkość może być kształtowana odpowiednimi zabiegami agromelioracyjnymi i agrotechnicznymi.



Rys.4.3. Krzywe retencji wody glebowej wybranych gleb: a – piasek, b – less, c – ił, d – torf (na osi rzędnych wartość logarytmu dziesiętnego z wartości bezwzględnej wysokości ciśnienia ssącego gleby – $pF = \log h$, na osi odciętych – wilgotność gleby w procentach objętości gleby).

Retencją podziemną jest zjawisko przejściowego zatrzymania wody opadowej w środowisku skalnym lub w zbiornikach wody podziemnej w warstwach wodonośnych zarówno pierwszego jak i głębszych horyzontów; wielkość retencji podziemnej zależy od struktury geologicznej podłoża, procesów krasowych oraz stopnia rozcięcia erozyjnego terenu przez sieć dolin. Wszystkie działania powodujące ograniczenie spływu powierzchniowego lub przyspieszenie infiltracji wód opadowych przyczyniają się do zwiększenia zasobów wód podziemnych. Dlatego też prace związane ze wzrostem retencji siedliskowej – zalesianie, budowa zbiorników retencyjnych, melioracje - powodują jednocześnie zwiększenie retencji podziemnej.

Retencją powierzchniową polega na przejściowym zatrzymywaniu wody opadowej na powierzchni zlewni w postaci śniegu, lodu i wody, w bagnach, w jeziorach, stawach i sztucznych zbiornikach oraz w dolinach rzecznych. Do retencji powierzchniowej zalicza się również wszelkiego rodzaju oczka wodne, kanały, rowy i ciek, na których wykonano budowle umożliwiające regulację poziomów i odpływów wody. Wielkość retencji powierzchniowej zależy przede wszystkim od klimatu, ukształtowania terenu, szaty roślinnej oraz gospodarki wodnej człowieka. Duże możliwości zwiększania retencji powierzchniowej – poza budową zbiorników retencyjnych - daje prawidłowe eksploataowanie dolinowych systemów melioracyjnych, składających się zazwyczaj z gęstej sieci rowów.

Retencja śnieżna i lodowcowa jest również uważana za pewną formę magazynowania wody w zlewni. Brak jest jednak praktycznych metod zwiększania zasobów wody w tej postaci.

Przez **retencję sztuczną** rozumie się w zasadzie retencję w zbiornikach sztucznych; można tu jednak zaliczyć również retencję jeziorową, uzyskiwaną poprzez sztuczne podpiętrzanie jezior (zbiorników naturalnych) oraz retencję glebową, powstałą w wyniku zabiegów agrotechnicznych (melioracyjnych).

Z punktu widzenia racjonalnej gospodarki wodnej bardzo istotnym zagadnieniem jest możliwość dowolnego dysponowania zretencjonowanymi zasobami wodnymi; w związku z tym wyróżnia się retencję sterowaną i niesterowaną.

Retencja sterowana występuje właściwie tylko na sztucznych zbiornikach wodnych o stałym poziomie piętrzenia, wyposażonych w urządzenia umożliwiające regulację odpływu. W ograniczonym zakresie można również sterować zwiększoną retencją zbiorników naturalnych (jezior i stawów).

Pozostałe rodzaje retencji (włącznie z retencją sztucznych, suchych zbiorników powodziowych) wymykają się spod kontroli. Umożliwiają one tylko krótkookresowe i nieregularne wyrównanie odpływów i nie dają się ująć ilościowo. Mimo to **retencja niesterowana** może być wykorzystywana w gospodarce wodnej. Największe znaczenie wśród składników retencji niesterowanej mają retencja leśna i glebowa.

4.2.3. Całkowita retencja wodna w zlewni i czynniki ją determinujące

Całkowita retencja wodna na terenie zlewni (R_c) składa się z następujących elementów (Ciepielowski, 1999):

$$R_c = E_i + R_{pn} + R_w + R_{rz} + R_d + R_a + R_f + R_{ap}$$

gdzie:

E_i - intercepcja szaty roślinnej,

R_{pn} - retencja powierzchni nieprzepuszczalnych,

R_w - retencja wód otwartych – statycznych (jezior, stawów, zbiorników sztucznych, oczek wodnych, mokradeł, torfowisk)

R_{rz} - retencja sieci rzecznej i kanałów,

R_d - retencja depresyjna, okresowe zatrzymywanie wody w zakłębieniach terenowych,

R_a - retencja glebowa,

R_f - retencja wód gruntowych i głębszych warstw wodonośnych,

R_{ap} - retencja apotamiczna czyli retencja obszarów bezodpływowych (tj. nie będących w kontakcie z siecią hydrograficzną wód powierzchniowych).

Równanie to dotyczy zarówno retencjonowania deszczu, jak i śniegu i pokrywy lodowej oraz wód występujących w innych formach występowania. Wartości liczbowe poszczególnych składników retencji są w różnym stopniu zmienne w czasie i zależą od warunków występujących w zlewni. Udział poszczególnych elementów w całkowitej retencji jest uzależniony od pokrycia terenu zlewni. Zagadnienie to zostanie omówione szczegółowo w dalszych punktach niniejszego opracowania.

Intercepcja (E_i) polega na tym, że na obszarach pokrytych roślinnością część wody opadowej nie dociera do powierzchni gruntu, ponieważ zostaje zatrzymana przez rośliny. Niekiedy intercepcją nazywa się również okresowe zatrzymanie wody opadowej na innych niż rośliny obiektach. Woda ta następnie paruje, przez co powstają tzw. straty intercepcyjne. Wielkość pojemności retencji intercepcji zależy od wielu czynników takich, jak: szorstkość i napięcie powierzchniowe liści lub igieł oraz sumaryczna ich powierzchnia, zwartość pokrywy roślinnej, suma i natężenie opadu, wielkość i energia kinetyczna kropel deszczu oraz prędkość wiatru. Każdy z czynników intercepcji ulega zmianom w czasie – zarówno dobowym, jak i sezonowym i rocznym. Jej wielkość może być zmienna nawet w przypadku roślinności o tym samym składzie gatunkowym. Intercepcja jest jednym z najważniejszych elementów retencji, który może być kształtowany odpowiednimi działaniami człowieka.

Retencja powierzchni nieprzepuszczalnych (R_{pn}) jest rozumiana jako detencja pokrycia, a jej wartość jest przyjmowana zazwyczaj jako niezmienna w czasie. Woda, która zwilża powierzchnie nieprzepuszczalne w większej części wraca za pośrednictwem parowania do atmosfery. Wielkość retencji powierzchni nieprzepuszczalnej zależy od formy i struktury pokrycia, a więc od stopnia zagospodarowania zlewni. Zalicza się do niej drogi bito i asfaltowe, pokrycia dachów, linie kolejowe, wiadukty, mosty, nawierzchnie ulic, place i lotniska. Rozkład przestrzenny, zasięg i rodzaj powierzchni nieprzepuszczalnych można łatwo określić na podstawie zdjęć lotniczych i map topograficznych. Procentowy udział tych powierzchni w całkowitym pokryciu obszaru zlewni ma znaczący wpływ na kształtowanie się spływu powierzchniowego.

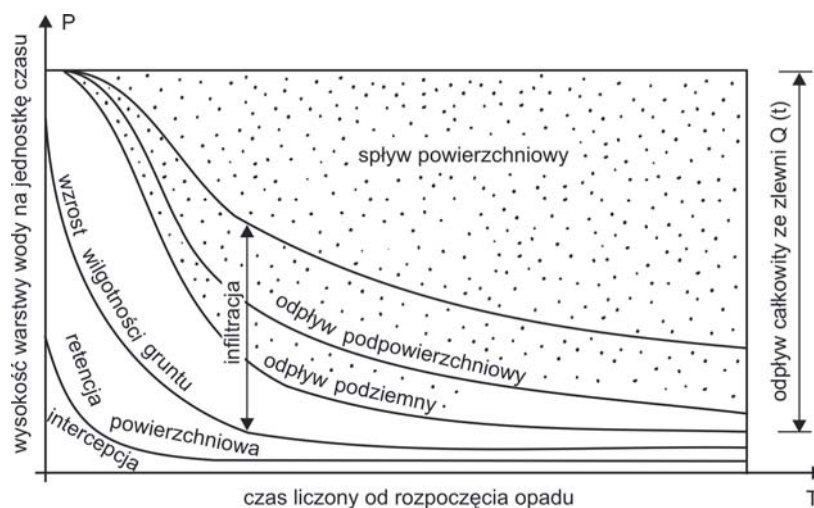
Retencja wód otwartych (R_w), występujących na obszarze zlewni, jest funkcją jeziorności zlewni (D_j), czyli stosunku łącznej powierzchni jezior, oczek, zagłębień, wyrobisk i bagien do

całkowitej powierzchni zlewni. Wartość retencji wód statycznych jest iloczynem wielkości opadu i jeziorności ($R_w = P \cdot D_j$).

Retencja sieci rzecznej (R_{rz}) tworzy się z opadów spadających bezpośrednio na powierzchnię lustra wody cieków, rowów i kanałów; jest to wartość stała w czasie. Wielkość tej retencji zależy od gęstości sieci rzecznej, jej długości i szerokości koryt.

Retencja depresyjna (R_d) wynika ze zmiany stanu retencji w strefie powierzchniowej zlewni. Jest procesem bardzo złożonym ze względu na powiązanie tego zjawiska z procesami zachodzącymi w głębszych warstwach gleby i bezpośrednio na jej powierzchni. Wielkość retencji depresyjnej zależy od fizycznych właściwości powierzchni zlewni, procesów hydrometeorologicznych i hydraulicznych cech gruntu; dlatego też wielkość ta jest zmienna w czasie.

Wielkość całkowitej retencji zlewni w chwili początkowej opadu i zwilżania pokrycia zlewni określa stan początkowy retencji, od którego zależy czy nastąpi wzrost retencji gleby i – poprzez infiltrację – retencji podziemnej, czy też wytworzy się na stokach zlewni spływ powierzchniowy. Natomiast w czasie trwania opadu retencja jest wielkością zmienną w czasie. Największa jest na początku opadu. W miarę jego trwania zmniejsza się (rys. 4.4). Powoduje to stopniowe zwiększanie się spływu powierzchniowego, co w sposób bezpośredni wpływa na formowanie się fali powodziowej w rzece.



Rys. 4.4. Zmiana retencji zlewni w czasie trwania opadu

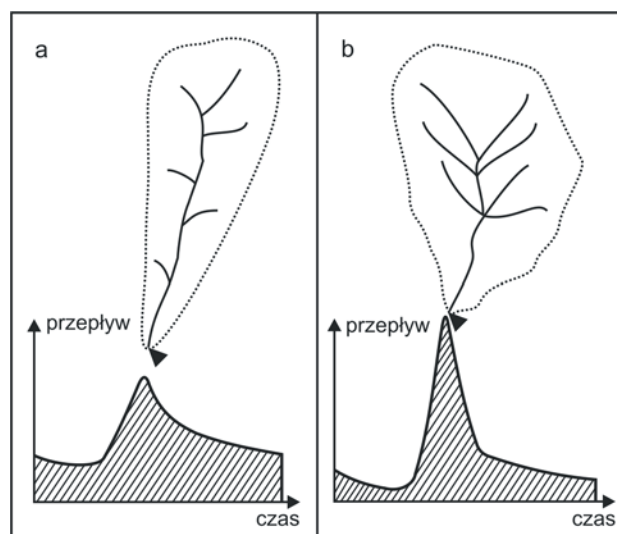
4.3. Czynniki wpływające na kształtowanie się fali powodziowej w korycie rzeki

4.3.1. Wpływ ukształtowania terenu na retencję i koncentrację wezbrania powodziowego

Charakterystyki fizycznogeograficzne zlewni mają znaczący wpływ na formowanie się odpływu ze zlewni i kształt fal powodziowych. Spośród nich najważniejsze to: kształt i układ sieci rzecznej, rzeźba terenu oraz deniwelacja (różnica poziomów między źródłowym i ujściowym odcinkiem rzeki).

Kształt zlewni decyduje o warunkach kształtowania się sieci rzecznej. Zlewnie wydłużone charakteryzują się najczęściej pierzastym układem sieci rzecznej. Układ taki sprawia, że czas dobiegu wody z poszczególnych części zlewni do danego przekroju jest różny. Dlatego też fala wezbraniowa ukształtowana w takiej zlewni, będąca wynikiem opadów lub roztopów, jest spłaszczona (rys.4.5a). W zlewniach o kształcie owalnym istnieją warunki do wytworzenia się koncentrycznej sieci rzecznej. Poszczególne dopływy wpadają do recypienta w niewielkiej odległości od siebie, tworząc tzw. węzły hydrologiczne. Może nastąpić nałożenie się poszczególnych fal na siebie, a czas koncentracji na rzece głównej jest bardzo krótki (rys. 4.5b).

Wzniesienie zlewni nad poziom morza ma wpływ przede wszystkim na wysokość opadu nawalnego latem i śnieżność zimą, a także na zasób wód opadu efektywnego i szybkość ich spływu. Dlatego też w dorzeczeniach górskich występują wezbrania deszczowe gwałtowniejsze i potężniejsze niż wezbrania spowodowane ulewami w terenach nizinnych, słabo urzeźbionych.



Rys.4.5. Kształt fali powodziowej w zlewni wydłużonej (a) i owalnej (b) (Chełmicki, 2001).

Rzeźba terenu oraz wielkość zagłębień bezodpływowych pozostają w ścisłym związku z retencją powierzchniową w zlewni.

4.3.2. Wpływ roślinności na retencję i koncentrację wezbrania powodziowego

Roślinność, zarówno w postaci drzewostanu jak i roślin uprawnych, ma decydujący wpływ na kształtowanie retencji w zlewni. Powoduje zarówno zmiany wielkości retencji powierzchniowej, glebowej, jak i rzecznej. Miernikiem oceny zdolności retencyjnej jest współczynnik retencyjności szaty roślinnej. Wyraża on procentową zdolność retencyjną danego kompleksu roślinnego w stosunku do zdolności maksymalnej (100%), którą odznaczają się kompleksy naturalnych lasów liściastych i torfowisk.

Rola lasów w ochronie przeciwpowodziowej

Zagadnienie wpływu lasu na obieg wody w środowisku naturalnym nie jest dotychczas wyczerpująco wyjaśnione, ale nie ma wątpliwości, że obecność lasów w zlewni ma istotny wpływ na kształtowanie się zarówno spływu powierzchniowego z obszaru zlewni jak i wysokości opadów, a w rezultacie również na kształt i natężenie przepływu fali powodziowej w rzece. Można tu wyróżnić następujące istotne elementy oddziaływania lasu (Ciepielowski, 1999):

- magazynuje zapasy wilgotności, powodując zwiększenie retencji gruntowej,
- zatrzymuje parowanie terenowe, a zwiększa transpirację,
- jest regulatorem odpływu, opóźniając spływ powierzchniowy,
- opóźnia topnienie śniegu i rozkłada ten proces na dłuższy okres czasu,
- zatrzymuje część opadu i nie dopuszcza wody do gruntu (intercepcja), zwracając go poprzez parowanie atmosferze,
- zwiększa infiltrację, a więc przenosi część odpływu powierzchniowego do odpływu podziemnego,
- zużywa duże ilości wody,
- zwiększa wysokość opadu.

Badania wykazują, że zdolność retencyjna lasu jest ok. 10% większa niż terenów otwartych.

Znaczący wpływ na zdolność retencyjną lasu ma jego struktura. Naturalne struktury ekologiczne, jakimi są lasy mieszane o wielopiętrowej strukturze, charakteryzują się stosunkowo dużą retencją. Natomiast wpływ monolitycznych kultur leśnych na regulację odpływu z terenu zlewni jest znikomy. Najmniejszą zdolność retencyjną mają lasy

świerkowe. Brak podszycia i bogatego runa powoduje, że odpływ powierzchniowy nie dociera do głębszych warstw gruntu. Ponadto lasy świerkowe odznaczają się bardzo płaskim systemem korzeniowym; powoduje to wysuszenie wierzchniej warstwy gleby i słabe drenowanie podglebia, wskutek czego woda wsiąka bardzo powoli.

Niebagatelną rolę odgrywa zdolność retencyjna ściółki i gleb leśnych. Badania wykazują, że w glebę leśną, spulchnioną przez system korzeniowy drzew, może wsiąknąć ok. 75% więcej wody niż do masy gleby w stanie suchym.

Retencja lasu nie polega tylko na zwiększeniu retencji gruntowej. Las jest również regulatorem odpływu wody w rzekach, tzn. podwyższa niskie stany wody, a obniża wysokie. Zapasy wody, magazynowane w czasie deszczu w ściółce leśnej, rozkładają swój odpływ równomiernie na dłuższy okres czasu, dzięki czemu szczyt fali powodziowej ulega spłaszczeniu, a w okresach suszy następuje zasilanie odpływu w rzekach.

Szczególnie znaczący wpływ lasu na wielkość wezbrań powodziowych obserwuje się w przypadku opadów śniegu. Las wpływa wybitnie opóźniająco na topnienie pokrywy śnieżnej, zmniejszając tym samym wiosenną falę powodziową; ponadto wpływa również hamująco na parowanie śniegu, zwiększając w ten sposób rezerwy wilgoci.

Las wpływa pozytywnie na obniżanie wezbrań powodziowych również poprzez fakt, że zużywa wielkie ilości wody - woda pobierana dzięki systemowi korzeniowemu jest częściowo wydzielana w procesie transpiracji, a częściowo zużywana w procesie zwiększania masy drzewnej.

Lasy mogą ponadto wpływać w sposób pośredni na stosunki wodne środowiska, ponieważ poza zdolnością retencyjną charakteryzują się one również zdolnością podwyższania stopnia wilgotności powietrza i przez to zmniejszania amplitudy wahań temperatury. Obserwacje wykazały również, że obecność lasów wpływa na zwiększenie wysokości opadów na danym obszarze, nawet o 15%. Ma to szczególne znaczenie w przypadku występowania w bezpośrednim sąsiedztwie lasów terenów wykorzystywanych do produkcji rolnej. Wpływ lasu na stosunki mikroklimatyczne jest niewątpliwy, chociaż nie jest możliwe określenie – z dostateczną dokładnością – zasięgu i nasilenia tego oddziaływania. Wydaje się, że pozytywny wpływ lasu może mieć istotne znaczenie na obszarach stepowiejących i posusznych.

Wpływ zalesiania i wylesiania na wielkość odpływu jest dobrze udokumentowany dla karpackiej części zlewni górnej Wisły. Badania hydrologiczne prowadzone po II wojnie światowej wskazują na wyraźny wzrost występowania powodzi w zachodniej części dorzecza (na zachód od Dunajca), podczas gdy zjawisko to nie jest obserwowane w części wschodniej.

Mniejsze zagrożenie powodziowe na wschód od Dunajca przypisuje się użytkowaniu gruntów sprzyjającemu odmiennej transformacji opadu w odpływ i spowolnieniu obiegu wody. Natomiast wysiedlenia po 1945 r. w zlewni Wisłoki spowodowały znaczne ograniczenie uprawy roli na rzecz łąk i nieużytków oraz obniżenie granicy rolno-leśnej o ok. 300 m. W rezultacie odpływy Wisłoki i jej dopływy – Ropy, znacznie wzrosły.

Należy jednak pamiętać, że las wpływa na wielkość spływu powierzchniowego, a tym samym fali powodziowej, tylko do pewnego stopnia, a później jego działanie ustaje. Przypadki wielkich powodzi z 1934, 1997 i 2001 r. pokazują, że po kilku dniach opadów nastąpiło nasycenie całej warstwy chłonnej i działanie retencyjne obszarów leśnych przestało istnieć. A więc w przypadku zjawisk powodziowych o takiej skali las nie ma możliwości zmniejszenia kulminacji fali i jego retencja nie ma praktycznie żadnego znaczenia. Niemniej obserwacje wykazują, że obecność lasów w zlewni zmniejsza częstotliwość powodzi w ogóle i lasy mają największy – spośród czynników przyrodniczych – wpływ na kształtowanie retencji w zlewni.

Rola struktury upraw

Gospodarka rolna oddziałuje bezpośrednio na wielkość zasobów wodnych poprzez zużycie wody. Natomiast oddziaływanie pośrednie polega na zmianie :

- warunków infiltracji i spływu powierzchniowego,
- zdolności retencyjnych uprawianych gleb
- wielkości konsumpcji wody przez rośliny oraz ewapotranspiracji,

Poszczególne rośliny uprawne, podobnie jak różne gatunki drzew, odznaczają się różnym zapotrzebowaniem na wodę i różną zdolnością do transpiracji, dlatego też w odmienny sposób wpływają na ilość wody w zlewni. Wpływ ten zmienia się w ciągu roku

Ciekawe badania dotyczące wpływu pokrywy roślinnej na spływ powierzchniowy przeprowadzono w USA i Holandii. Badano zależność retencji i spływu powierzchniowego od stopnia pokrycia roślinnością trawiastą. Okazało się, że przy pełnym pokryciu obszaru trawą wielkość spływu wynosiła niespełna 2% sumy zarejestrowanego opadu; w przypadku nikłej pokrywy roślinnej spływ powierzchniowy stanowił aż 73% objętości opadu (Chełmicki, 2001). Dlatego w celu ograniczenia wielkości spływu nie należy pozostawiać ugorów i ściernisk. Należy często spulchniać ziemię, stosować poplony i.t.p.

4.3.3. Zasady gospodarki rolnej i leśnej zapewniającej optymalne warunki dla retencji

Pozornie wydaje się, że omawiane wyżej formy retencji niesterowanej nie mogą być w sposób efektywny wykorzystane w ochronie przeciwpowodziowej. Jest jednak inaczej – retencyjne przysposobienie dorzecza pozwala zwiększyć jego zdolność retencyjną. Przyczyny antropogeniczne, czyli działalność człowieka, oddziałuje w sposób bezpośredni lub pośredni na wielkość zasobów wodnych. Podstawowymi działaniami w tym zakresie są:

- zwiększanie powierzchni zalesienia i jego odpowiedni rozkład na obszarze zlewni,
- odpowiednia agrotechnika i nawożenie,
- podpiętrzenie wód w stawach i jeziorach.

Zasady gospodarki leśnej

Z punktu widzenia gospodarki wodnej las działa jak suchy zbiornik powodziowy: magazynuje wodę (również w postaci śniegu) do chwili wypełnienia intercepcji i nasycenia podszycia, runa i ściółki, po czym następuje niekontrolowany odpływ wody. Mamy więc do czynienia z niekontrolowaną, automatycznie działającą retencją, której pojemność nie jest znana. Następuje zmniejszenie się amplitudy wahań odpływu i kulminacji fal wezbraniowych oraz zwiększenie odpływu w okresie półrocza letniego. Cechą charakterystyczną retencji leśnej jest fakt, że lasy kierują znaczne ilości wody pod ziemię. Udział lasu w sterowaniu falą powodziową będzie istotny, jeśli rozmieszczenie lasów będzie realizowane ze znajomością wpływu wywieranego przez las na obieg wody, przy jednoczesnej gruntownej znajomości reżimu wodnego całej zlewni.

Zdolność oddziaływania lasu na bilans wodny dorzecza uzależniona jest od rodzaju drzewostanu i sposobu jego eksploatacji. Nieodpowiednia gospodarka leśna może spowodować utratę jego retencyjnego znaczenia; natomiast poprzez umiejętne postępowanie można zwiększyć retencję leśną i sprawić, że las będzie spełniał rolę znakomitego regulatora obiegu wody w dorzeczu. Znaczenie lasu będzie tym większe, im większa będzie jego zdolność zatrzymywania w gruncie znacznej ilości wody opadowej, a następnie kierowania jej do odpływu podziemnego dzięki wielkiej porowatości gleb leśnych. Jak wspomniano wcześniej, na wielkość retencji znaczący wpływ ma struktura lasu. W dolnych odcinkach rzek należy unikać lasów świerkowych. Z punktu widzenia gospodarki wodnej zachowują się one tak samo, jak nagie stoki.

Innym, niezwykle ważnym czynnikiem, kształtującym stosunki wodne w zlewni, jest sposób rozmieszczenia lasów w zlewni. Zalesienie górnych partii dorzecza wpływa na wyrównanie przepływów i ograniczenie erozji poprzez zmniejszenie natężenia ruchu

rumowiska. Natomiast las zlokalizowany w dolnej części zlewni może powodować koncentrację przepływu i sprzyjać formowaniu się fali powodziowej. Nie bierze również udziału w ochronie przed powodzią obszarów położonych wyżej. Dlatego najbardziej korzystne z punktu widzenia gospodarki wodnej, a zwłaszcza ochrony przeciwpowodziowej, jest rozmieszczanie obszarów leśnych wzdłuż wododziałów. W ten sposób uzyskuje się opóźnienie odpływu z górnych partii zlewni, a w przypadku powstania fali powodziowej – jej spłaszczenie. Parametrem określającym prawidłowość dyslokacji lasów na obszarze dorzecza jest wskaźnik rozwinięcia lesistości. Jest to stosunek powierzchni zalesionej dorzecza do całej powierzchni dorzecza.

Ponadto należy pamiętać o pewnych generalnych zasadach, umożliwiających zwiększenie retencji obszarów leśnych:

- należy poprawić skład gatunkowy drzewostanów, zmierzając do wytworzenia drzewostanów o składzie zmierzającym do składu puszczy naturalnych, w którym udział świerka będzie ograniczony na korzyść drzew liściastych - szczególnie buka; chodzi przede wszystkim o wytworzenie runa leśnego optymalnie regulującego obieg wody,
- trzeba wprowadzać właściwy stosunek klas wieku (w miejsce dotychczasowych drzewostanów jednowiekowych) oraz podszycia leśne liściaste dla drzewostanów iglastych,
- niezbędne są zalesienia i dolesienia przede wszystkim doł, żlebów, stromych stoków i skarp, szczególnie w miejscach, gdzie występuje erozja gleb,
- istotne jest prowadzenie gospodarki bezzrębowej o ustroju trwałym i zakaz wyřbu drzew w sposób umożliwiający tworzenie się żlebów,
- należy wydzielić tereny ochronne w obszarach, gdzie rola lasu jako regulatora odpływu jest szczególnie ważna. W obszarach tych muszą obowiązywać specjalne przepisy gospodarki leśnej, gwarantujące zachowanie odpowiedniego stanu lasów – np. zakaz wypasu bydła (pasące się stada powodują niszczenie samosiejek, zwłaszcza gatunków liściastych).

Działalność rolnicza

Retencja glebowa, podobnie jak leśna, jest trudna do oszacowania ilościowego. Na ogół przyjmuje się jednak, że jest ona mniejsza od leśnej (w przeliczeniu na jednostkę powierzchni). Retencja glebowa jest ponadto najbardziej rozproszoną formą retencji – działa

zazwyczaj na dużych obszarach zlewni, dlatego też efekt wyrównawczy jest bardziej rozciągnięty w czasie.

Zdolności retencyjne gleb mineralnych zależą głównie od składu granulometrycznego, zawartości próchnicy i stanu zagęszczenia masy glebowej. Skład granulometryczny określonej gleby jest wartością stałą, natomiast zagęszczenie zmienia się w wyniku celowych zabiegów mechanicznych oraz w wyniku procesów naturalnych. Pod wpływem zagęszczenia zmienia się porowatość ogólna gruntu, a więc objętość i rozkład przestrzeni porowych. Badania wykazały, że wzrost zagęszczenia powoduje znaczący spadek zdolności retencyjnych gleby przy wysokim poziomie zwierciadła wody gruntowej. Natomiast w sytuacji, gdy zwierciadło wody gruntowej jest położone głęboko, zagęszczenie nie ma wpływu na retencję wody w gruncie.

Czynnikiem istotnie zwiększającym zdolności retencyjne gleby jest zawartość humusu. Badania wykazały, że wzrost zawartości humusu o 1% odpowiada przyrostowi retencji glebowej o kilkadziesiąt milimetrów. Taka wymiana gruntu nie jest oczywiście praktycznie możliwa do realizacji, ale warto pamiętać, że nawet niewielka zmiana struktury gruntu może znacząco zwiększyć jego zdolności retencyjne. Specjaliści szacują, że gdyby zwiększono retencję glebową o 20 mm na połowie obszaru gruntów ornych w Polsce, to możliwe byłoby dodatkowe zmagazynowanie w gruncie 2 km³ wody w ciągu roku. Jest to wielkość znacząca, bo stanowi ok. 3% odpływu powierzchniowego z terytorium Polski.

Człowiek poprzez swoją działalność może znacząco wpływać na warunki retencjonowania wody w zlewni – zarówno pozytywnie, jak i negatywnie. Działalność rolnicza w dużym stopniu zmienia zdolności retencyjnej gleby wody. Istotne znaczenie mają tutaj zabiegi agrotechniczne. Zwiększenie retencji uzyskuje się stosując głęboką orkę, naruszanie nieprzepuszczalnych warstw w glebie i podglebiu, organiczne nawożenie, wapnowanie, właściwy dobór roślin i zmianowanie. Największe znaczenie ma ingerencja człowieka w szatę roślinną. Powoduje to zmiany retencji intercepcji. Ingerencja może polegać na zmianie składu gatunkowego roślin uprawnych, lub zamianie jednych zbiorowisk roślinnych na inne (np. lasów na pastwiska lub łąki). Duże znaczenie ma również odpowiednia uprawa roli - orka wzdłuż warstw zwiększa retencję zmniejszając jednocześnie niszczącą, erozyjną działalność wody, natomiast likwidacja bruzd i zagłębień, a także tworzenie bruzd przebiegających zgodnie ze spadkiem stoku ogranicza detencję wody.

Mimo, iż trudno te formy retencji oszacować liczbowo i umożliwiają tylko krótkookresowe mają one istotny wpływ na bilans wodny w zlewni.

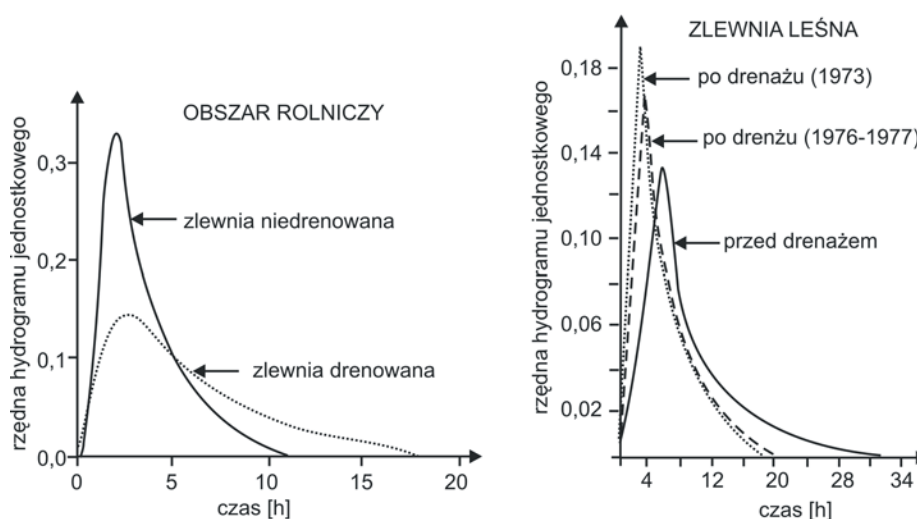
4.3.4. Wpływ melioracji na wielkość retencji

Melioracje wodne mają na celu regulację stosunków wodnych na obszarach upraw rolniczych, w celu poprawy zdolności produkcyjnej gleby i ułatwienia uprawy oraz ochronę użytków rolnych przed powodzią.

Melioracje podstawowe obejmują budowę i eksploatację: budowli piętrzących, zbiorników wodnych, ujęć wód, kanałów budowli regulacyjnych oraz budowli przeciwpowodziowych.

Do melioracji szczegółowych zalicza się: rowy, drenowania, ziemne stawy rybne oraz systemy nawodnień grawitacyjnych i ciśnieniowych (Prawo wodne, 2001).

Wpływ obiektów melioracji podstawowych na kształtowanie się fali powodziowej w korycie rzeki omówiono w innej części niniejszego opracowania. Opinie na temat wpływu melioracji szczegółowych (rozumianych jako system nawodnień i odwodnień) na wielkość odpływu są zróżnicowane. Niektórzy autorzy twierdzą, że melioracje powodują wzrost odpływu, ponieważ włączają do obiegu wody zlokalizowane w głębszych warstwach gleby. Inni uważają, że melioracje nie zmieniają ilości wody odpływającej do rzeki, ale powodują zmiany proporcji w poszczególnych porach roku. Proces kształtowania się odpływu w zlewniach zdrenowanych jest niezwykle złożony. Wpływ sieci melioracyjnej na reżim przepływu w rzece zależy przede wszystkim od warunków klimatycznych, rodzaju gleb i struktury użytkowania (lasy czy uprawy rolne) oraz sezonu. Taki sam system melioracyjny może w niektórych sytuacjach przyspieszać, a w innych opóźniać spływ powierzchniowy. Przykładem mogą być wyniki prac przeprowadzonych przez uczonych brytyjskich cytowane przez Chelmskiego (rys.4.6.)

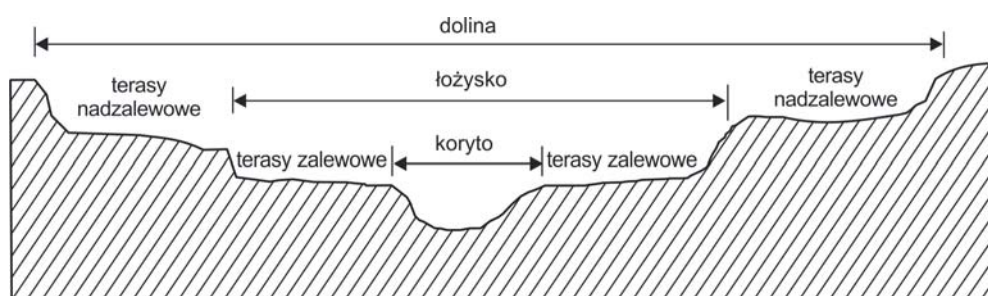


Rys.4.6. Zmiana kształtu wezbrania w wyniku zdrenowania terenu (Chelmski, 2001)

4.3.5. Działanie retencyjne koryta rzeki i jej doliny zalewowej

Fala powodziowa, będąca efektem odpływu (powierzchniowego i podziemnego) ze zlewni, dociera do koryta rzeki. Fala ta przemieszcza się w dół cieku, a jej kształt - w miarę przemieszczania się - ulega zmianom pod wpływem siły grawitacji, oporów ruchu i dopływów bocznych. To zjawisko nazywa się transformacją fali w korycie. Jak przedstawiono powyżej retencja rzeczna jest wartością stałą w czasie i zależy od gęstości sieci rzecznej, jej długości i szerokości koryt.

W przypadku niezabudowanej doliny rzecznej można mówić w tzw. retencji korytowej i retencji dolinowej (rys.4.7).



Rys.4.7. Przekrój poprzeczny przez dolinę rzeczną (Radczuk i in., 2001)

Retencja korytowa jest to zdolność zatrzymania wody w głównym korycie rzeki czyli do poziomu wody brzegowej (na ogół w rzekach nizinnych odpowiada ona położeniu *SWQ* – średniej wielkiej wody z wielolecia).

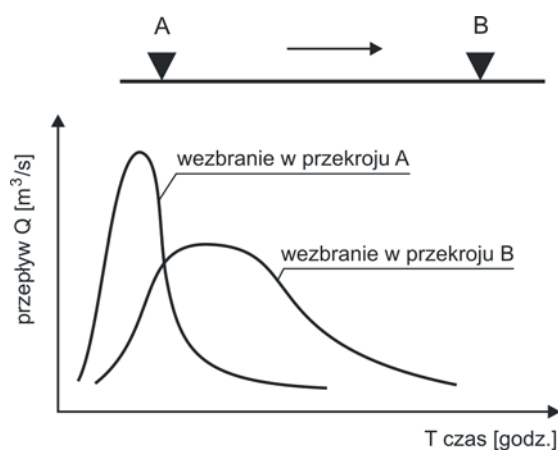
Pod pojęciem **retencji dolinowej** rozumie się przestrzeń wypełnioną wodą od powierzchni wody brzegowej do poziomu powierzchni wody maksymalnej o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia. Retencja dolinowa jest to różnica między retencją całkowitą a korytową.

W przypadku doliny, której obszar zalewowy jest ograniczony wałami przeciwpowodziowymi wyróżnia się retencję dolinową czynną (w międzywałach) oraz odciętą (poza wałami).

W przeszłości zagospodarowanie i wykorzystanie dolin rzecznych było często podporządkowane jednostronnemu spełnieniu konkretnych potrzeb. Regulacja rzek, wykonywana w celu stworzenia zwartego koryta i tym samym zwiększenia głębokości żeglugowych, doprowadziła w wielu przypadkach do wyprostowania i skrócenia koryt rzecznych. Spowodowało to znaczne zwiększenie spadku, a w rezultacie – zmiany reżimu

przepływu wody i transportu rumowiska. Budowa wałów przeciwpowodziowych, chroniących położone w pobliżu siedziby ludzkie, tylko zwiększyła skalę tego problemu. Wszystkie te działania spowodowały zmiany właściwości retencyjnych rzeki i zmniejszenie wielkości retencji korytowej i dolinowej, które wpływają w znaczący sposób na transformację fali powodziowej w rzece.

Fala, przesuając się w dół cieku, sływa doliną o różnych wymiarach i pojemności. Kształt doliny ma decydujący wpływ na transformację fali w korycie. Jeśli koryto jest zwarte i nie ma dopływów bocznych fala staje się coraz bardziej płaska, jej kulminacja jest tłumiona, a podstawa fali wydłuża się (rys.4.8). Gdy dolina jest szeroka i płaska następuje wyraźne obniżenie kulminacji i opóźnienie jej w czasie – następuje okresowe magazynowanie wody w korycie i na terenach zalewowych. Jeśli dolina rzeczna zwęża się wzrasta zarówno wielkość kulminacji fali jak i prędkość jej przemieszczania się.



Rys.4.8. Transformacja fali powodziowej w korycie rzeki (Radczuk i in, 2001)

Sposób, w jaki fala zmienia swój kształt, zależy w dużej mierze od zdolności retencyjnych koryta rzeki i jej doliny zalewowej. Stąd bardzo ważna jest możliwość zwiększania retencji rzecznej. Jej wielkość, a tym samym prędkość i sposób przemieszczania się fali powodziowej w korycie rzeki może być kształtowana odpowiednimi środkami technicznymi.

Podstawowym sposobem oddziaływania jest budowa sztucznych zbiorników retencyjnych. Fala, przechodząc przez zbiornik, wypełnia tzw. rezerwę powodziową zbiornika. W efekcie tego procesu na wyjściu ze zbiornika fala ma zredukowaną objętość.

Innym, powszechnie stosowanym środkiem technicznym, są poldery zalewowe (zbiorniki inundacyjne). Są to obszary retencyjne, które mogą być zalewane w czasie wezbrań do

wysokości poziomu wody w korycie międzywała. Obecność polderów w sąsiedztwie koryta sprawia, że fala ulega deformacji w sposób zależny od możliwości sterowania wypływem na polder.

Istotny wpływ na przejście fali powodziowej w korycie rzeki ma obecność obwałowań (wałów przeciwpowodziowych) zwężających – często znacząco – szerokość doliny. Wpływ ten jest bardzo złożony. Oczywiście wały ochraniają obszary przyległe przed zalaniem. Jednocześnie jednak ich obecność powoduje powstawanie niekorzystnych zjawisk w dolinie rzeki poprzez wyłączenie dużych pojemności retencyjnych. Ponadto obwałowania sprzyjają zwiększeniu odkładania się rumowiska wleczonego i unoszonego na terenach zalewowych. Wzrasta również ruch rumowiska w rzece.

Bardzo istotny wpływ na warunki transformacji fali powodziowej w dolinie rzeki ma stan koryta i terenów zalewowych. W wielu przypadkach są one niedrożne – w międzywału rosną drzewa i krzewy, utrudniające odpływ wód. Błędnie interpretowana idea ochrony tej dziko rosnącej roślinności, propagowana przez ekologów, prowadzi do znaczącego ograniczenia zdolności retencyjnych doliny. Drzewa i krzewy zwiększają opory przepływu i podwyższają stany wód powodziowych, co w konsekwencji może doprowadzić do przerwania wałów powodziowych.

Innym problemem jest odpowiednia konserwacja roślinności rosnącej u podnóża wałów przeciwpowodziowych, w celu ich ochrony przed szkodliwym działaniem płynącej wody i lodu.

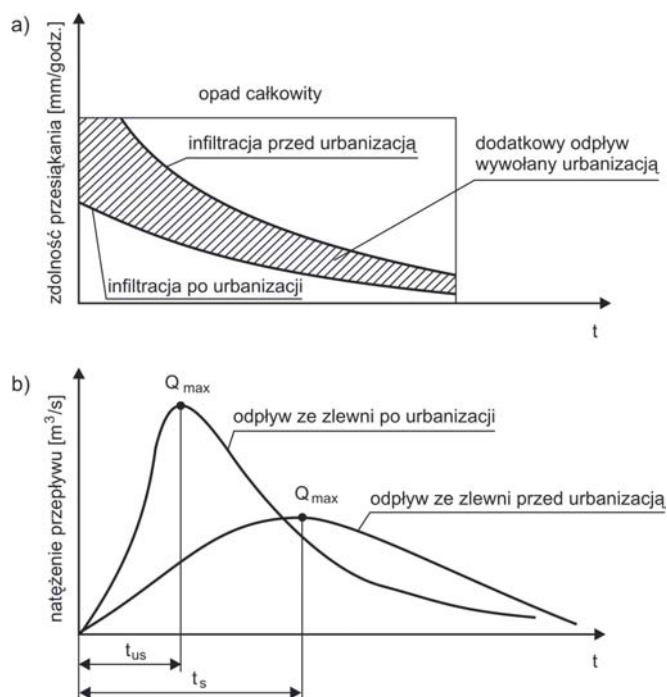
4.3.6. Budowa miast, osiedli i dróg komunikacji a retencja

Człowiek w sposób naturalny budował swoje siedziby nad rzekami. Woda była nie tylko niezbędna do życia, ale również tworzyła naturalny system komunikacyjny. Korzyści wynikające z bliskiego dostępu do źródeł wody były znacznie większe niż straty, związane z niszczącą działalnością wody w czasie powodzi. Działalność człowieka spowodowała znaczne zmiany w zagospodarowaniu zarówno doliny rzeki jak i terenu całej zlewni. Dla potrzeb rosnącej liczby ludności powstawały nowe tereny zurbanizowane. Rosła sieć dróg i autostrad. Wszystko to odbywało się kosztem terenów leśnych, których powierzchnia systematycznie malała, a tym samym zmniejszała się zdolność naturalnej retencji w zlewni. Jednocześnie tworzone nowe tereny rolnicze i miejsko-przemysłowe na dawnych terenach zalewowych, oddzielonych wałami przeciwpowodziowymi. Obecnie istnieje możliwość ograniczenia terenów rolniczych, ale stały wzrost obszarów zurbanizowanych będzie nam towarzyszyć przez wiele lat.

W obszarach miejskich relacja pomiędzy retencją a spływem zostaje istotnie zaburzona. Nieprzepuszczalne powierzchnie betonowe, asfaltowe, brukowe oraz dachy budynków praktycznie uniemożliwiają infiltrację wód opadowych i roztopowych. Poza zmniejszeniem naturalnej retencji terenowej na obszarze zlewni aglomeracje miejskie mają również bezpośredni wpływ na zdolność retencyjną koryta rzeki:

- zajmowanie pod budowę infrastruktury miejskiej terenów sąsiadujących z rzeką zmniejsza, a często całkowicie eliminuje retencję dolinową,
- niski poziom korony wałów przeciwpowodziowych (często spowodowany względami estetycznymi) stwarza zagrożenie zalania terenów miejskich,
- zmiany warunków hydraulicznych odpływu ze zlewni wywołane kanalizacją i innymi urządzeniami odwadniającymi powodują wzrost prędkości przepływu wody,
- gęsta zabudowa i infrastruktura podziemna powodują zmniejszenie obszarów naturalnego wsiąkania wód do gruntu.

Efektom końcowym urbanizacji jest szybsze wystąpienie kulminacji wezbrania, większa wartość przepływu kulminacyjnego i większa objętość fali powodziowej (rys.4.9). Wynika to z faktu, że na obszarach zabudowanych mamy do czynienia głównie z retencją powierzchni nieprzepuszczalnych. Dlatego też spływ powierzchniowy formuje się bezpośrednio po wystąpieniu opadu atmosferycznego. Nie mając możliwości infiltracji, praktycznie cały opad (pomniejszony o straty na intercepcję i retencję depresyjną) odpływa do ciekłu.



Rys.4.9. Wpływ zabudowy miejskiej na kształt fali powodziowej (Radczuk i in., 2001).

Q_{max} – przepływ kulminacyjny, t_s – czas kulminacji, t_{us} – czas kulminacji po urbanizacji.

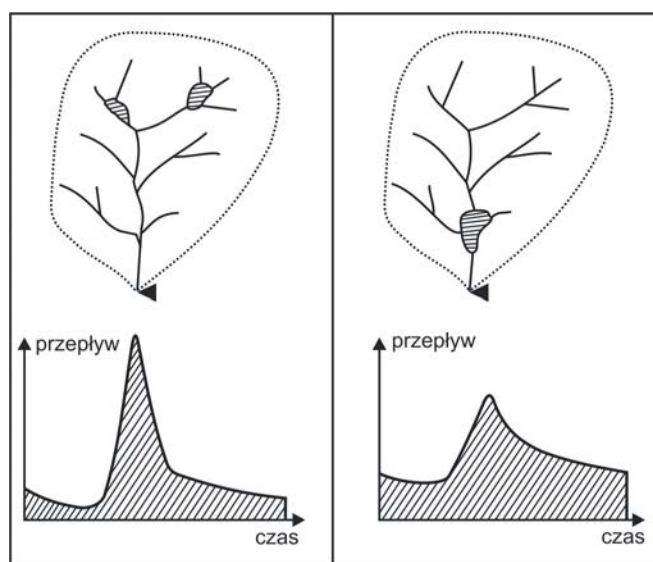
W obszarach miejskich odpływ wód opadowych następuje głównie za pośrednictwem kanalizacji burzowej. Strumienie odpływającej wody są skoncentrowane, mają znaczne głębokości i spadki. Powoduje to szybki dopływ wody do odbiorników – rzek i jezior. Często kanalizacja burzowa nie jest w stanie przyjąć całości wód pochodzącej z opadów. Wówczas woda zaczyna płynąć ulicami, które stają się korytami potoków, a kanalizacja deszczowa zaczyna pełnić rolę dodatkowego źródła zasilania w wodę. Taka sytuacja miała miejsce w ostatnich latach w wielu miastach Polski. Najbardziej spektakularnym przykładem takiej typowej „miejskiej” powodzi jest kataklizm, który miał miejsce w Gdańsku, 9 lipca 2001 r.

Urbanizacja ma jeszcze inny wpływ na kształtowanie się wezbrań powodziowych. Jednym z czynników zmniejszających retencję zlewni jest budowa dróg. Dotyczy to nie tylko dróg o powierzchni nieprzepuszczalnej (asfaltowej lub betonowej) ale również dróg polnych, po których odbywa się ruch pojazdów. Wynika to ze zmniejszenia przepuszczalności powierzchni gleby pod wpływem kompaktacji utworów. Pod wpływem nacisku kół przejeżdżających pojazdów i wydeptania dochodzi do upakowania ziaren gruntu w taki sposób, że wielkość porów maleje, a najdrobniejsze cząstki gleby wypełniają wolne przestrzenie. Powoduje to zmniejszanie zdolności gleby do retencjonowania wody. Drogi polne na terenach wykorzystywanych rolniczo stanowią koryta spływu wody, nawet po stosunkowo niewielkich opadach. Jednocześnie wydeptywanie powoduje niszczenie roślinności wraz z systemem korzeniowym, spulchniającym glebę, przez co praktycznie ustaje wsiąkanie wody i powstają warunki do łatwiejszego formowania się spływu powierzchniowego. Problem ten jest szczególnie istotny na obszarach górskich, gdzie gęstość dróg jest bardzo duża z powodu rozdrobnienia pól. Przebieg tych dróg – najczęściej zgodnie ze spadkiem stoków górskich, przyczynia się do szybszego formowania się fal powodziowych, będących efektem opadów.

4.3.7. Zbiorniki naturalne i sztuczne a kształt fali powodziowej

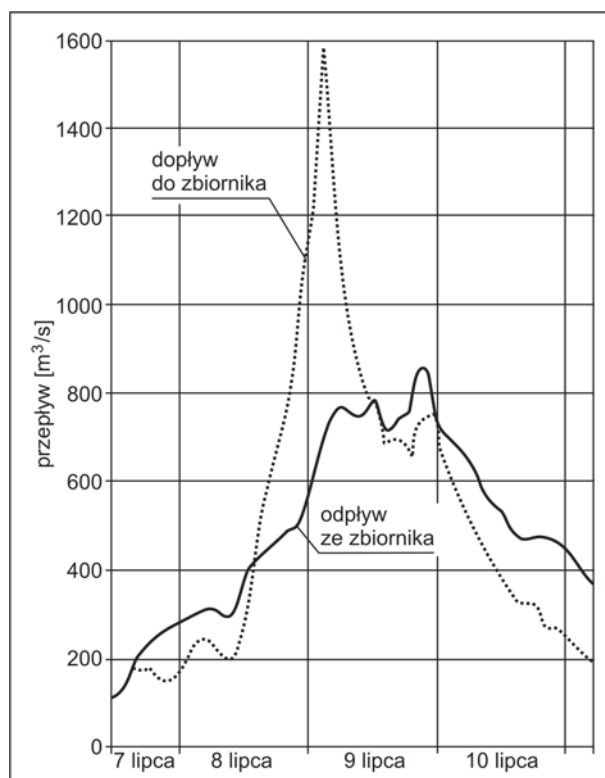
Obecność zbiorników wodnych w zlewni – zarówno naturalnych (jezior) jak i sztucznych – powoduje zmianę hydrogramu fali powodziowej. Jest to wynikiem zjawiska tzw. retencji jeziorowej zwanej również retencją hydrauliczną lub forsowaną otwartej. Polega ona na tym, że fala przepływająca przez zbiornik ulega spłaszczeniu. Sumaryczna ilość wody dopływającej i odpływającej ze zbiornika nie ulega zmianie, ale maleje wartość przepływu maksymalnego Q_{max} i następuje opóźnienie w czasie momentu kulminacji fali. Zjawisko to ma szczególne znaczenie w przypadku zbiorników o dużej powierzchni.

Istotny wpływ na kształt fali powodziowej ma również lokalizacja zbiorników w stosunku do długości ciek. Istnienie jezior lub zbiorników w dolnej części zlewni powoduje dodatkowo znaczne spłaszczenie fali wezbraniowej rzeki (rys.4.10). Dlatego istotne jest, aby przy planowaniu inwestycji gospodarki wodnej w dorzeczu – budowy zbiorników retencyjnych i obiektów małej retencji – uwzględniać te własności .



Rys. 4.10. Wpływ położenia jezior w zlewni na kształt fali powodziowej (Chełmicki, 2001)

Zabudowa hydrotechniczna rzek jest jednym z najbardziej skutecznych technicznych środków ochrony przeciwpowodziowej. Budowa zbiorników retencyjnych jest wprawdzie istotną ingerencją w środowisko przyrodnicze, ale uzyskiwane efekty redukcji fali powodziowej są największe. W chwili obecnej większość istniejących, budowanych i projektowanych zbiorników retencyjnych musi godzić funkcje ochrony przeciwpowodziowej z innymi zadaniami gospodarki wodnej, takimi jak: zaopatrzenie w wodę, produkcja energii elektrycznej, żegluga, regulacja odpływu oraz turystyka i rekreacja. Budowa zbiorników jest kosztowna i zawsze wzbudza wiele kontrowersji. W zbiornikach retencyjnych, będących w eksploatacji w Polsce, można zgromadzić zaledwie 6,5% średniego odpływu rocznego z wielolecia (Strategia ..., 2005). Jest to wielkość niewystarczająca, ale w konkretnych sytuacjach zbiorniki skutecznie redukują falę powodziową przemieszczającą się w dół rzeki, a tym samym chronią tereny położone poniżej przed zalaniem (rys.4.11).



Rys.4.11. Wpływ zbiornika Czorsztyń-Niedzica na Dunajcu na redukcję fali powodziowej w lipcu 1997 r. (informacja RZGW w Krakowie, 1997).

4.4. Podsumowanie

Nałożenie się efektów zmian zagospodarowania zlewni oraz nieodpowiedniej konserwacji dolin rzecznych powoduje, że wody opadowe znacznie szybciej niż kiedyś spływają z terenu zlewni rzeki, a odpływ zasadniczym korytem do morza jest utrudniony. Powinno być odwrotnie.

Nowoczesne metody ochrony przeciwpowodziowej powinny opierać się na próbach magazynowania wody w naturalnych ośrodkach takich, jak: grunt, koryta rzeczne, bagna czy rośliny. Zwiększenie retencji powierzchni zlewni, a zwłaszcza wód otwartych oraz sieci rzek i kanałów, można osiągnąć przez:

- ochronę bagien, torfowisk i zaprzestanie odwodnień tych terenów,
- odtworzenie małych zbiorników (zaporowych, oczek śródleśnych i śródpolnych itp.),
- zwiększenie pojemności (zdolności retencyjnych) istniejących zbiorników wodnych (podpiętrzenie),
- budowę niskich piętrzeń na ciekach naturalnych, kanałach i rowach melioracyjnych,

- przygotowanie stanowisk do poboru wody dla celów przeciwpożarowych i pojenia zwierzyny,
- budowę nowych zbiorników retencyjnych,
- odtworzenie i budowę obiektów małej retencji na obszarach zurbanizowanych,
- unikanie zabudowy terenów zalewowych,
- racjonalne i efektywne gospodarowanie wodą w sterowanych systemach wodnogospodarczych.

5. ODZIAŁYWANIE POWODZI NA ŚRODOWISKO

5.1. Wprowadzenie

Znaczenie powodzi, jej wpływ na środowisko zwięźle wyraził G.O.P.Obasi, Sekretarz Generalny Światowej Organizacji Meteorologicznej, WMO w Orędziu z okazji Światowego Dnia Wody w marcu 2001 roku :..”Powodzie są największym zagrożeniem naturalnym współczesnych społeczeństw. Na przestrzeni ostatnich lat zagrożenie to wzrosło w wielu krajach mimo imponujących osiągnięć technicznych, między innymi na skutek presji ekonomicznej i społecznej wymuszającej zagospodarowanie terenów zalewowych”...

Zgodnie z tym stwierdzeniem można ocenić wpływ powodzi na środowisko badając jej skutki. Bezpośrednim następstwem powodzi są szkody materialne: następuje zniszczenie lub uszkodzenie naturalnego ukształtowania terenu, obiektów infrastruktury technicznej i gospodarczej, zabudowy mieszkalnej oraz mienia. Straty te można oszacować ilościowo a także przeliczyć na wartość strat powodziowych. Jest to ekonomiczna ocena następstw powodzi. Niezależnie od tych dających się oszacować strat, w następstwie powodzi powstają również znaczne straty poza ekonomiczne takie jak utrata życia lub zdrowia ludności z terenów objętych katastrofalnym wezbraniem, niepewność bytu, zły stan psychiczny a także straty w ekosystemie tego obszaru. Zniszczenia występują zatem zarówno w sferze gospodarczej jak i kulturowej a także społecznej.

Definiując pojęcia strat i szkód powodziowych określa się, że:

- ✓ szkody powodziowe – jest to ilość notowanych uszkodzeń lub zniszczeń gospodarczych,
- ✓ straty powodziowe – jest to wartość ekonomiczna zarejestrowanych uszkodzeń lub zniszczeń gospodarczych oraz koszty związane z bezpośrednią akcją przeciwpowodziową.

Często stosuje się również klasyfikację obejmującą tzw. kategorie. Wyróżnia się tu:

- straty bezpośrednie,
- straty pośrednie,
- straty wtórne.

Straty bezpośrednie są to straty wymierne wynikające z fizycznego uszkodzenia lub zniszczenia dóbr materialnych w trakcie powodzi.

Straty pośrednie są to straty, które na ogół trudno jest wymierzyć, a które są konsekwencją strat wymiernych bezpośrednich – np. straty w usługach, szkody w środowisku

przyrodniczym, zahamowanie rozwoju aktywności gospodarczej itp. Nie można ich dokładnie oszacować i wyraża się je zwykle wskaźnikowo.

Straty wtórne wynikają natomiast z wyjątkowo słabego rozwoju ekonomicznego obszarów, które są szczególnie często nawiedzane przez powódź. Zwykle na tych obszarach działalność gospodarcza i rolnicza jest bardzo ograniczona.

W miarę rozwoju gospodarczego kraju, zwiększania obszarów zabudowanych struktura strat i ich wielkość zmieniają się. Wzrastają straty w przemyśle, komunikacji, łączności, energetyce, handlu i gospodarce wodnej, maleje zaś udział strat w rolnictwie.

Powódź, jak każda klęska żywiołowa, może być ponadto czynnikiem inicjującym nadzwyczajne zagrożenie środowiska. W przypadku powodzi i zniszczenia wałów ochronnych następuje zatopienie znacznych obszarów terenu zagospodarowanego. Mogą to być miasta, tereny gminne, tereny przemysłowe często z różnymi substancjami niebezpiecznymi, które mogą się uaktywnić w wyniku zatopienia obszarów wodami powodziowymi. Do skutków katastrofy powodziowej dochodzi wówczas groźne zanieczyszczenie środowiska. Mogą także wystąpić takie negatywne efekty jak wyłączenie zasilania energetycznego, zniszczenie rurociągów, zbiorników, magazynów i instalacji zawierających niebezpieczne materiały. Niektóre materiały z kolei, stają się niebezpieczne pod wpływem kontaktu z wodą jak np. sól, karbid itp. Należy liczyć się również z możliwością kumulacji zanieczyszczeń w osadach i namulach popowodziowych. Zalanie przez wodę terenów, na których są składowane odpady i materiały niebezpieczne może w tym przypadku spowodować nadzwyczajne zagrożenie środowiska.

5.2. Zmiany erozyjne i sedymentacyjne w rzece i w zlewni

5.2.1. Oddziaływanie wód wezbrania na koryto rzeki

W trakcie przejścia wielkich wód w korycie rzeki występuje niezwykle intensywna erozja dna i brzegów koryta rzeki. Przeciętnie rzeka w czasie kilku wezbrań, jakie występują w ciągu roku, odprowadza od 70 do 90% całej masy rumowiska odkładanej w odborniku. Głównymi siłami sprawczymi są parcie hydrodynamiczne i siła unoszenia wody, które niewspółmiernie wzrastają w czasie wezbrania.

Na pojedyncze ziarno o średnicy d działa siła dynamiczna będąca sumą geometryczną siły parcia hydrodynamicznego

$$H = C_1 \frac{\pi d^2}{4} \tau \quad (5.1)$$

i siły unoszenia równej

$$V = C_2 \frac{\pi d^2}{4} \tau \quad (5.2)$$

gdzie C_1 i C_2 są współczynnikami oporu, a τ – naprężeniem stycznym równym

$$\tau = \rho g i R_h \quad (5.3)$$

gdzie: ρ – gęstość wody,

g – przyspieszenie ziemskie,

R_h – promień hydrauliczny,

i – spadek hydrauliczny.

W wyniku obrotu Ziemi na płynącą wodę działa także siła Coriolisa. Siła ta jest równa

$$F = 2\rho Q v \omega \sin \varphi \quad (5.4)$$

gdzie: Q – przepływ w rzece

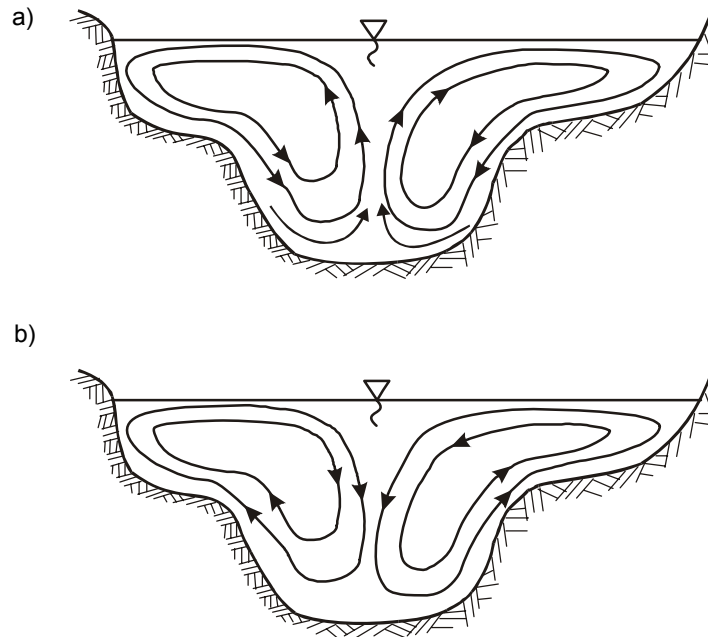
v – prędkość przepływu,

ω – prędkość kątowna Ziemi $\omega = 7.29 \cdot 10^{-5} [\text{s}^{-1}]$,

φ – szerokość geograficzna.

Siła Coriolisa od obrotu Ziemi nie jest znaczna. Jej skutki dadzą się zaobserwować dopiero po wielu latach. Wskutek działania tej siły prawy brzeg, przede wszystkim rzek płynących na północ, jest mocniej erodowany.

W czasie wezbrania na odcinkach prostych rzek następuje specyficzna cyrkulacja poprzeczna wód. Jest ona przedstawiona na rys. 5.1. Efektem tej cyrkulacji jest wynoszenie rumowiska z głównego koryta rzeki w trakcie wezbrania fali i składowanie go w dolinie zalewowej (rys.5a). Natomiast w czasie opadania fali powodziowej, rumowisko uprzednio złożone lub goła, niezadarniona ziemia w dolinie zalewowej mogą być unoszone do głównego koryta rzeki i dalej transportowane w dół, aż do odbiornika (głównej rzeki, jeziora, morza) (rys.5b).

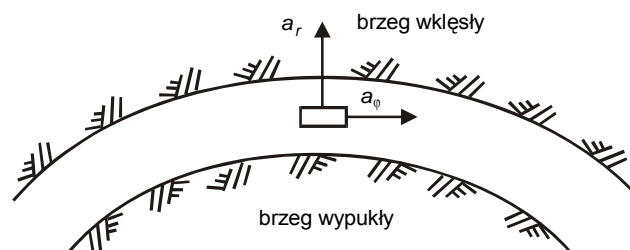


Rys. 5.1. Ruch wody w korycie rzeki: a) w trakcie wezbrania, b) w trakcie opadania

5.2.2. Ruch wody na zakolu

Na zakolach rzek działają bardzo duże siły niszczące brzeg wklęsły. Są one wynikiem powstawania przyspieszenia wód przy brzegu wklęsłym. Powstaje też cyrkulacja poprzeczna wód oraz ich podpiętrzenie na brzegu wklęsłym.

Na zakolu powstają dodatkowe siły działające na wodę wynikające z tego, iż jest ona zmuszona przez koryto rzeki do ruchu krzywoliniowego. Są one wynikiem przyspieszenia radialnego i stycznego (rys. 5.2).



Rys. 5.2. Przyspieszenia na zakolu rzeki

Przyspieszenie radialne działające na element wody wchodzący w zakole jest skierowane prostopadle do brzegu wklęsłego. Jego wielkość jest równa

$$a_r = r \left(\frac{d\varphi}{dt} \right)^2 - \frac{d^2 r}{dt^2} \quad (5.5)$$

Wyrażenie $\frac{d^2 r}{dt^2}$ jest wielkością bardzo małą i może być pominięte, wówczas przyspieszenie radialne zwane też odśrodkowym wynosi

$$a_r = r \left(\frac{d\varphi}{dt} \right)^2 = r \cdot \omega^2 = \frac{v^2}{r} \quad (5.6)$$

Jest to elementarna siła, której skutkiem działania jest podpiętrzenie wody na brzegu wklęsłym,

gdzie: v – prędkość przepływu,

ω – przyspieszenie kątowe elementu cieczy,

r – promień krzywizny

φ – kątowa długość łuku krzywizny.

Przyspieszenie styczne jest skierowane z prądem wody i wynosi

$$a_\varphi = 2 \frac{dr}{dt} \cdot \frac{d\varphi}{dt} + \frac{d^2 \varphi}{dt^2} \quad (5.7)$$

Ponieważ wyrażenie $d^2 \varphi / dt^2$ jest bardzo małe, to można je pominąć i wówczas przyspieszenie styczne jest opisane przez wzór

$$a_\varphi = 2 \frac{dr}{dt} \cdot \frac{d\varphi}{dt} = 2v \cdot \omega = 2 \frac{v^2}{r} \quad (5.8)$$

Nosi ono nazwę przyspieszenia Coriolisa. Jest ono liczbowo dwukrotnie większe od przyspieszenia odśrodkowego. Obie siły wywołują specyficzny ruch wody w korycie rzeki i oddziałują destrukcyjnie na brzeg wklęsły. Efektem tego jest wzrost spadku zwierciadła wody na łuku przy brzegu wklęsłym, a zatem wzrost lokalnej prędkości przepływu. W przekroju poprzecznym koryta rzeki powstaje specyficzny, spiralny składowy, ruch wody. Na powierzchni woda płynie do brzegu wklęsłego, a przy dnie do brzegu wypukłego (rys. 5.3). Wielkość prędkości poprzecznej strug wody można wyznaczyć ze wzorów:

a) dla strug przypowierzchniowych

$$v_r = \frac{v}{\chi^2} \frac{h}{r} \left(1 - 0,4 \frac{\sqrt{g}}{C_h} \right) \quad (5.9)$$

b) dla strug przydennych

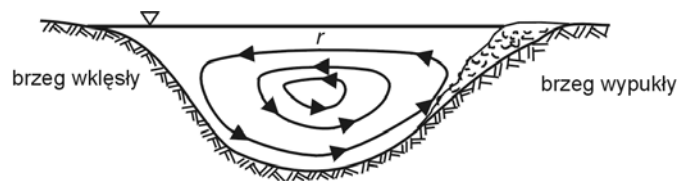
$$v_r = \frac{2v}{\chi^2} \frac{h}{r} \left(1 - \frac{\sqrt{g}}{C_h} \right) \quad (5.10)$$

gdzie: χ – stała Karmana (dla wody czystej $\chi = 0,4$),

h – głębokość wody,

r – promień krzywizny

C_h – współczynnik Chézy.



Rys. 5.3. Spiralny ruch w przekroju poprzecznym na zakolu rzeki

Poprzeczny ruch na zakolu powoduje, że woda w korycie rzeki przepływa ruchem spiralnym, ulegając mieszanii. Siła styczna powoduje silną erozję brzegu wklęsłego. Wyerodowane rumowisko jest wleczone po dnie i odkładane na brzegu wypukłym poniżej klucza łuku.

Równanie zwierciadła wody można zapisać w postaci (rys. 5.4.)

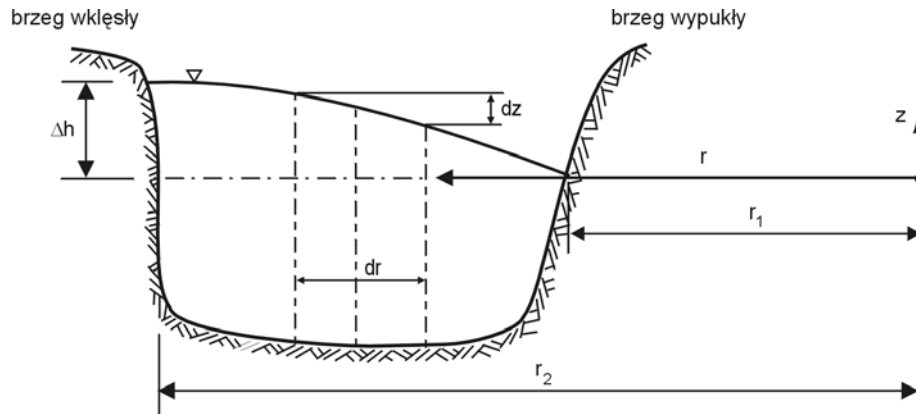
$$z = \frac{\alpha v^2}{g} (\ln r - \ln r_1) \quad (5.11)$$

lub

$$z = \frac{\alpha v^2}{g} \ln \frac{r}{r_1} \quad (5.12)$$

Wyznaczone z tego równania spiętrzenie na brzegu wklęsłym jest równe

$$\Delta h = \frac{\alpha v^2}{g} \ln \frac{r_2}{r_1} \quad (5.13)$$



Rys. 5.4. Układ zwierciadła wody na zakolu

5.2.3. Wpływ powodzi na rzeki i potoki górskie

Erozja rzek i potoków podczas powodzi jest procesem decydującym o największych zmianach geomorfologicznych. Erozja denna (wglębna) i brzegowa (boczna) stanowią też główną przyczynę szkód powodziowych wyrządzanych w drogach, mostach, liniach kolejowych, energetycznych, telekomunikacyjnych, gruntach rolnych i budownictwie. W wyniku erozji wglębnej, przy dużych prędkościach fali powodziowej w korytach cieków na stokach o znacznym nachyleniu, mogą tworzyć się głębokie, nawet na kilka metrów kaniony pozbawione rumowiska, płynące w iłach lub utworach łupkowo-piaskowcowych. Tak duże obniżenia dna powstałe w wyniku erozji dennej wywołują często dalsze konsekwencje. W ich następstwie zachodzą również znaczne zmiany w położeniu zwierciadła wód gruntowych, prowadzące nawet do zaniku wody w studniach gospodarczych i znacznego przesuszenia terenu.

Najbardziej widoczne zmiany w krajobrazie dolin rzek i potoków powstają gdy dominującą jest erozja boczna. Rzeki z jednokorytowych przekształcają się w roztokową, rozgałęzioną sieć dzikich koryt powodziowych. Występuje też intensywne, poza korytowa akumulacja żwirów i głazów. Odcinki rzek, na których dominuje erozja boczna charakteryzują się dużymi spadkami, powyżej 30 ‰. Przy mniejszych spadkach w

środkowych i dolnych biegach rzek, erozja boczna występuje incydentalnie, głównie na zakolach (punkt 5.2.2.).

Przekształcenie rzeźby terenu w wyniku powodzi zależy także, w dużej mierze, od zróżnicowania geomorfologicznego terenu. Rumowisko unoszone i wleczone przez wodę osiąga znaczne rozmiary – transportowane są frakcje o średnicy do 60cm. Często na duże odległości przemieszczane są nawet pojedyncze głazy o wymiarach 2-3m!

Dużą rolę w procesach zmian erozyjnych mają również antropogeniczne przekształcenia środowiska. Wszystkie kładki, mostki, przepusty w przypadku przepływów powodziowych stanowią przeszkodę w spływie wód. Transportowane rumowisko wraz z niesionymi często przez wodę drzewami, gałęziami, fragmentami budowli itp., trafiając na przeszkodę tworzy zapórę. Spiętrzona w ten sposób woda tworzy nowe koryto, omijając napotkaną przeszkodę. Sytuacje takie występują na wielu rzekach i potokach. Po powodzi w takich miejscach, często następuje zmiana biegu rzek i potoków, które płyną nowym korytem. W przypadku rzek, które były chronione wałami przeciwpowodziowymi zachodzi konieczność budowy obwałowania wzdłuż nowego koryta rzeki.

W czasie powodzi, gdy zalewane są tereny (terasy) zalewowe w dolinach, następuje na nich również deponowanie rumowiska. W rejonach górskich doliny rzeczne po powodzi są często pokryte warstwą osadów o miąższości nawet do 1,5m. Najbardziej intensywna akumulacja poza korytowa powstaje na brzegach wypukłych zakoli oraz w strefach stożków napływowych. Na wielu odcinkach jest to rumowisko, w którym dominują frakcje grube o znacznym udziale grubych żwirów i głazów. Materiał ten jest tym drobniejszy im mniejsze jest spadek koryta. Szczególnie wyraźne jest to w zakolach rzek (rys. 5.2, 5.3). Często, tam gdzie akumulacja poza korytowa bywa szczególnie intensywna, wykształcają się wały przykorytowe, wyraźnie różniące się od osadów na równinie zalewowej.

Na nizinach następuje depozycja rumowiska w postaci osadów i namulów, często bardzo zanieczyszczonych. Warstwa tych osadów może mieć różną grubość od kilku milimetrów do kilkudziesięciu centymetrów niszcząc, często w sposób trwały, tereny rolnicze (punkt 5.7).

Oprócz akumulacji w dnach dolin rzecznych depozycja osadów odbywa się również na stokach. Najczęściej zachodzi ona u wylotów rynien erozyjnych, gdzie tworzą się stożki napływowe będące wynikiem gwałtownego, krótkotrwałego wezbrania.

Depozycja dużych ilości materiału transportowanego przez wodę ma miejsce również w zbiornikach. Dotyczy to nie tylko zbiorników zaporowych omówionych w punkcie 5.3.4,

ale również zbiorników suchych, w których proces ten można obserwować bezpośrednio po ustąpieniu powodzi. Powoduje to zwykle drastyczne zmniejszenie pojemności powodziowej takiego zbiornika.

Duże szkody wyrządzają też rzeki i potoki górskie przepływające przez tereny zabudowane. Występując z brzegów niszczą ulice wraz z ich zabudową.

5.2.4. Geomorfologiczne skutki powodzi w obszarach górskich

Z powierzchniowym spływem wód związane są procesy geomorfologiczne takie jak: zmyw powierzchniowy, różne rodzaje erozji, osuwiska itp. decydujące o przeobrażeniu rzeźby powierzchni ziemi. Szczególną rolę odgrywają tu zjawiska katastrofalne, wywołane przez wyjątkowo obfite opady połączone ze spływem wód powodziowych.

Warunkiem wystąpienia intensywnego spływu powierzchniowego wód, powodującego splukiwanie gleby albo zmyw powierzchniowy jest podniesienie się zwierciadła wód podziemnych ponad powierzchnię terenu lub zbyt mała przepuszczalność powierzchniowych warstw gruntu. W normalnych warunkach woda docierająca do powierzchni ziemi, która nie wyparowała i nie została zatrzymana w procesie intercepcji, infiltruje w głąb zasilając wody podziemne lub w postaci tak zwanego spływu podpowierzchniowego zasilają rzeki.

Na niektórych obszarach górskich, np. w Sudetach i Karpatach panują warunki sprzyjające występowaniu spływu powierzchniowego. Latem sumy opadów dobowych są stosunkowo wysokie, natomiast powierzchniowe warstwy przepuszczalne mają niewielką miąższość,

Rolę ochronną przed zmywem powierzchniowym stanowi szata roślinna. Szczególnie narażone na splukiwanie są grunty orne natomiast dobrą ochronę stanowi roślinność trawiasta i lasy z bogatym runem leśnym. Zwarte runo leśne lub gęsta pokrywa darni na stokach pozbawionych roślinności drzewiastej stanowią dobrą ochronę przed zdarciem zwietrzliny i wystąpieniem zmywu powierzchniowego. Jednak ochrona ta jest niewystarczająca w przypadku wystąpienia opadów katastrofalnych.

W górach, w wyniku bardzo intensywnych opadów, na zboczach może występować również erozja rynnowa. Jest to proces niszczenia pokryw stokowych, a nawet litych skał podłoża wskutek skoncentrowanego spływu wód powierzchniowych po stoku. Proces ten szczególnie intensywnie zachodzi w wysokich partiach gór na zboczach o dużym nachyleniu i jego przebieg związany jest wyraźnie z użytkowaniem terenu. Rynny erozyjne zwykle wykształcają się tam, gdzie naturalna szata roślinna została zniszczona przez człowieka a

więc na drogach, ścieżkach, przecinkach, szlakach, po których są transportowane ścięte pnie drzew. Rynny takie mają od kilkuset metrów do kilku kilometrów długości, a ich głębokość może sięgać do 2-4m. Zwykle proces głębokiej erozji rynnowej jest stosunkowo słaby na terenach użytkowanych rolniczo, za wyjątkiem gleb lessowych, które są bardzo podatne na procesy niszczące. Wynika to przede wszystkim stąd, że tereny rolnicze są położone na stokach o mniejszym nachyleniu.

Kolejnymi procesami, które mogą towarzyszyć obfitym opadom i powodziom w górach są grawitacyjne ruchy masowe, czyli przemieszczanie się skał zwięzłych bądź luźnych głównie pod wpływem siły ciężkości. Należą do nich procesy osiadania, pełzania, osuwania, staczania i obrywania gruntu. Wśród nich wyróżnia się sływy gruzowe, gruzowo-błotne oraz błotne, o wystąpieniu których decyduje przede wszystkim woda przesycająca zwietrzelinę. W wyniku sływu, materiał sływający jest deponowany u spodu stoku w postaci tzw. wału czołowego. W zależności od nachylenia stoku mogą się również formować wydłużone rynny z wałami bocznymi.

Rola osuwisk i sływów gruzowo-błotnych w przekształcaniu stoków jest bardzo duża. Nasilenie ich następuje podczas rozlewnych a także długotrwałych opadów i towarzyszących im powodzi, gdy występuje przekroczenie wartości progowych stabilności stoków oraz współzależność procesów stokowych i fluwialnych. Utrata stabilności zwietrzeliny jest powodowana wówczas zarówno przez przesylenie jej wodami gruntowymi i opadowymi jak i przez erozyjne podcinanie stoku przez rzeki, które zmieniły bieg.

Oprócz zmiany rzeźby terenu osuwiska stanowią poważne zagrożenia. Prowadzą do zniszczeń zarówno w szacie roślinnej (totalnemu zniszczeniu ulegają często duże obszary leśne) jak i w budownictwie, szlakach komunikacyjnych, liniach energetycznych, sieciach wodociągowych i kanalizacyjnych. Powoduje to ogromne straty materialne, społeczne i jest przyczyną tragedii ludzkich.

W czasie intensywnych i długotrwałych opadów deszczu, które powodują gwałtowny wzrost przepływu w rzekach i potokach górskich, przewyższający ponad 1000-krotnie wartości minimalne, opisane tu zjawiska erozji wgłębnej (dennej) i bocznej (brzegowej) stanowią główną przyczynę szkód powodziowych.

Na przykład, podczas powodzi w dorzeczu górnej Odry i Wisły w lipcu 1997 r., z wielu potoków górskich, które nie były dotychczas poddawane jakimkolwiek zabiegom regulacyjnym, erozja wgłębna uczyniła głębokie na kilka metrów kaniony, pozbawione rumowiska. Pokazało to, że konieczne są zabiegi techniczne zmniejszające spadek podłużny potoków oraz redukujące szczytową falę powodziową, takie jak progi, zapory, zbiorniki

retencyjne, itp. Mała retencja – młynówki, stawy, oczka, lasy łęgowe są wystarczające tylko dla małych wezbrań, których wody nieznacznie przekraczają brzegi. Przy katastrofalnych wezbraniach, takich jak w 1997 r., lasy nie są wystarczającym regulatorem odpływu. Przy tak intensywnych opadach, wskaźnik odpływu na terenach zalesionych wynosił nawet 80% [29].

Na zalesionych stokach uruchomiły się również osuwiska, a spływające wody wytworzyły głębokie jary, którymi transportowany rumosz zasypywał drogi i zabudowania. Podobnie było na zboczach wykorzystywanych jako użytki rolne. Decydujące znaczenie w intensywności procesów erozyjnych ma nachylenie stoków. Wydaje się, że realne jest zatrzymanie, przynajmniej dużej części nadmiernego spływu powierzchniowego w odpowiednio zlokalizowanych i zaprojektowanych zbiornikach retencyjnych. Ich zadaniem jest nie tylko ochrona dolin rzek i potoków, ale także głównych ich recypientów o charakterze nizinnym, czyli Wisły i Odry.

5.3. Wpływ powodzi na obiekty hydrotechniczne i budowle towarzyszące

5.3.1. Ocena bezpieczeństwa i stanu technicznego obiektów hydrotechnicznych

Główne budowle hydrotechniczne należące wg Prawa Wodnego z 2001 roku do urządzeń wodnych, w Polsce klasyfikuje się, zgodnie z Rozporządzeniem Ministra Ochrony Środowiska, Zasób Naturalnych i Leśnictwa z dnia 20 grudnia 1996 roku w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać obiekty budowlane gospodarki wodnej i ich usytuowanie (Dz.U.Nr 21 z 1997 roku).

Zakwalifikowanie budowli do jednej z czterech klas ważności zależy od wskaźnika wynikającego z wysokości piętrzenia budowli, pojemności zbiornika powstałego w wyniku spiętrzenia, obszaru, który może być zatopiony falą powodziową w przypadku zniszczenia budowli, liczby ludności na zatopionym obszarze, obszaru nawodnień, obszaru chronionego przez budowle przeciwpowodziowe, mocy elektrowni wodnej wykorzystującej powstałe spiętrzenie, klasy drogi wodnej oraz sposobu użytkowania pojemności zbiornika wodnego. Ważność obiektu jest najwyższa dla klasy I a najniższa dla klasy IV.

Ośrodek Techniczny Kontroli Zapór IMGW wraz z Głównym Urzędem Nadzoru Budowlanego na podstawie oceny stanu technicznego obiektu nadaje mu punktację w skali od 1 do 10. Na tej podstawie obiekt jest klasyfikowany do jednej z trzech kategorii:

- ✓ 2-4 punktów – stan obiektu zagraża bezpieczeństwu ludzi i mienia,
- ✓ 5-7 punktów – stan obiektu może zagrazić bezpieczeństwu ludzi i mienia,
- ✓ 8-10 punktów – stan obiektu nie zagraża bezpieczeństwu ludzi i mienia.

Obiekty hydrotechniczne zagrażające bezpieczeństwu to takie, których stan grozi w każdej chwili awarią i wymagane jest natychmiastowe podjęcie działań zapobiegawczych. Może być to np. obniżenie istniejącego piętrzenia, wykonanie doraźnych zabezpieczeń, ogłoszenie alarmu dla terenów położonych poniżej obiektu, ewakuacja ludzi i mienia itp.

Oceny stanu technicznego dokonuje się w oparciu o:

- przegląd kontrolny obiektów i budowli,
- zebrane dane pomiarowe dotyczące filtracji, jakości betonu, stanu zagęszczenia nasypów, wielkości przemieszczeń względnych i bezwzględnych,
- inne dane dotyczące pomiarów wykonywanych przez służby pomiarowe obiektów lub inne jednostki,
- niezbędne pomiary uzupełniające i badania specjalistyczne wykonywane przez członków Komisji w trakcie przeglądu,
- analizę zebranych materiałów i danych,
- ocenę stanu technicznego i bezpieczeństwa obiektu oraz ocenę zagrożenia dla otoczenia w przypadku awarii.

W Polsce istnieje ok. 172 obiektów piętrzących wodę należących do klas I-III oraz ponad 660 obiektów klasy IV, których zniszczenie może powodować zagrożenie życia lub zdrowia ludzi oraz znaczne straty materialne. Większość obiektów hydrotechnicznych składa się z kilku budowli – zapory, jazu, śluzy, elektrowni itp.

Użytkownikami obiektów piętrzących są przede wszystkim Okręgowe Dyrekcje Gospodarki Wodnej, Zakłady Energetyczne, Zespoły Elektrowni Wodnych, Wojewódzkie Zarządy Melioracji i Urządzeń Wodnych, Zakłady Przemysłowe oraz osoby prywatne.

Do klasy I budowli o największym znaczeniu należą budowle hydrotechniczne stopni: Dębe, Goczalkowice, Porąbka, Sulejów, Tresna, Włocławek, Jeziorsko, Nysa, Otmuchów, Turów, Solina, Rożnów, Niedzica, Koronowo. Zapewnienie właściwego stanu bezpieczeństwa tych obiektów ma największe znaczenie.

Przyczynami uszkodzeń i zagrożeń dolnego stanowiska budowli są przede wszystkim obniżenie się dna koryta rzeki za stopniem wodnym, a także nieprzystosowanie przez niecki wypadowe i ubezpieczenia brzegów dolnego stanowiska, do przyjęcia większych przepływów. Szczególnie poważny jest problem tzw. samotnych stopni, poniżej których przerwana została zabudowa rzeki. Przykładami takich stopni są Włocławek na Wiśle i Brzeg Dolny na Odrze. Jedynym rozwiązaniem w tym przypadku jest budowa kolejnych stopni, zgodnie z projektem kompleksowej zabudowy rzeki. Stopnie te zabezpieczają dolne

stanowisko zagrożonych obiektów. Budowa progów podpiętrzających wodę poniżej tych stopni poprawia wprawdzie istniejącą sytuację, nie rozwiązuje jednak całkowicie problemu erozji dna koryta rzeki poniżej przekroju piętrzenia.

Ubezpieczenia dna i skarp poniżej budowli piętrzącej są szczególnie narażone na destrukcyjne działanie wody – wpływ powodzi, erozji i sufozji. Złe zaprojektowanie i wykonawstwo mogą ułatwiać działanie destrukcyjne filtracji. Również źle zaprojektowany (lub wykonany) drenaż w rejonie przyczółków, poniżej zapory i za ubezpieczeniami kanałów odpływowych może przyczyniać się do złego stanu technicznego budowli.

Systematyczne pogarszanie się stanu technicznego obiektów i budowli jest zwykle powodowane:

- starzeniem się budowli i negatywnym oddziaływaniem środowiska (powodzie, wody agresywne),
- zbyt małą przepustowością urządzeń do przepuszczania wód, wymagających dostosowania do nowych warunków eksploatacji,
- brakiem dostatecznego rozeznania warunków geologiczno-inżynierskich,
- błędami w projektowaniu, niskim poziomem wykonawstwa i zbyt późnym wykonywaniem remontów, niekonsekwentnym realizowaniem programu zabudowy,
- zamuleniem zbiorników w górnym stanowisku.

Na świecie przyjmuje się, że budowle piętrzące po ok. 50 latach eksploatacji wymagają poważnych zabiegów naprawczych a nawet kompletnej renowacji. W Polsce około 30% budowli jest eksploatowanych przez okres dłuższy niż 50 lat, a około 60% przez okres powyżej 25 lat. Należy przy tym zauważyć, co podkreśla Komisja Technicznej Kontroli Zapór, że w Polsce ten próg krytyczny czasu eksploatacji powinien być obniżony ze względu na mankamenty wykonawstwa zapór budowanych po roku 1945 [85,29].

5.3.2. Uszkodzenia obiektów piętrzących powodowane przejściem fali powodziowej

Podczas przejścia fali powodziowej przez budowlę hydrotechniczną jest ona poddawana maksymalnym obciążeniom dynamicznym. Część budowli, nie wytrzymuje tego obciążenia i ulega zniszczeniu lub uszkodzeniu. Główną przyczyną uszkodzeń obiektów piętrzących przy przejściu fali powodziowej są najczęściej bardzo duże przepływy jednostkowe (q [$m^3/(s,m)$]) przy przejściu fali powodziowej przez obiekt, a co za tym idzie ogromne prędkości wody. Szczególnie niebezpieczne jest przejście fali przez obiekty stare, które mają za sobą długi okres eksploatacji, niewystarczające światło jazów i upustów dennych przy braku jednocześnie odpowiednich zabiegów remontowych.

Najczęściej występują takie uszkodzenia jak:

- **uszkodzenia korpusów zapór** polegające głównie na przeciekach, uszkodzeniach uszczelnień, ubytkach betonu i oblicowań oraz uszkodzeniach dylatacji,
- **uszkodzenia dolnych stanowisk** polegające przede wszystkim na rozmyciu umocnień wypadu, wyflukiwaniu i przesunięciu płyt umocnień, zmianie nurtu rzeki, rozmyciu i przesunięciu umocnień skarp, uszkodzeniu szykan,
- **uszkodzenia urządzeń drenażowych,**
- **uszkodzenia lub zniszczenia aparatury kontrolno-pomiarowej,**
- **uszkodzenia zamknięć,** często spowodowane naniesionymi przez wodę pniami drzew, konarami, lodem czy też innymi transportowanymi przez wezbraną wodę ciężkimi elementami.

5.3.3. Zamulanie zbiorników

Zamulanie zbiorników ma ogromne znaczenie dla ochrony przeciwpowodziowej gdyż zmniejsza pojemność zbiornika i może, w skrajnych przypadkach, spowodować prawie całkowitą utratę jego zdolności retencyjnej. Główną przyczyną zamulania zbiorników wodnych są procesy denudacyjne zachodzące w zlewni (erozja powierzchniowa), oraz jednak w znacznie mniejszym stopniu abrazja brzegów powodowana falowaniem i zmianą poziomów wody.

Z badań zbiornika rożnowskiego, przeprowadzonych w latach 1957-1965 wynika na przykład, że w ogólnej masie rumowiska produkty denudacji powierzchniowej tworzące rumowisko unoszone stanowią 90,4% całości, rumowisko wleczone – 8% a rumowisko z abrazji brzegów – 1,6% [76].

W zbiornikach typu korytowego rumowisko grube osadza się w strefie zmian piętrzenia w postaci stożka, natomiast rumowisko drobne przemieszcza się w przydennej, najgłębszej części zbiornika, czyli w dawnym korycie rzeczonym.

Zwykle w zbiornikach usytuowanych w karpackich dopływach Wisły (np. Rożnów, Porąbka) w górnej części zbiornika lokalizuje się ponad 50% rumowiska. W zbiornikach typu jeziorowego (Otmuchów) rumowisko grube tworzy w górnej części utwory deltowe, a rumowisko drobne pokrywa cienką warstwą całą czaszę zbiornika. Zjawiska zamulania zbiorników nie da się całkowicie zatrzymać. Proces ten można jedynie częściowo ograniczyć. Metody ochrony zbiorników przez zamulaniem można ogólnie podzielić na zabiegi stosowane na terenie zlewni oraz w samym zbiorniku.

Na terenie zlewni można stosować zespół środków wpływających na zmniejszenie erozji, takich jak: zabezpieczenie powierzchni gruntów przez zalesianie, odpowiednie zabiegi agromelioracyjne, obudowa cieków itp.

W zbiornikach można natomiast zmniejszać zamulenie na przykład przez: bagrowanie, budowę zbiornika wstępnego pełniącego rolę osadnika, kanału obiegowego, płukanie zbiornika, podwyższenie korony zbiornika itp. Wszystkie te zabiegi są jednak mało skuteczne i dość kosztowne. Bagrowanie np. można skutecznie stosować jedynie w górnej części zbiornika, gdzie wybrany materiał zawierający grubsze frakcje można wykorzystać do celów budowlanych.

Budowę zbiornika wstępnego można stosować tylko w małych zlewniach i przy dużym transporcie materiału zamulającego, w terenach niezamieszkałych.

Płukanie zbiornika, które jest bardzo niebezpieczne dla życia biologicznego poniżej zapory jest bardzo kosztowne i skuteczne tylko w przypadku odkładów materiału unoszonego.

Wpływ powodzi na proces zamulania zbiorników jest dwojaki i zwykle trudny do oszacowania. Zjawiskiem towarzyszącym każdej powodzi jest intensywny ruch rumowiska zarówno unoszonego jak i wleczonego. W zbiornikach zachodzą dwa rodzaje procesów: następuje osadzanie niesionego przez wodę rumowiska lub, w sprzyjających okolicznościach, jak np. praca upustów dennych, przepuszczanie wody przez jazy o niskich progach, następuje wynoszenie wcześniej zdeponowanego w zbiorniku materiału. Niestety najczęściej przewagę mają procesy sedymentacyjne i po powodzi występuje dalsze ograniczenie pojemności użytkowej zbiornika, a co za tym idzie również rezerwy powodziowej (patrz punkt 5.4.3.).

Osadzanie się rumowiska przy wlocie do zbiornika ma jeszcze dodatkowy, niepożądany wpływ, a mianowicie powoduje spłylenie koryta rzeki. Prowadzi to do groźnych następstw, gdyż podczas wezbrania zwiększa spiętrzenie rzeki powodując podtapianie i zalewanie przyległych terenów. W czasie zimy natomiast, na płycznach są sprzyjające warunki do tworzenia się lodu dennego i formowania się zatorów lodowych na wejściu do zbiornika. Wywołuje to bardzo groźne powodzie zatorowe (punkt 3 niniejszej pracy).

5.4. Wały przeciwpowodziowe i skutki przerwania wałów

5.4.1. Przyczyny przerwania wałów przeciwpowodziowych

W Polsce jest około 10 tys. km wałów przeciwpowodziowych zabezpieczających doliny rzek przed zalaniem. Według danych Hydroprojektu [85] obwałowania te zostały zakwalifikowane następująco:

- do klasy I zaliczono ok. 550 km
- do klasy II zaliczono ok. 2300 km
- do klasy III zaliczono ok. 3100 km
- do klasy IV zaliczono ok. 3600 km
- do pozaklasowych zaliczono ok. 300 km.

Znaczna część obwałowań jest w złym lub średnim stanie technicznym. Przyczyn tego stanu jest kilka. Przede wszystkim znaczna część obwałowań została wybudowana przed wielu laty, w okresie międzywojennym a nawet w XIX wieku! Brak było wówczas odpowiedniej wiedzy o mechanicznych własnościach gruntów a także właściwego rozpoznania warunków wodno-gruntowych podłoża. Często były więc błędy na etapie projektowania a względy ekonomiczne powodowały, że do budowy wykorzystywano materiały miejscowe, nie zawsze odpowiednie do tego celu. Wynikała stąd, bardzo niekorzystna różnorodność materiałów stosowanych do budowy obwałowań od humusu poprzez piaski różnoziarniste o zróżnicowanej zawartości cząstek ilastych, do gruntów spoistych oraz odpadów hutniczych i górniczych. Często też, w trakcie budowy grunty nie były zagęszczane we właściwy sposób. Można stwierdzić, że generalnie korpusy obwałowań cechuje:

- duża różnorodność wbudowanych materiałów gruntowych,
- zmienne stany ich zagęszczenia,
- zmienność współczynników filtracji i właściwości mechanicznych gruntów.

Znaczna część obwałowań zbudowanych z miejscowych gruntów spoistych lub organicznych wykazuje z upływem czasu coraz większe zmiany strukturalne pod wpływem działania czynników zewnętrznych. Nie zagęszczone grunty spoiste lub organiczne ulegają spękanom zwiększającym znacznie filtrację, wyraźnie zmniejszają się także parametry wytrzymałościowe tych gruntów, co może prowadzić do utraty stateczności korpusu.

Ponadto, zwykle podczas modernizacji korpusy wałów były budowane i podwyższane z materiałów miejscowych, pobieranych z rezerw gruntowych położonych między korpusem wału a linią brzegową. Często naruszano przy tym ciągłość warstw gruntów

nieprzepuszczalnych zalegających w międzywałach, stanowiących naturalną przeszkodę na drodze filtracji przez podłoże. Na takich obszarach, w przypadku braku warstw gruntów nieprzepuszczalnych lub ich małej miąższości w bezpośrednim sąsiedztwie wału od strony obszaru chronionego występują w okresie wezbrań zjawiska przebić hydraulicznych i sufozji (wymywania gruntu). Powoduje to intensyfikację zjawiska filtracji doprowadzając w rezultacie do rozmycia podłoża i trwałego uszkodzenia korpusu wału i zalania obszaru chronionego.

Budowa dolin rzecznych, w których lokalizuje się wały jest często mocno zróżnicowana. W zależności od układu pionowego gruntów podłoża pod wałami może być odporne lub podatne na przebicia hydrauliczne prowadzące do przerwania wału. W sytuacji, na przykład, gdy górną warstwę podłoża stanowi dwu- i więcej metrowa warstwa gruntów mało przepuszczalnych (iły, gliny, piaski gliniaste) jest ono bardzo mało podatne na przebicie.

Natomiast w przypadku cienkiej warstwy gruntów nieprzepuszczalnych grubości rzędu 0,5-1,0 m, na zawału często występują przebicia i wymywanie gruntów. Prowadzi to do przerwania i uszkodzenia wałów. Również w przypadku luźnych gruntów piaszczystych zalegających na podłożu może występować intensywna filtracja i rozmycie podłoża. Tylko w niewielu miejscach obwałowania mają urządzenia zabezpieczające przed tymi zjawiskami.

Szczególnie podatnymi na rozmycia podłoża i korpusu obwałowań są miejsca, w których wały zostały posadowione w starorzeczach. Budując przed laty obwałowania, spotykając na trasie starorzecza, najczęściej wypełniano je gruzem sypanym luźno do wody. Często też nie oczyszczano podłoża z namulów, drzew i krzewów pozostawiając niezabudowane odcinki starego koryta tuż przy stopie wału. Są to potencjalne miejsca rozmycia podłoża i korpusu obwałowań, zwłaszcza podczas wysokich i długotrwałych wezbrań.

Bardzo niebezpiecznymi miejscami są także przejścia przez wał przewodów różnego rodzaju np. telekomunikacyjnych, gazowych, energetycznych i innych. Przejścia te, niewłaściwie zabezpieczone przed filtracją, są często przyczyną przerwania wałów.

Do negatywnych czynników mających wpływ na bezpieczeństwo obwałowań należą także zniszczenia korpusu wałów przez zwierzęta ryjące (krety, lisy, piżmaki, nornice, borsuki i inne) oraz zniszczenia darniny na skarpach wałów jak też nieregularne koszenie wałów.

Przelanie się wody przez koronę wału, które może prowadzić do jego zniszczenia na długim odcinku, może również wynikać z lokalnego obniżenia korony wału spowodowanego osiadaniem, nielegalnymi przejazdami przez wał czy też trasą przepędu bydła.

Podsumowując można stwierdzić, najczęstszymi czynnikami powodującymi utratę bezpieczeństwa obwałowań są:

- nadmierna filtracja przez podłoże wałów powodująca przekroczenie dopuszczalnych gradientów i powstawanie przebić hydraulicznych, spowodowana złym stanem technicznym podłoża, brakiem rozpoznania warunków wodno-gruntowych,
- nieodpowiednie i bardzo zróżnicowane materiały zastosowane do budowy obwałowań,
- niewłaściwy stopień zagęszczenia gruntów w okresie budowy, ulegający jeszcze pogorszeniu wskutek działalności gryzoni, bujnego wzrostu roślinności na skarpach wałów oraz filtracji wody podczas wezbrań,
- nadmierna filtracja przez korpus, objawiająca się przesiąkami i wynoszeniem gruntu na skarpie odpowietrznej,
- błędne założenia geometrii przekroju poprzecznego korpusów wałów, nie uwzględniające zjawisk filtracji występujących podczas podwyższonych poziomów wody w międzywałach,
- posadowienie wałów w strefie starorzeczy i blisko linii brzegowej,
- przelanie się wody przez koronę wałów,
- złe zabezpieczenia przed filtracją przejść przez korpus wału przewodów oraz budowli wałowych,
- brak odpowiedniej konserwacji obwałowań i międzywali (duży stopień zadrzewienia, zwarty starodrzew rosnący przy stopie wałów tak od strony międzywala jak i od strony obszaru chronionego).

Przelanie się wody przez koronę wału, które zwykle kończy się jego przerwaniem może być spowodowane lokalnym obniżeniem korony wału ale może też wynikać z wielkości wezbrania. Wody przepływu o mniejszym prawdopodobieństwie niż te, na które obliczono wały, nie mieszczą się w przekroju między wałami. Uwzględniając ponadto zmianę zagospodarowania terenów chronionych, wiele odcinków wałów wymaga podniesienia ich korony ze względu na tereny, które mają być chronione.

5.4.2. Zmiany przepustowości koryta wielkiej wody

Bardzo często, podczas występowania przepływów większych od wody brzegowej, na terenach zalewowych występuje sedymentacja transportowanego przez wodę rumowiska

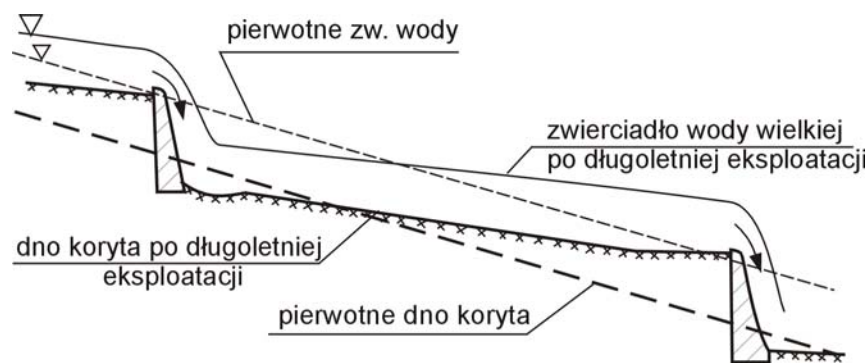
unoszonego. Proces ten postępuje najszybciej na zakrzaczonych terenach międzywala. Prowadzi to, z upływem czasu do zmniejszenia przepustowości koryta wielkiej wody.

Koryto średniej wody, mieszczące się w brzegach, wykazuje zwykle stałe obniżanie się dna oraz zwierciadła wody w wyniku erozji wgłębnej (dennej), natomiast koryto wielkiej wody pomimo tej erozji dennej, wykazuje przeważający wpływ gromadzenia się osadów w wyniku sedymentacji rumowiska unoszonego na tarasach zalewowych. W związku z tym na wielu odcinkach obwałowanych rzek następuje stałe zmniejszanie się przepustowości koryta wielkiej wody. W wyniku tych zmian niezbędna jest modernizacja istniejących obwałowań i dostosowanie niwelety korony wałów do aktualnych warunków. Opisane procesy występują na wszystkich rzekach zarówno nizinnych, jak i górskich. Należy aktualizować obliczenia położenia zwierciadła wody miarodajnej i kontrolnej z uwzględnieniem aktualnego położenia dna koryta głównego i terenów zalewowych i odpowiednio projektować modernizację istniejących obiektów. Badania dla wielu rzek wykazują, że zmniejszenie przepustowości koryta może być znaczne i dochodzić, np. na Wiśle w Zawichoście do ok. 0,5% przepustowości rocznie.

Nie uwzględnianie w projektach procesów sedymentacji rumowiska na terenach zalewowych powoduje, że po pewnym czasie tereny chronione nie są odpowiednio zabezpieczone. Z rozważań tych wynika również, że utrzymywanie międzywala w należyтым stanie ma bardzo duże znaczenie dla jego przepustowości. Zostawianie na tym terenie gęstych krzaków a nawet drzew ma bardzo szkodliwe działanie, gdyż przyspiesza procesy sedymentacyjne oraz zwiększa częstotliwość występowania sytuacji awaryjnych.

Obniżanie dna rzek płynących w gruntach rozmywalnych w stanie naturalnym w wyniku erozji dennej, w zależności od budowy geologicznej oraz warunków hydrogeologicznych, zachodzi również z dużą szybkością. Przykładowo, dla Wisły w strefie wód niskich obniżenie to zachodzi z prędkością ok. 0,6-2,86 cm/rok, dla wód średnich z prędkością 0,26-2,64 cm/rok.

Problem erozji dennej koryta rzeki na odcinku położonym poniżej stopnia piętrzącego jest zjawiskiem normalnym i powoduje równocześnie obniżenie się horyzontu wód gruntowych na znacznych obszarach przyległych do rzeki. Pogarsza to bezpieczeństwo budowli piętrzącej w przypadku, gdy zjawisko to nie zostało uwzględnione podczas prac projektowych. Zmiany położenia dna koryta rzeki wynikające z erozji i sedymentacji przedstawiono na rys. 5.5 dla przypadku zabudowy kaskadowej na rzece.



Rys. 5.5 Zmiany położenia dna koryta rzeki w zabudowie kaskadowej po długim okresie eksploatacji

Analizując warunki optymalnego działania ochronnego wałów przeciwpowodziowych należy również pamiętać, że dla umożliwienia prowadzenia skutecznej akcji przeciwpowodziowej konieczne jest także doprowadzenie odpowiednich dróg przeciwpowodziowych niezbędnych dla dotarcia ciężkiego sprzętu do zagrożonych miejsc na obwałowaniu.

5.5. Zmiany jakości wód w okresie powodzi

5.5.1. Zmiany jakości wód w rzekach i zbiornikach

Powódzie oprócz szkód gospodarczych i materialnych wyrządzają duże, często trudne do oszacowania szkody w środowisku przyrodniczym. Powódzie mają inny przebieg w rejonach górskich i podgórskich a inny na nizinach. W rejonach górskich przybór wody jest gwałtowny, przebieg powodzi stosunkowo krótki. Wody gwałtownej fali powodziowej rozlewają się zwykle na niewielką odległość od właściwego koryta rzeki. Fale te, ze względu na swoją gwałtowność wywołują znaczne zniszczenia budynków i różnych budowli a także bardzo silne zjawiska erozyjne. Następuje gwałtowne wymywanie dużych ilości gleby, osadów wodnych, rumowiska skalnego, występują osuwiska (punkt 5.2).

Na nizinach, w środkowym i dolnym biegu rzek, przebieg powodzi jest inny. Fala narasta dość szybko kulminacja może utrzymywać stosunkowo długo, natomiast opadanie fali jest znacznie dłuższe – w zależności od wielkości rzeki nawet do kilku tygodni. Woda w rozlewiskach utrzymuje się często bardzo długo. Podtopienia można jeszcze stwierdzać nawet w kilka miesięcy po powodzi.

W rzekach stężenia fizykochemicznych i biologicznych wskaźników zanieczyszczeń zmieniają się w zależności od fazy powodzi, zazwyczaj bardzo gwałtownie. Z uwagi na duże przepływy, z nadejściem kulminacji fali następuje obniżenie stężeń zanieczyszczeń spowodowane dużym ich rozcieńczeniem. Najczęściej obserwuje się jednak wzrost stężenia zawiesiny, duży spadek natlenienia oraz pogorszenie się miana Coli.

Czoło fali powodziowej wymywając zanieczyszczenia, głównie z terenów zurbanizowanych, niesie znaczne ilości zanieczyszczeń zarówno organicznych jak i nieorganicznych a także mikrobiologicznych. W badaniach objawia się to zmianą barwy wody, wzrostem mętności wody i zawiesiny ogólnej, obniżeniem zawartości tlenu rozpuszczonego, wzrostem utlenialności a także pogorszeniem miana Coli. Spadek zawartości tlenu rozpuszczonego często lokalnie powoduje zjawisko przyduchy i związane z tym śnięcie ryb. W miarę spływania fali powodziowej jakość wody ulega stopniowej poprawie.

W końcowej fazie powodzi obserwuje się zwykle ponowne, krótkotrwałe pogorszenie się jakości wody. Jest ono spowodowane niekorzystnym wpływem na jakość rzeki wód spływających z terenów zalanych. Najczęściej, takie stagnujące wody niosą znaczne ilości związków biogenych tj. związków fosforu i azotu wypłukanych z terenów rolniczych. Zwykle są one pozbawione praktycznie tlenu na skutek zagniwania zalanych płodów rolnych i innych roślin lub materii organicznej.

Po powodzi w wielu rzekach następuje stopniowy powrót do jakości sprzed powodzi. Stężenia niektórych zanieczyszczeń są często nawet mniejsze niż przed powodzią. Wynika to z wypłukania przez falę powodziową z dna rzeki, zanieczyszczeń wraz z namułami.

W niektórych rejonach, przede wszystkim w rejonach górskich mogą jednak zachodzić po powodzi powolne zmiany w środowisku. Gwałtowna fala powodziowa wypłukała bowiem z koryt rzek, wraz z zanieczyszczeniami mikroorganizmy flory i fauny wodnej. Zmniejsza to zdolność tych rzek do samooczyszczania i w przyszłości może rzutować na pewne pogorszenie jakości wody.

Podsumowując można stwierdzić, że w trakcie powodzi jakość wód w rzekach ulega krótkotrwałemu pogorszeniu:

- znacznym wahaniom podlegają stężenia biogenów tj. związków azotu i fosforu;
- fala powodziowa niesie znaczne ilości substancji organicznych, powodując duże wahania wskaźnika ChZT-Cr, po powodzi stężenia te szybko wracają do wartości sprzed powodzi

- pogorszeniu ulega również stan sanitarny rzek - obserwuje się pogorszenie wskaźnika miano Coli
- w wodach fali powodziowej obserwuje się deficyty tlenowe, lokalnie bardzo głębokie. Po powodzi stężenie tlenu rozpuszczonego wzrasta do wartości sprzed powodzi a nawet wyżej.

W namulach pozostawionych przez powódź lokalnie stwierdza się podwyższone stężenia metali ciężkich i substancji ropopochodnych. Obserwuje się to w miejscach, gdzie dochodzi do zalewania składowisk odpadów lub zakładów czy też instalacji przemysłowych. W niektórych przypadkach może też dojść do skażenia wód gruntowych, szczególnie gdy dochodzi do zalania wodami zanieczyszczonymi ujęć wód podziemnych.

Wyraźny, negatywny wpływ powodzi obserwuje się w wodach zbiorników zaporowych usytuowanych na rzekach. Z falą powodziową przedostaje się do zbiorników wiele zanieczyszczeń. Przede wszystkim naniesione zostają różne osady mineralne przewarstwione organicznymi, odpady różnorodnego pochodzenia w tym odpady komunalne, substancje biogenne itp. Do zbiorników często wnoszone są przez wezbrane wody całe pnie drzew, konary i inne przedmioty o dużych rozmiarach, stanowiące zagrożenie dla budowli i ograniczające ich przepustowość.

Duże ilości zanieczyszczeń gromadzą się na powierzchni wody w postaci pływającego kożucha. Po opadnięciu wód na brzegach zalegają znaczne ilości odpadów komunalnych – butelki, worki foliowe itp. oraz materiał roślinny. Podczas powodzi, podobnie jak w rzekach następuje bardzo duży wzrost zanieczyszczeń, przede wszystkim zawiesiny ogólnej, fosforu ogólnego i miano Coli. W osadach bardzo często wzrasta zanieczyszczenie metalami ciężkimi (Mn, Pb, Cd, Ni, Cu). Wzrost zanieczyszczeń wód zbiorników może stanowić poważny problem gdy są one źródłem zaopatrzenia w wodę dla ludności lub przemysłu.

5.5.2. Zmiany ładunku zanieczyszczeń

Mimo obserwowanego spadku stężeń zanieczyszczeń w trakcie przejścia fali powodziowej sumaryczny ładunek zanieczyszczeń transportowany podczas powodzi jest znacznie większy od wartości średnich dla danej rzeki. Przykładowo, w czasie powodzi w lipcu 1997 [85,29] oceniono, że w Odrze w trakcie przepływu fali powodziowej ładunek azotanów był 6 do 8,6 razy większy, fosforanów od 6,2 do 17,6 razy większy od ładunku niesionego przez rzekę przed nadejściem fali powodziowej. Podobnie w Wiśle nastąpił wyraźny wzrost ładunku biogenów w stosunku do średniego ładunku sprzed powodzi.

Ładunek azotanów był tu 3,7 do 11,2 razy większy a fosforanów ok. 5 razy większy od ładunku niesionego przed nadejściem fali powodziowej.

Te zwiększone ładunki zostały przetransportowane do Bałtyku. Również w okresie powodzi do Bałtyku zostały doprowadzone znaczne ilości substancji organicznych, co spowodowało wyraźne obniżenie zawartości tlenu w ujściu rzek.

Analizując więc jakość wód rzecznych w czasie i po powodzi należy również brać pod uwagę zmianę jakości wód odbiornika i negatywny wpływ wywierany na te wody przez zanieczyszczone dopływy.

5.6. Przyrodnicze skutki powodzi

O przyrodniczych skutkach powodzi decyduje nie tylko przebieg opadu i fali powodziowej, ale również takie czynniki jak:

- budowa geologiczna,
- gleba (jej przepuszczalność i nasiąkliwość),
- rzeźba terenu (nachylenie stoków, szerokość równin zalewowych),
- układ sieci rzecznej (jej gęstość, spadki, szerokość i kształt koryt rzecznych),
- szata roślinna (wpływająca na infiltrację, chroniąca przed denudacją gleb i płytkimi osuwiskami,
- zagospodarowanie zlewni (regulacja koryt cieków, obwałowania, zbiorniki retencyjne).

Wśród tych parametrów szczególnie ważne są parametry morfometryczne zlewni i koryt, decydujące o warunkach spływu wody, nanoszenia i transportu rumowiska. Jednocześnie takie parametry koryt jak ich szerokość, głębokość, krętość, frakcja niesionego materiału dennego wiążą się ściśle z reżimem fluwialnym rzeki, kształtowanym przede wszystkim przez ekstremalne zdarzenia powodziowe.

5.6.1. Zmiany hydrobiologiczne w ekosystemach rzecznych

W rzece okres występowania fali powodziowej to przede wszystkim gwałtowna zmienność wielu parametrów fizycznych i chemicznych (punkt 5.5). Gwałtownie zmieniają się przepływ, temperatura wody i jej rozkład w przekroju, natlenienie, od którego głównie zależy egzystencja zbiorowisk roślin i zwierząt wodnych.

Charakterystyczną cechą wezbrania jest kolor wody, który zależy od unoszonego materiału podłoża i gleb. W czasie powodzi znacznie zwiększa się ilość zawieszin w wodzie rzecznej, natomiast wielkie masy wody powodują rozcieńczenie soli, których wysokie koncentracje obserwuje się przed wezbraniem. W wyniku spadku koncentracji soli spada również przewodnictwo elektrolityczne. Pomimo tak silnego rozcieńczenia zwykle znacznie wzrastają stężenia azotu i fosforu (substancji antropogennych) w stosunku do warunków normalnych.

Szczegółowe badania fito i zooplanktonu w czasie ostatnich powodzi w 1997 i 1998 [29,85], wykazały, że w trakcie powodzi następują duże zmiany zarówno w różnorodności gatunkowej jak i pod względem liczebności. Po ustąpieniu wezbrania i unormowaniu się warunków następuje szybki powrót do poprzedniego stanu. Również ichtiofauna, rozproszone ryby, uciekające przed falami powracają do rzeki wraz z ustępującą falą, giną jednak mniejsze osobniki i złożona ikra.

Zaburzenia w funkcjonowaniu ekosystemu rzeki objętej powodzią są zwykle stosunkowo krótkotrwałe. Obejmują okres wystąpienia wezbrania i co najwyżej kilka następnych tygodni. Odradzanie się zbiorowisk roślin i zwierząt charakterystycznych dla danego odcinka rzeki kształtuje się w przypadku rzek eutroficznych (jak np. Wisła w okolicach Krakowa) przez stosunkowo krótki okres polepszania się jakości wody.

Sztuczne zbiorniki znajdujące się na rzekach stanowią ich integralną część. Ograniczenie przepływu stanowi jednak o tym, że warunki bytowania organizmów są tam zbliżone do jeziorowych. Przejście fali powodziowej przez zbiornik powoduje w nim zaburzenie stanu równowagi biologicznej. Ponieważ zbiornik dla rzeki jest zawsze strefą intensywnej sedymentacji i magazynowania materii niesionej ze zlewni, maleje znacznie przezroczystość wody, podnosi się natomiast temperatura w dolnych warstwach (hypolimnion). Zmianie ulega także nasycenie tlenem. W początkowej fazie wezbrania do zbiornika docierają ze zlewni znaczne ilości biogenów, które są rozcieńczane przez kolejne fale, a następnie transportowane poza zbiornik. W fitoplanktonie zbiornika następują duże zmiany ilościowe i jakościowe, duża zmienność dominujących gatunków. Pociąga to za sobą również zmienność składu i struktury zooplanktonu.

Zmiany zachodzące w obrębie parametrów fizyko chemicznych jak i zbiorowisk organizmów w wodach płynących świadczą o możliwościach regeneracyjnych tych układów ekologicznych.

Wpływ, jaki wywiera powódź na ekosystem rzeki jest stosunkowo krótkotrwały. Najsilniej powódź oddziałuje w czasie jej trwania, niszcząc siedliska oraz zbiorowiska

organizmów, obniżając ich liczebność, różnorodność, biomasę oraz strukturę zespołów. Wraz z płynącą falą wezbraniową organizmy są spychane w dół rzeki. Na dolnym odcinku często stwierdza się obecność gatunków charakterystycznych dla górnych biegów rzeki, natomiast w zbiornikach zaporowych obserwuje się organizmy typowo rzeczne lub też w pelagialu charakterystyczne dla strefy litoralnej zbiornika. Transportowane organizmy giną, sedymentując wraz zawiesinami.

Po unormowaniu się przepływu w rzece lub zbiorniku na rzece następuje stabilizacja warunków środowiskowych. Po krótkim okresie kilku tygodni puste miejsca są zasiedlane przez nowe organizmy. Znacznie dłużej trwa natomiast odnowa struktury zespołów organizmów. Zachodzi czasowa oligotrofizacja środowiska. Długość tego okresu zależy od wielkości stresu środowiskowego oraz czasu regeneracji zwierząt i roślin opanowujących opustoszałe po powodzi środowisko.

5.6.2. Wpływ powodzi na obszary leśne

Zalanie terenów zalesionych często powoduje duże szkody w drzewostanie. Na wielkość tych szkód, oprócz intensywności zjawiska powodziowego ma wpływ wiele czynników. Najważniejsze z nich to

- osłabienie drzew przed powodzią czynnikami abiotycznymi i biotycznymi oraz antropogenicznymi. Problem ten występuje przede wszystkim na obszarach w pobliżu ośrodków przemysłowych, o dużym zanieczyszczeniu atmosfery,
- zalanie wodą drzewostanów w pełni okresu wegetacyjnego,
- wysoka temperatura wody i powietrza,
- zamulenie i zasypanie rumoszem skalnym, żwirem i piaskiem,
- zmyw powierzchniowej, żyznej części gleby,
- długi okres stagnacji wody, od kilku dni do kilku miesięcy,
- negatywne reakcje związane z brakiem tlenu w wodzie i glebie, uruchomienie procesów beztlenowych,
- zamarcie mikroorganizmów glebowych przewaga procesów gnilnych – wytwarzanie siarkowodoru (H₂S).

Procesom gnilnym, prowadzącym do zamierania korzeni, towarzyszy zawsze wydzielanie się siarkowodoru. Zjawisko to jak i proces zamierania roślinności zarówno drzewiastej jak i krzaczastej oraz zielnej występuje najintensywniej na glebach organicznych i

ciężkich. Bardzo podatne są zatem gleby torfowe i pochodne oraz ilaste i gliniaste. Korzystniejsze warunki dla roślin panują na glebach piaszczystych i żwirowych.

Bardzo podatne na zniszczenie wskutek zalania są szkółki leśne. Szkody wynoszą tu często 100% materiału zalesieniowego. Poważnemu zniszczeniu ulegają także obszary, na których woda utrzymuje się dłużej niż 2 tygodnie. Ginią masowo nawet starsze dorodne okazy i to zarówno drzew liściastych (grab, lipa, dąb) jak i iglastych (sosna, świerk, daglezwja). Straty są zwykle bardzo duże, gdyż obumarłe drzewa mają bardzo niską jakość techniczną i nie nadają się do właściwego wykorzystania.

Na niektórych terenach, gdzie powódź bezpośrednio nie wystąpiła ale pojawiały się lokalne podtopienia w bezodpływowych nieckach, również zachodzą procesy gnilne. Osłabione wskutek tego drzewa są następnie atakowane przez różne choroby grzybowe, które w rezultacie doprowadzają do ich zamierania. Procesy takie obserwuje się jeszcze nawet w kilka lat po przejściu powodzi.

W pewnych jednak rzadkich przypadkach lasów łęgowych zalanie lasów wodami powodziowymi może mieć pozytywne skutki. Dotyczy to przede wszystkim obszarów, które od wielolecia nie były nawiedzane powodziami. Woda powodziowa, zalewając lasy naniósł również duże ilości cennych substancji odżywczych. W takich przypadkach, po ustąpieniu wód stwierdza się silny rozwój i odmłodzenie drzewostanu [3].

5.7. Szkody powodziowe w użytkach rolnych

5.7.1. Rodzaje szkód powodziowych

Katastrofalne wezbrania powodziowe, w wyniku których zostają zalane duże obszary użytkowane rolniczo powodują ogromne szkody w płodach rolnych. Występują tu również negatywne zmiany w krajobrazie i infrastrukturze rolniczej oraz w sieci hydrograficznej. Do najważniejszych szkód należy zaliczyć dewastację pokrywy glebowej oraz zaburzenia stosunków wodnych w glebie. Mechanizmy tych procesów zostały opisane w punkcie 5.2. Tutaj omawia się szczegółowo skutki, jakie procesy geomorfologiczne powodują na terenach rolniczych [85].

Szkody naruszające potencjał środowiska przyrodniczego, w tym potencjał produkcyjny rolnictwa jakim jest gleba, wymagają dużych nakładów i długiego czasu do ich likwidacji. Skutki tych szkód mogą być odczuwane przez rolnictwo jeszcze przez wiele lat po ustąpieniu wód.

Szkody powodziowe w użytkach rolnych można podzielić na 2 grupy: szkody w roślinności i szkody w glebie, łącznie ze skażeniem chemicznym.

Szkody w roślinności są łatwiejsze do likwidacji, stanowią one co najwyżej stratę rocznego plonu lub jego części.

Szkody glebowe, polegające na ubytkach gleby w górnej części profilu naruszają potencjał produkcyjny obszaru rolniczego. Ich likwidacja jest długotrwała, kosztowna i trudna a czasem nawet niemożliwa. W przypadku skażenia chemicznego ważny jest rodzaj i szkodliwość substancji zawartej w wodach powodziowych. Skażenie to może być przyczyną wyłączenia danej powierzchni z użytkowania rolniczego nawet na długie lata.

Rodzaje szkód powodziowych związane są z warunkami fizjograficznymi terenu, dlatego omawia się je oddzielnie dla terenów górskich i nizinnych.

5.7.2. Szkody powodziowe w terenach górskich

Ze względu na specyfikę warunków przyrodniczych najbardziej znaczące są tu szkody erozyjne. Należą do nich zmyw powierzchniowy, erozja żłobinowa (rynnowa), zdarcie bądź wypłukanie wierzchniej warstwy gleby.

Zmyw powierzchniowy wierzchniej warstwy gleby występuje przeważnie na zboczach w wyniku spływu wody opadowej lub powodziowej po powierzchni gruntu. Polega on na wymywaniu z gleby drobniejszych cząstek i składników pokarmowych. Powoduje duże szkody, głównie w wyniku zamulania i wyłożenia roślin.

Erozja żłobinowa (rynnowa) wywoływana przez wodę spływającą z górnych partii zboczy powoduje powstawanie rynien, żłobin i wyrw. Są to formy liniowe przebiegające z góry w dół po powierzchni stoków. Powodują ubytki w wierzchniej warstwie profilu glebowego, niszczenie roślin i gleby. Ich szkodliwość zależy od ilości, szerokości i głębokości żłobin i wyrw.

Namuliska tworzą się ze zmytego ze zboczy materiał glebowy osadza się w dolnych częściach stoku lub u jego podnóża w postaci namuleń. Szkodliwość namulów zależy głównie od ich grubości i uziarnienia, a przede wszystkim od zawartości kamieni. Najczęściej konieczne jest usunięcie z gleby tej warstwy.

Zdarcie i wypłukanie pokrywy glebowej oraz osuwiska. W wyniku zdarcia i wypłukania pokrywy glebowej zostaje odsłonięte podłoże kamienne, natomiast osuwiska powodują przemieszczanie się dużych mas ziemnych, zmieniając niekorzystnie rzeźbę i niszcząc roślinność oraz profil glebowy. Tereny takie nie nadają się już do uprawy.

Zniszczenia na linii spływu wód potoków i rzek. Na liniach spływu tworzą się wyrwy, kaniony, wąwozy. Masy wody w wyniku erozji bocznej obrywają brzegi, tworzą nowe koryta a przede wszystkim transportują ogromne ilości grubego rumowiska wlezonego. Tereny pokryte grubym rumowiskiem nie nadają się do uprawy.

Nadmierne uwilgotnienie. W górach, ze względu na duże spadki terenu zastoiska wody powodujące podtopienia i wymakanie roślinności na użytkach rolnych występują rzadko. Natomiast na stokach powstałe wysięki wody mogły ulec powiększeniu. Stan taki może jednak sam wrócić do równowagi. Najczęściej pociąga to utratę 1, 2 zbiorów.

5.7.3. Tereny wyżynne i nizinne

Szkody powodziowe również na tych terenach zależą od położenia użytków rolnych i warunków fizjograficznych. W dolinach rzecznych największe szkody powstają w wyniku przerwania wałów przeciwpowodziowych. Główne rodzaje szkód to: obrywanie się brzegów i zmiana koryta cieków, zamulenie, zdarcie i wypłukanie gleby i składników pokarmowych, wymoknięcie roślinności, podtopienie i nadmierne uwilgotnienie gruntu oraz skażenie chemiczne gleby.

Zmiana koryta cieków i obrywanie się brzegów. Doliny rzeczne są naturalnymi siedliskami łąkowymi, powstałe szkody nie są więc tak bardzo uciążliwe dla rolnictwa. Mogą jednak wywoływać bardzo skomplikowane problemy związane ze zmianą granic własności gruntów.

Zamulenia. Zamulenia obejmują zwykle całe zalane obszary. Woda niesie różne frakcje. Najgrubszy materiał osadza się w pobliżu koryt rzecznych. Tereny te najczęściej pokryte są materiałem z rozmytych wałów, wyerodowanych brzegów i dna. Jest to jałowy, przemyty przez wodę piasek. Im dalej od rzeki tym namuły są drobniejsze – drobny materiał glebowy i części spławialne. Taka warstwa osiąga grubość od kilku milimetrów do kilku centymetrów. Jest to warstwa użyźniająca glebę i ma działanie pozytywne pod warunkiem, że nie ma skażenia chemicznego.

Zdarcie gleby zależy od prędkości płynącej wody. Występuje w pobliżu koryt rzecznych. W niektórych miejscach może nastąpić zdarcie gleby aż do podglebia, może tworzyć się sieć drobnych żłobin i wyrw. Największe szkody powstają na gruntach ornych.

Wypłukanie humusu i składników pokarmowych występuje na glebach lekkich, zwłaszcza lessowych w procesie infiltracji tych składników w głąb profilu glebowego. Dotyczy to głównie potasu, wapnia i magnezu. Może wystąpić na dużych obszarach gruntów

ornych ze względu na ich dobrą porowatość. Takie grunty wymagają dodatkowego nawożenia.

Wymoknięcie i zniszczenia roślinności. Zwykle jest to obszarem największy rodzaj szkód. Stopień zniszczenia zależy od czasu trwania zalewu. Tygodniowy i około 10-dniowy zalew powoduje przerzedzenie roślinności i wyginiecie najszlachetniejszych gatunków. Dłuższa stagnacja niszczy totalnie całą roślinność, pozostawiając martwy, brązowo-rudy, zgniły krajobraz. Po ustąpieniu wód część naziemną roślin opiewają choroby grzybowe, natomiast bulwy i korzenie ulegają gniciu.

Podtopienia i nadmierne uwilgotnienie gruntu. Podobne szkody spowodowane wymoknięciem występują także na obszarach, które nie uległy zalaniu wodami powodziowymi, lecz bezpośrednio ulewnymi, długotrwałymi deszczami. Wynika to z budowy geologicznej tych obszarów – warstwy nieprzepuszczalne lub trudno przepuszczalne zalegają bardzo płytko. Wielkość strat również w tym przypadku zależy od czasu trwania podtopienia. Często osuszenie tych terenów wymaga generalnych regulacji stosunków wodnych, np. przeprowadzenia melioracji odwadniających.

Skazenia chemiczne zależą od rodzaju i stężenia w wodach zalewających teren substancji szkodliwych. Wody przepływające przez składowiska odpadów, oczyszczalnie ścieków, stacje paliw itp., mogą zawierać metale ciężkie i inne substancje toksyczne oraz skażenia bakteriologiczne. Degradacja gleby zależy od rodzaju substancji i jej stężenia.

Szkody powodowane podtopieniami i wymakaniem roślinności obserwuje się również na obszarach chronionych wałami przeciwpowodziowymi. Pomimo, że wały spełniły swoje zadanie – nie nastąpiło ich przerwanie ani przelanie się wody przez koronę wału, przyległe tereny okazują się nadmiernie nawodnione. W wyniku utrzymujących się przez dłuższy czas wysokich stanów wody w międzywałach, następuje tam wzmożona filtracja przez wały i pod wałami. W połączeniu z intensywnymi opadami doprowadza to do podtopienia przyległych terenów. Woda w zagłębieniach oraz w podtopionych i zalanych budynkach, w zależności od ukształtowania terenu, budowy geologicznej i warunków meteorologicznych może utrzymywać się jeszcze przez dłuższy czas po ustaniu opadów.

Długie utrzymywanie się wody powoduje poważne szkody, tak jak to opisano powyżej, zarówno w dobytku materialnym ludności, infrastrukturze, budynkach jak i w roślinności.

5.8. Powódź w aglomeracjach miejskich

W aglomeracjach miejskich powodzie wywołują zawsze katastrofalne straty i szkody. Głównymi przyczynami wysokich szkód są:

- ✓ lokalizacja terenów zabudowanych i infrastruktury miejskiej na terenach sąsiadujących z rzeką często w jej dolinie zalewowej,
- ✓ duże zagęszczenie zabudowy miejskiej
- ✓ nadmierne zwężenie koryta rzeki i jej doliny zalewowej,
- ✓ kanalizacja rzek oraz zły stan techniczny i zbyt niski poziom wałów ochronnych,
- ✓ uszczelnienie powierzchni terenu a co za tym idzie zmniejszenie lub całkowite wyeliminowanie infiltracji (naturalnego wsiąkania wód do gruntu),
- ✓ często powyżej miasta położony jest zbiornik retencyjny, z którego w sytuacjach kryzysowych może nastąpić zrzut wody.

Skutki klęski żywiołowej może jeszcze pogarszać rytm życia w wielkim mieście: godziny pracy i związane z tym godziny szczytu komunikacyjnego, pory handlu, nauki itp. Nagłe zalanie wodą obszaru, na którym są duże zgromadzenia ludności jak np. korki uliczne, centra handlowe może mieć katastrofalne skutki. W takim przypadku dodatkowym, utrudniającym akcję ratunkową czynnikiem może być panika, która rodzi się w zagrożonym tłumie.

Podczas powodzi największe zagrożenia w obszarach miejskich związane są z:

- systemem zaopatrzenia w wodę,
- kanalizacją i oczyszczaniem ścieków,
- wysypiskami śmieci i odpadów oraz z hałdami przemysłowymi,
- stacjami paliw, rurociągami przesyłowymi, zbiornikami, instalacjami przemysłowymi,
- magazynami materiałów niebezpiecznych.

Brak wody w czasie powodzi jest największą niedogodnością. Zalanie z kolei wysypisk, uszkodzenie zbiorników itp. może spowodować bardzo niebezpieczne skażenia wód i gleby, które mogą się utrzymywać jeszcze długo po ustąpieniu powodzi. Można więc stwierdzić, że zalanie obiektów komunalnych i przemysłowych powoduje podwójne straty – są to straty wynikające ze zniszczenia samych dóbr materialnych (budynków, magazynów, maszyn, urządzeń itp.) oraz z rozprzestrzenianiem się zanieczyszczeń pogarszających stan środowiska naturalnego i warunków sanitarnych.

Wśród obiektów komunalnych, które ulegają zniszczeniu można wyodrębnić dwie grupy:

- dobra materialne (często będące prywatną własnością),

➤ urzędnienia i obiekty komunalne.

Do pierwszej grupy należą budynki mieszkalne, inwentarz martwy i żywy, meble, wyposażenie mieszkań, pojazdy, oraz mosty, drogi, drzewostan itp.

Do drugiej grupy zalicza się obiekty komunalne takie jak: stacje wodociągowe, studnie wody pitnej (indywidualne i zbiorowe), kolektory sanitarne i deszczowe, oczyszczalnie ścieków, składowiska odpadów komunalnych i przemysłowych, lokalne punkty zbioru odpadów (śmietniki, punkty zbioru surowców wtórnych, w tym materiałów niebezpiecznych). Często duże, choć zwykle w skali lokalnej, zagrożenia niosą właśnie składowiska odpadów, które nie są prowadzone w odpowiedni sposób. Woda transportuje odpady, często niebezpieczne, skażając środowisko, w tym lokalne studnie, będące źródłem wody pitnej.

Na terenach objętych powodzią często występuje też niebezpieczeństwo zatruc a nawet epidemii. Woda podmywa i zabiera ze sobą zawartość szamb, oczyszczalni ścieków, śmietników, gnojowników, cmentarzy, magazynów chemicznych itp. Bakterie, wirusy, pierwotniaki i ich toksyczne wydzieliny powodują zanieczyszczenie biologiczne wody i mogą być przyczyną rozmaitych chorób jak np. tyfusu, czerwonki, paraliżu dziecięcego, wirusowego zapalenia wątroby. Wskaźnikiem biologicznym skażeń wody jest wykrycie w niej bakterii pałeczek okrężnicy, która wywołuje biegunki i schorzenia dróg moczowych. W wodzie zatrutej stwierdza się duże ilości zatrutych ryb, płazów i skorupiaków.

Rozważając problemy związane z zagrożeniem powodziowym nie sposób pominąć jego wpływu na społeczeństwo i poszczególne jednostki. W aglomeracjach miejskich istnieje duże wymieszanie ludności, stąd różne postawy ludzi wobec niebezpieczeństwa. W sytuacjach ekstremalnych wywołuje to różne zachowania – od czynnej postawy, pełnej poświęceń do walki z żywiołem do postawy fatalistycznej, biernej rezygnacji. Często, zwykle z powodu braku rzetelnej informacji reakcje są wyolbrzymione w sytuacji, gdy rzeczywiste niebezpieczeństwo przestało już zagrażać. W trakcie powodzi ważna jest zatem bieżąca informacja o rzeczywistej sytuacji, aby walczyć skutecznie z istniejącym zagrożeniem.

Szczególnie trudny jest stan psychiczny ludzi, którzy przeżyli powódź w sposób dla nich tragiczny. Inne są ich reakcje i niepokoje, przeżycia z okresu katastrofy często zmieniają ich psychikę.

5.9. Szkody psychospołeczne

Powódź jest zawsze ciężkim doświadczeniem dla ludzi, którzy ją przeżyli. Szczególnie trudne przeżycia występują, gdy zjawisko powodzi przybiera rozmiary kataklizmu. Takim zjawiskiem była niewątpliwie powódź z lipca 1997 roku w dorzeczu górnej Odry i Wisły. Nawet dla mieszkańców terenów często nawiedzanych fala powodziową było to przeżycie wyjątkowo trudne, zarówno pod względem ostrości jak i skali [85].

Szkody psychologiczne i społeczne powodzi jako kataklizmu są zawsze trudne do oszacowania szczególnie, że często odczuwa się je przez wiele lat. Wielu ludzi przeżyło sytuacje skrajnie traumatyczne, które charakteryzują się:

- poważnym zagrożeniem życia własnego i najbliższych,
- uszkodzeniem ciała,
- zniszczeniem domu i dobytku,
- śmiercią wielu członków społeczności.

Sytuacje takie wywołują u większości z nich zespół stresu pourazowego, który bez pomocy specjalistów może utrzymywać się przez lata. Efektami psychologicznymi i społecznymi tego urazu, obserwowanymi na terenach popowodziowych są:

1. Wzrost spożycia alkoholu, który może być przyczyną dodatkowych dramatów rodzinnych. Bywa, że odszkodowania i zapomogi zostają wydane na alkohol.
2. Wzrost liczby samobójstw.
3. Wzrost antagonizmów grupowych i agresji sąsiedzkiej, rozpad więzi środowiskowych i rodzinnych. Najpowszechniejsze są pretensje i wrogość przy rozdziale darów, silne poczucie krzywdy w związku z działaniem innych ludzi (sąsiadów), przedstawicieli władz itp.
4. Zespół stresu pourazowego, który gdy utrzymuje się dłużej i utrwala może prowadzić do wtórnych efektów społecznych (alkoholizmu, samodestrukcji, pogorszenia funkcjonowania w życiu rodzinnym i społecznym itp.). U dzieci często utrzymuje się brak poczucia podstawowego bezpieczeństwa.

Najczęściej we wszystkich grupach społecznych obserwuje się:

- nawracające, natrętne wspomnienia tragedii z całym zespołem silnych reakcji emocjonalnych (uczucie grozy, lęku, rozpacz),
- nawracające, natrętne sny i zaburzenia snu (ludzie boją się zasnąć),
- unikanie bodźców związanych z urazem, ogólne odrętwienie, unikanie mówienia a nawet myślenia o wydarzeniach z okresu powodzi, utrata

zainteresowania normalną aktywnością (opieka nad rodziną, praca), niezdolność do przeżywania wielu emocji – wzruszeń, miłości itp., nie myślenie o przyszłości, brak planów na przyszłość,

- o pojawianie się lub nasilanie wcześniej występujących objawów psychosomatycznych.

Podczas powodzi szkód psychicznych doznają nie tylko mieszkańcy terenów dotkniętych falą powodziową, ale również ludzie biorący udział w akcjach ratowniczych.

Po powodzi potrzebna jest fachowa pomoc, która pozwoli osobom dotkniętym katastrofą powrócić do normalnego życia. Powinny działać ośrodki pomocy psychospołecznej, które powinny stanowić stały element ogólnokrajowego systemu interwencji kryzysowej. Ośrodki te muszą współpracować ze służbami interwencyjnymi i ratowniczymi w przypadku różnych katastrofalnych wydarzeń oraz rozwinąć działania po katastrofie w celu pomocy dotkniętej katastrofą ludności.

5.10. Podsumowanie

Jak wynika z definicji, wezbrania wywołują powódź tylko wówczas, gdy wody zalewają **tereny użytkowane przez człowieka w taki sposób, że powodują one szkody**. Podkreślić więc należy, że najskuteczniejszą metodą ochrony przed powodzią jest zaniechanie użytkowania przez człowieka terenów zalewowych w sposób podatny na szkody wywoływane zalaniem. Słuszna zasada "odsunąć człowieka od wody", może być stosowana tylko w ograniczonym zakresie. Zarówno w Polsce jak i w innych krajach, historyczne miasta i centra cywilizacji rozwijały się w dolinach rzek, często na terenach zalewowych. Nierealne jest przeniesienie zagrożonych miast i osiedli na teren bezpieczny. Natomiast możliwe i niezbędne jest ograniczenie zabudowy terenów zalewowych w przyszłości. Jest to trudny problem legislacyjny i społeczny, nie zawsze dostrzegany przez decydentów i urbanistów.

W Polsce znakomita większość terenów zalewowych użytkowanych, w sposób wrażliwy na skutki zalania - jest chroniona wałami. Większe powodzie są zazwyczaj spowodowane **awariami obwałowań** podczas wezbrań. Niektóre doliny rzeczne, zwłaszcza w górach i na podgórzu, są chronione poprzez zbiorniki retencyjne. Jeżeli pomimo istnienia zbiorników, występują szkody powodziowe w dolinach bezpośrednio poniżej zbiorników oznacza to, że **zbiornik nie spełnił przypisanych mu funkcji przeciwpowodziowych**, najczęściej z powodu złego sterowania jego zasobami.

Lokalna powódź wywołana nawałnym deszczem może wystąpić w każdym punkcie kraju, nawet jeśli nie ma tam rzeki. Silnie zagrożone są **wszystkie miasta (ściślej zabudowane tereny zalewowe) położone w dolinach rzek górskich**. Duże rzeki podgórskie (np. górna Wisła, Górna Odra) oraz duże rzeki nizinne, stanowią również silne zagrożenie. W rzekach tych występują wielometrowe wezbrania, a ich doliny są gęsto zaludnione i znajdują się w nich największe miasta (np. Wrocław, Kraków, Warszawa, Gdańsk, Racibórz, Opole Brzeg i wiele innych.). Doliny takie są zazwyczaj chronione wałami, co zmniejsza zagrożenie małymi i średnimi wezbraniem, lecz nie zabezpiecza przed wezbraniem katastrofalnymi. Do terenów szczególnie zagrożonych zaliczyć należy Żuławy delty Wisły, na których położone są częściowo wielkie miasta Gdańsk i Elbląg.

Celem ochrony przeciwpowodziowej musi być zawsze:

- ochrona życia ludzi;
- minimalizacja szkód społeczno – ekonomicznych i środowiskowych wywołanych powodzią (z uwzględnieniem zarówno środowiska przyrodniczego jak i kulturowego).

Wszędzie tam, gdzie występują wezbrania, a w terenie zalewowym **chronionym środkami technicznymi i niechronionym** mieszkają i gospodarują ludzie, istnieje zagrożenie powodziowe i jak wykazuje doświadczenie powódź prędzej czy później wystąpi.

6. PRZEPLYWY I STANY WIELKICH WÓD POWODUJĄCYCH ZAGROŻENIE POWODZIĄ

6.1. Wiadomości ogólne o zasadach obliczeń przepływów i stanów wezbrań powodujących zagrożenie powodzią

Aby można skutecznie chronić się przed powodzią należy koniecznie oszacować, jakie wielkości może osiągnąć wezbranie wywołujące powódź. Jeżeli rzeka zagraża powodzią przyległym do niej terenom, to wówczas koniecznym staje się wyznaczyć miarodajny i kontrolny przepływ Q i odpowiadające im stany (poziomy) wód. Zgodnie z Rozporządzeniem Ministra Ochrony Środowiska, Zasobów Naturalnych i Leśnictwa z dnia 20 grudnia 1996 roku, przepływy wód wielkich; miarodajny Q_m i kontrolny Q_k oblicza się przyjmując odpowiednie prawdopodobieństwo ich pojawiania się. Jeżeli zbiornik wodny taki jak Zalew Wiślany, Zalew Szczeciński lub duże jezioro zagraża powodzią, wówczas również należy obliczać stany miarodajny i kontrolny z określonym prawdopodobieństwem. Ta problematyka nie jest uregulowana przepisem prawnym. Przepływ względnie stan miarodajny służy do bezpośredniego wymiarowania określonej budowli hydrotechnicznej lub mostowej z zapewnieniem określonego współczynnika bezpieczeństwa. Natomiast przepływ lub stan kontrolny służy do stwierdzenia, iż dana budowla jeszcze nie ulegnie katastrofie. Zgodnie z obowiązującymi przepisami, a także w myśl powszechnie stosowanych zasad, przepływy i stany wód o określonym prawdopodobieństwie występowania liczy się w oparciu o zbiory danych hydrologicznych pomierzonych względnie zaobserwowanych w okresie trwającym N lat, znacznie mniejszym niż okres powtarzalności T danego zjawiska. Te dane hydrologiczne to przepływy w rzekach, stany wód w zbiornikach lub natężenia deszczy nawałnych. Przepływy, stany wód, deszcze mają charakter losowy. W dalszej części tego rozdziału będziemy je krótko nazywali zmiennymi losowymi i oznaczać literą x . Natomiast zaobserwowany zbiór tych danych nosi nazwę próby losowej. Nazwa ta wynika z tego, że dany zbiór jest niejako przypadkowo (losowo) zaobserwowany i wyjęty z całej populacji tych zdarzeń istniejących na przestrzeni wielu wieków swego istnienia.

Zgodnie z Ustawą „Prawo wodne”, przepływy miarodajne i kontrolne mogą być obliczane przez osoby uprawnione do tego. Hydrologiczne dane statystyczne przepływów, stanów a nawet opadów od roku 1981 nie są publikowane i pozostają w dyspozycji Instytutu Meteorologii i Gospodarki Wodnej. Instytut ten dysponuje również gotowymi programami komputerowymi pozwalającymi przeprowadzić obliczenia „największych przepływów rocznych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia”. Wyznaczenie stanów i przepływów miarodajnych i kontrolnych o określonym prawdopodobieństwie nie tylko jest obwarowane powyższymi sytuacjami, ale także wymaga posiadania głębokiej wiedzy, gdyż w praktyce hydrotechnicznej można się spotkać z bardzo różnymi warunkami. Nie sposób w tym rozdziale omawiać wszystkich przypadków, z którymi można się spotkać. Wobec tego

ograniczmy się do najistotniejszych przypadków podając podstawowe wiadomości z zakresu prognozowania stanów i przepływów wód wezbrań grożących powodzią. Są to:

- weryfikacja jednorodności zbioru danych statystycznych,
- sporządzanie hydrogramów w rzekach, gdzie nie prowadzi się obserwacji wodowskazowych,
- zastosowanie wybranych funkcji rozkładu prawdopodobieństwa do oszacowania stanów i przepływów miarodajnych,
- zastosowanie teorii przedziału ufności do oszacowania przepływu i stanu kontrolnego.

6.2. Jednorodność ciągów hydrologicznych

Zbiór wyników pomiarów w naturze tworzący ciąg hydrologiczny zachowuje jednorodność, jeżeli jego wszystkie składowe wyrazy należą genetycznie do jednej populacji (rodziny) i który nie jest obciążony błędami statystycznymi. Wody wezbrania powodziowego niejednokrotnie są dotknięte niejednorodnością genetyczną powstałą najczęściej wskutek zabudowy hydrotechnicznej rzeki, głównie przez tworzenie zbiorników retencyjnych albo poprzez rozbudowę miast, osiedli i infrastruktury komunikacyjnej względnie melioracji rolnych lub znaczących zmian użytkowania terenów rolniczych i leśnych. Niejednorodność wezbrań może też być zaburzona przez warunki hydrometeorologiczne i hydrograficzne. I tak deszcze idące od południowego wschodu wywołują większe wezbrania w Odrze środkowej i dolnej niż deszcze niesione przez powietrze napływające z północnego zachodu. Ma na to wpływ ukształtowanie terenu i układ przestrzenny głównych dopływów. Niejednorodność statystyczną tworzą błędy pomiaru, błędy powstałe w trakcie opracowania wyników pomiaru oraz błędy powstałe w trakcie przepisywania. Największe i najczęściej spotykane błędy powstają w trakcie obliczania przepływu wód wezbraniowych, albowiem w tym przypadku wielkość przepływu określa się w sposób pośredni na drodze transformacji pomierzonego stanu w przepływ przy użyciu wzorów empirycznych.

Do badania jednorodności ciągów hydrologicznych służą odpowiednie testy matematyczne. Jeżeli ciąg zdarzeń hydrologicznych nie jest jednorodny to wówczas należy podjąć próbę wyszukiwania tych jego wyrazów, które naruszają tę jednorodność i usunąć błędy względnie zastosować odpowiednie procedury obliczeniowe opisane w fachowej literaturze [4]. Jeżeli te zabiegi nie dadzą pozytywnych rezultatów, to najczęściej pozostaje obowiązek wykorzystania ciągu niejednorodnego. Wówczas trzeba się liczyć z tym, że otrzymane wyniki analizy probabilistycznej mogą być obciążone znaczącym błędem, a zatem mało wiarygodne.

We współczesnych analizach hydrologicznych zdarzeń losowych dość powszechnie wykorzystuje się niżej podane testy matematyczne do badania jednorodności ciągów pomiarowych.

- a) Test Studenta bazuje na założeniu, że dany zbiór (ciąg) pomiarowy sporządzony bądź to z przepływów względnie stanów wód wezbraniowych ma rozkład normalny. Test ten polega na kilkakrotnym (3 ÷ 4) podziale serii pomiarowej składającej się z N wyrazów na dwie dowolne serie składowe o liczebności N_1 i N_2 tak, aby $N = N_1 + N_2$. Jeżeli dla poszczególnych serii wartości średnie wyrazów poszczególnych ciągów składowych wynoszą \bar{x}_1 i \bar{x}_2 , a odchylenie średnie (standardowe) σ_1 i σ_2 , to zmienna zredukowana rozkładu Studenta jest równa

$$t = \frac{\bar{x}_1 - \bar{x}_2}{\sigma \sqrt{\frac{1}{N_1} + \frac{1}{N_2}}} \quad (6.1)$$

Natomiast odchylenie średnie rozkładu wynosi

$$\sigma = \sqrt{\frac{(N_1 - 1)\sigma_1^2 + (N_2 - 1)\sigma_2^2}{N - 1}} \quad (6.2)$$

Przyjmuje się, że badana seria składająca się z N wyrazów jest jednorodna jeżeli w każdej próbie, przy stopniu swobody $\nu = N - 2$ prawdopodobieństwo p zmiennej zredukowanej t spełnia warunek $p \leq p_\alpha$

Zwykle przyjmuje się, że $p_\alpha = 0,95$ co odpowiada poziomowi istotności $\alpha = 0,05$.

- b) Test Wilcoxona służy do badania ciągów, których rozkład nie musi być normalny. Podobnie jak w przypadku testu Studenta, badanie jednorodności polega na kilkakrotnym (3 ÷ 4) podzieleniu populacji o N wyrazach na dwie serie o liczebności $N_1 - N_2$ tak, aby

$$N_1 + N_2 = N$$

$$N_2 > N_1$$

Następnie na utworzeniu ciągu sumarycznego w porządku wielkości malejących. Aby ciąg był jednorodny, każdorazowo suma rang kolejnych numerów ciągów malejących o liczebności N_1 powinna się znaleźć w przedziale $W_{\min} \div W_{\max}$ gdzie:

$$W_{\min} = \frac{(N + 1)(N_1 - 1)}{2} - u_{1-\frac{\alpha}{2}} \sqrt{\frac{N_1 N_2 (N - 1)}{12}} \quad (6.3)$$

$$W_{\max} = (N + 1) - W_{\min} \quad (6.4)$$

$u_{1-\frac{\alpha}{2}}$ - jest zmienną rozkładu normalnego (Gaussa). Dla potrzeb weryfikacji zdarzeń związanych z powodzią przyjmuje się $\alpha = 0,10$. Stąd zmienna $u_{1-\frac{\alpha}{2}}$ jest równa

$$u_{0,95} = 1,645.$$

- c) Test współczynnika korelacji rangowej Spearmana na trend wymaga, aby zmienna losowa ciągu miała rozkład ciągły. Sposób weryfikacji jednorodności ciągu składającego się z N wyrazów jest następujący. Ustawia się ciąg w kolejności

chronologicznej nadając każdemu wyrazowi ciągu rangę „i” (kolejny numer od 1 do N). Następnie ten sam ciąg ustawia się w kolejności wyrazów uporządkowanych liczbowo rosnących lub malejących dając każdej wielkości rangę j od „1” do N. Różnica rang pomiędzy tymi samymi wyrazami ciągu chronologicznego i ciągu uporządkowanego liczbowo tworzy ciąg statystyczny o rozkładzie Studenta z N-2 stopniami swobody. W przypadku, gdy dwa względnie trzy wyrazy mają tę samą wartość, zróżnicowuje się nieco dając im kolejne rangi. Wartość współczynnika korelacji rangowej tego ciągu oblicza się ze wzoru:

$$r_s = 1 - 6 \frac{\sum d_i^2}{N(N^2 - 1)} \quad (6.5)$$

Suma kwadratów różnicy rang poszczególnych wyrazów jest równa

$$\sum d_i^2 = \sum (i - j)^2 \quad (6.6)$$

Wartość zmiennej rozkładu asymptotycznego Studenta opisuje wzór

$$t = r_s \sqrt{\frac{N - 2}{1 - r_s^2}} \quad (6.7)$$

Dla przyjętego poziomu istotności α i dla $v = N - 2$ stopnia swobody odczytuje się z tablicy rozkładu Studenta dopuszczalną wartość zmiennej t_α .

Jeżeli $t < t_\alpha$ to nie występuje trend i wobec tego dany ciąg wyrazów można uznać za jednorodny. Podobnie jak uprzednio, przyjmuje się zwykle $\alpha = 0,05$, a wyjątkowo $\alpha = 0,10$.

Tabela 6.1.

Rozkład t Studenta

v	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
$\alpha = 0,05$	2,228	2,201	2,179	2,160	2,145	2,131	2,120	2,110	2,101	2,093
$\alpha = 0,10$	1,812	1,796	1,782	1,771	1,761	1,753	1,746	1,740	1,734	1,729

v	20	22	24	26	28	30	40	60	120
$\alpha = 0,05$	2,086	2,070	2,064	2,056	2,048	2,042	2,021	2,000	1,980
$\alpha = 0,10$	1,725	1,717	1,711	1,706	1,701	1,697	1,684	1,671	1,658

d) Test Kruskala – Wallisa ma zastosowanie do ciągów, których rozkład zmiennej losowej jest ciągły. Proces badania jednorodności ciągu za pomocą tego testu jest następujący:

Chronologiczny ciąg liczebności N wyrazów dzieli się na k prób ($k = 1 \div 4$), każdy z N_i wyrazami. Każdy wyraz ciągu zostaje podporządkowany ściśle określonej próbie i nosi numer tej próby. Następnie ze wszystkich wyrazów formuje się ciąg rosnący nadając każdemu wyrazowi kolejną rangę oraz numer próby. Dla każdej próby

(każdego zbioru) oblicza się sumę rang T_i i T_i^2 dla $i =$ od 1 do k oraz statystykę χ^2 ze wzoru

$$\chi^2 = \frac{12}{N(N+1)} \sum_{i=1}^k \frac{T_i^2}{N_i} - 3(N+1) \quad (6.5)$$

Dla przyjętego poziomu istotności α równego zwykle 0,05, a wyjątkowo 0,10 oraz $k-1$ stopnia swobody wyznacza się dopuszczalną wartość χ_α^2 z rozkładu którego wartości liczbowe są podane w tablicy 6.2.

Jeżeli zachodzi nierówność, że

$$\chi^2 < \chi_\alpha^2$$

to można zaakceptować hipotezę o jednorodności ciągu.

Tabela 6.2.

Rozkład χ^2										
χ^2	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$\alpha=0,05$	3,834	5,991	7,815	9,488	11,070	12,592	14,067	15,507	16,916	18,307
$\alpha=0,01$	2,706	4,605	6,251	7,779	9,236	10,645	12,017	13,362	14,684	15,987

6.3. Podstawowe metody obliczenia przepływów o określonym prawdopodobieństwie w rzece o niekontrolowanych stanach i przepływach

6.3.1. Wprowadzenie

W bogatej literaturze przedmiotu znajduje się cały szereg wzorów empirycznych i metod matematycznych pozwalających wyznaczyć nie tylko przepływy kulminacyjne wezbrań, ale także ich hydrogramy tj. zmienność przepływu wezbrania w czasie w określonym przekroju obliczeniowym rzeki. Są to swego rodzaju modele matematyczne transformacji intensywnego opadu w odpływ. Logiczne i matematycznie poprawne modele mają tę niedogodność, że bazują na pewnych hipotezach, które w rzeczywistości niezwykle trudno jest zweryfikować. Dokładność obliczeń jest w głównej mierze uzależniona od hipotetycznego opadu nawalnego, dokładności wydzielenia z niego opadu efektywnego i ustalenia jego hydrogramu tj. zmienności natężenia w czasie oraz dokładności opisu charakterystyk hydrologicznych samej zlewni. Spośród bardzo wielu istniejących modeli matematycznych obliczania przepływu wielkich wód, zostaną omówione tylko te, które dają możliwie dobre wyniki, nie są skomplikowane i aktualnie znajdują dość powszechne zastosowanie w hydrotechnice. Są to przede wszystkim model hydrogramu jednostkowego i racjonalnego. W środowisku hydrologów jest aktualnie preferowany model geomorfologiczny. Jest on szczegółowo opisany w publikacjach naukowych [103, 104] oraz w podręczniku hydrologii stosowanej [79]. Modele te bazują na charakterystykach hydrologicznych zlewni opisanych w sposób globalny. Chodzi tu między innymi o hydrogram jednostkowy, o czas koncentracji wezbrania oraz współczynnik odpływu wody opadowej ze

zlewni. Czas koncentracji wezbrania jest definiowany jako czas niezbędny do tego, aby krople deszczu z najdalszych hydraulicznie miejsc zlewni spłynęły do przekroju obliczeniowego rzeki. Można i należy go wyznaczyć poprzez obserwację kilku wezbrań powodowanych przez intensywne opady. W literaturze przedmiotu [17, 18, 33] można też znaleźć wzory empiryczne do jego wyznaczenia. Bazą wyjściową obliczeń przy zastosowaniu prezentowanych modeli jest znajomość hietogramu opadu efektywnego, który wywoła poszukiwany przepływ powodziowy. Sposób konstruowania takiego hietogramu został omówiony w rozdziale drugim.

6.3.2. Transformacja opadu w przepływ metodą hydrogramu jednostkowego.

Hydrogram jednostkowy to wykres zmienności przepływu w przekroju obliczeniowym rzeki będącym wynikiem opadu efektywnego o jednostkowym stałym natężeniu I_0 (np. 1 mm/min) równomiernie rozłożonego w zlewni i trwającego w określonej jednostce czasu τ (np. 15 min.) znacznie krótszego od czasu koncentracji wezbrania t_c . Czas trwania przepływu wywołanego przez taki jednostkowy opad wynosi

$$t = t_c + \tau \quad (6.9)$$

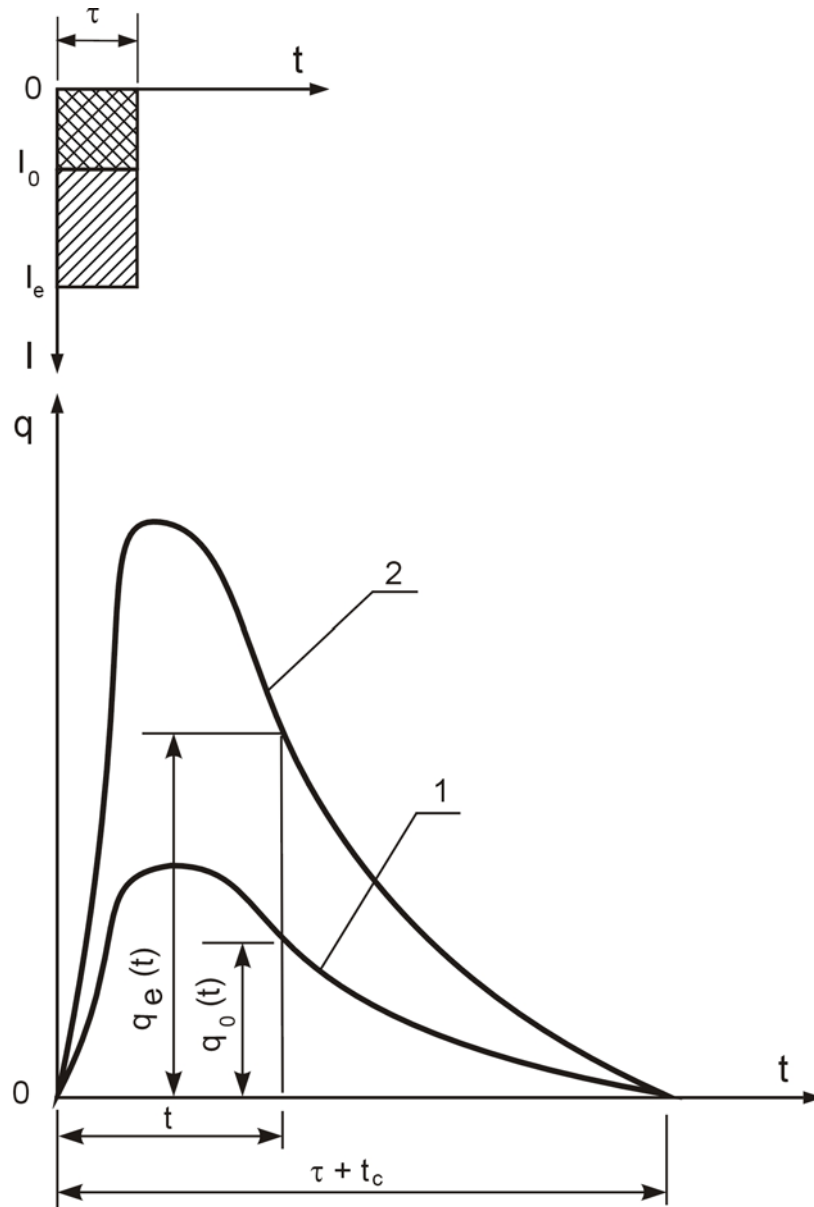
Podstawowym założeniem tej metody jest to, że hydrogram jednostkowy i czas koncentracji wezbrania w danym obliczeniowym przekroju rzeki są znane. A zatem przystępując do obliczeń za pomocą tego modelu musimy dysponować tymi dwiema charakterystykami zlewni. Zasady funkcjonowania modelu hydrogramu jednostkowego zostaną omówione na akademickim prostym przykładzie.

Niech dany będzie hydrogram jednostkowy $q_0(t)$ odpływu z przekroju obliczeniowego rzeki, który powstał w wyniku efektywnego opadu jednostkowego o natężeniu I_0 (rys. 6.1).

Rzędne hydrogramów jednostkowego i wezbrania mogą być odniesione do jednostki powierzchni zlewni (np. 1 km²), co usprawni tok obliczeń. Wówczas będą one miały wymiar natężenia opadu. Niech teraz na tę samą zlewnię spadnie deszcz równomiernie rozłożony na całej jej powierzchni, przy czym czas opadu efektywnego będzie równy τ , a natężenie I_e . Hydrogram przepływu wywołanego przez ten deszcz będzie bliźniaczo podobny do hydrogramu jednostkowego, ale jego rzędne zmienią się o stosunek I_e/I_0 . Jeżeli w dowolnym czasie t rzędna hydrogramu jednostkowego była $q_0(t)$, to dla tego samego czasu trwania odpływu, rzędna hydrogramu wezbrania będzie równa:

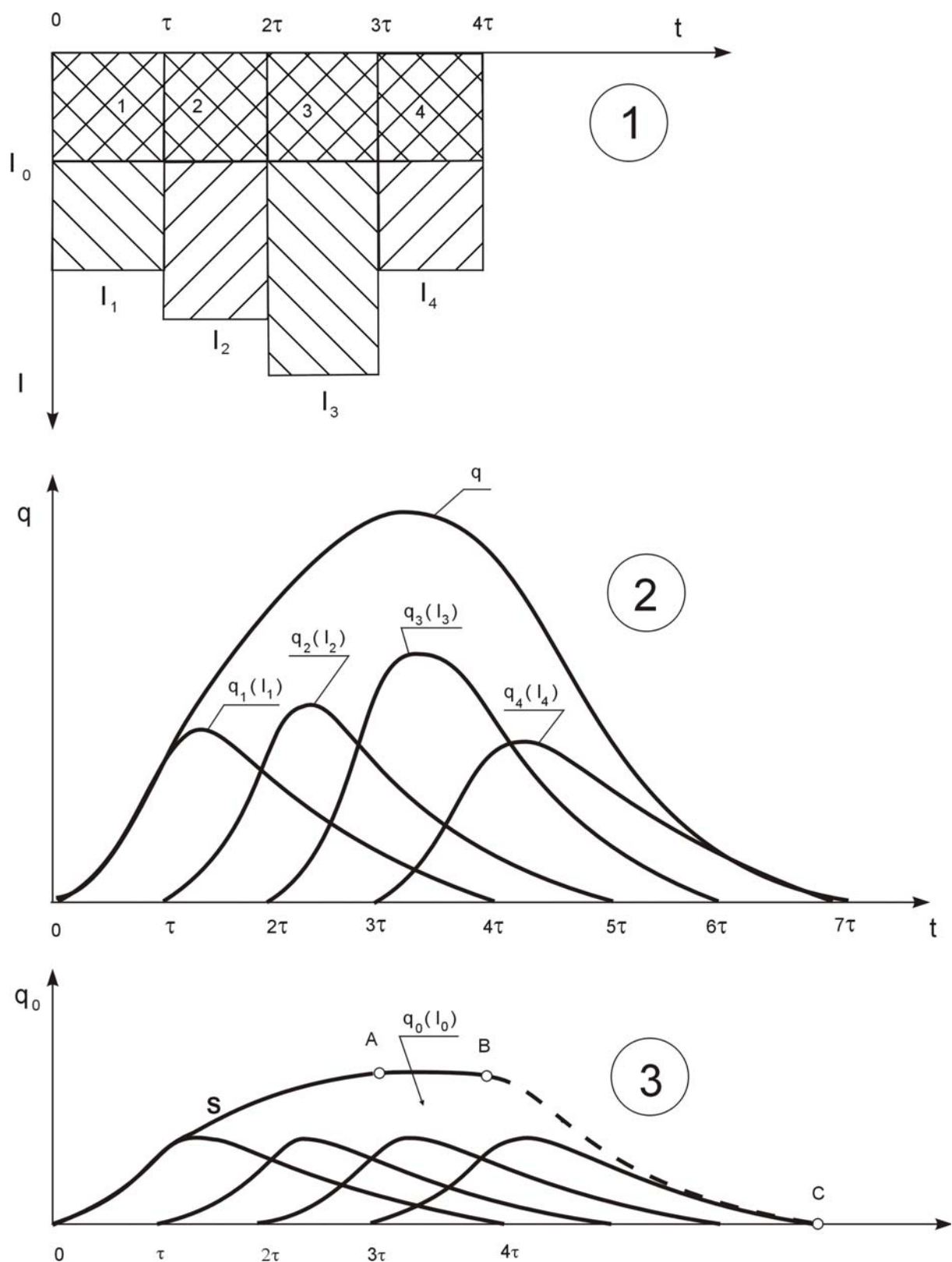
$$q_e(t) = \frac{I_e}{I_0} q_0(t) \quad (6.10)$$

Natomiast czas trwania odpływu ze zlewni do przekroju obliczeniowego będzie taki sam jak dla przepływu jednostkowego.



Rys. 6.1. Hydrogram jednostkowy (1) i hydrogram wezbrania (2) wywołane przez opad efektywny trwający τ jednostek czasu

Rozpatrzmy teraz przykład opadu efektywnego, którego czas trwania będzie równy $t_r = 4\tau$. Natomiast hietogram opadu efektywnego może być przedstawiony linią schodkową (histogram). Poszczególne elementarne natężenia tego opadu wynoszą I_1, I_2, I_3 i I_4 i każdy z nich trwa τ . Natomiast czas koncentracji tego wezbrania niech będzie krótszy od czasu trwania deszczu i wyniesie $t_c = 3\tau$.



Rys. 6.2. Hietogram opadu efektywnego (1), hydrogram fali wezbrania (2), krzywa sumowa rzędnych hydrogramów jednostkowych (3).

Podporządkowując kolejno każdemu elementarnemu hietogramowi – przedstawionemu w formie słupka – hydrogram jednostkowy wyznacza się wydzielony elementarny hydrogram

wezbrania (q_1, q_2, q_3 i q_4), który by zaistniał, gdyby tylko ten opad efektywny powstał. Rzędne każdego z 4-ech elementarnych hydrogramów wezbrania oblicza się z wzoru (6.10). Aby otrzymać hydrogram wezbrania spowodowany przez cały opad efektywny w granicach czasu od zera do $t_r + \tau_c$ należy zsumować rzędne hydrogramów elementarnych. Sumowanie rzędnych odbywa się zgodnie z wzorem:

$$q(t) = \frac{I_1}{I_0} q_0(t) + \frac{I_2}{I_0} q_0(t - \tau) + \frac{I_3}{I_0} q_0(t - 2\tau) + \frac{I_4}{I_0} q_0(t - 3\tau) \quad (6.11)$$

Gdyby hietogram składał się z m elementarnych hydrogramów (przedstawionych w formie słupków), których natężenie wynosiłoby $I_1, I_2, \dots, I_{n-1}, I_n$ to wówczas rzędne wezbrania od takiego opadu efektywnego liczyłoby się wg następującego wzoru:

$$q(t) = \frac{1}{I_0} [I_1 \cdot q_0(t) + I_2 q_0(t - \tau) + \dots + I_{n-1} q_0[t - (m-2)\tau] + I_n q_0[t - (m-1)\tau]] \quad (6.12)$$

Analogicznie jak dla hydrogramu całego wezbrania można przeprowadzić sumowanie rzędnych poszczególnych 4-ech hydrogramów jednostkowych. Dla dowolnego czasu t rzędna hydrogramu sumowego będzie równa

$$q_s(t) = q_0(t) + q(t - \tau) + q_0(t - 2\tau) + q_0(t - 3\tau) \quad (6.13)$$

Otrzyma się wówczas krzywą OABC (rys 6.2). Na odcinku OA tj. w czasie $t_c = 3\tau$ krzywa ta jest rosnąca, dalej na odcinku AB jest prosta, a jej rzędne posiadają stałe wielkości. Od punktu B do C jest to krzywa malejąca. Uogólniając powyższe spostrzeżenie można stwierdzić, że tylko wtedy, gdy czas trwania deszczu efektywnego posiada stałe natężenie i trwa znacznie dłużej niż czas koncentracji przepływu, to odcinek AB hydrogramu zachowuje stałe rzędne. Są to wielkości maksymalne. Krzywa OA jest hydrogramem czoła fali wezbrania, które zaistnieje wówczas, gdy natężenie deszczu efektywnego jest stałe, a jego czas trwania spełnia warunek

$$t_r \geq t_c$$

Krzywą tą uzyskuje się każdorazowo sumując rzędne hydrogramów jednostkowych ustawionych jeden za drugim w równych odstępach czasu. τ który spełnia warunek $\tau \ll t_c$. Powstaje wówczas krzywa sumowa, która nosi nazwę hydrogramu S. Hydrogram S, hydrogram jednostkowy $q_0 = f(t)$ oraz czas koncentracji wezbrania są elementami charakterystycznymi dla danej zlewni. Z tego względu podejmując działania służące ochronie czynnej przed powodzią względnie zamierzając zbudować określony obiekt hydrotechniczny na rzece gdzie nie ma obserwacji wodowskazowych, należy w pierwszej kolejności wyznaczyć hydrogram jednostkowy i czas koncentracji wezbrania. Można to uczynić na drodze obserwacji kilku wezbrań powodowanych przez deszcz nawalny, którego natężenie efektywne będzie względnie stałe. Jeżeli czas trwania deszczu efektywnego będzie znacznie krótszy od czasu koncentracji wezbrania, to uzyskany hydrogram pozwala bezpośrednio wyznaczyć hydrogram jednostkowy przez postępowanie odwrotne do tego, które opisuje formuła (6.9). W tym przypadku rzędna hydrogramu jednostkowego q_0 w dowolnym czasie jest równa

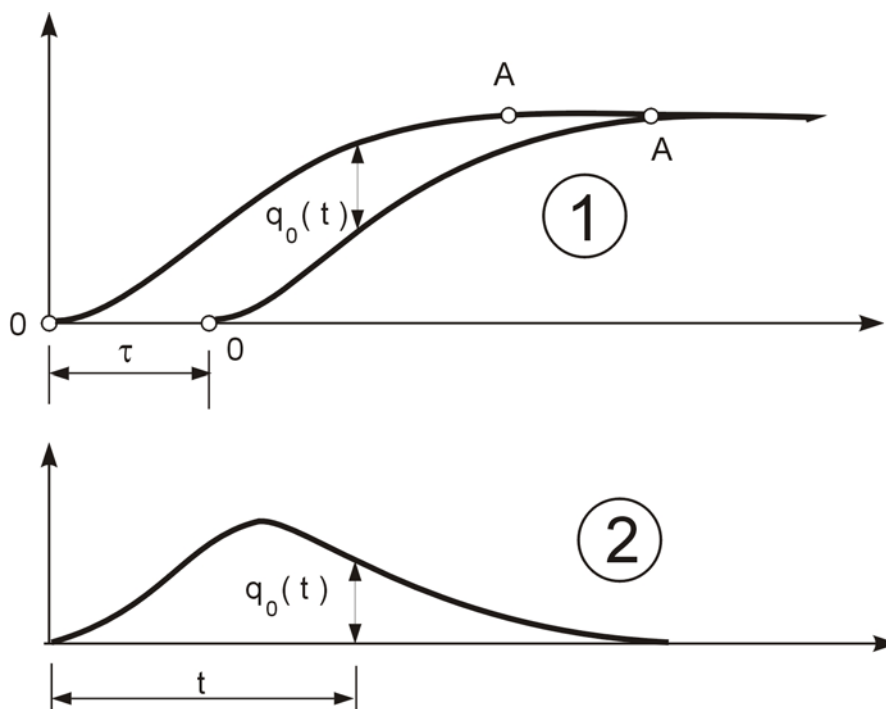
$$q_0(t) = \frac{I_0}{I_e} q_e(t) \quad (6.14)$$

gdzie: q_e jest rzędną hydrogramu zaobserwowanego wezbrania wywołanego przez opad efektywny I_e .

Jeżeli czas trwania deszczu t_r o stałym natężeniu będzie znacznie dłuższy od czasu koncentracji t_c , to wówczas hydrogram czoła fali wezbrania należy sprowadzić do hydrogramu S, którego rzędne q_s będą równe

$$q_s(t) = \frac{I_0}{I_e} \cdot q_e(t) \quad (6.15)$$

Różnicę rzędnych dwóch hydrogramów S przemieszczonych względem siebie o czas jednostkowy τ stanowią rzędne hydrogramu jednostkowego (rys. 6.3).



Rys. 6.3. Konstrukcja hydrogramu jednostkowego (2) poprzez transformację hydrogramu S (1)

Dysponując hydrogramem jednostkowym sporządzonym dla jednostkowego natężenia opadu i jednostkowego czasu τ (kroku obliczeniowego) można dla dowolnego hietogramu wyznaczyć hydrogram wezbrania, a w tym i przepływ kulminacyjny. Jednakże w każdym przypadku hietogram opisany linią ciągłą należy zastąpić linią schodkową. Czas jednostkowy τ powinien być stosunkowo mały, aby uzyskać dobrą dokładność obliczeń. Przyjmując ten czas za skończenie mały w postaci dt hydrogram S, hydrogram jednostkowy, a przede wszystkim hydrogram wezbrania, można opisać funkcjami całkowymi. Będą one charakterystyczne dla całej zlewni.

Hydrogram jednostkowy służy również do wyznaczenia przepływu miarodajnego Q_m i kontrolnego Q_k . W tym przypadku nieodzownym staje się potrzeba posiadania hietogramu opadu o określonym prawdopodobieństwie (częstotliwości) oraz hietogram opadu efektywnego tj. opadu, który spływa po terenie zlewni i który tworzy wezbranie w przekroju obliczeniowym rzeki. W takim przypadku przyjmuje się, że opad rzeczywisty będzie posiadał stałe natężenie w całym czasie jego trwania równego czasowi koncentracji wezbrania. Następną czynnością jest podział opadu na zretencjonowany (filtracja, intercepcja, retencja terenowa, odpływ hipodermiczny) i efektywny. Hietogram opadu efektywnego uformowany skokowo (w słupki) w przedziałach czasu jednostkowego τ stanowi dopiero podstawę obliczeń i sporządzenia hydrogramu wezbrania. Należy tu podkreślić, że dekompozycja opadu rzeczywistego na opady cząstkowe jest procesem trudnym i wymagającej głębokiej wiedzy. Jest też kilka metod dekompozycji opadu rzeczywistego. Najprostsza z nich sprowadza się do wyznaczenia doświadczalnego współczynnika spływu ψ i ustalenia jego zmienności w czasie trwania spływu wód opadowych. Współczynnik ten pozwala bowiem wyznaczyć hietogram opadu efektywnego. Niekiedy dla uproszczenia przyjmuje się, że jest on stały dla danej zlewni. Wówczas tok obliczeń znacznie się upraszcza, gdyż natężenie opadu efektywnego będzie stałe I_e . Rzędne hydrogramu wezbrania będzie można liczyć ze wzoru

$$q(t) = \frac{I_e}{I_0} \cdot q_0(t) + q_2(t - \tau) + \dots + q_n[t - (n - 1)\tau] \quad (6.16)$$

gdzie; czas t będzie się zmieniał od 0 do $2t_c$. Maksimum wezbrania wystąpi dla $t = t_c$.

6.3.3. Transformacja opadu w przepływ metodą racjonalną.

Jeżeli nie dysponuje się hydrogramem jednostkowym, to wówczas z konieczności można zastosować do obliczeń hydrogramu wezbrania model racjonalny. Model ten bazuje na tych samych założeniach co model hydrogramu jednostkowego. Podstawowymi hipotezami są następujące twierdzenia.

- 1) Przepływ maksymalny w przekroju obliczeniowym rzeki jest funkcją ilości opadu rozłożonego równomiernie na całej zlewni,
- 2) Przepływ ten powstanie w czasie krytycznym równym czasowi koncentracji wezbrania,
- 3) Współczynnik spływu z każdej wydzielonej elementarnej zlewni pozostaje stały w czasie trwania deszczu.

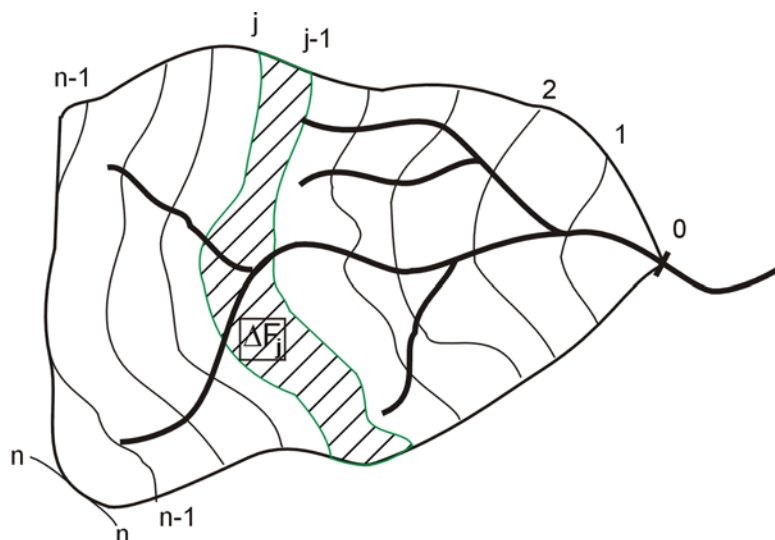
Ta ostatnia hipoteza jest kontrowersyjna. Co prawda można jej w pełni nie respektować, ale wówczas obliczenia mocno się skomplikują. Od dawien dawna tę hipotezę rozszerza się na całą zlewnię przyjmując, że współczynnik spływu jest stały dla całej zlewni i w czasie trwania deszczu. Dotyczyło to głównie obliczeń kanalizacji miejskiej, lotnisk, autostrad oraz niewielkich obszarów rolnych czy leśnych. Przy tak ustawionej tezie odpływ Q z dowolnej zlewni F jest opisany wzorem:

$$Q = \psi I F \quad (6.17)$$

Natężenie deszczu I i współczynnik α przyjmują wartości średnie w czasie trwania opadu t_r .

W przypadku, gdy zlewnia posiada na swej powierzchni zmienne właściwości retencyjne koniecznym staje się zastosowanie pełnego modelu racjonalnego do wyznaczenia hydrogramu względnie maksymalnego przepływu w obliczeniowym przekroju. Przebieg obliczeń w oparciu o model racjonalny przebiega następująco:

cała badana zlewnia zostaje podzielona na n zlewni elementarnych. Każda z tych zlewni o określonej powierzchni ΔF jest ograniczona kolejnymi izochronami spływu tj. liniami, z których woda spływa w jednakowym czasie do przekroju obliczeniowego rzeki (rys. 6.4).



Rys. 6.4. Podział zlewni na zlewnie elementarne za pomocą izochron

Czas spływu wody z izochrony wyżej położonej do następnej niżej położonej jest stały i wynosi

$$\tau = \frac{t_c}{n}$$

gdzie n jest liczbą całkowitą ilości elementarnych zlewni

t_c – czasem koncentracji wezbrania

Izochrony są numerowane od zera (przekrój obliczeniowy rzeki) do n (najodleglejsza hydraulicznie granica zlewni). Przyjmuje się, że każda elementarna zlewnia posiada stałą wartość współczynnika spływu ψ . Rzeczywisty hietogram opadu jest zastąpiony linią schodkową o podziałce czasowej równej τ . Jeżeli czas całkowitego opadu jest równy t_r , to ilość elementarnych opadów (w postaci słupków) będzie równa

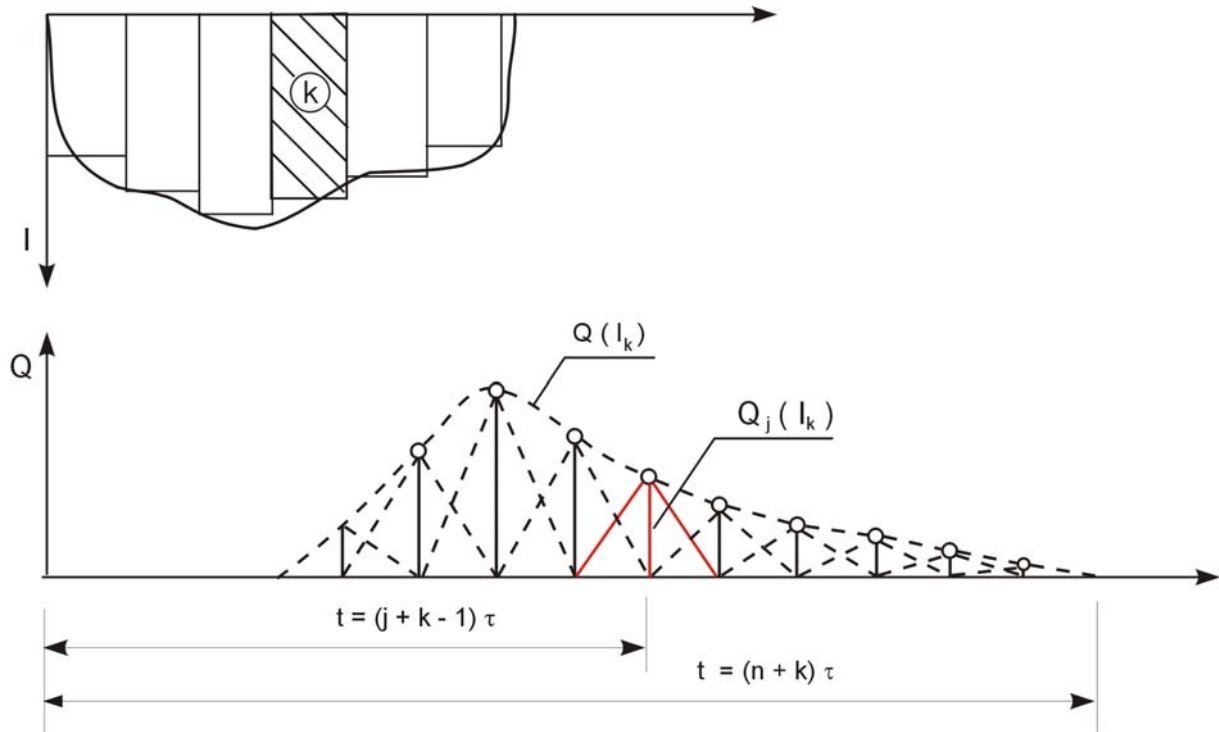
$$m = \frac{t_r}{\tau}$$

Dla każdego elementarnego opadu trwającego τ jednostek czasu oblicza się odpływ z poszczególnych elementarnych powierzchni zlewni. Elementarny opad o natężeniu I_k spowoduje odpływ z elementarnej powierzchni ΔF_j opisany wzorem

$$Q_j \cdot (I_k) = \psi_j \cdot I_k \Delta F_j \quad (6.18)$$

gdzie: k – jest numerem kolejnym elementarnego opadu.

Hydrogram takiego elementarnego odpływu przedstawiony jest na rys. 6.5.



Rys. 6.5. Hydrogram przepływu w przekroju obliczeniowym ze zlewni elementarnej „j” i z całej zlewni wywołanego przez opad elementarny k .

Odływ ten przejdzie przez przekrój obliczeniowy rzeki w czasie od $t = (j + k - 2) \tau$ do $t = (j + k) \tau$. Maksymalny przepływ wystąpi w przekroju obliczeniowym w czasie $t = (j + k - 1) \tau$. Na rys. 6.5 oznaczono linią przerywaną hydrogramy przepływu od opadu k , który spadł na pozostałe elementarne zlewnie i hydrogram odpływu z całej zlewni. Aby otrzymać hydrogram przepływu w przekroju obliczeniowym należy sporządzić hydrogramy od wszystkich m opadów elementarnych, a rzędne hydrogramów zsumować w dowolnym czasie t równym $t = (j + k - 1) \tau$, gdzie j przyjmuje wartości od 1 do n , a k od 1 do m , rzędne hydrogramu wezbrania liczy się ze wzoru

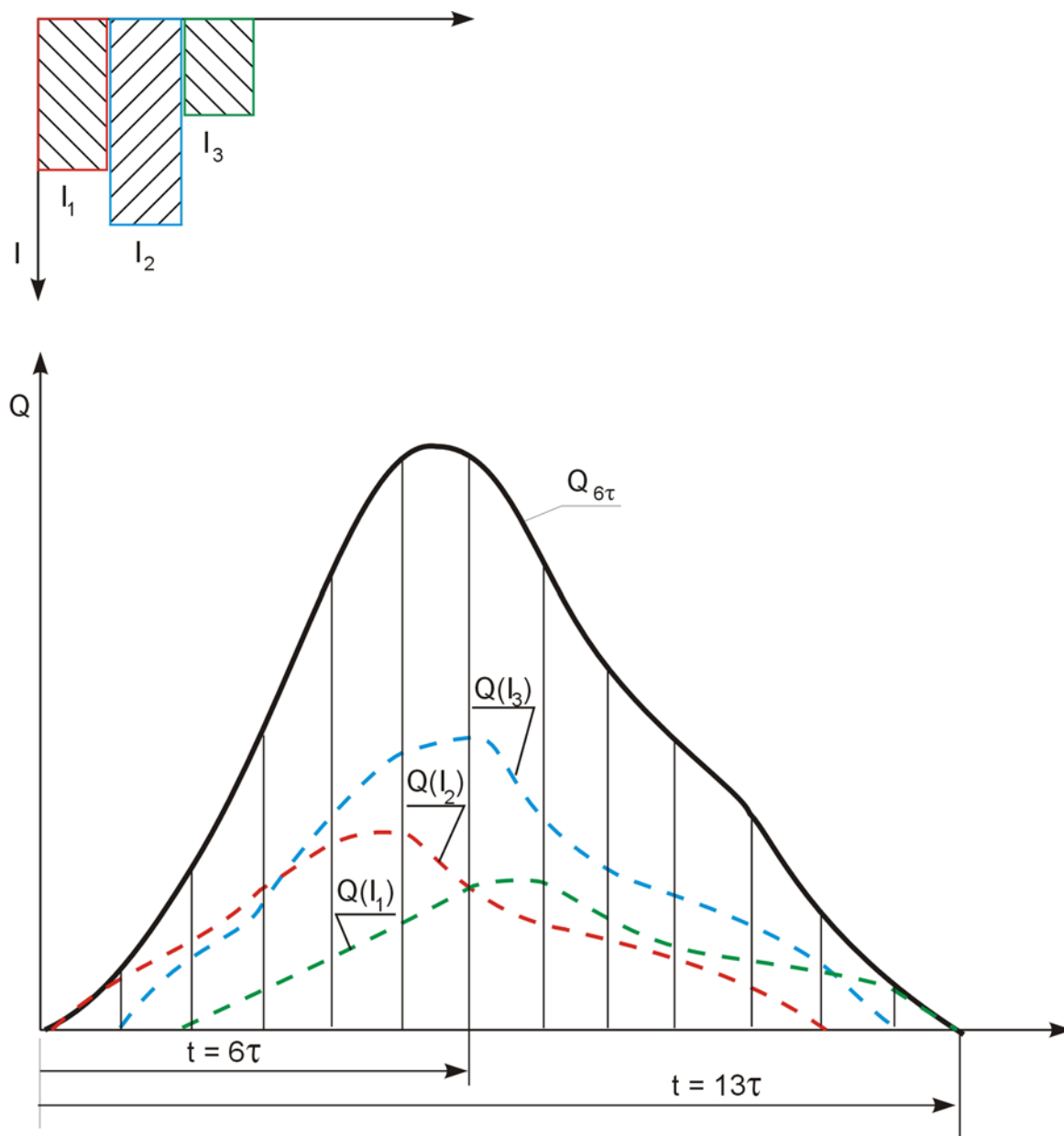
$$Q_t = Q_t(I_1) + Q_t(I_2) + \dots + Q_t(I_k) + \dots + Q_t(I_m) \quad (6.19)$$

Dla bliższego zilustrowania sposobu wyznaczenia hydrogramu racjonalnego rozpatrzmy przykład, gdy zlewnia jest podzielona na $n = 10$ zlewni elementarnych, a hietogram deszczu nawalnego na 3 opady elementarne o natężeniu I_1 , I_2 i I_3 . Odstęp czasowy izohron jest równy czasowi trwania opadu elementarnego i wynosi τ . Każdy z tych elementarnych opadów powoduje przepływ w przekroju obliczeniowym rzeki, którego hydrogram jest naniesiony na rys. 6.6 i oznaczony odpowiednio $Q(I_1)$, $Q(I_2)$ i $Q(I_3)$. Natomiast rzędne hydrogramu

całkowitego wezbrania liczy się ze wzoru (6.19). I tak dla $t = 6\tau$ rzędna hydrogramu wezbrania w rozpatrywanym przypadku jest równa

$$Q_{6\tau} = I_1 \psi_6 \Delta F_6 + I_2 \psi_5 \Delta F_5 + I_3 \psi_4 \Delta F_4 \quad (6.20)$$

W czasie $t = t_r + 3\tau$ tj. $t = 13\tau$ rzędna hydrogramu jest równa zero, gdyż w tym momencie ustał spływ powierzchniowy. Istnieje jednak nadal spływ podskórny i dopływ wód gruntowych do koryta rzeki, który należałoby uwzględnić w obliczeniach.



Rys. 6.6. Konstrukcja hydrogramu wezbrania wywołanego przez trzy elementarne opady I_1 , I_2 , I_3

6.4. Zasady oszacowania maksymalnych stanów i przepływów wód wezbrania za pomocą wybranych funkcji rozkładu prawdopodobieństwa.

6.4.1. Charakterystyki ciągów hydrologicznych

Obserwacje wodowskazowe pozwalają na sporządzenie ciągów stanów względnie przepływów z maksymów rocznych i z maksymów poszczególnych wezbrań pojawiających się kilkakrotnie w ciągu roku w badanym okresie N lat. W probabilistyce każdy taki ciąg nosi nazwę próby losowej, a każdy wyraz tego ciągu zdarzenia losowego. Uporządkowany ciąg ze zdarzeń losowych (ze stanów Z bądź z przepływów Q) posiada pewne charakterystyczne parametry wykorzystywane w obliczeniach probabilistycznych. Są to:

- średnia algebraiczna z wyrazów ciągu

$$\bar{x} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N x_i \quad (6.21)$$

- średnia geometryczna

$$\bar{g} = (x_1 \cdot x_2 \cdot \dots \cdot x_i \cdot \dots \cdot x_N)^{1/N} \quad (6.22a)$$

albo

$$\bar{g} = \exp \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \ln x_i \quad (6.22b)$$

- odchylenie średnie (standardowe)

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (x_i - \bar{x})^2}{N-1}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N x_i^2 - N\bar{x}^2}{N-1}} \quad (6.23)$$

- współczynnik zmienności

$$C_v = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N \left(\frac{x_i}{\bar{x}} - 1 \right)^2}{N-1}} \quad (6.24)$$

- współczynnik asymetrii

$$C_s = \frac{\sum_{i=1}^N \left(\frac{x_i}{\bar{x}} - 1 \right)^3}{(N-1) C_v^3} \quad (6.25)$$

Wielkość współczynnika C_s określa w pewnym sensie stopień asymetrii danego ciągu względem wartości średniej \bar{x} . Ciąg maksymalnych stanów i przepływów charakteryzuje się tym, że niezależnie od liczebności (ilości wyrazów) jego najmniejszy wyraz jest zawsze większy od zera. Natomiast wraz ze wzrostem liczebności N ciągu wielkość wyrazów największych rośnie. Dlatego z tych dwóch powodów dla każdego ciągu stanów lub przepływów maksymalnych możemy dopasowywać tylko taką teoretyczną funkcję rozkładu prawdopodobieństwa, która jest ograniczona od dołu i asymetryczna asymptotycznie od góry. Przystępując do obliczenia prawdopodobieństwa wielkość wezbrań należy wyznaczyć dolny próg gęstości zmiennej x_0 sporządzając krzywą prawdopodobieństwa empirycznego.

6.4.2. Prawdopodobieństwo teoretyczne i empiryczne

W probabilistyce używa się dwóch pojęć prawdopodobieństwa

a) Prawdopodobieństwo nieprzekroczenia q jest opisane całką

$$q = F(x) = \int_{-\infty}^{x=a} f(x) dx \quad (6.26)$$

W statystyce matematycznej q nosi nazwę dystrybuanty.

b) Prawdopodobieństwo przewyższenia p jest całką z funkcji gęstości prawdopodobieństwa $f(x)$

$$p = P(x) = \int_{x=a}^{+\infty} f(x) dx \quad (6.27)$$

Pomiędzy tymi dwoma wielkościami zachodzi następująca zależność

$$q + p = 1 \quad (6.28)$$

Odwrotnością prawdopodobieństwa przewyższenia jest okres powtarzalności danej zmiennej losowej x .

$$T = \frac{1}{p} \quad (6.29)$$

Jeżeli dany zbiór zdarzeń losowych o liczebności N potraktować jako pełną populację, to każdemu zdarzeniu można podporządkować określone prawdopodobieństwo empiryczne. Jeżeli dany zbiór zostanie uporządkowany w ciąg o wyrazach rosnących, to wówczas poszczególne wyrazy otrzymują prawdopodobieństwo nieprzekroczenia q . Jeżeli natomiast powstanie ciąg o wyrazach malejących, to wówczas poszczególne wyrazy otrzymają prawdopodobieństwo przewyższenia. Do wyznaczenia prawdopodobieństwa empirycznego służy wzór

$$q_e = \frac{ai - b}{cN + d} \quad (6.30)$$

gdzie N - jest liczebnością ciągu (ilością wyrazów)

i - rangą (kolejnym numerem) zmiennej losowej uporządkowanej w ciąg o wyrazach rosnących

a, b, c, d są współczynnikami przyjmowanymi następująco:

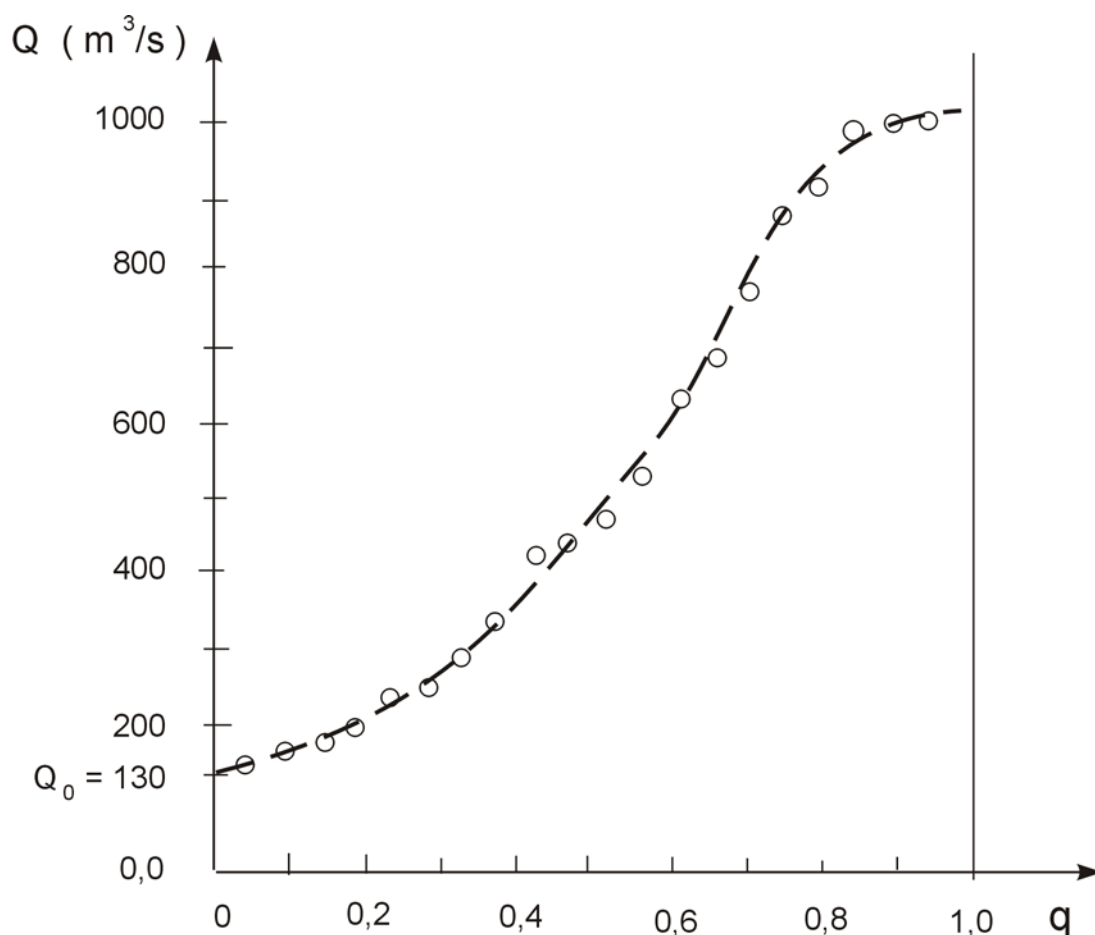
dla rozkładu gamma, Gumbela i Poissona-Weibulla

$a = 1,0; b = 0; c = 1,0; d = 1,0$

dla rozkładu logarytmiczno - normalnego

$a = 1,0; b = 0,375; c = 1,0; d = 0,25$

Punkty o współrzędnych prawdopodobieństwa empirycznego (q_e lub p_e) i wartość zmiennej losowej x naniesione na układ współrzędnych tworzą krzywą prawdopodobieństwa empirycznego. Krzywa ta służy przede wszystkim do wyznaczenia wartości progowej x_0 dla $q_e = 0$ lub $p_e = 1,0$ (por. rys. 6.7).



Rys. 6.7. Krzywa prawdopodobieństwa empirycznego przepływów Wisłoka na stacji wodowskazowej Tryńcza w latach 1960 – 1978.

W Polsce powszechnie używa się prawdopodobieństwa przewyższenia p jako odwrotności okresu powtarzalności. Natomiast w wielu krajach Europy i Ameryki stosuje się w obliczeniach prawdopodobieństwo nieprzekroczenia q . Wyraża ono bowiem procent pewności, że przyjęta do zwymiarowania obiektu zmienna x (przepływ lub stan) nie zostanie przekroczona.

6.4.3. Funkcje rozkładu prawdopodobieństwa stosowane do wyznaczania maksymalnych rocznych stanów i przepływów wezbrania

Do wyznaczenia maksymalnych rocznych przepływów lub stanów wód wezbrania o określonym prawdopodobieństwie stosuje się najczęściej następujące wybrane funkcje rozkładu prawdopodobieństwa:

- a) logarytmiczno – normalne,
- b) gamma,
- c) Gumbela.

Natomiast do ciągów zawierających przepływy lub stany maksymalne wszystkich dużych wezbrań zaobserwowanych w ciągu N lat ma zastosowanie funkcja rozkładu Poissona – Weibulla. Dopasowanie wybranej funkcji do danego ciągu obserwacyjnego polega na wyznaczeniu wielkości progowej i parametrów (współczynników) stałych, które te funkcje zawierają. Te stałe współczynniki noszą nazwę estymatorów, a proces wyznaczania ich (szacowania) wartości nosi nazwę estymacji. Do oszacowania parametrów stałych rozkładu mają aktualnie zastosowanie następujące metody;

- momentów,
- największej wiarygodności.

Na ogół uważa się, że metoda największej wiarygodności daje większe zaufanie niż metoda momentów.

Dla porządku zostaną podane niżej w/w funkcje rozkładu oraz gotowe wzory służące do wyznaczenia poszukiwanej zmiennej wielkości x_p o zadanym prawdopodobieństwie. Procedurę wyznaczania parametrów stałych rozkładu oraz potrzebne tablice kwantyli rozkładu czytelnik znajdzie w fachowej literaturze hydrologicznej [17, 18, 47, 48, 80] oraz zakresu statystyki matematycznej. Ponadto IMGW [79] proponuje gotowe programy komputerowe do obliczania największych rocznych przepływów przy zastosowaniu rozkładów prawdopodobieństwa gamma, logarytmiczno-normalnego, Weibulla i log-gamma.

W przedstawionych niżej funkcjach rozkładu prawdopodobieństwa zmienną losową tj. przepływ względnie stan wody oznacza się literą x , a jej wielkość zredukowaną literą z . Ta nowa zmienna rozkładu jest równa

$$z = x - x_0 \quad (6.31)$$

gdzie: x_0 jest wartością progową wyznaczoną arbitralnie przy użyciu krzywej prawdopodobieństwa empirycznego

a) Funkcja gęstości rozkładu log-naturalnego dla zmiennej z ma postać

$$f(z) = \frac{1}{\sigma_z \sqrt{2\pi}} \cdot \exp\left(-\frac{1}{2} \frac{\ln z - \ln g_z}{\sigma_z}\right) \quad (6.32)$$

gdzie: σ_z – jest odchyleniem średnim (standardowym) z logarytmów naturalnych zmiennej z próby losowej

g_z – średnią geometryczną zmiennej z

Równanie prawdopodobieństwa zmiennej z ma postać

$$\ln z = \ln g_z + \sigma_z \cdot u \quad (6.33)$$

gdzie u jest zmienną standaryzowaną rozkładu naturalnego (Gaussa). Jej wartości są podane w tablicy w funkcji prawdopodobieństwa nieprzekroczenia q . W układzie współrzędnych $\ln z$, u równanie przedstawia sobą linię prostą. Wielkości bezwzględne zmiennej losowej x (przepływu lub stanu) liczy się ze wzoru

$$x = x_0 + g_z e^{\sigma_z \cdot u} \quad (6.34)$$

b) Funkcja rozkładu gamma

$$\Gamma(\lambda) = \int_0^{\infty} x^{\lambda-1} e^{-x} dx \quad (6.35)$$

dla potrzeb obliczeń maksymalnych rocznych stanów i przepływów została zmodyfikowana i sprowadzona do dwóch postaci

1/ funkcji gęstości Pearsona III-go typu

$$f(x) = \frac{\alpha^\lambda}{\Gamma(\lambda)} e^{-\alpha(x-\varepsilon)} \cdot (x-\varepsilon)^{\lambda-1} \quad (6.36)$$

2/ funkcji gęstości gamma niekompletna (ang., fr. incomplete)

$$f(x) = \frac{1}{\rho \Gamma(\lambda)} \left(\frac{x}{\beta}\right)^{\lambda-1} e^{-\frac{x-\varepsilon}{\beta}} \quad (6.37)$$

obie funkcje są tożsame, gdyż pomiędzy parametrami skali zachodzi zależność

$$\beta = 1/a$$

Parametry stałe $\beta = 1/a$ i λ wyznacza się bądź metodą momentów bądź to metodą największej wiarygodności. W pierwszym przypadku są one równe

$$\beta = \frac{\sigma^2}{z} \quad (6.38)$$

$$\lambda = \left(\frac{z}{\sigma}\right)^2 \quad (6.39)$$

Przy zastosowaniu metody największej wiarygodności parametry β i λ są opisane przez wzory

$$\beta = \frac{\lambda}{z} \quad (6.40)$$

$$\ln \lambda = \psi(\lambda) + \ln \bar{z} - \ln \bar{g}_z \quad (6.41a)$$

albo

$$\ln \lambda = \psi(\lambda) + \ln \sqrt{1 + C_v^2} \quad (6.41b)$$

albo

$$\ln \lambda = \psi(\lambda + A_\lambda) \quad (6.41c)$$

gdzie

$$\psi(\lambda) = \frac{\partial \ln \Gamma(\lambda)}{\partial \lambda} \quad (6.42)$$

Wartości funkcji $\psi(\lambda) = f(A_\lambda)$ zostały podane przez Kaczmarka [47, 48] w formie tabelarycznej. Korzystanie z metody największej wiarygodności do wyznaczania parametrów rozkładu λ i β jest przeto nieco kłopotliwe, gdy tymczasem szereg obliczeń pokazuje, że nie otrzyma się istotnej różnicy jeżeli zastosuje się metodę momentów.

Przeływ względnie stan kulminacyjny wezbrania o żądanym prawdopodobieństwie przewyższenia p oblicza się ze wzoru

$$x_p = x_0 + \beta \Theta(p, \lambda) \quad (6.43)$$

gdzie: $\Theta = f(\lambda, p)$ jest zmienną standaryzowaną rozkładu gamma, podaną w tablicach w funkcji parametru λ i prawdopodobieństwa p .

c) Funkcja rozkładu Gumbela jest uproszczoną funkcją rozkładu Fishera – Tippetta. Prawdopodobieństwo nieprzekroczenia (dystrybuantę) zmiennej losowej Gumbela opisuje następująca funkcja

$$F(x) = q = e^{-e^{-\frac{x-a}{b}}} \quad (6.44)$$

Współczynniki rozkładu a i b są wyznaczone (estymowane) z ciągu pomiarowego (próby losowej). Funkcja $F(x)$ przedstawia sobą równanie krzywej asymetrycznej, gdzie waga zmiennej x zwiększa się wraz ze wzrostem prawdopodobieństwa q . Dlatego funkcja ta jest chętnie stosowana do określenia przepływów kulminacji wezbrań powodziowych.

Jeżeli wprowadzi się zmienną standaryzowaną

$$\eta = \frac{x-a}{b} \quad (6.45)$$

to wówczas otrzyma się następujące wyrażenie dla q

$$q = e^{-e^{-\eta}} \quad (6.46)$$

a stąd

$$\eta = -\ln(-\ln q) \quad (6.47)$$

Natomiast zmienna x będąca funkcją prawdopodobieństwa q jest równa

$$x = a + b\eta \quad (6.48)$$

Dla zadanego prawdopodobieństwa q lub p wartość zmiennej standaryzowanej η oblicza się z równania (3.47). Natomiast z ciągu pomiarowego (próby losowej) wyznacza się parametry a i b . Dla wybranych wartości prawdopodobieństwa q i p podaje się w tabeli 6.3. wartość zmiennej standaryzowanej.

Tabela 6.3.

Wartości zmiennej standaryzowanej η

q	0,01	0,02	0,05	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60
p	0,99	0,98	0,95	0,90	0,80	0,70	0,60	0,50	0,40
η	-1,527	-1,364	-1,097	-0,834	-0,479	-0,186	0,087	0,366	0,672
q	0,70	0,80	0,90	0,95	0,98	0,99	0,995	0,998	0,999
p	0,30	0,20	0,10	0,05	0,02	0,01	0,005	0,002	0,001
η	1,031	1,500	2,250	2,970	3,902	4,600	5,296	6,214	6,807

Stosując metodę momentów parametry a i b oblicza się ze wzorów:

$$a = \bar{x} - \gamma b \quad (6.49)$$

$$b = \frac{\sqrt{6}}{\pi} \sigma \approx 0,78\sigma \quad (6.50)$$

gdzie: γ jest liczbą Eulera. Dla zbiorowości generalnej, gdy $N \rightarrow \infty$ $\gamma = 0,577$. Natomiast dla próby losowej wartość parametru γ przyjmuje się zależnie od jej liczebności N .

Tabela 6.4

Wartości współczynnika γ									
N	20	30	40	50	60	70	80	90	100
γ	0,524	0,536	0,5434	0,549	0,552	0,555	0,557	0,559	0,560

Dla dowolnego prawdopodobieństwa q lub p poszukiwaną wartość x liczy się ze wzoru

$$x = \bar{x} + 0,78(\eta - \gamma)\sigma \quad (6.51)$$

gdzie; η – jest funkcją q opisaną przez formułę (6.47).

Można też zastosować metodę sumy najmniejszych kwadratów i wówczas parametry a i b będą opisane przez wzory

$$a = \frac{\sum_{i=1}^N \eta_i^2 \sum_{i=1}^N x_i - \sum_{i=1}^N x_i \eta_i \sum_{i=1}^N \eta_i}{N \sum_{i=1}^N \eta_i^2 - \left(\sum_{i=1}^N \eta_i \right)^2} \quad (6.52)$$

$$b = \frac{N \sum_{i=1}^N x_i \eta_i - \sum_{i=1}^N x_i \sum_{i=1}^N \eta_i}{N \sum_{i=1}^N \eta_i^2 - \left(\sum_{i=1}^N \eta_i \right)^2} \quad (6.53)$$

6.4.4. Zastosowanie funkcji rozkładu prawdopodobieństwa Poissona – Weibulla do wyznaczania stanów i przepływów maksymalnych wezbrań

Funkcje rozkładu Poissona i Weibulla (zmodyfikowane) są stosowane do serii statystycznej wszystkich większych wezbrań, jakie się pojawią w ciągu N_a lat. Za większe wezbrania uważa się te, które powodują wylanie się wody z naturalnego koryta rzeki lub zbiornika i zalanie przyległych terenów. Stan lub przepływ, przy którym to nastąpi, oznacza się przez x_0 . Funkcja rozkładu prawdopodobieństwa Poissona

$$P(k) = e^{-\mu} \cdot \frac{\mu^k}{k!} \quad (6.54)$$

służy do weryfikacji danego ciągu zmiennej x o liczebności N_c [4].

Parametr μ jest tu równy

$$\mu = \frac{N_c}{N_a} \quad (6.55)$$

Funkcja rozkładu Weibulla służy do wyznaczenia prawdopodobieństwa zmiennej x

$$p = \mu e^{-\rho(x-x_0)^\delta} \quad (6.56)$$

Parametry stałe rozkładu ρ i δ oblicza się metodą największej wiarygodności poprzez rozwiązanie układu równań podanych przez Miguela [69]

$$\frac{N_c}{\rho} - \sum_{i=1}^{N_c} z_i^\delta = 0 \quad (6.57)$$

$$\frac{N_c}{\rho} + \sum_{i=1}^{N_c} \ln z_i - \rho \sum_{i=1}^{N_c} (z_i^\delta \ln z_i) = 0 \quad (6.58)$$

gdzie $z_i = x_i - x_0$.

Jak wykazują obliczenia przepływów wielkich wód w kilkunastu rzekach, parametr δ jest bliski jedności. Jeżeli przyjmuje się $\delta = 1,0$; wówczas wyrażenie $1/\rho$ jest opisane przez wzór

$$\frac{1}{\rho} = \frac{1}{N_c} \sum_{i=1}^{N_c} z_i \quad (6.59)$$

Zmienna losowa x o prawdopodobieństwie p jest równa

$$x = x_0 + \left(\frac{\ln \frac{\mu}{p}}{\rho} \right)^{1/\delta} \quad (6.60)$$

albo

$$x = x_0 + \left(\frac{\ln \mu T}{\rho} \right)^{1/\delta} \quad (6.61)$$

gdzie T – jest okresem powtarzalności

Wprowadzając zmienną zredukowaną Weibulla

$$w = \left(\ln \frac{\mu}{p} \right)^{1/\delta} = (\ln \mu T)^{1/\delta} \quad (6.62)$$

oraz

$$C = \left(\frac{1}{\rho} \right)^{1/\delta} \quad (6.63)$$

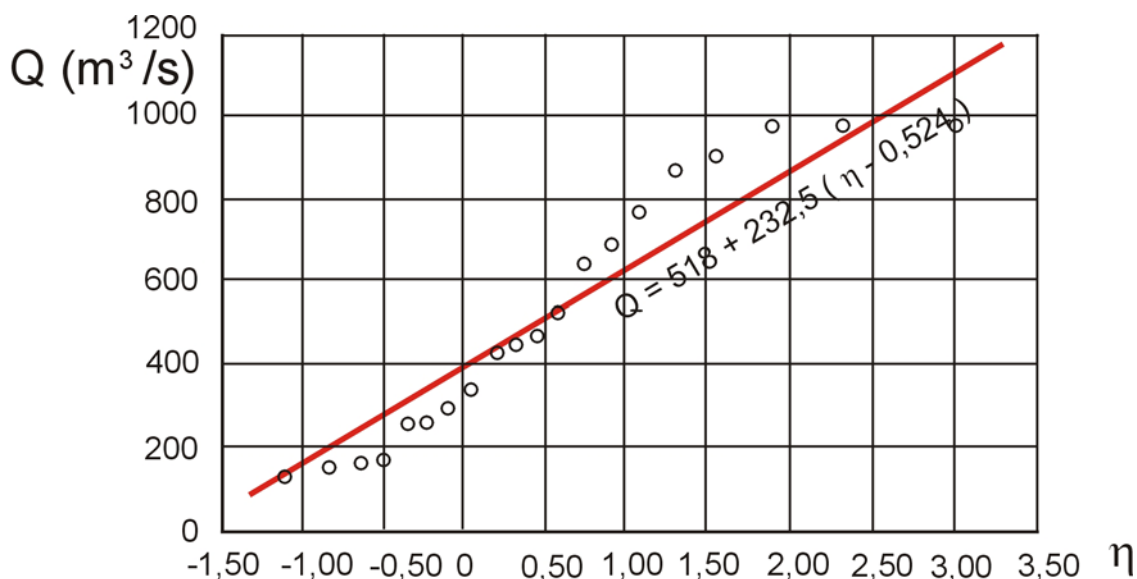
to wówczas zmienna losowa będzie opisana przez równanie

$$x = x_0 + C w \quad (6.64)$$

które przedstawia sobą linię prostą w układzie współrzędnych w, x .

6.4.5. Weryfikacja wyników obliczeń i porównanie zastosowanych funkcji rozkładu prawdopodobieństwa

Najprostszym sposobem weryfikacji przystawiania rozpatrywanej funkcji rozkładu prawdopodobieństwa dodanej serii statystycznej jest naniesienie w układzie współrzędnych zredukowanej i zmiennej x wartości empirycznych (pomiarowych) i wykreślenie prostej uzyskanej z obliczeń teoretycznych.



Rys. 6.8. Prawdopodobieństwo empiryczne i krzywa prawdopodobieństwa rozkładu Gumbela dla przepływów max. rocznych z lat 1960 – 1978 na stacji wodowskazowej Tryńcza na Wisłoku.

Rys. 6.8 przedstawia w układzie współrzędnych η , x wyniki obliczeń krzywej prawdopodobieństwa przepływów dla stacji Tryńcza na Wisłoku przy użyciu rozkładu Gumbela. Z rysunku tego widać wyraźnie, że funkcja Gumbela nie przystaje do danej serii statystycznej.

W statystyce matematycznej stosuje się odpowiednie testy do sprawdzenia hipotezy, że zastosowana funkcja rozkładu prawdopodobieństwa wraz z wyznaczonymi parametrami stałymi właściwie przystaje do próby losowej, to jest do serii pomiarowej wielkości maksymalnych wezbrań. Znany i powszechnie stosowany test Kołmogorowa jest o tyle niewłaściwy, gdyż nawet wówczas, gdy przyjęta funkcja wyraźnie nie przystaje do próby losowej, daje wynik pozytywny.

Test Pearsona χ^2 w postaci

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^r \frac{(\eta_i - N \Pi_i)^2}{N \Pi_i} \quad (6.65)$$

jest niewygodny w obliczeniach numerycznych. Znacznie wygodniejszy do stosowania i bardziej precyzyjny jest test χ^2 sprowadzony do postaci

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^N \frac{[x_e(p_i) - x_t(p_i)]^2}{x_t(p_i)} \quad (6.66)$$

gdzie: $x_e(p_i)$ – jest wielkością empiryczną i-tego wyrazu o prawdopodobieństwie empirycznym p_i ,

$x_t(p_i)$ – jest wielkością teoretyczną uzyskaną z przyjętego rozkładu o prawdopodobieństwie p_i i-tego wyrazu

Dla stopnia swobody $\nu = N-2$ przyjęta funkcja rozkładu prawdopodobieństwa jest akceptowana, jeżeli dla poziomu istotności $\alpha = 0,05 \div 0,10$ jest spełniony warunek

$$\chi^2 < \chi_c^2 = f(v) \quad (6.67)$$

Najnowszym testem weryfikacji jest kryterium informacyjne Akike. Do polskiej hydrologii wprowadził go H. Mitosek [70]. Przedstawione wyżej testy służą również do wyboru najwłaściwszej funkcji rozkładu prawdopodobieństwa, najlepiej przystającej do danego ciągu danych hydrologicznych.

6.4.6. Poziom ufności jako miara bezpiecznego stanu lub przepływu miarodajnego

Zbiór pomierzonych maksymalnych wielkości zdarzenia losowego (przepływów lub stanów) jest liczebnie bardzo ograniczony w stosunku do liczby tych zdarzeń (w rzece lub zbiorniku) na przestrzeni dziejów. Przeto każdy zbiór służący do obliczeń prawdopodobieństwa tego zdarzenia jest traktowany jako próba losowa o liczebności $N \ll T$. Dlatego nie ma pewności, że obliczone parametry stałe nie są obciążone błędem; nie ma też absolutnej pewności, że przyjęta funkcja rozkładu prawdopodobieństwa jest właściwa. Aby tę niepewność uwzględnić w obliczeniach służących do zwymiarowania budowli hydrotechnicznych, a w tym i w ochronie przed powodzią i zabezpieczyć się maksymalnie przed zdarzeniami, które mogą osiągnąć większe wartości od obliczonych w oparciu o dobrany rozkład prawdopodobieństwa, należy uwzględnić pewną poprawkę miarodajnej wielkości obliczonej. Przedział ufności jest tu najwłaściwszą metodą wyznaczenia tej poprawki. Przepływ względnie stan katastrofalny x_k zwany kontrolnym, przy którym dana budowla hydrotechniczna zachowa jeszcze stateczność liczy się ze wzoru

$$x_k = x_p + \varepsilon_p^\alpha(x_p) \quad (6.68)$$

gdzie: x_p – jest przepływem względnie stanem miarodajnym o żądanym prawdopodobieństwie

$\varepsilon_p^\alpha(x_p)$ - poprawką wynikającą z losowego charakteru obliczeniowej serii statystycznej zmiennej losowej x

α – określa górną granicę przedziału ufności.

Pomiędzy przedziałem ufności P_α a poziomem bezpieczeństwa P_β zachodzi następująca zależność:

$$P_\beta = 0,5 (1 + P_\alpha) \quad (6.69)$$

Poziom bezpieczeństwa P_β to nic innego jak prawdopodobieństwo q , że obliczona wielkość x_k nie zostanie przekroczona.

Postuluje się uzależnić żądany poziom bezpieczeństwa od stosunku ilości wyrazów ciągu obliczeniowego N do okresu powtarzalności miarodajnej wielkiej wody T .

$$P_\beta = 1 - 0,5 \frac{N}{T} \quad (6.70)$$

Ta propozycja wypływa z logicznego pojmowania zjawiska pojawiania się wielkich wód, a nie jest arbitralnym nakazem podanym przez Rozporządzenie Ministra OŚZNiL z dnia 20 grudnia 1996 r.

Powszechnie przyjmuje się, że poprawka $\varepsilon_p^\alpha(x_p)$ podlega rozkładowi normalnemu. Istnieją dwa podejścia do jej wyznaczenia albo poprzez analizę wartości średniej \bar{x} o odchylenia średniego σ albo poprzez analizę parametrów stałych rozkładu.

Niech błąd oszacowania wartości średniej \bar{x} i odchylenia średniego σ ma α szans zaistnienia. Wówczas błąd (poprawka) oszacowania zmiennej x o prawdopodobieństwie p jest równa:

$$\varepsilon_p^\alpha(x_p) = u_\beta \sigma \sqrt{\frac{1 + 0,5u_p^2}{N}} \quad (6.71)$$

gdzie: u_β – jest zmienną standaryzowaną rozkładu normalnego dla wyznaczonego P_β

u_p – jest zmienną standaryzowaną tego samego rozkładu dla przyjętego prawdopodobieństwa $p = 1 - q$.

Dla wybranych wartości poziomu bezpieczeństwa P_β podaje się w tabeli wartości kwantyla u_β .

Tabela 6.5

Wartości P_α i u_β w funkcji P_β

P_β	0,500	0,750	0,840	0,900	0,950	0,960	0,970	0,980	0,990	0,995	0,999
P_α	0,000	0,500	0,68	0,800	0,900	0,920	0,940	0,960	0,980	0,990	0,998
U_β	0,000	0,773	1,000	1,280	1,645	1,750	1,880	2,050	2,33	2,580	3,100

Dla przepływów maksymalnych rocznych poprawkami $\varepsilon_p^\alpha(Q)$ zajmował się m. in. Bernier, który dla rozkładu Gumbela podał odpowiednie wykresy pozwalające wprost obliczyć te poprawki. Z. Kaczmarek [47, 48] badał wielkość błędu, jakim mogą być obciążone parametry stałe rozkładu i na tej podstawie ustalił formuły na wielkość poprawki, podając równocześnie w tabelach odpowiednie funkcje.

Rozkład logarytmiczno – normalny

$$\varepsilon_p^\alpha(Q) = \zeta(p) \frac{\sigma_z}{\sqrt{N}} \quad (6.72)$$

Największej wiarygodności

$$\varepsilon_p^\alpha(Q) = \varphi(p\lambda) \frac{1}{\alpha N} \quad (6.73)$$

Rozkład Gumbella

$$\varepsilon_p^\alpha(Q) = \xi(p) \frac{\sigma}{\sqrt{N}} \quad (6.74)$$

Natomiast dla rozkładu Poissona – Weibulla J. Miguel podał następującą formułę

$$\varepsilon_p^\alpha(Q) = \sqrt{\frac{z_p^2}{N_c} + \frac{1}{\rho^2 N_c}} \quad (6.75)$$

6.5. Poziomy wód powodziowych w rzekach

Zasadą jest, że w rzekach wyznacza się przepływy wielkich wód o określonym prawdopodobieństwie. I dopiero dla nich oblicza się stany tj. poziomy wód, przy których one przechodzą przez dany przekrój koryta rzeki. Takie podejście do problemu podyktowane jest tym, że właściwą zmienną losową zależną od warunków atmosferycznych jest przepływ a nie stan wód. Tymczasem dla lokalnej ochrony przed powodzią jest ważny nie tyle przepływ, co stan wód.

Związek pomiędzy przepływem Q a stanem wody Z w danym przekroju koryta rzeki wyznacza krzywa przepływu zwana niekiedy konsumcyjną. Dla wielkich wód, gdzie z reguły nie istnieją pomiary hydrometryczne, krzywą tą wyznacza się w oparciu o wzory empiryczne prędkości przepływu. Spośród wielu wzorów powszechne zastosowanie znalazł wzór Manninga, będący ogólniejszą formą wzoru Chezy.

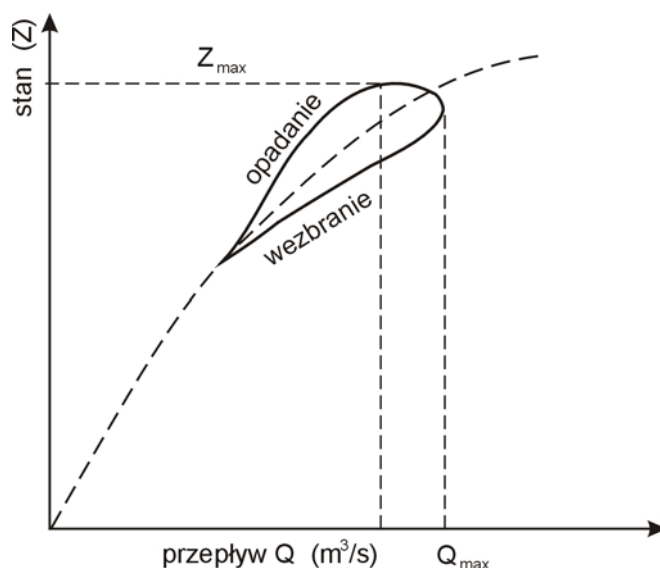
$$v = \frac{1}{n} i^{1/2} R_h^{2/3} \quad (6.76)$$

gdzie i – jest spadkiem hydraulicznym

n – współczynnikiem szorstkości

R_h – promieniem hydraulicznym

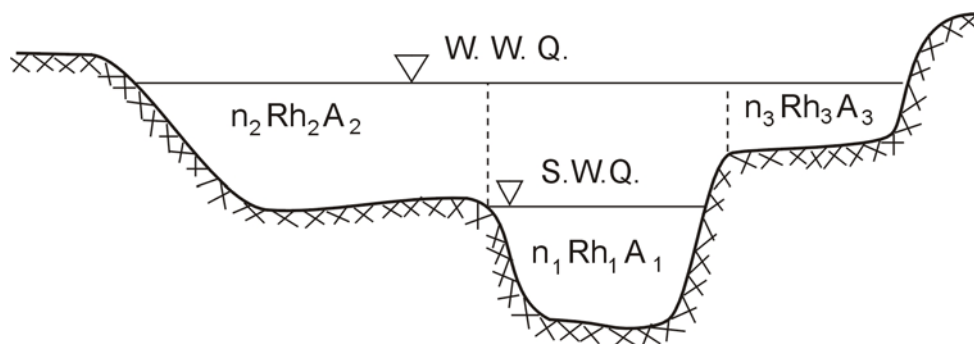
Zwykle przyjmuje się, że spadek hydrauliczny wielkich wód jest taki sam jak spadek zwierciadła wody średniej płynącej ruchem ustalonym jednostajnym. Tymczasem wody wezbrania płyną ruchem nieustalonym wolnozmiennym. Stąd krzywa przepływu posiada tzw. histerezę (rys. 6.9). Największy przepływ występuje w czasie przyboru wody przy stanie niższym niż wynikałoby to z krzywej przepływu wyznaczonej dla przepływu ustalonego (linia przerywana na rys. 6.9).



Rys. 6.9. Krzywa przepływu i jej histereza

Natomiast najwyższy stan występuje wówczas, gdy przepływ wód wyraźnie jest mniejszy od maksymalnego. W związku z tym spadek hydrauliczny należałoby wyznaczyć w czasie, gdy przechodzi maksymalny przepływ wezbrania. Jest to jednak zadanie bardzo trudne. Trzeba by dokonywać pomiarów zmian stanów wody w czasie w niezbyt od siebie oddalonych przekrojach (1 ÷ 2 km).

Wody wezbrania płyną zwykle korytem wielodzielnym tzn. kortem głównym i doliną zalewową (rys. 6.10).



Rys. 6.10. Przekrój poprzeczny przez koryto wielodzielne

W poszczególnych partiach koryta występują z reguły różne głębokości, a zatem różne promienie hydrauliczne i różne szorstkości dna. Doliny zalewowe są często porośnięte trawami, krzewami i drzewami. Również na brzegu koryta znajdują się często krzaki i drzewa. A w dnie głównego koryta mogą zalegać zmarszczki i fałdy. W takim przypadku dla przyjętego stanu całkowity przepływ jest sumą przepływów w poszczególnych wydzielonych przekrojach, gdzie współczynnik n_j i promień hydrauliczny R_{h_j} pozostają mniej więcej stałe

$$Q = i \sum_{j=1}^k \frac{1}{n_j} R_{h_j} \cdot A_j \quad (6.77)$$

gdzie: A_j – jest czynnym przekrojem poprzecznym wydzielonego odcinka koryta rzeki

Współczynnik szorstkości n dobiera się z tablic na podstawie opisu stanu koryta rzeki i jej doliny zalewowej. Najczęściej dla jego oszacowania wykorzystuje się tablice podane przez Ven Te Chowa [74, 80, 115] i tablice stanowiące normę państwową byłego ZSRR TU-24-02 (tabela 6.6.).

Tabela 6.6

Uśrednione wartości współczynnika szorstkości n dla koryt wg [49]

Lp.	Opis koryta i doliny zalewowej rzeki	n
1	Naturalne koryto rzeki w bardzo korzystnych warunkach przepływu: proste, czyste, nie zarośnięte, o swobodnym ruchu wód wezbraniowych	0,025
2	Koryto rzek równinnych w korzystnych warunkach przepływu	0,033
3	a) względnie czyste koryto rzek równinnych kręte z dłuższymi odcinkami prostymi z dnem niezbyt równym: mielizny, wypłuczyska, wystające kamienie b) proste, ładnie wykształcone koryto rzek w dolnym biegu c) koryto rzek okresowych w bardzo dobrych warunkach	0,040
4	a) koryto dużych i średnich rzek – znacznie zamulone, częściowo zarośnięte względnie kamieniste z nierównym przepływem b) koryto okresowych cieków, częściowo zaniesione rumowiskiem składającym się z drobnych kamieni i żwiru albo pokryte trawą względnie krzakami c) doliny zalewowe dużych rzek, gładkie i równe, pokryte trawą względnie niskimi krzewami	0,050
5	a) koryto okresowych rzek, silnie zarośnięte, kręte nierówne b) doliny zalewowe nierówne, zarośnięte krzakami lub drzewami c) koryto z porohami rzek nizinnych d) koryto kamieniste z nierównym zwierciadłem wody	0,067
6	a) koryto rzek lub dolina zalewowa silnie zarośnięta z większymi lokalnymi zagłębieniami b) koryto rzeki kamieniste, przepływ wód burzliwy, zwierciadło wody wyraźnie zmarszczone, z lecącymi bryzgami wody	0,080
7	a) dolina zalewowa nierówna, silnie porośnięta krzakami i drzewami b) koryto rzek wysokogórskich z wystającymi głazami i kamieniami. Pienisty przepływ wody z lecącymi bryzgami, słychać z oddali wyraźny szum potoku na brzegu utrudniający rozmowę	0,100
8	a) koryto rzek nizinnych błotniste zarośnięte roślinnością podwodną, liczne zastoiska wód b) dolina zalewowa porośnięta lasem z dużymi powierzchniami zastoiskowymi, z miejscowymi zagłębieniami bezodpływowymi	0,133
9	a) koryto potoków silnie zamulonych lub kamienistych b) głucha dolina zalewowa, zalesiona, prawie bezodpływowa c) stoki górskie porośnięte krzakami	0,200

Najnowsze badania oparte o pomiary terenowe i laboratoryjne idą w kierunku wydzielenia oporów ruchu wody, jakie stawia równe mineralne podłoże i oporów jakie wywołuje roślinność i nierówności dna. Wychodząc z ogólnych rozważań teoretycznych ustalono, że wypadkowy współczynnik oporu jest równy sumie współczynnika podłoża λ_o i współczynnika oporu roślinności względnie nierówności λ_r

$$\lambda = \lambda_o + \lambda_r \quad (6.78)$$

Pomiędzy współczynnikiem oporu λ a współczynnikiem szorstkości Manninga n istnieje następująca zależność

$$n = R_h^{1/6} \sqrt{\frac{\lambda}{2g}} \quad (6.79)$$

albo

$$n = 0,226 \lambda^{1/2} R_h^{1/6}$$

Jeżeli dno koryta rzeki budują zmarszczki lub fałdy, to do obliczenia λ_r można wykorzystać spośród wielu publikowanych formuł wzór Jensena i Lebretona [46]

$$\frac{1}{\lambda_r} = 0,83 \log \frac{l \cdot h}{e^2} - 2,76 \quad (6.80)$$

gdzie: l – jest długością zmarszczki lub fałdy

e – jej wysokością

h – głębokością wody

W korycie zarośniętym Christiansen opisał współczynnik oporu następującą formułą [70]

$$\sqrt{\frac{8}{\lambda}} = \frac{\Phi}{33,6 \frac{h}{k_s}} \quad (6.81)$$

przy czym

$$\Phi = 69 \left(\frac{h - t_r}{k_s} \right)^{1,4} \quad (6.82)$$

gdzie: t_r – jest wysokością traw

k_s – parametrem szorstkości piaskowej przyjmowanym jako $3 d_{90}$.

Przeprowadzone badania na jednym z cieków na Żuławach [123] pokazują jak zmienia się współczynnik n ze wzoru Manninga wraz z rozwojem i obumieraniem roślinności wodnej.

Tabela 6.7.

Zmiany współczynnika n w okresie wegetacyjnym na Żuławach

Data pom.	15 III	12 IV	19 IV	15 V	05 VI	29 VI	11 VII	29 VII	22 VIII	05 IX	25 IX	09 X	30 X	24 XI
n	0,030	0,040	0,043	0,053	0,081	0,092	0,108	0,120	0,120	0,079	0,068	0,045	0,040	0,031

Od kilkunastu lat prowadzi się badania nad oporami przepływu w rzekach wywoływanych przez krzaki i drzewa. Znaczące osiągnięcia w tej dziedzinie mają między innymi RWTH Aachen, SGGW w Warszawie oraz Politechnika Krakowska. Opublikowano pewne formuły, istnieją też programy komputerowe. Dla grupy drzew i krzaków można wyznaczyć współczynnik oporu z następującego wzoru

$$\lambda_r = \frac{4d_p h}{a_x a_y} C \quad (6.83)$$

gdzie: d_p – jest średnicą drzewa lub krzewu

C – uśrednionym współczynnikiem kształtu

$a_x a_y$ – odległości mierzone pomiędzy drzewami lub krzakami na kierunku przepływu i na kierunku prostopadłym do przepływu

Istota problemu polega jednak na tym, że krzaki i drzewa są zwykle rozstawione w sposób bardzo nieregularny, mają zmienne wymiary a niekiedy i kształty. Z przedstawionych wyżej wywodów wynika, że w szeregu rzekach istnieją poważne trudności ustalania poziomu wód wezbrania nawet wówczas, gdy dość dobrze potrafimy wyznaczyć ich przepływ.

6.6. Oddziaływanie koryta rzeki i jej doliny zalewowej na wezbranie powodziowe

Przedstawione w poprzednim rozdziale informacje wykazują, że stan koryta rzeki i doliny zalewowej ma istotny wpływ na przepływ wód wezbrania powodziowego. Trawy, krzaki i drzewa zalegające na brzegach koryta głównego czy też w dolinie zalewowej stawiają wodom znaczący opór powodując hamowanie przepływu i spiętrzenie. Jak wykazują przedstawione wartości współczynnika szorstkości n niekiedy prędkości przepływu w korytach zarośniętych są dwu a nawet trzykrotnie mniejsze niż w korytach pozbawionych tej roślinności. Szczególnie intensywne hamowanie występuje w okresie pełnego rozwoju roślinności tj. w miesiącu lipcu i sierpniu. A w tych to miesiącach zdarzają się największe wezbrania powodziowe. Z przytoczonych danych wynika, że roślinność rzeczna i nadrzeczna hamując odpływ wód wywołuje znaczącą retencję tych wód polegającą na ich zatrzymaniu i dużym podpiętrzeniu. Ma to istotny wpływ na dalszy rozwój fali wezbrania oraz na podtopienie lub zalanie przyległych terenów. Wskutek podwyższonej retencji koryta rzeki i jej doliny zalewowej fala wezbrania rozprzestrzeniając się w dół rzeki ma tendencję do rozpląwania się i zmniejszenia swojej objętości i kulminacji. Jest to zjawisko przeciwne do tego, które występuje jeżeli koryto rzeki jest uregulowane, dolina jest czysta, pozbawiona roślinności. Wówczas fala wezbrania ma tendencję do powiększania swej kulminacji i staje się bardziej skoncentrowana. W konsekwencji powstają większe szkody powodziowe. W korycie rzeki prędkość przemieszczania fali wezbrania wzrasta w stosunku do przepływu wód. Stanowi ona wartość rzędu $3/2 \div 5/3$ prędkości przepływu wód, jaka by wystąpiła przy tym samym stanie i przepływie w korycie rzeki uregulowanej.

Po uregulowaniu Renu Środkowego i uporządkowaniu infrastruktury terenowej stwierdzono, że w czasie powodzi w roku 1991 i 1993 fala wezbrania przyjęła większe rozmiary i przemieszczała się z większą prędkością niż to dawniej bywało, nawet przy większych przepływach.

Uwzględniając istnienie retencji rzecznej należy opracować odpowiednią strategię przeprowadzenia fali wezbrania powodziowego przez dany teren. Generalnie rzecz biorąc powinno się utrzymywać bardzo wysoką retencję w górnych partiach rzek nie tylko poprzez rozwój roślinności, ale także przez tworzenie zbiorników retencyjnych. Natomiast w odcinkach ujściowych rzek wody wezbrania powinny być jak najszybciej odprowadzone do odbiorników takich jak morze, zalewy, jeziora. Również w rejonie miast i osiedli wody powodziowe powinny spływać jak najszybciej. W tym celu należałoby likwidować wszelkie przeszkody naturalne wzniesione ręką ludzką. Z dużą rozważą należy też podchodzić do regulacji rzek i potoków, a w szczególności potoków górskich. Regulując potoki można uniknąć stosunkowo niewielkich strat lokalnych, ale wywołać znacznie większe straty w miastach i osiedlach niżej położonych na terenach podgórszych.

7. STREFY ZAGROŻENIA POWODZIOWEGO

7.1. Wprowadzenie

Powódź w lipcu 1997 roku była jedną z największych klęsk żywiołowych, jakie wystąpiły w Polsce w XX wieku. Katastrofalnych skutków powodzi nie można było uniknąć przy ówczesnym stanie systemu ochrony przeciwpowodziowej oraz zagospodarowania dolin rzecznych. Należało przystąpić do odbudowy zniszczeń oraz opracować skuteczniejszy system ochrony przeciwpowodziowej uwzględniający również czynny udział społeczności lokalnych w ograniczaniu zagrożenia powodziowego.

Krótko po powodzi w 1997 r. w ramach Narodowego Programu Odbudowy i Modernizacji opracowany został Projekt „Likwidacja skutków powodzi”. Projekt ten, finansowany z ramach kredytu Banku Światowego, uwzględniał trzy składowe:

- A - odbudowa podstawowej infrastruktury miejskiej i wiejskiej,
- B - osłona przeciwpowodziowa i ograniczenie zagrożenia,
- C - administracja projektu i pomoc techniczna (utworzenie Biura Koordynacji Projektu).

W ramach składowej B uwzględniono 4 komponenty:

- B.1. - planowanie osłony przeciwpowodziowej w zlewni,
- B.2. - monitorowanie, prognozowanie i ostrzeganie,
- B.3. - inwestycje w infrastrukturę przeciwpowodziową (komponent finansowany z funduszy Europejskiego Banku Inwestycyjnego),
- B.4. - prewencja i ograniczenie ryzyka powodzi.

W ramach komponentu B.4. szczególne znaczenie przywiązano do nietechnicznych metod i środków ochrony przeciwpowodziowej czyli działań organizacyjnych i administracyjnych, mających na celu złagodzenie negatywnych skutków powodzi. Do najważniejszych z nich zaliczono:

- ograniczenie zabudowy na terenach zalewowych i wykup istniejących nieruchomości,
- modernizację i zabezpieczenie obiektów znajdujących się na terenach zalewowych,
- przygotowanie systemów ostrzeżeń powodziowych,,
- przygotowanie systemów reagowania na powódź, w tym systemów ratowniczych i planów ewakuacji ludności,
- opracowanie i przyjęcie aktów prawnych, regulujących działania w zakresie ochrony przeciwpowodziowej,
- odpowiednie planowanie przestrzenne,
- prowadzenie edukacji w zakresie ochrony przeciwpowodziowej,

- wprowadzenie systemu ubezpieczeń od skutków powodzi, zależnych od stopnia zagrożenia.

Podstawą skuteczności przedstawionych wyżej działań jest znajomość wielkości zalanego obszaru w przypadku wystąpienia określonego przepływu, określonego jako miarodajny. Zasięg zalewu najwygodniej jest przedstawić w postaci mapy. Tego typu wizualizacja zagrożenia jest różnie nazywana – są to mapy powodzi (*flood maps*), mapy zalewu powodziowego lub mapy zagrożenia powodziowego. Doświadczenia wielu krajów europejskich i Stanów Zjednoczonych wykazują, że takie podejście do problemu jest najwłaściwsze. Dlatego w ramach komponentu B.4. za najważniejszy składnik programu, umożliwiający realizację jego celów, uznano opracowanie metodyki wyznaczania stref zagrożenia powodziowego. Wynikiem prac dotyczących tego zagadnienia było wydanie podręcznika „Strefy zagrożenia powodziowego”, opracowane przez zespół specjalistów pod kierownictwem prof. Elżbiety Nachlik (Nachlik i in., 2000). Przedstawione niżej zasady wyznaczania stref zagrożenia powodziowego są oparte na metodyce zaprezentowanej w tym podręczniku.

7.2. Rodzaje stref zagrożenia powodziowego i kryteria ich wyznaczania

Strefy zagrożenia powodziowego (zalewy powodziowe) wyznaczają zasięg przestrzenny powodzi i są definiowane jako:

- obszary przybrzeżne rzek, objęte zalewem powodziowym od strony rzeki - o zasięgu wyznaczonym na podstawie natężenia przepływu wysokiego, który określony jest jako miarodajny dla danej strefy;
- obszary intensywnego spływu powierzchniowego w terenach górskich - o zasięgu wyznaczonym na podstawie maksymalnego odpływu, wywołanego opadem - określonego jako miarodajny dla tego obszaru; przedmiotowy spływ występuje w stałych i okresowych korytach cieków górskich lub ma charakter rozległego spływu powierzchniowego zagrażającego zboczom;
- przymorskie obszary brzegowe narażone na wpływy sztormów morskich o określonych charakterystykach w zakresie ryzyka wystąpienia (nie są one przedmiotem niniejszego opracowania).

Do wyznaczania stref zagrożenia powodziowego wykorzystuje się dwa kryteria:

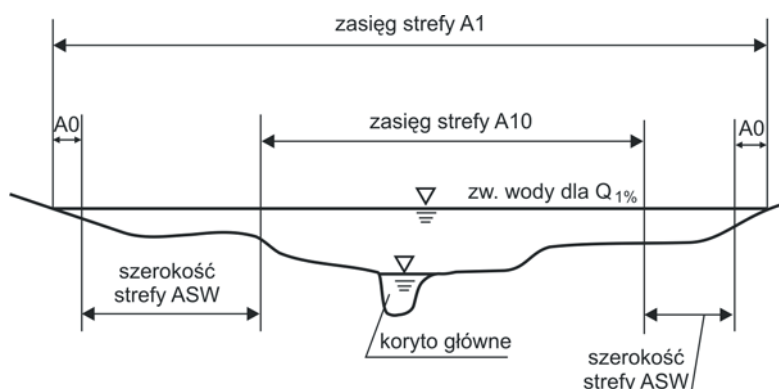
1. przyjęty maksymalny przepływ miarodajny
2. charakterystyki dynamiczne przepływu – głębokość i prędkość średnia.

Jako granicę zalewu powodziowego dla rzek nieobwałowanych w „Metodyce...” proponuje się przyjmować zasięg przepływu maksymalnego rocznego o prawdopodobieństwie przewyższenia $p = 1\%$ ($Q_{max1\%}$).

Należy odróżnić **teren zalewowy** dla wody odpowiadającej wysokiemu przepływowi $Q_{max1\%}$ od **koryta wielkiej wody** dla tego samego przepływu. Koryto wielkiej wody mieści się w obrębie obszaru zalewowego i określone jest przez wyłączenie z ogólnego obszaru zalewowego w rejonie rzeki lub potoku:

- terenów lokalnego gromadzenia się wody, w wyniku obniżen terenowych połączonych z ciekami, które nie mają innego, położonego niżej - połączenia z rzeką,
- obszarów polderów i innych lokalnych akwenów gromadzących nadmiar wody,
- wypływu wody poza teren rzeki przez budowle i urządzenia ograniczające koryto wielkiej wody; dotyczy to w szczególności zabudowy regulacyjnej i obwałowań (w tym ostatnim przypadku dotyczy to lokalnego niedoboru wysokości obwałowania, dla którego przepływem miarodajnym jest $Q_{max1\%}$),
- retencyjnego charakteru zalewu na obrzeżu koryta wielkiej wody, w granicach głębokości tego zalewu nie przekraczającej 0,5 metra.

Proponuje się wyznaczanie następujących rodzajów stref zagrożenia powodziowego (rys.7.1.):



Rys. 7.1. Strefy zagrożenia powodziowego (Nachlik i in., 2000)

STREFA A1

Strefa A1 obejmuje swoim zasięgiem cały obszar zalewowy, odpowiadający przepływowi powodziowemu o natężeniu przepływu, którego prawdopodobieństwo przewyższenia wynosi 1% ($Q_{max1\%}$). Strefa uwzględnia zalewy na obszarach przybrzeżnych rzek i potoków,

okresowe odpływy ze zlewni (rejonu intensywnego spływu powierzchniowego) oraz wody stojące i zbiorniki przepływowe z odpowiednio określonym poziomem zwierciadła wody.

STREFA A0

Jest to (na ogół zewnętrzna) część strefy A1, o najniższym poziomie zagrożenia. Jej zasięg określa głębokość wody nie przekraczająca wartości 0,5 m. Prędkość przepływu jest w jej granicach znikoma (0,1 – 0,2 m/s). Strefa ta obejmuje granice zalewu wielkiej wody w rejonie rzek, potoków, zbiorników i wód stojących oraz podtopień w obniżeniach terenowych, natomiast nie uwzględnia obszarów intensywnego spływu powierzchniowego.

STREFA A10

Jest to część strefy A1 o najwyższym poziomie zagrożenia powodziowego. Jest ona definiowana na dwa sposoby, w zależności od poziomu danych wyjściowych oraz od warunków miejscowych:

1. według kryterium przepływu miarodajnego:

strefę wyznacza zasięg powodzi odpowiadający przepływowi maksymalnemu o prawdopodobieństwie występowania $p = 10\%$.

2. według kryterium charakterystyk dynamicznych przepływu:

strefę wyznacza reżim przepływu w zasięgu strefy A1:

- głębokość wody $h \geq 1,5$ m na terenach zalewowych, w rejonach cieków i zbiorników; nie dotyczy to przypadku intensywnego spływu powierzchniowego w terenach o znacznych deniwelacjach i podatnych na tworzenie się okresowych potoków;
- głębokość wody i średnia (lokalnie) prędkość przepływu, spełniające następujące warunki:

$$\begin{array}{ll} h < 0,5 \text{ m} & \text{dla } v > 2,0 \text{ m/s} \\ \text{lub } h \geq (0,5 - 1,5) \text{ m} & \text{dla } v \leq 2,0 \text{ m/s.} \end{array}$$

Granice strefy A10 wyznacza się przyjmując większy z zalewów wyznaczonych według obu kryteriów. W przypadku braku dokładnych danych topograficznych zaleca się przyjmować zasięg strefy odpowiadający zalewowi odpowiadającemu przepływowi maksymalnemu o prawdopodobieństwie występowania $p = 10\%$.

STREFA ASW

Jest to strefa średniego i wysokiego ryzyka powodzi występująca pomiędzy granicami stref A0 oraz A10. W zależności od lokalnych warunków i potrzeb można różnicować poziom zagrożenia powodziowego w tej strefie poprzez:

1. charakterystyki dynamiczne przepływu przepływu:

- Głębokość zalewu h :

duża:	$h > 1,0$ (m)
średnia:	h od 0,5 do 1,0 (m)
mała:	$h < 0,5$ (m)

- Średnia lokalna prędkość przepływu v :

duża:	$v > 1,0$ (m/s)
średnia:	v od 0,5 do 1,0 (m/s)
mała:	$v < 0,5$ (m/s).

2. Wyznaczenie posiłkowej granicy dzielącej obszar strefy ASW na strefy wysokiego (ASW_W) i średniego (ASW_S) ryzyka powodzi poprzez określenie zasięgu zalewu dla przepływu wysokiego o prawdopodobieństwie wystąpienia $p = 2 - 5\%$ ($Q_{max2\%} - Q_{max5\%}$), według indywidualnej decyzji opartej na analizie hydrologicznej w danym obszarze.

Strefę ASW_W określa:

- według pierwszego kryterium – duża głębokość oraz duża i średnia prędkość przepływu
- według drugiego kryterium – zasięg zalewu dla przepływu w granicach $Q_{max2\%} - Q_{max5\%}$, (tzn. strefa pomiędzy strefą A10 a granicą wyznaczoną przez przepływ miarodajny).

Strefę ASW_S wyznacza:

- według pierwszego kryterium – średnia i niska głębokość oraz mała prędkość przepływu
- według drugiego kryterium – granica zalewu dla przepływu w granicach $Q_{max2\%} - Q_{max5\%}$ oraz granica strefy A0.

Podobnie jak poprzednio - obowiązuje wybór zalewu o większym zasięgu.

Powyższe zasady wyznaczania stref zagrożenia powodziowego dotyczą rzek nieobwałowanych. W rzeczywistości mogą wystąpić szczególne przypadki, wymagające indywidualnego podejścia do oceny zagrożenia powodziowego. Należą do nich:

- obszary przybrzeżne rzek obwałowanych,
- obszary intensywnego spływu powierzchniowego w rejonach o dużych deniwelacjach terenu,
- awarie budowli hydrotechnicznych,
- podtopienia w warunkach sprzyjających ich występowaniu.

Dla rzek obwałowanych proponuje się następujące kryteria do określania stref (Nachlik i in., 2000):

- koryto wielkiej wody wyznacza linia obwałowań,
- niedobór wysokości obwałowania oceniany jest dla przepływu miarodajnego dla danej klasy obwałowania,
- zasięg zalewu w wyniku niedostatecznej wysokości wałów określa się dla danego przepływu miarodajnego przy założeniu, że poziom wody na zawalu odpowiada poziomowi wody w rzece nieobwałowanej,
- lokalny zasięg zalewu określają warunki topograficzne obszaru zawala,
- dla wałów spełniających wymagane warunki techniczne przyjmuje się, że w przypadku nieprzewidzianej awarii wału strefę potencjalnego zalewu określa się dla przepływu $Q_{max1\%}$.

W przypadku intensywnego spływu wód opadowych w rejonach o dużej deniwelacji terenu proponuje się przyjmować wstępnie - do wyznaczenia stref zagrożenia powodziowego dla potoków górskich - przepływ miarodajny równy przepływowi maksymalnemu rocznemu o prawdopodobieństwie przewyższenia $p = 10\%$ ($Q_{max10\%}$). Po dokonaniu szczegółowej analizy warunków lokalnych oraz dyskusji ekspertów można skorygować wartość przepływu miarodajnego – będzie się on mieścił w przedziale $Q_{max10\%} - Q_{max1\%}$.

7.3. Cele wyznaczenia stref zagrożenia powodziowego

Strefy zagrożenia powodziowego wyznacza się w celu opracowania kompleksowego planu ochrony ludzi i ich mienia przed powodzią. Plan ten powinien obejmować (Nachlik i in., 2000):

- budowę i eksploatację systemu ostrzeżeń;
- ochronę przed powodzią na bazie środków technicznych (inwestycje ochronne, takie jak: zbiorniki wodne, wały przeciwpowodziowe, mury oporowe, poldery boczne i inne), póltechnicznych (kształtowanie retencji powierzchniowej poprzez zmiany w użytkowaniu ziemi, wykorzystanie naturalnych zagłębień terenowych i odprowadzanie do nich nadmiaru wody, melioracje szczegółowe opóźniające odpływ powierzchniowy i inne), nietechnicznych, takich jak wykup przez gminy terenów objętych potencjalnym zalewem dla powiększenia naturalnej retencji dolinowej;
- likwidację lokalnych przyczyn wpływających na zasięg i charakter zagrożenia powodziowego, czyli zmiany w zagospodarowaniu terenów objętych zalewem, w tym

likwidacja obiektów mających wpływ na zmianę jakości wody - powodujących zagrożenie epidemiologiczne - takich jak np. oczyszczalnie ścieków, zakłady przemysłowe stanowiące zagrożenie (zakłady chemiczne, rafinerie, stacje benzynowe i.t.p.) oraz możliwe do realizacji lokalne deniwelacje terenu dla ułatwienia odpływu wielkiej wody, a także remonty i modernizacje urządzeń i obiektów (przepusty, mosty, groble), których parametry techniczne lub stan techniczny wpływają na zasięg zagrożenia powodziowego;

- minimalizacji zniszczeń mienia oraz zakłóceń w życiu społecznym poprzez prewencję opartą na edukacji i przygotowaniu na powódź oraz określenie zasad reagowania na powódź,
- wprowadzenie ograniczeń w rozwoju zabudowy na terenach zagrożonych, w tym określenie typów dopuszczonego zagospodarowania oraz wprowadzenie specjalnych wymagań w zakresie fundowania i wykorzystywania obiektów budowlanych - mieszkalnych, gospodarczych i przemysłowych w części terenów objętych zalewem;
- wprowadzenie stosownych przepisów określających zasady ubezpieczenia ludzi i majątku trwałego i inwentarza gospodarczego w poszczególnych obszarach objętych strefą zagrożenia powodziowego;
- koordynację programów rządowych i lokalnych na poziomie ich formułowania i finansowania;
- ustalanie priorytetów inwestycyjnych oraz hierarchizację zadań;
- ustalanie kompetencji i zasad współfinansowania inwestycji przez organy rządowe i samorządowe.

7.4. Narzędzia wykorzystywane do wyznaczania stref zagrożenia powodziowego

Do tworzenia map powodzi, bądź map zalewu powodziowego wykorzystuje się powszechnie narzędzia Systemów Informacji Przestrzennej – SIP (ang. *Geographic Information Systems – GIS*). Są to informatyczne narzędzia służące do wprowadzania, gromadzenia, integrowania, przetwarzania i wizualizacji danych o charakterze przestrzennym. Elementami systemów są: sprzęt komputerowy, modułowy pakiet algorytmów i procedur wywołujących wykonanie określonych operacji, bazy danych (przestrzennych, opisowych i tabelarycznych) oraz operatorzy systemu. Systemy te umożliwiają zarządzanie informacją i pomagają w podejmowaniu decyzji (Systemy Wspomagania Decyzji – ang. *Decision Support*

Systems). Ich istota polega na nakładaniu na siebie i analizie różnych map tematycznych (ang. *layers*). SIP są rozwijane od lat sześćdziesiątych - początkowo w USA i Kanadzie, a później również w innych krajach. Pomagają w podejmowaniu decyzji w różnych zagadnieniach dotyczących zjawisk, mających przestrzenny charakter. W Polsce SIP zaczęto wdrażać w połowie lat dziewięćdziesiątych XX w. w różnych działach administracji i przemysłu. Wykorzystanie SIP w planowaniu zagadnień dotyczących szeroko rozumianej gospodarki wodnej nie było dotychczas znaczące, dopiero problem określania zasięgu powodzi wykazał przydatność omawianego narzędzia informatycznego.

Podstawą określenia stref zagrożenia powodziowego są mapy topograficzne analizowanego terenu oraz informacje hydrologiczne z posterunków wodowskazowych. Ukształtowanie terenu i przekroje poprzeczne dolin rzecznych umożliwiają stworzenie Numerycznego Modelu Terenu – NMT (ang. *Digital Terrain Model – DTM*). NMT jest matematycznym odzwierciedleniem rzeczywistego ukształtowania terenu, zapisanym w trójwymiarowym zbiorze współrzędnych, z których dwie opisują współrzędne geograficzne, a trzecia – wysokość położenia. Porównując wyniki obliczeń układu zwierciadła wody z numerycznym modelem terenu można opracować mapy powodzi (mapy zalewów powodziowych), tzn. określić zasięg i głębokość zalewu.

Mapy topograficzne obszaru Polski są wykonywane w różnych skalach – od 1:10000 do 1:100000. Wybór skali mapy zależy od wymaganej dokładności opracowywanego modelu, dostępności map oraz możliwości technicznych i organizacyjnych. Im większa skala mapy tym większa dokładność modelu, ale znacznie większy nakład pracy wynikający z liczby przetwarzanych map oraz trzech różnych układów odniesienia, wykorzystywanych w Polsce. Do prezentacji zasięgu zalewów jednostki administracyjne w Polsce wykorzystują mapy w skali 1:5000 i 1:10000 - dla terenów zabudowanych oraz 1:10000 i 1:25000 - dla pozostałych terenów.

Treść map topograficznych jest opracowywana na podstawie geodezyjnych pomiarów terenowych oraz opracowań fotogrametrycznych. Mapy te są najlepszym źródłem informacji o terenie – jego ukształtowaniu, pokryciu, typach roślinności, drogach, ciekach, zabudowaniach i.t.d. Ponadto wykorzystuje się mapy tematyczne – geologiczne, sozologiczne, hydrograficzne (wód powierzchniowych), gleb i upraw i.t.p. Wszystkie przedstawione rodzaje map są przydatne przy wyznaczaniu map powodzi.

Wykorzystywane mapy mogą istnieć w formie drukowanej (analogowe) lub cyfrowej (w formacie rastrowym lub wektorowym). Systemy Informacji Przestrzennej umożliwiają nakładanie i analizowanie map wykonanych w różnych formatach. Prezentacja wyników

analiz może być przedstawiona zarówno w postaci mapy określającej zasięg lub głębokość zalewu, tabeli lub w formie opisowej.

7.5. Uwagi końcowe

Przedstawiona wyżej metodyka wyznaczania stref zalewów powodziowych jest pierwszym podejściem do tego zagadnienia w Polsce. Metodyka została opracowana na podstawie doświadczeń amerykańskich oraz kilku krajów europejskich. Nie jest to akt prawny, ale jedynie pewne propozycje działań w przyszłości. Jest więc naturalne, że pewne założenia i sposoby działania mogą być w przyszłości zmieniane. Poniżej przedstawiono kilka zagadnień, które w przyszłych pracach powinny być uwzględnione:

1. Istotne jest jednoznaczne określenie wartości (prawdopodobieństwa wystąpienia) przepływu miarodajnego. W „Metodyce...” podkreślono, że Ustawa Prawo wodne nie określa, jak ten przepływ określać. Jest tam jedynie powiedziane, że „... dyrektor RZGW sporządza studium ochrony przeciwpowodziowej, ustalające granice zasięgu wód powodziowych o określonym prawdopodobieństwie występowania...” (Art.79). W praktyce Regionalne Zarządy Gospodarki Wodnej stosują się do zaleceń podanych w „Metodyce ...”. Przykładem może być „Model rozrządu wód Węzła Gdańskiego dla zabezpieczenia przeciwpowodziowego zlewni rzeki Martwej Wisły (Żuławy Gdańskie i miasto Gdańsk)”, opracowany w 2003 r. przez konsorcjum, złożone ze specjalistów Instytutu Budownictwa Wodnego PAN, BPiDT Hydroprojekt w Gdańsku, IMGW – Oddział Morski w Gdyni i PBiD Geomor Sp. z o.o., na zlecenie RZGW w Gdańsku. W ramach tego opracowania dla różnych wartości przepływów miarodajnych w ciekach tworzących Gdański Węzeł Wodny (GWW) analizowano układ zwierciadła wody i wymagane wysokości wałów przeciwpowodziowych. Natomiast strefy zalewów wyznaczono dla wartości przepływów $Q_{max1\%}$ i $Q_{max10\%}$.

Autorzy Prawa wodnego – mimo, że nie określają wielkości przepływu miarodajnego, przyjmowanego do wyznaczania zasięgu powodzi- sugerują, że „... tereny o szczególnym znaczeniu społecznym, gospodarczym lub kulturowym powinny być chronione przed zalaniem wodami o prawdopodobieństwie występowania co najmniej raz na 200 lat” (Art. 80a).

W różnych opracowaniach można znaleźć sugestie, że przyjęcie do wyznaczania zasięgu powodzi przepływu o prawdopodobieństwie wystąpienia $p = 1\%$ ($Q_{max1\%}$) zawęży obszar zagrożenia. Padają propozycje ustalenia wartości przepływu miarodajnego na

poziomie Maksymalnego Wiarygodnego Wezbrania –MWW (Ozga-Zielińska i in., 2003). Pod pojęciem MWW rozumie się największe wezbranie, które może wystąpić w ekstremalnych warunkach sprzyjających jednoczesnemu wystąpieniu ekstremalnie wysokiego opadu tj. Maksymalnego Wiarygodnego Opadu – WMO i ekstremalnie korzystnych warunków jego spływu na obszarze zlewni, tzn. przy najmniejszych stratach zależnych od lokalnych warunków fizjograficznych i sposobu zagospodarowania zlewni. Jak dotychczas, w warunkach polskich, brak jest metodyki i możliwości dokładnego oszacowania wielkości tego przepływu. Wydaje się więc, że przyjęcie, w chwili obecnej, wartości przepływu miarodajnego na poziomie $Q_{max1\%}$ jest uzasadnione.

2. Należy podchodzić z pewną nieufnością do wiarygodności danych uzyskiwanych z map topograficznych. Są one niewątpliwie najdokładniejszą formą odwzorowania terenu – dokładność pomiaru wynosi kilka centymetrów. Należy jednak pamiętać, że ze względu na pracochłonność, a więc i koszty wykonywania pomiarów terenowych, mapy topograficzne są uaktualniane raz na 25-30 lat. Nie pokazują więc zmian zachodzących w zlewni, spowodowanych działalnością człowieka lub sił natury. Znacznie większą częstotliwość, a więc i aktualność mają informacje uzyskiwane z satelitów (SPOT – 26 dni, LANDSAT – 18 dni, NOAA – 6 godzin). Jednak ich rozdzielczość jest znacznie mniejsza (SPOT – 10-20 m, LANDSAT – 30-120 m, NOAA – 1100 m), a pozyskiwana informacja może być obciążona błędami wynikającymi np. z panujących w chwili pomiaru warunków atmosferycznych lub błędów sygnałów pozyskiwanych przez sensory.

Bardzo ciekawe badania na ten temat przeprowadzono na początku lat dziewięćdziesiątych XX w. w ramach projektu ochrony przeciwpowodziowej Bangladeszu, realizowanego w ramach kredytu Banku Światowego przez zespół specjalistów pod kierunkiem Danish Hydraulic Institute (DHI) z Danii. W ramach przeprowadzonych prac wyznaczono (korzystając z materiałów na temat katastrofalnej powodzi, która miała miejsce w tym kraju w 1988 r.) mapy zasięgu i głębokości powodzi.

W pierwszym przypadku wykorzystano analogową mapę topograficzną oraz mapę hydrograficzną, wykonaną na podstawie pomiarów z lat siedemdziesiątych. Na podstawie tych map stworzono NMT i na jego bazie wykonano mapę zalewu powodziowego. Do wyznaczenia rzędnych zwierciadła wody wykorzystano program MIKE 11, opracowany przez DHI.

W drugim przypadku wykorzystano zdjęcia, wykonane przez satelitę SPOT. Interpretacja obrazów satelitarnych pozwoliła na wykonanie drugiej mapy zalewów powodziowych.

Porównanie map uzyskanych z obu źródeł wykazało, że obszar zalewu powodziowego jest niezgodny na ok. 8% powierzchni terenu. Powstało więc pytanie, skąd takie rozbieżności?. Okazało się, że – z jednej strony – mapa topograficzna jest nieaktualna, bo w okresie od wykonania pomiarów terenowych ludność znacznie zmieniła konfigurację terenu. Z drugiej strony – stwierdzono zawodność rejestracji danych przez satelitę. Dokładna analiza pokrycia terenu wykazała, że pewne gatunki roślinności dają taki sam obraz jak powierzchnia wody.

Powyższe wyniki skłaniają do stwierdzenia, że należy korzystać z wszystkich dostępnych źródeł informacji, aby móc tak dokładnie, jak jest to możliwe, określać zasięg stref zagrożenia powodziowego.

3. W proponowanej metodyce w sposób marginalny potraktowano wyznaczanie stref zagrożenia od powodzi sztormowych. Oczywiście ten typ powodzi ma zasięg lokalny. Niemniej dla terenów zagrożonych sztormami wyznaczenie zasięgu zalewu jest niezwykle istotne.
4. Szczególne znaczenie mają powodzie spowodowane awariami obiektów hydrotechnicznych. W „Metodyce ...” podano, że zasięg strefy zalewu poniżej budowli jest określany na podstawie stanów wody wypływającej ze zbiornika. W praktyce dla większości obiektów takie analizy nie zostały dotychczas wykonane. Istnieje wiele pakietów projektowania awarii zapór. Ale w praktyce wyniki obliczeń wykonanych różnymi metodami nie są porównywalne. Informacja o potencjalnym zasięgu zalewu jest niezwykle istotna zwłaszcza w przypadku dużych obiektów, będących w złym stanie technicznym. Klasycznym przykładem takiej budowli jest stopień wodny we Włocławku na Wiśle – mimo istniejących od kilku lat opinii o możliwości katastrofy budowlanej tego obiektu nie wykonano dotychczas analizy zasięgu potencjalnej powodzi, spowodowanej katastrofą zapory.

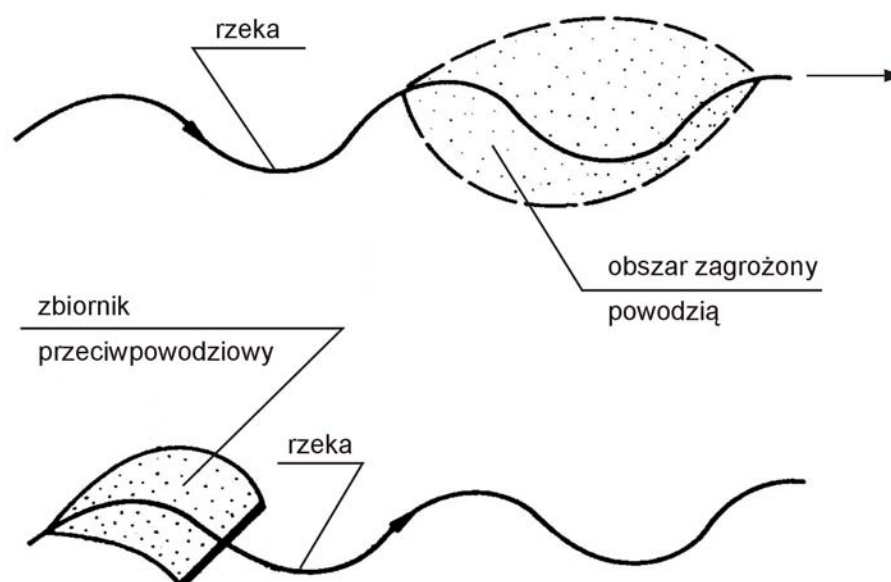
Powyższe stwierdzenia wskazują zagadnienia, które powinny być w przyszłości dokładniej przeanalizowane. Mając jednak świadomość pewnych niedociągnięć należy stwierdzić, że znajomość zasięgu zalewu powodziowego jest elementem niezbędnym do opracowywania planów ochrony przeciwpowodziowej w zlewni.

8. ODDZIAŁYWANIE ZBIORNIKÓW RETENCYJNYCH NA ŁAGODZENIE FALI WEZBRANIA POWODZIOWEGO

8.1. Koncepcje okresowego zatrzymania wód powodziowych

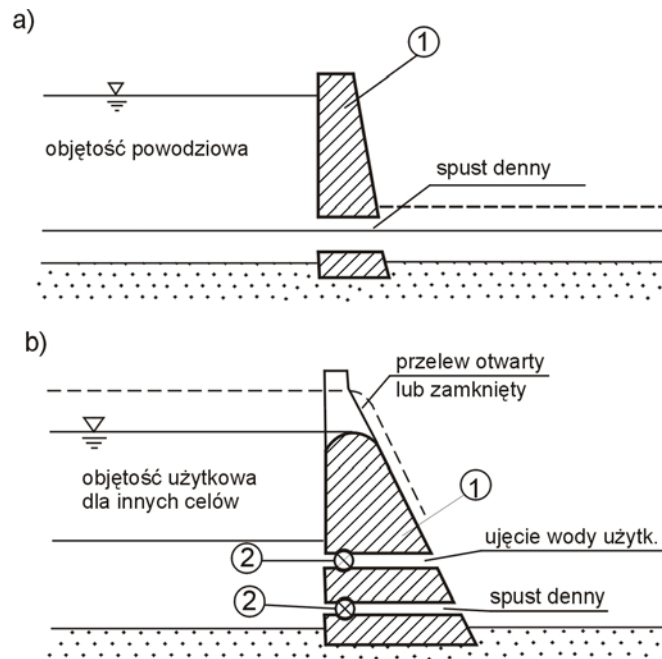
Obrona przed powodzią polega na takich przedsięwzięciach, które chronią ludzi i ich środowisko przed zalaniem wodami występującymi z brzegów potoków i rzek. Niebezpieczeństwo z tym związane zagraża głównie ziemiom uprawnym, połączeniom komunikacyjnym oraz osiedlom. Można je powstrzymać lub ograniczyć poprzez: 1) zatrzymanie i retencję wód powodziowych, 2) planowe i uporządkowane odprowadzenie wód oraz 3) zastosowanie zabiegów ochronnych w potencjalnym obszarze zalania.

ad. 1) Sens zatrzymania wód powodziowych tkwi w tym, aby obszar zalania przenieść w miarę możliwości w górę rzeki na przygotowane wcześniej miejsce, dzięki czemu zgromadzona tam fala powodziowa będzie mogła z opóźnieniem i mniejszymi przepływami kulminacyjnymi spływać w dół nie tworząc zagrożenia (rys. 8.1).



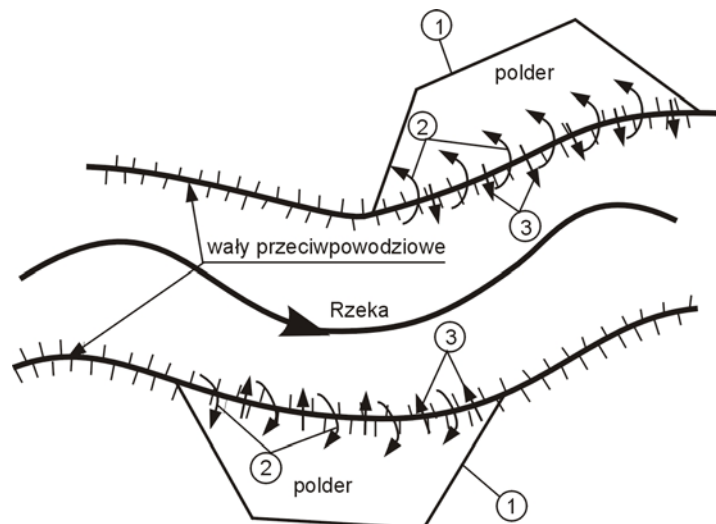
Rys. 8.1. Ochrona zagrożonego powodzią obszaru przez budowę zbiornika

Do tego celu służyć będą zbiorniki retencyjne, zbiorniki suche i poldery. Zbiorniki retencyjne i suche tworzone są przez budowane na ciekach wodnych zapory. Różnica pomiędzy tymi zbiornikami polega na tym, że zbiornik retencyjny gromadzi wodę i przy pomocy urządzeń upustowych z zamknięciami może dowolnie regulować jej odpływ, a zbiornik suchy gromadzi wodę tylko na okres przechodzenia fali powodziowej i umożliwia jednocześnie swobodny odpływ wody przez otwarty nieregulowany spust denny tak, że po pewnym czasie zbiornik całkowicie się opróżnia (rys. 8.2).



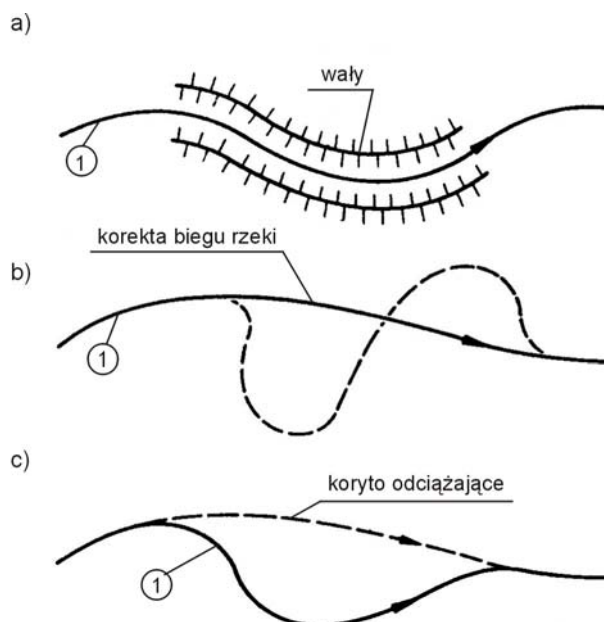
Rys. 8.2. Schematyczne przekroje urządzeń upustowych; a) zbiornik suchy, b) zbiornik wielozadaniowy z odpływem kontrolowanym. 1 – zapora, 2 – zamknięcie.

Poldery stanowią pewne zamknięte obwałowaniami obszary, usytuowane w dolinie rzeki. Przechwytyją one częściowo falę powodziową, a po jej opadnięciu dzięki urządzeniom upustowym umieszczonym w wałach polderu, oddają zgromadzoną wodę z powrotem do rzeki (rys. 8.3).



Rys. 8.3. Poldery. 1 – obwałowanie polderu, 2 – przelew przez koronę wału, 3 – spusty denne w wałach.

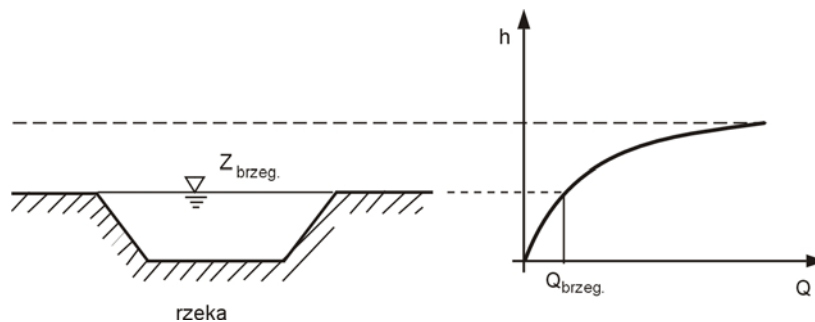
ad. 2) Dla uporządkowanego i bezpiecznego odprowadzenia wód powodziowych przez obszary, które mogą ulec zalaniu służą takie przedsięwzięcia techniczne, jak budowa nowych i modernizacja istniejących wałów przeciwpowodziowych, zwiększenie przepływów w rzece poprzez roboty regulacyjne, względnie budowa dodatkowego koryta odciążającego (rys. 8.4).



Rys. 8.4. Bezpieczne odprowadzenie wód powodziowych. a) budowa wałów przeciwpowodziowych, b) zwiększenie zdolności przepustowej koryta przez skrócenie biegu rzeki, c) budowa odciążającego koryta (koryto ulgi) 1 – rzeka.

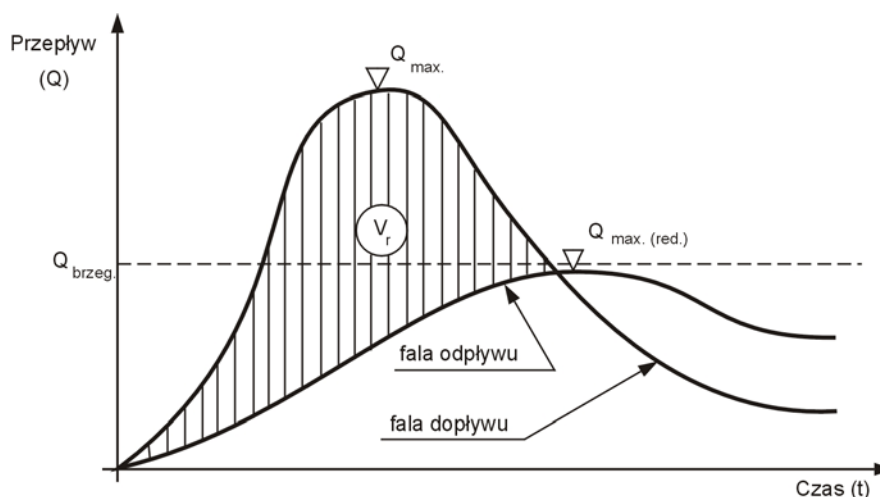
ad. 3) Podejmowane dodatkowe zabiegi w rejonie potencjalnego zalania mają na celu zmniejszenie szkód, które mogą powstać w określonych miejscach tego obszaru. Do takich zabiegów można zaliczyć: zakazy budowy lub rozbudowy obiektów w miejscach szczególnie zagrożonych, zabiegi inżynierskie chroniące zakłady przed wysokimi wodami (wyższe fundamenty, wały), powołanie służb ostrzegawczych przed powodzią, zapewnienie środków ewakuacji ludzi, zwierząt i urządzeń oraz utworzenie służb ratowniczych z niesieniem pierwszej pomocy. Są to elementy ochrony biernej przed powodzią.

Zatrzymywanie i gromadzenie wody w zbiornikach na obszarze zlewni danej rzeki ma na celu redukcję maksymalnych przepływów fali powodziowej do tego stopnia, aby nie wystąpiły one z brzegów rzeki, szczególnie na obszarze chronionym przed zalaniem. Dla przekroju doliny rzecznej nie obwałowanej, widocznym na rys. 8.5., istniejący tam przepływ wody nie przyniesie szkód aż do momentu, kiedy osiągnie wielkość tzw. wody brzegowej (Q_{brzeg})



Rys. 8.5. Krzywa przepływu rzeki.

Dla wielkiej wody jest on przepływem granicznym, który należy brać pod uwagę przy planowaniu redukcji szczytowego przepływu fali powodziowej (Q_{\max}) w wyniku retencji zbiornikowej (rys. 8.6).



Rys. 8.6. Wykresy fali powodziowej dopływającej i zredukowanej. V_r – zatrzymana w zbiorniku objętość fali powodziowej.

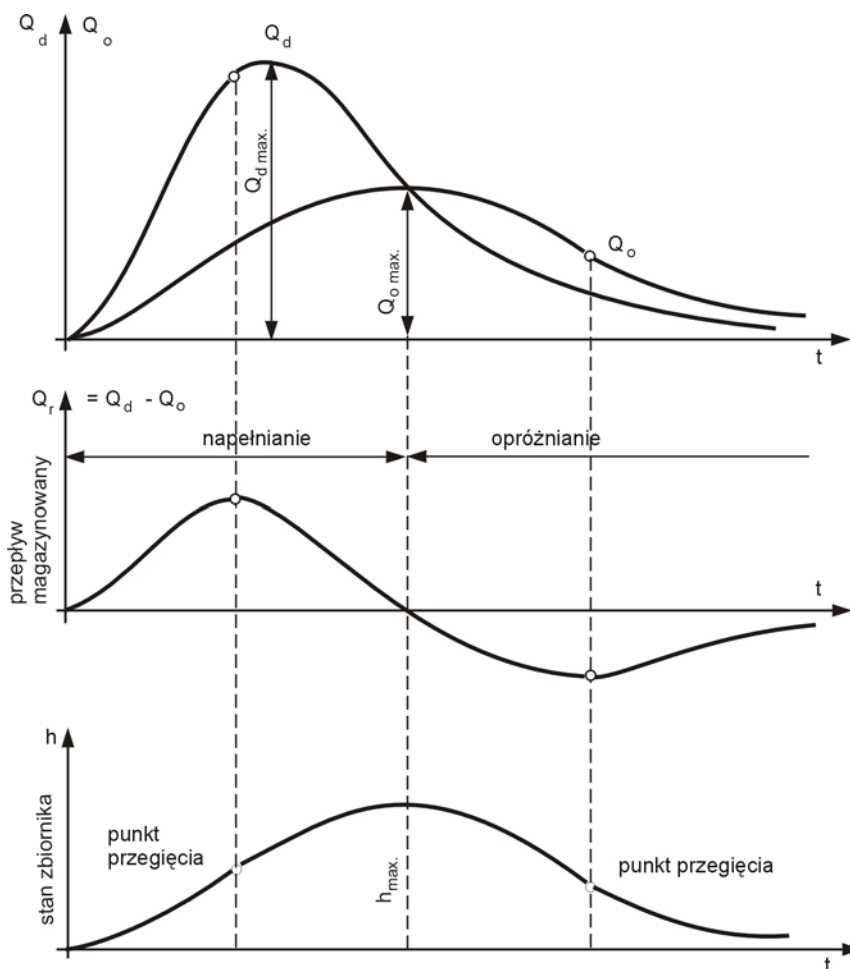
Dla tak zredukowanego przepływu ($Q_{\max (red.)}$) musi być zachowany warunek:

$$Q_{\max (red.)} < Q_{brzeg}. \quad (8.1)$$

Z warunku tego wynika, jak wskazują przedstawione na rys. 8.6 wykresy dopływającej i zredukowanej fali powodziowej, potrzebna wielkość zatrzymanej objętości fali powodziowej (V_r) (zakreskowana część wykresu). Stosunek $\frac{Q_{\max (red.)}}{Q_{\max}}$ można nazwać współczynnikiem redukcji lub tłumienia fali powodziowej. Potrzebna wielkość objętości zatrzymanej (V_r) może być realizowana nie tylko przez budowę sztucznych zbiorników przyzaporowych (w tym suchych), ale również przez poldery, planowe zalanie pewnych obszarów, a nawet, o ile to jest możliwe, przez włączenie jezior naturalnych.

8.2. Ogólne zasady retencji zbiornikowej

Właściwe zrozumienie procesu retencji daje analiza wykresu dopływów (Q_d) fali powodziowej do zbiornika naturalnego lub sztucznego oraz wykresu samoistnych, nieregulowanych odpływów (Q_o) z tego zbiornika. Dobrym przykładem byłby tu zbiornik ze swobodnym, otwartym przelewem w zaporze lub naturalne jezioro. Wykresy takie przedstawiono na rys. 8.7.



Rys. 8.7. Proces retencji w jeziorze przepływowym lub w zbiorniku ze swobodnym odpływem [116].

Wskazują one, jak szybko rosnący i po osiągnięciu szczytu szybko opadający dopływ (Q_d) przetwarza się w wyraźnie zmniejszony oraz znacznie łagodniej przybierający i opadający odpływ (Q_o). Różnica $Q_r = Q_d - Q_o$ może być potraktowana jako wielkość magazynowana (retencjonowana). Wielkości te w pierwszej fazie zbiornik napełniają, a następnie go opróżniają. Dla zbiornika zatrzymującego na jakiś czas wodę obowiązuje (jest ważne) równanie ciągłości ruchu i równanie retencji [116]

$$Q_d - Q_o = Q_r = F \frac{dh}{dt} \quad (8.2)$$

gdzie: F – powierzchnia zbiornika,

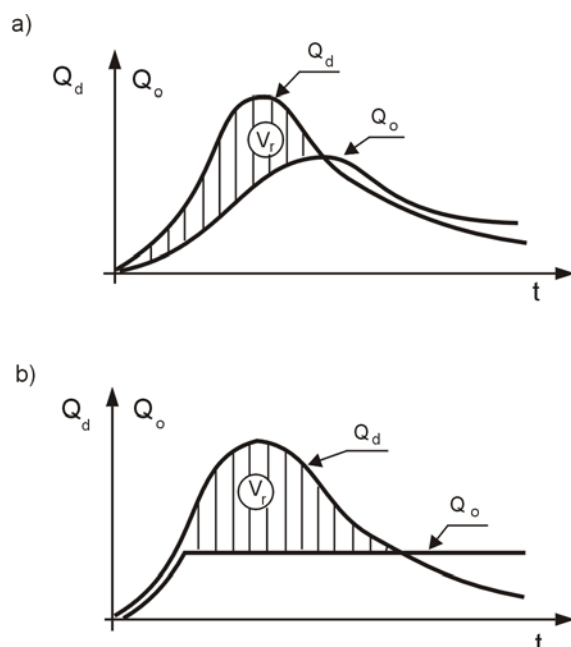
h – stan wody,

t – czas,

Wielkość retencji (Q_r) wobec tego jest ściśle związana ze stanem zbiornika (a tym samym i z jego objętością). Zerowa wartość retencji zachodzi wtedy, kiedy stan zbiornika jest maksymalny. Natomiast wielkości ekstremalne retencji (dodatnie i ujemne) powstają w miejscach, gdzie leżą punkty przegięcia krzywej stanów wody w zbiorniku (rys. 8.7). Trzeba też zaznaczyć, że zerowy punkt retencji występuje w momencie, kiedy dopływ do zbiornika (Q_d) zrównuje się z odpływem (Q_o). Jeżeli wielkość odpływu zależy tylko od stanu wody w zbiorniku (przelew otwarty) lub w jeziorze $Q_o = Q_o(h)$ to wynika z tego kolejny wniosek, że maksymalny odpływ ($Q_{o\ max}$) występuje w momencie, kiedy dopływ do zbiornika zrównuje się z odpływem. Na rys. 8.7 jest to punkt przecięcia się krzywych dopływu i odpływu.

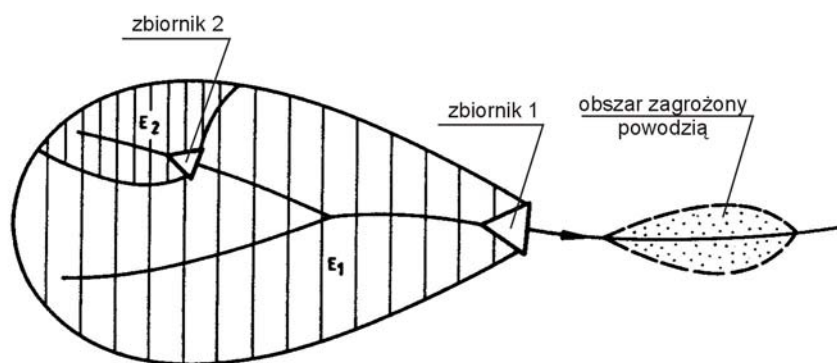
W poszukiwaniu dodatkowych możliwości zatrzymania wód powodziowych może okazać się przydatne naturalne nieuregulowane jezioro w sytuacji, kiedy może być włączone w bieg rzeki niosącej groźbę powodzi. Jest to możliwe wtedy, gdy rzeka przepływa stosunkowo blisko jeziora i gdy wykonana zostanie odpowiednia korekta jej biegu.

W jeziorze, przez które już przepływa rzeka, można uzyskać dodatkową retencję, jeżeli u wylotu rzeki z jeziora postawi się budowlę regulacyjną podpiętrzającą jezioro. Stworzy ona możliwość sterowania odpływem, a zatrzymana w jeziorze objętość wody będzie wykorzystana w redukcji szczytowych przepływów fali powodziowej (rys. 8.8b).



Rys. 8.8. Wpływ zatrzymanej w zbiorniku objętości fali powodziowej (V_r) na redukcję przepływów zrzucanych. a) bez możliwości regulacji, b) z możliwością regulacji odpływu (redukcja się zwiększa).

Jako budowla regulacyjna może być zastosowany jaz ruchomy z odpowiednio sterowanym zamknięciem. Ten przykład swą ideą przypomina zbiorniki sztuczne budowane na rzece, które szerzej będą omówione w rozdz. 8.5. Zbiorniki te utworzone przez zapory, nazywane często zbiornikami przyzaporowymi, wyposażone są w urządzenie upustowe, umożliwiające regulowanie odpływu. Są one tym bardziej skuteczne w redukcji fali powodziowej, im większą posiadają objętość i im bliżej są położone terenów zagrożonych powodzią. Pokazuje to rys. 8.9, gdzie obszar zagrożony powodzią może być chroniony dzięki retencji zbiornikowej. Wskazuje się tu, że lepszym rozwiązaniem dla chronionego obszaru jest budowa bliższego mu zbiornika (1), który kontroluje całą zlewnię (E_1) niż budowa zbiornika (2) kontrolującego tylko część zlewnię (E_2).



Rys. 8.9. Oddziaływanie zbiorników przeciwpowodziowych na ochronę terenów zagrożonych (zbiornik 1 kontroluje całą zlewnię E_1 , zbiornik 2 mniejszą zlewnię E_2).

W kolejnym rozdziale 8.3. podany jest przybliżony sposób określenia wpływu zbiornika retencyjnego o zadanej objętości rezerwy powodziowej na redukcję szczytowych wartości fali wezbrania powodziowego. Znajomość wielkości tych zredukowanych przepływów jest istotna nie tylko ze względów zabezpieczenia przeciwpowodziowego, ale ważna jest również dla określenia światła urządzeń upustowych (przelewów i spustów) zapory tworzącej zbiornik. W szeregu większych zbiorników na świecie redukcje takie są uwzględniane. Podobnie zmniejszenie przepływów (Q_m) i (Q_k) uwzględniają przepisy polskie [95].

8.3. Redukcja szczytowego przepływu fali wezbraniowej przy znanej objętości rezerwy powodziowej zbiornika i dobór światła urządzeń upustowych.

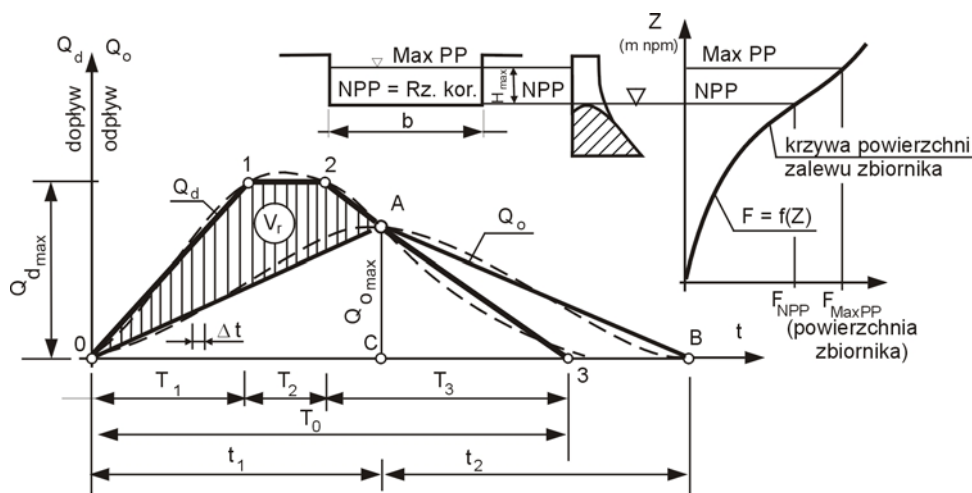
Redukcja maksymalnych przepływów fali powodziowej w wyniku retencji zbiornikowej rzutuje również, jak już wspomniano, na wielkość przelewów zapory. potrzebne światło (b) do przepuszczenia zredukowanego przepływu ($Q_{0 \max}$) jest odpowiednio mniejsze.

Niżej podaje się przybliżony sposób obliczenia zarówno zredukowanego przepływu ($Q_{0 \max}$) jak i potrzebnego światła (b) dla dwóch przypadków; 1) zbiornik z przelewem otwartym i 2) zbiornik dysponujący przelewem z zamknięciami ruchomymi [25].

8.3.1. Zbiornik z przelewem otwartym

Obliczenia oparte są na następujących założeniach i kolejności postępowania

- 1) Rzeczywisty wykres przepływów fali powodziowej przybliża się do formy trapezu (0–1–2–3), a wykres odpływu zredukowanej fali w postaci trójkąta (OAB) (rys. 8.10). Na rys. 8.10 podane są czasy trwania fali dopływającej (T_1, T_2, T_3, T_0) i zredukowanej fali wypływającej (t_1, t_2). Jeżeli T_2 jest bardzo krótki, to wykres fali można przyjąć w postaci trójkąta.
- 2) Powierzchnia trapezu 0–1–2–3 musi się równać powierzchni trójkąta OAB, ponieważ każda z tych powierzchni przedstawia objętość wody $[\sum(Q_d \Delta t)]$ jaka dostała się do zbiornika w czasie powodzi.



Rys. 8.10. Uproszczone wykresy fali powodziowej dopływającej do zbiornika $Q_d = f(t)$ i fali zredukowanej opuszczającej zbiornik $Q_o = f(t)$ (zapora z przelewem otwartym) [25]

Objętość ta wyrażona jest wzorem:

$$\sum (Q_d \Delta t) = \frac{T_0 + T_2}{2} Q_{d \max} \quad (8.3)$$

gdzie: T_0 – okres trwania fali dopływającej ($T_0 = T_1 + T_2 + T_3$),

T_2 – czas trwania największych dopływów ($Q_{d \max}$).

- 3) W momencie t' , kiedy odpływ przyjmuje szukaną maksymalną wielkość ($Q_{0 \max}$), zatrzymana w zbiorniku objętość wody (V_r) wyniesie:

$$V_r = \sum (Q_d \Delta t) - \frac{Q_{0 \max}}{2} T_0 \quad (8.4)$$

- 4) Z równania (8.4) można więc określić wielkość maksymalnego zredukowanego przepływu:

$$Q_{0 \max} = 2 \frac{\sum(Q_d \Delta t) - V_r}{T_0} \quad (8.5)$$

- 5) Znając poziomy piętrzenia w zbiorniku: Max PP i normalny poziom piętrzenia (NPP) oraz maksymalną głębokość wody nad przelewem ($H_{\max} = \nabla \text{Max PP} - \nabla \text{NPP}$) i dysponując krzywą powierzchni zalewu zbiornika [$F = f(Z)$] (patrz rys. 8.10) określa się wielkość zatrzymanej w zbiorniku objętości wody:

$$V_r = \left(\frac{F_{\text{Max PP}} + F_{\text{NPP}}}{2} \right) H_{\max} \quad (8.6)$$

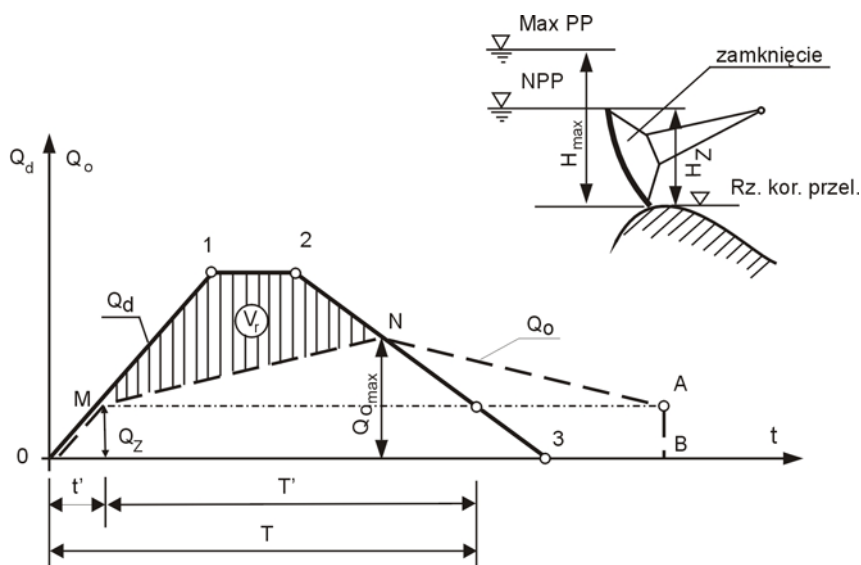
gdzie: $F_{\text{Max PP}}$ i F_{NPP} – powierzchnie zbiornika odpowiadające poziomom piętrzenia $\nabla \text{Max PP}$ i ∇NPP .

Maksymalną wielkość zredukowanego przepływu fali powodziowej ($Q_{0 \max}$) oblicza się ostatecznie ze wzoru (8.5), w którym wielkość $[\sum(Q_d \Delta t)]$ bierze się ze wzoru (8.3), a wielkość (V_r) ze wzoru (8.6).

- 6) Dla obliczonej wartości ($Q_{0 \max}$) i (H_{\max}) posługując się wzorem na wydatek przelewu, można obliczyć szukaną długość przelewu (światło) (b).

8.3.2. Zbiornik z przelewem wyposażonym w zamknięcia ruchome

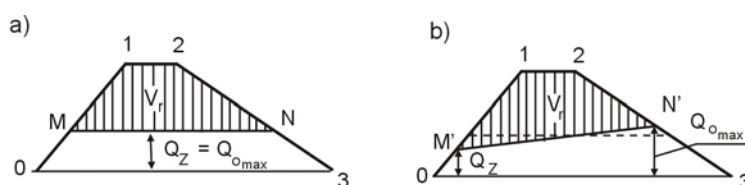
Problem rozwiązuje się przy zadanych: Max P.P., N.P.P. oraz rzędnej korony przelewu (Z_k). Wysokość warstwy retencyjnej (H_r) zawarta jest pomiędzy poziomami Max. P.P. i N.P.P. Dana jest również wysokość zamknięcia $H_z = \nabla \text{NPP} - \nabla Z_k$. Tak jak w poprzednim rozdziale, upraszcza się wykres fali powodziowej do kształtu trapezowego 0 – 1 – 2 – 3 (rys. 8.4). Wydatek przelewu przy podniesionym zamknięciu i przy wysokości warstwy przelewającej się $H = H_z$ oznacza się symbolem (Q_z). Maksymalna wysokość warstwy przelewającej się wody (H_{\max}) występuje przy Max. P.P.



Rys. 8.11. Uproszczone wykresy $Q_d = f(t)$ i $Q_0 = f(t)$ (zapora z przelewami zamykanymi [25])

Zakłada się, że w początkowej fazie dopływu fali powodziowej do zbiornika manewruje się zamknięciem w taki sposób, żeby dopływ był równy odpływowi (odc. OM na rys. 8.11). Wykres odpływu wody ze zbiornika (zrzutu wody przez przelew) zaznaczony jest na rys. 8.11 literami OMNAB. Zredukowaną wielkość przepływu $Q_{0 \max}$ można wyznaczyć z wzorów (8.5) i (8.3), jeżeli od występujących w nich wielkości (Q_d), ($Q_{d \max}$) i ($Q_{0 \max}$) odejmiemy się nie znaną na początku wielkość (Q_z) oraz zamiast T_0 wstawi się wielkość (T'). Wielkości (Q_z) nie da się określić, dopóki nie zna się szerokości światła przelewu (b). Zadanie rozwiązuje się metodą prób. W pierwszym przybliżeniu zakłada się, że przy NPP i Max PP przepływy przez przelew są jednakowe, tzn. przy całkowicie otwartych zamknięciach wielkość Q_0 nie zmienia się przy wzroście poziomu wody ponad NPP, czyli zaznaczoną na rys. 8.11 linię MN można przyjąć jako poziomą. Zadanie rozwiązuje się w następującej kolejności:

1. Ustala się wielkości (H_r), (H_{\max}) i (V_r). Zatrzymaną objętość wody w zbiorniku (V_r) zawartą pomiędzy NPP a Max PP można obliczyć wg zasad podanych dla wzoru (8.6), tylko zamiast (H_{\max}) należy wstawić (H_r).
2. Na wykresie fali powodziowej w uproszczonej formie trapezu (rys. 8.12a) prowadzi się poziomą prostą MN tak, by odcięła górną część wykresu o powierzchni (V_r). Wtedy wysokość pomiędzy prostą MN a podstawą trapezu stanowi wielkość $Q_z = Q_{0 \max}$.



Rys. 8.12. Uprozczone wykresy fali powodziowej 0-1-2-3 (patrz rys. 8.11) [25].

- a) z przybliżonym wykresem odpływu ze zbiornika OMN3,
 - b) z faktycznym (poprawionym) wykresem odpływu OM'N'3.
3. Znając $Q_{0 \max}$ i H_{\max} ze wzoru na wydatek przelewu można określić potrzebne światło przelewu (b).

Jeżeli obliczenia mają być dokładniejsze, trzeba dokonać kolejnych prób przez założenie innej wielkości Q_z (rys. 8.12b) mniejszej od poprzedniej oraz obliczenie $Q_{0 \max}$ (z uwzględnieniem nowej wielkości Q_z) omówionym wcześniej sposobem przy pomocy wzorów (8.5) i (8.3). Próby należy powtarzać do momentu, kiedy spełniony zostanie warunek

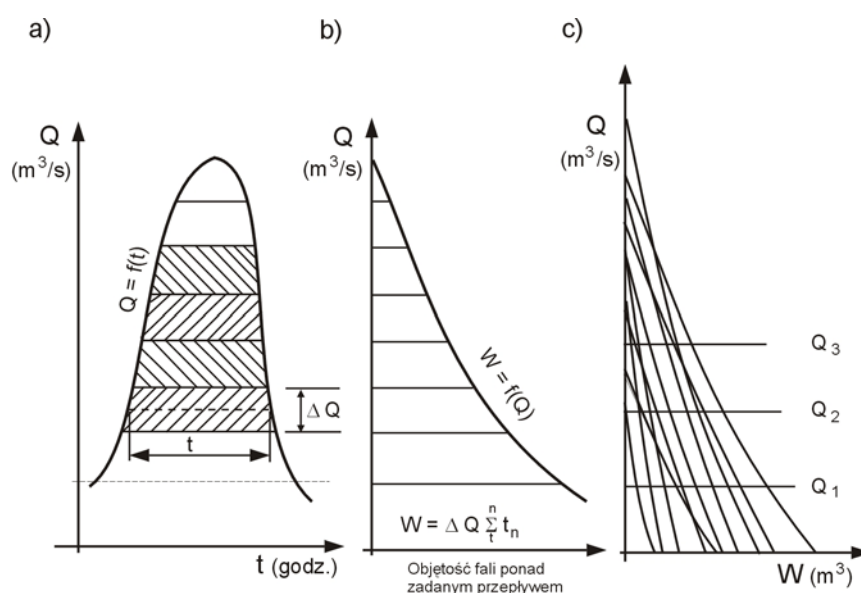
$$\frac{Q_{0 \max}}{Q_z} = \left(\frac{H_{\max}}{H_z} \right)^{3/2} \quad (8.7)$$

Po spełnieniu tego warunku (wzór 8.7) można obliczyć światło (b) dla ostatecznej wielkości $Q_{0\max}$ i H_{\max} .

8.4. Dobór potrzebnej objętości rezerwy powodziowej zbiornika dla zadanych wielkości zrzuconego przepływu dopuszczalnego

Stopień zabezpieczenia przeciwpowodziowego poniżej zbiornika będzie zależał od stopnia redukcji fali wezbraniowej. Redukcja przepływów tej fali opuszczającej zbiornik powinna być zbliżona do wody brzegowej ($Q_{\text{brzeg.}}$) lub większej, ale z umiarkowanym bilansem strat na terenach okresowo zalanych. W praktyce zapewnia się w zbiorniku taką objętość rezerwy przeciwpowodziowej, aby kulminację fali o prawdopodobieństwie występowania $p = 1\%$ (woda stuletnia) obniżyć do fali o $p = 4\% \div 5\%$ (woda 25 \div 20 letnia).

Analiza doboru objętości rezerwy powodziowej w funkcji wielkości dopuszczalnego przepływu zrzuconego ze zbiornika można przeprowadzić przy pomocy metody Bratanka [13]. Zakłada się przy tym, że zbiornik posiada urządzenia upustowe z możliwością regulacji odpływu (rys. 8.8b). Do w/w metody potrzebne są hydrogramy wezbrań rocznych z M-letniego okresu czasu (rys. 8.13a). Są one traktowane jako zdarzenia losowe. Z hydrogramów tego okresu sporządza się (M) krzywych objętości fali $W = f(Q)$ (rys. 8.13b) sumując objętości paskami ($\Delta Q t$) od szczytu hydrogramu w dół.



Rys. 8.13. Obliczenie rezerwy przeciwpowodziowej metodą Bratanka [122].

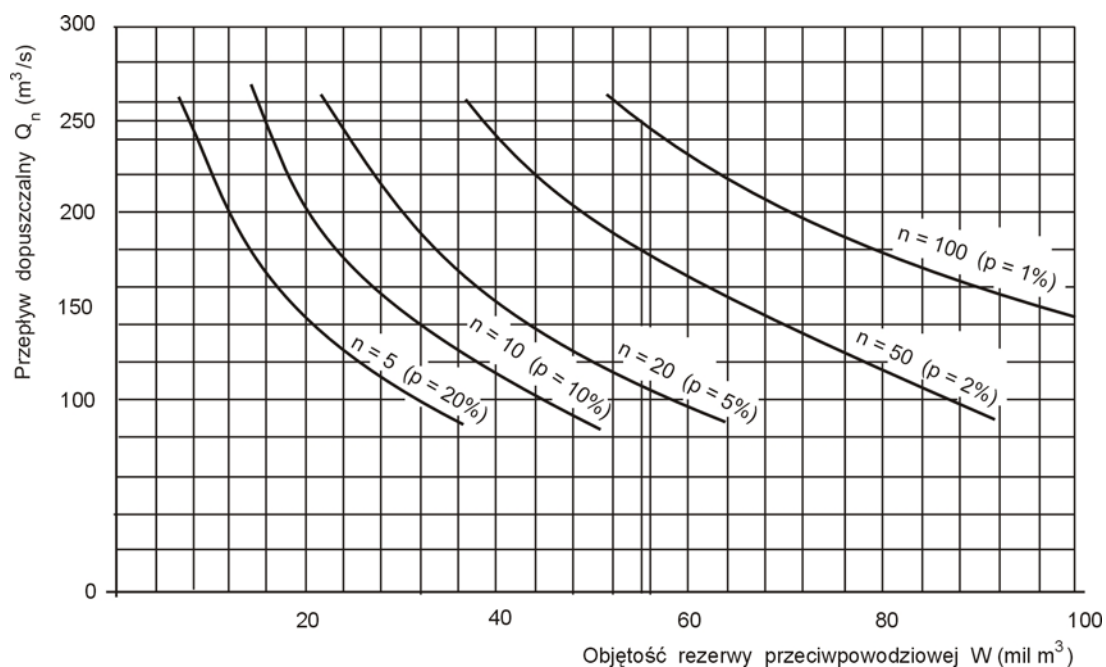
- a) hydrogram wezbrania ($Q = f(t)$), b) krzywa objętości fali wezbrania $W = f(Q)$,
- c) zbiorczy wykres krzywych $W = f(Q)$.

Przepływowi (Q) z tej krzywej odpowiada objętość fali (W) dla wszystkich przepływów większych od Q . Dalej nanosi się wszystkie krzywe sumowe na jeden wykres (rys. 8.13c) i

zaznacza się na nich kilka poziomów wielkości zrzuconych przepływów dopuszczalnych (Q_1), (Q_2), (Q_3) przy założeniu, że są one nieszkodliwe dla terenów znajdujących się poniżej zbiornika.

Dla każdego założonego przepływu dopuszczalnego (Q_n) otrzymuje się w ten sposób (M) wartości (W). Wielkości (W), które dalej określa się jako objętości szkodliwe (ponieważ muszą być zatrzymane w zbiorniku) oraz ich częstości występowania (n) (1 raz na n lat) dla każdego przyjętego (Q_n) nanosi się na układ współrzędnych $Y = W$; $X = n$. W ten sposób otrzymuje się dane potrzebne do wykreślenia krzywych prawdopodobieństwa występowania szkodliwej, czyli potrzebnej objętości (W), która powinna być zatrzymana w zbiorniku. Krzywe te mogą służyć do sporządzenia nomogramu, przy pomocy którego ustala się potrzebną rezerwę przeciwpowodziową dla określonego stopnia zabezpieczenia doliny na n -letnią falę powodziową ($p\%$) oraz dla znanej wielkości zrzuconego przepływu dopuszczalnego.

Dla przykładu podaje się sporządzony wg powyższej metody nomogram [122] dla zespołu zbiorników Otmuchów-Głębinów (rz. Nysa Kłodzka) na podstawie hydrogramów fal z 24 lat oraz dla założonych poziomów przepływu dopuszczalnego $Q_{1,2,3,4} = 100; 150; 200; 250 \text{ m}^3/\text{s}$ (rys. 8.14). Można np. z niego odczytać: przy dopuszczalnym zrzucie $Q = 250 \text{ m}^3/\text{s}$ i zabezpieczeniu przed wodą 100-letnią ($p = 1\%$) potrzebna rezerwa powodziowa (kontrolowana) wyniesie $W = 55,2 \text{ mln m}^3$, a przy $Q = 200 \text{ m}^3/\text{s}$ $W = 72 \text{ mln m}^3$.



Rys. 8.14. Nomogram do ustalenia kontrolowanej rezerwy przeciwpowodziowej według zabezpieczenia na n -letni przepływ (prawdopodobieństwo przepływu $p\%$) [122]

8.5. Zbiorniki przyzaporowe i ich funkcje

8.5.1. Cele budowy zbiornika

Retencyjny zbiornik przyzaporowy, jak już wspomniano, jest tworem sztucznym powstałym w wyniku przegrodzenia doliny rzecznej i spiętrzenia wód przy pomocy zapory ziemnej lub betonowej. Gromadzenie w nim wody wiąże się z podwyższaniem poziomu wody i to na znaczną nieraz wysokość. Objętość zmagazynowanej wody zależy od wielkości przepływów w rzece, wysokości piętrzenia i pojemności przegradzanej doliny. Wysokość piętrzenia nie jest dowolna i jest ograniczona przede wszystkim warunkami topograficznymi doliny jak również kosztami zalania terenu, w tym wywłaszczeń.

Zbiorniki oprócz dużego znaczenia w ochronie przeciwpowodziowej stwarzają szerokie możliwości realizacji takich celów gospodarki wodnej jak wykorzystanie zgromadzonych wód dla: 1) hydroenergetyki, 2) zaopatrzenia w wodę pitną i przemysłową, 3) żeglugi śródlądowej, 4) nawodnień, 5) hodowli ryb oraz 6) turystyki i sportów wodnych. A więc bardzo często zbiorniki mają charakter wielozadaniowy. W tabelicy 8.1. zestawiono dla przykładu wybrane największe zbiorniki na świecie, gdzie podane są pojemności i powierzchnie zalewu. Dla porównania w tabl. 8.2. zestawiono zbiorniki wielozadaniowe wybudowane w Polsce, w tym i te największe, których pojemności jak widać daleko odbiegają od tych z tabl. 8.1.

Tablica 8.1.

Największe zbiorniki retencyjne na świecie [39]

L.p.	Nazwa zbiornika	Rzeka	Kraj	Obj. całkowita zbiornika (mld m ³) (km ³)	Pow. zbiornika (km ²)
1	Brack	Angara	Rosja	169,3	5470
2	Kariba	Zambezi	Zambia, Zimbabwe	160,4	4450
3	Saad-el-Ali (Naser)	Nil	Egipt, Sudan	157,0	5120
4	Volta	Volta	Gana	148,0	8480
5	Manicoagan 5	Manicoagan	Kanada	142,0	1940
6	Krasnojarsk	Jenisiej	Rosja	73,3	2000
7	Wadi-Tartar	Tygrys	Irak	67,0	2000
8	Kujbyszew	Wołga	Rosja	58,0	6448
9	Mead	Colorado	Stany Zjednoczone	36,7	631
10	Glen Canyon	Colorado	Stany Zjednoczone	33,3	646

Tablica 8.2.

Wielozadaniowe zbiorniki retencyjne w Polsce służące do ochrony przeciwpowodziowej

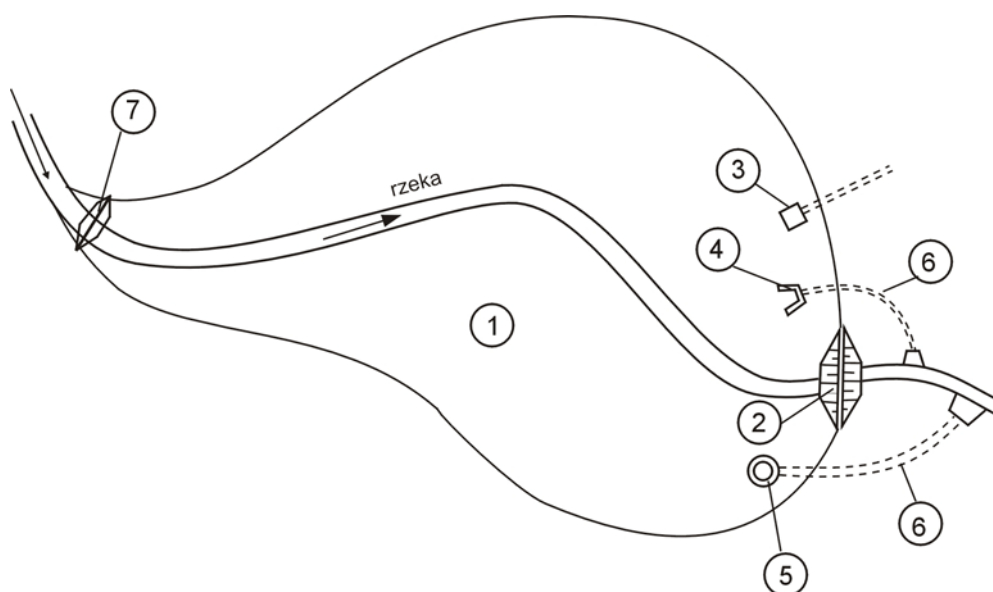
L.p.	Nazwa zbiornika	Rok budowy	Rzeka	Pojemność zbior. (mil. m ³)		Główny użytkownik
				całkowita	powodziowa	
Zlewnia Wisły						
1	Żur	1929	Wda	16,0	11,0	Energ.
2	Porąbka	1936	Soła	28,0	5,0	Energ.
3	Kozłowa Góra	1940	Brynica	16,0	2,0	Przem., G.kom
4	Rożnów	1941	Dunajec	184,0	80,0	Energ.
5	Goczałkowice	1956	Wisła	163,0	60,0	Przem., G. kom.
6	Przeczyce	1963	Przemsza	21,0	3,0	Przem.
7	Tresna	1967	Soła	107,0	29,0	Energ.
8	Solina	1968	San	506,0	82,0	Energ.
9	Chańcza	1984	Czarna	24,0	6,9	Przem.
10	Dobczyce	1986	Raba	125,0	25,8	G. kom.
11	Łąka	1987	Pszczynka	12,0	3,3	G. kom.
12	Czorsztyn	1991	Dunajec	231,0	63,3	Energ.
13	Klimkówka	1991	Ropa	43,5	8,0	Energ.
Zlewnia Odry						
1	Leśna	1908	Kwisa	15,0	8,0	Energ.
2	Pilchowice	1912	Bóbr	50,0	20,0	Energ.
3	Lubachów	1913	Bystrzyca	8,0	2,0	Energ.
4	Otmuchów	1933	Nysa Kłodzka	135,0	39,0	Energ., Przem., Żeg.
5	Turawa	1937	Mała Panew	108,0	19,0	Energ., Przem.
6	Dzierżno Duże	1964	Kłodnica	94,0	6,0	Żeg.
7	Głębinów	1971	Nysa Kłodzka	111,0	27,1	Żeg., Energ.
8	Pakość	1974	Noteć	87,2	4,1	Rol., Żeg.
9	Pławniowice	1975	Potok Tuszecki	29,1	2,0	
10	Słup	1978	Nysa	37,9	6,9	Przem.
11	Mietków	1985	Bystrzyca	70,0	5,0	Żeg., Rol.
12	Dobromierz	1986	Strzegomka	11,3	1,3	G. kom.
13	Jeziorsko	1987	Warta	202,8	172,6	Rol., Przem.

Uwaga! oznaczenia użytkowników: Energ. – energetyka, Przem. – zaopatrzenie przemysłu w wodę, G. kom. – gospodarka komunalna, Żeg. – żegluga, Rol. – rolnictwo, nawodnienia.

Woda w zbiorniku, jak stwierdzono wyżej, wykorzystywana jest na ogół nie dla jednego, a kilku celów, a wtedy gospodarka pojemnością zbiornika może prowadzić do konfliktów z użytkownikami. Dlatego potrzebny jest zawsze elastyczny i racjonalny program

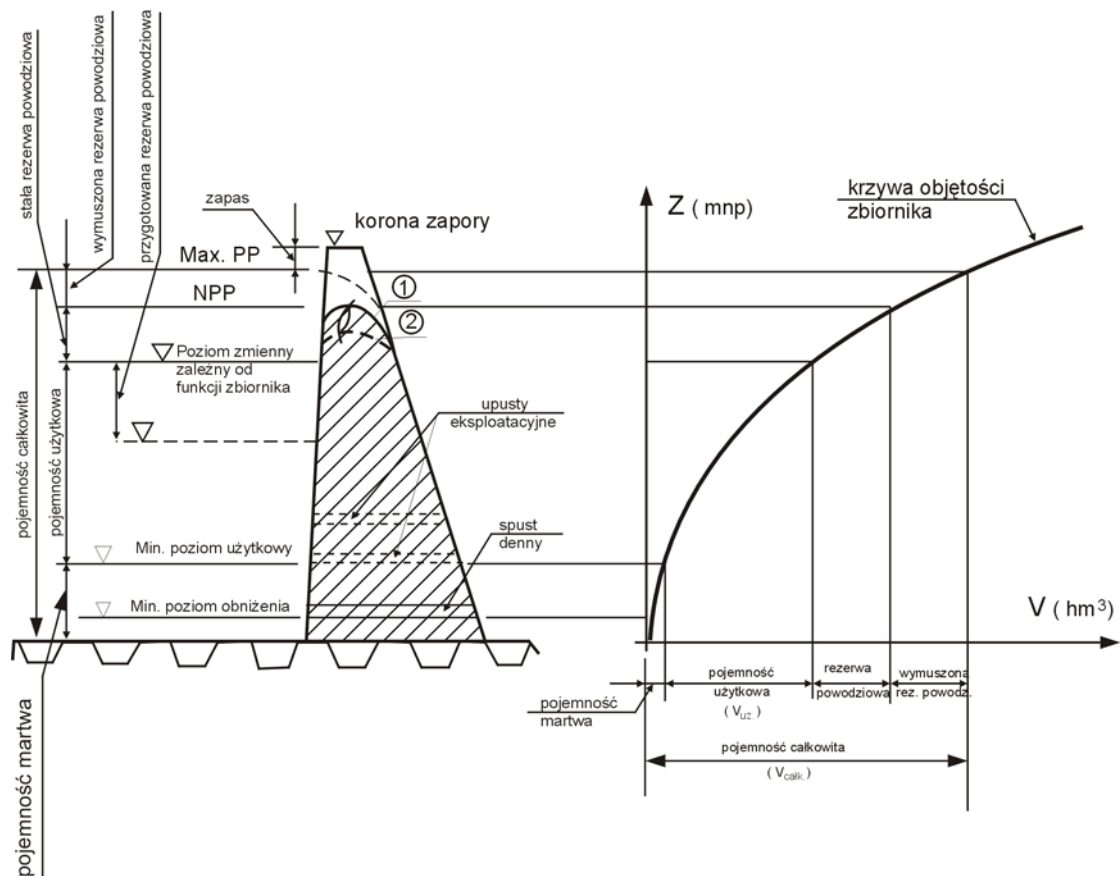
użytkowania zgodny z aktualnym prawem wodnym i zatwierdzoną przez właściwe władze szczegółową instrukcją eksploatacji zbiornika.

Zbiornik zazwyczaj osiąga wysoki poziom wody w porze wiosennej. Są to: poziom normalnego piętrzenia lub jeszcze wyższy, który nie może być przekroczony – maksymalny poziom piętrzenia (Max PP). Na ogół poziom wody zaczyna się obniżać w okresach letnich, jesiennych i zimowych, kiedy to między innymi pobiera się wodę na nawodnienia lub zużywa się więcej wody na produkcję energii elektrycznej w elektrowniach zbiornikowych. Schematyczny plan zbiornika z urządzeniami do ujęć wody dla celów użytkowych oraz urządzeniami do odprowadzenia wód powodziowych oraz opróżnienia zbiornika pokazano na rys. 8.15.



Rys. 8.15. Elementy zapory i zbiornika [11]. 1 – zbiornik retencyjny, 2 – zaporę ziemną, 3 – ujęcie wody użytkowej, 4 – spust denny, 5 – odprowadzenie wód wielkich (przelew szybowy) 6 – sztolnie, 7 – zbiornik cofkowy (zbiornik wstępny).

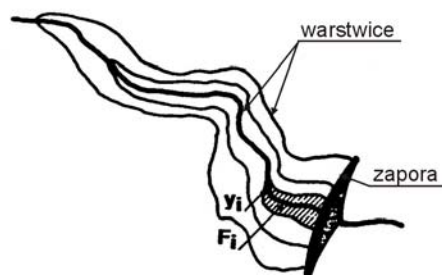
Zaznaczona tam zaporę (2) jest typu ziemnego, stąd urządzenia upustowe i ujęcia wody znajdują się poza obrębem zapory. Ulokowanie tych urządzeń w korpusie zapory ziemnej grozi zawsze powstaniem uprzywilejowanych dróg filtracji na ich kontakcie z zaporą. Cyfrą (7) zaznaczono nie zawsze wykonywaną zaporę cofkową lub inaczej zwaną zaporą zbiornika wstępnego. Pozwala ona utrzymać w miarę stały poziom w cofce zbiornika niezależnie od poziomu piętrzenia w samym zbiorniku. Charakterystyczne poziomy wody w zbiorniku i podział jego pojemności na poszczególne strefy pokazane są na rys. 8.16. Tutaj wszystkie urządzenia upustowe umieszczone są w korpusie zapory betonowej.



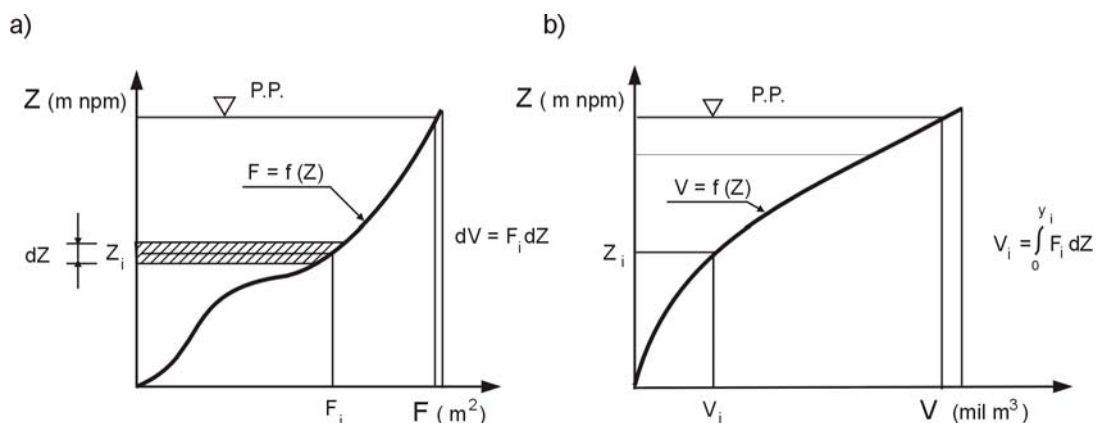
Rys. 8.16. Poziomy piętrenia i podział pojemności zbiornika wielozadaniowego
 1 – wariant ze stałym przelewem, 2 – wariant przelewu z zamknięciem.

8.5.2. Dobór pojemności zbiornika

Do analizy projektowanego zbiornika niezbędne są dwie podstawowe charakterystyki: krzywa powierzchni zalewu zbiornika i krzywa pojemności zbiornika. Obie wyznacza się w funkcji poziomu piętrzenia. Pozwalają one dla danego poziomu piętrzenia (Z) odczytać wielkość powierzchni zalewu zbiornika (F) i jego pojemność (V). Krzywą powierzchni zalewu [$F = f(Z)$] pokazaną na rys. 8.18a uzyskuje się na podstawie planu warstwicowego terenu zalewanego przez zbiornik (rys. 8.17). Krzywą pojemności zbiornika [$V = f(Z)$], pokazaną na rys. 8.18b uzyskuje się przez sumowanie (całkowanie) cząstkowych powierzchni (F_i) pomnożonych przez przyjętą grubość warstwy (dZ). Poziom piętrzenia wyrażony jest zazwyczaj przy pomocy wysokości bezwzględnych (m npm).



Rys. 8.17. Plan warstwicowy zbiornika



Rys. 8.18. Określenie krzywych charakterystycznych zbiornika

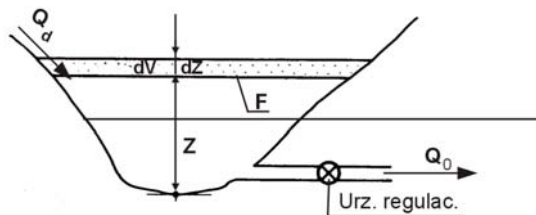
- a) krzywa powierzchni zalewu $F = f(Z)$
- b) krzywa pojemności $V = f(Z)$

Potrzeba budowy zbiornika, poza ochroną przeciwpowodziową, dla innych celów wynika z faktu, że aktualne przepływy w rzece nie zawsze pokrywają się z aktualnym zapotrzebowaniem wody np. dla celów pitnych i przemysłowych lub nawodnień dla rolnictwa. Nierównomiernie rozłożone w czasie zasoby wód płynących należy gromadzić w okresach większych przepływów by móc je zużytkować w czasie zwiększonych potrzeb. Przy analizie doboru pojemności zbiornika potrzebne są roczne wykresy stanów i przepływów w rzece dla roku przeciętnego oraz mokrego i suchego. Poza tym trzeba mieć wiarygodne rozeznanie w zapotrzebowaniu na wodę dla różnych celów w okresie całorocznym. Dla tego okresu trzeba sporządzić ciągłą funkcję dopływów do zbiornika (Q_d) oraz funkcję zapotrzebowania wody dla celów gospodarczych, czyli odpływów ze zbiornika (Q_o).

Chwilowy pobór magazynowanej w zbiorniku wody może być opisany równaniem retencji. Przedstawia ono swego rodzaju bilans wodny w przyroście czasu (dt) [109]:

$$(Q_d - Q_o)dt = F dZ = dV \quad (8.8)$$

w którym: $F = F(Z)$ – powierzchnia zbiornika w funkcji rzędnej zwierciadła wody (Z); $Z = Z(t)$ – rzędna zw. wody w funkcji czasu (t); $V = V(Z)$ – pojemność zbiornika w funkcji (Z); $Q_d = Q_d(t)$ – dopływ do zbiornika w funkcji (t); $Q_o = Q_o(t)$ – odpływ ze zbiornika w funkcji (t). Schemat zbiornika z oznaczeniami jak wyżej przedstawiony jest na rys. 8.19.



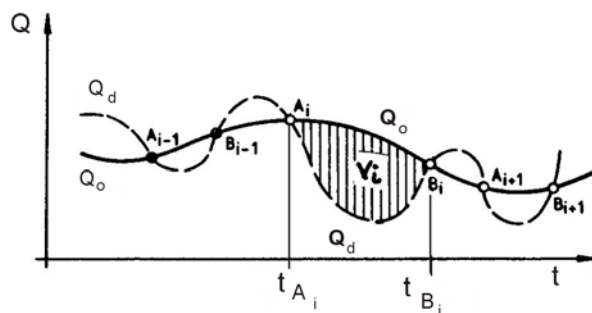
Rys. 8.19. Schemat zbiornika z regulowanym odpływem (Q_o)

Potrzeba dysponowania wodą w zbiorniku zachodzi w momencie, kiedy odpływy przeważają nad dopływami. Wtedy zbiornik zgodnie ze schematem i oznaczeniami podanymi na rys. 8.20 musi oddać pojemność wyrażoną równaniem:

$$V_i = \int_{t_{A_i}}^{t_{B_i}} (Q_o - Q_d) dt \quad (8.9)$$

co znaczy, że pojemność zbiornika (V) w momencie (t_{A_i}) musi być przynajmniej równa pojemności niedoboru (V_i) z poprzedniego równania, czyli:

$$V_{t_{A_i}} = \int_0^{t_{A_i}} (Q_d - Q_o) dt \geq V_i \quad (8.10)$$



Rys. 8.20 Wykresy dopływów (Q_d) i odpływów (Q_o) ze zbiornika [116]

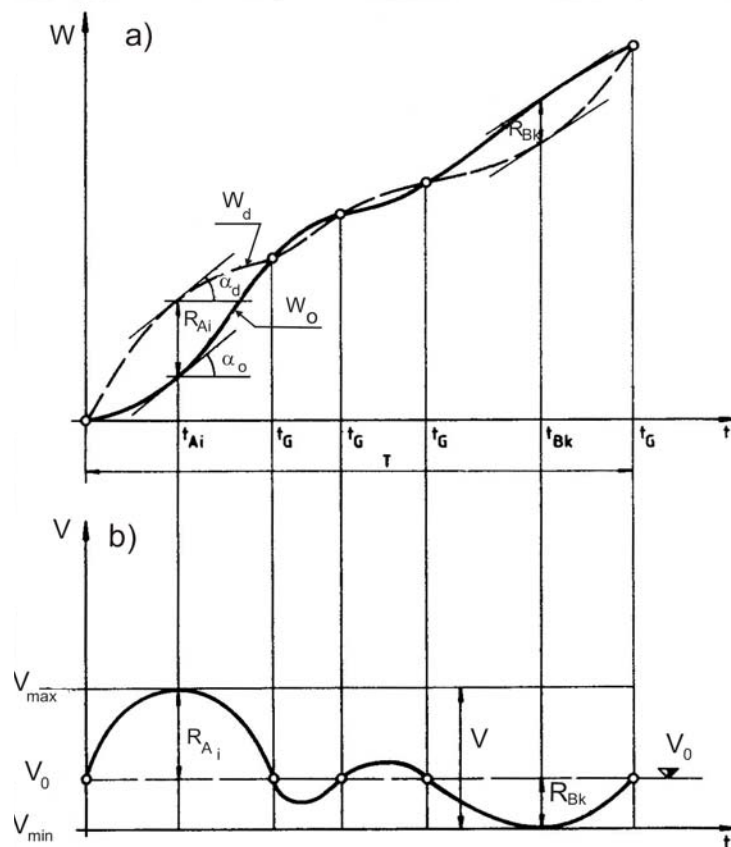
W planowaniu gospodarki wodą w zbiorniku trzeba zakładać, że w określonym czasie (T) np. 1-go roku wykorzysta się tyle wody ile jej dopłynie. Zadanie doboru pojemności zbiornika rozwiązuje się na podstawie krzywych sumowych dopływu i odpływu. Ilość dopływającej wody (W_d), odpływającej (W_o) i odpowiadającej tym wielkościom różnicy (R) określa się wzorami:

$$W_d = \int_T Q_d dt \quad ; \quad W_o = \int_T Q_o dt \quad ; \quad R = W_d - W_o \quad (8.11)$$

Wielkość różnicy (R) (wzór 8.11) zbiornik przyjmuje względnie odejmuje. Miejsca ekstremalne różnicy leżą tam, gdzie zachodzi zależność

$$\frac{dR}{dt} = \frac{dW_d}{dt} - \frac{dW_o}{dt} = Q_d - Q_o = 0 \quad (8.12)$$

a więc tam, gdzie $Q_o = Q_d$, względnie $\text{tg } \alpha_o = \text{tg } \alpha_d$, gdzie α_o i α_d są kątami nachyleń stycznych do krzywych sumowych odpływów (Q_o) i dopływów (Q_d) (rys. 8.21a).



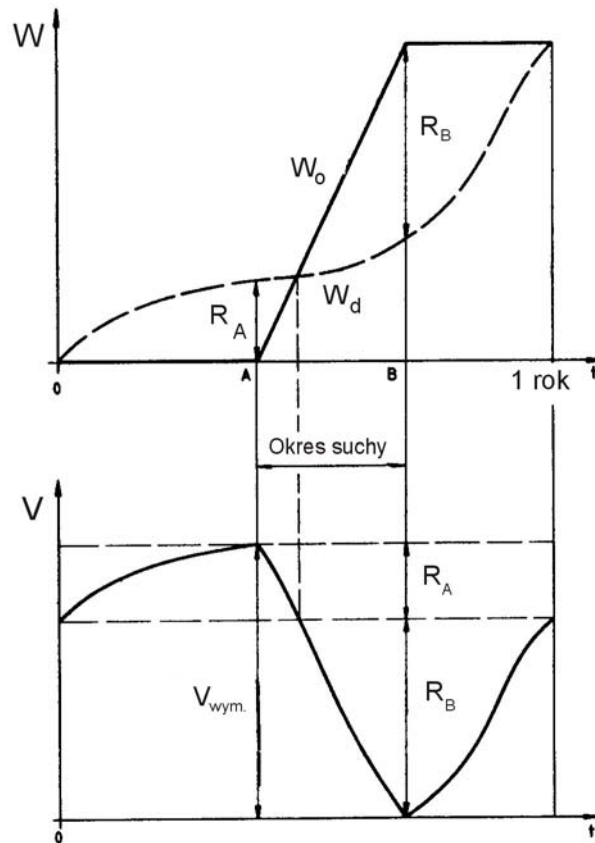
Rys. 8.21. Ogólne zasady doboru pojemności zbiornika [116]

- a) krzywe sumowe dopływów (W_d) i odpływów (W_o)
- b) krzywa zmian pojemności zbiornika

Szczególnie wyraźnie zachodzi to dla czasu (t_{Ai}), gdzie uzyskuje się największą dodatnią wartość różnicy (R_{Ai}) i dla czasu (t_{Bk}), gdzie występuje największa ujemna wartość różnicy (R_{Bk}). Wynika stąd wniosek, że wymaganą pojemnością zbiornika (V_{wym}) będzie:

$$V_{wym.} = R_{Ai} + |R_{Bk}| \quad (8.13)$$

Pokazane na rys. 8.21a wykresy krzywej sumowej dopływów i odpływów, powiązane z wykresem zmian pojemności zbiornika (rys. 8.21b) wyjaśniają też, że w punktach oznaczonych symbolem (t_G) sumy ilości dopływów i sumy ilości odpływów wody są sobie równe, ale przepływy Q_d i Q_o w tych punktach są różne (rys. 8.20). Dla przykładu podaje się na rys. 8.22 prosty przykład wymiarowania (doboru) pojemności zbiornika użytkowanej tylko w okresie suszy. Do analizy przyjęto pod względem hydrologicznym rok przeciętny.



Rys. 8.22. Dobór pojemności zbiornika ($V_{wym.}$) przy założeniu, że wszystkie dopływy zużywa się w okresie suchym [116]

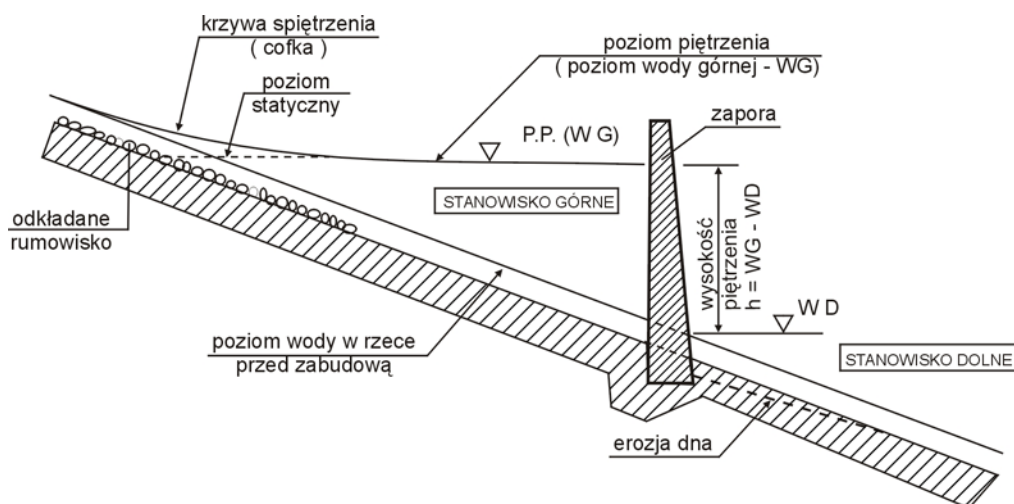
Na rys. 8.22 pokazane są krzywe sumowe dopływów i odpływów (W_d) i (W_o) oraz wykres pojemności zbiornika (V). Wymagana tu objętość zbiornika ($V_{wym.}$) jest sumą zaznaczonych na rys. 8.22 (R_A) i (R_B) tj. $V_{wym} = R_A + |R_B|$.

Omówione wyżej ogólne zasady doboru pojemności użytkowej zbiornika nie wykluczają potrzeby włączenia do zbiornika określonej pojemności przeznaczonej na przejście fal powodziowych, tak jak to widać na rys. 8.16., gdzie przewiduje się normalną rezerwę powodziową, kiedy to dopuszcza się przyjęcie wód powodziowych ponad NPP, aż do osiągnięcia Max PP. Jak widać, wielkość normalnej rezerwy powodziowej nie jest narzucona z góry. Może ona być wielkością zmienną, a ostateczna decyzja o jej wielkości powinna być zależna od prognozy wielkości spodziewanej fali powodziowej.

8.5.3. Wpływ zbiornika przyzaporowego na zmianę reżimu rzeki

Przegrodzenie koryta rzeki budowlą piętrzącą (jazem, zaporą) zasadniczo zmienia dotychczasowy reżim rzeki. Przed omówieniem tych zmian należy ustalić nazwę pewnych pojęć związanych z faktem istnienia budowli piętrzącej. Wybudowana zapora dzieli rzekę na tzw. stanowisko górne powyżej zapory i jest to miejsce powstającego zbiornika oraz

stanowisko dolne – to co znajduje się poniżej zapory (rys. 8.23). czasem określa się te stanowiska jako „woda górna” (W.G.) i „woda dolna” (W.D.).



Rys. 8.23. Wpływ budowli piętrzącej na zmianę reżimu rzeki.

Spiętrzona woda w zbiorniku charakteryzuje się poziomem piętrzenia, który może być zmienny dzięki możliwości regulacji odpływu przy pomocy urządzeń upustowych. Różnica pomiędzy poziomem piętrzenia a poziomem wody w rzece poniżej zapory nazywana jest wysokością piętrzenia i zazwyczaj określana jest symbolem (h). Poziom piętrzenia przy oddalaniu się od zapory w górę stopniowo przechodzi w krzywą spiętrzenia (cofkę), która zależna jest nie tylko od wyjściowego poziomu piętrzenia, ale i od aktualnego przepływu wody w rzece. A więc dla danego poziomu piętrzenia istnieje szereg krzywych spiętrzenia. Im większe przepływy, tym większe są stany wód w części cofkowej.

a) Zjawiska zachodzące na górnym stanowisku

W wyniku powstania zbiornika na rzece zmienia się radykalnie reżim poziomów i prędkości wody, szczególnie na stanowisku górnym. Dobrze ilustruje to profil podłużny rzeki w obrębie zbiornika, przedstawiony na rys. 8.23. Głębokość wody na górnym stanowisku stopniowo się zwiększa od części cofkowej (wlot rzeki do zbiornika) w kierunku zapory. W związku z tym w miarę zbliżania się do zapory zwiększają się przekroje poprzeczne, a ponieważ wielkość przepływu na całej długości zbiornika jest taka sama, to zgodnie z równaniem ciągłości przepływu, prędkości wody w tym kierunku muszą maleć. Ma to swoje konsekwencje w sposobie odkładania się rumowiska w zbiorniku. Rumowisko wleczone o najgrubszym uziarnieniu odkładane jest w górze zbiornika, a dalej uziarnienie odłożonego rumowiska się zmniejsza. Odkładanie się rumowiska głównie w strefie cofkowej zbiornika ma swoje dalsze konsekwencje. Na tym obszarze podwyższa się dno, a tym samym zwiększają się poziomy wody, szczególnie przy dużych przepływach wód mających charakter powodzi. Grozi to zalaniem terenów w obrębie cofki. Środkiem przeciwdziałającym

zanoszeniu rumowiskiem jest ochrona zlewni przed erozją i budowa zapór przeciwrumowiskowych na dopływach, lub budowa tzw. zbiorników wstępnych (zapór cofkowych) w części cofkowej zbiornika głównego. Do ujemnych skutków można zaliczyć falowanie wiatrowe na zbiorniku, które może niszczyć nieubezpieczone brzegi i stwarzać dodatkowe źródło zamulenia czaszy zbiornika. Istotne też jest podwyższanie się poziomów wód gruntowych w obrębie zbiornika, które mogą być przyczyną zabagnienia przyległych terenów. Można temu zapobiec, ale wiąże się z tym dodatkowe, nieraz znaczne koszty. Zbiornik po wybudowaniu niezależnie od jego głównych funkcji staje się ośrodkiem zainteresowania ludzi szukających rekreacji lub chcących ulokować kapitał w rozwój zakładów użyteczności publicznej i to w pobliżu zbiornika. Takie zwiększenie napływu ludzi może doprowadzić do konfliktu z szeroko rozumianą ochroną środowiska, która i tak zostaje zakłócona przez budowę zbiornika [126]. Dlatego nie należy dopuszczać do zbytniego rozwoju budownictwa letniskowego czy innego w bliskim sąsiedztwie zbiornika, które grozi możliwością wprowadzenia do niego zanieczyszczeń. Budowane oczyszczalnie muszą bezwzględnie mieć swoje zrzuty poniżej zbiornika.

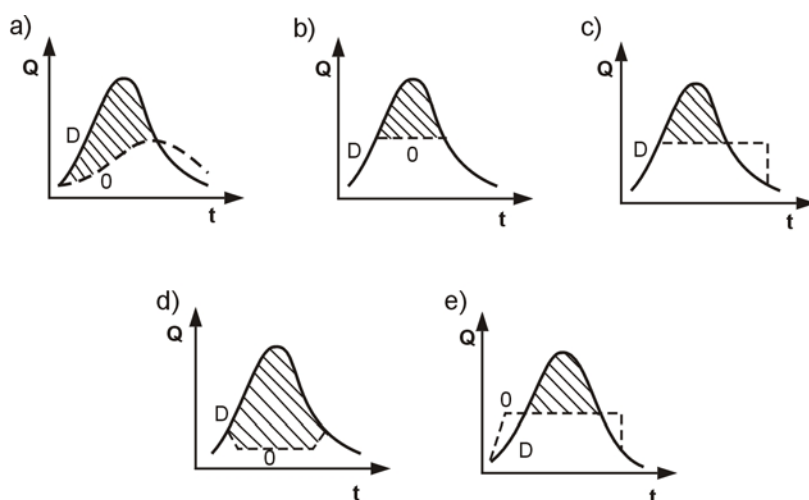
b) Zjawiska zachodzące na dolnym stanowisku

Reżim hydrologiczny panujący na górnym stanowisku wpływa znacząco na kształtowanie się koryta rzeki poniżej zapory, czyli na dolnym stanowisku. Prowadzi to do zmiany profilu koryta i zmian poziomów wody. Duże znaczenie ma w tym wysokość piętrzenia oraz przenoszenie i ewentualna akumulacja rumowiska w zbiorniku. Jeżeli rzeka prowadzi duże ilości rumowiska, które odkładane jest w zbiorniku, to upuszczana ze zbiornika woda pozbawiona tego rumowiska, mając nadmiar energii, zaczyna intensywnie rozmywać koryto poniżej i to nieraz na znaczną długość. Dopiero w określonej odległości od zapory rzeka odtwarza swój stan nasycenia rumowiskiem, dzięki czemu traci swoją zdolność erozyjną. Skutkiem powyższego zjawiska jest stopniowo obniżające się dno rzeki poniżej budowli piętrzącej i związane z tym obniżanie się poziomów wody dolnej. Obniżenie wody dolnej pociąga za sobą obniżenie poziomów wód gruntowych, co może niekorzystnie się odbić na uprawach rolnych oraz ujęciach wód gruntowych. Walka z erozją poniżej budowli piętrzącej może być skuteczna, kiedy niżej zbuduje się kolejny stopień piętrzący, którego cofka powinna „podeprzeć” wyżej leżącą budowlę, to znaczy stworzyć większą od dotychczasowej głębokość wody na dolnym stanowisku. Jest to zasada budowania tzw. kaskad stopni wodnych. Drugim sposobem realizowanym praktycznie jest regularne okresowe zasilanie rzeki rumowiskiem na dolnym stanowisku. Praktykuje się to skutecznie w Niemczech na Renie i w Austrii na Dunaju.

8.5.4. Ogólne zasady przepuszczania fali powodziowej przez zbiornik

Sposób sterowania zbiornikiem w okresie przepuszczania fali powodziowej i związane z tym hydrogramy fali dopływu i odpływu sprowadzają się do różnych metod sterowania odpływu ze zbiornika [124]. Można tu między innymi wyróżnić:

- Przelew swobodny (bez zamknięć). Po uruchomieniu przelewu nie ma możliwości sterowania objętości odpływu (rys. 8.24a).
- Metoda odpływu ze stałą objętością. Przelew musi być wyposażony w zamknięcia (urządzenia upustowe). Część fali zatrzymana jest w zbiorniku (rys. 8.24b).
- Metoda stałego odpływu. Od pewnego momentu odpływ przyjmuje wartość stałą aż do opróżnienia zbiornika (rys. 8.24c).
- Metoda zmniejszenia odpływu przed kulminacją. Stosuje się przy wezbraniach o dużej częstotliwości (rys. 8.24d).
- Metoda z wyprzedzającym zwiększeniem odpływu. Stosuje się przy zainstalowaniu systemu prognozowania powodzi z wiarygodną informacją i z odpowiednim wyprzedzeniem (rys. 8.24e).



Rys. 8.24. Sposoby sterowania zbiornikami przeciwpowodziowymi [124]: a) przelew swobodny, b) odpływ ze stałą objętością, c) stały odpływ, d) zmniejszenie odpływu przed kulminacją, e) wyprzedzające zwiększenie odpływu.

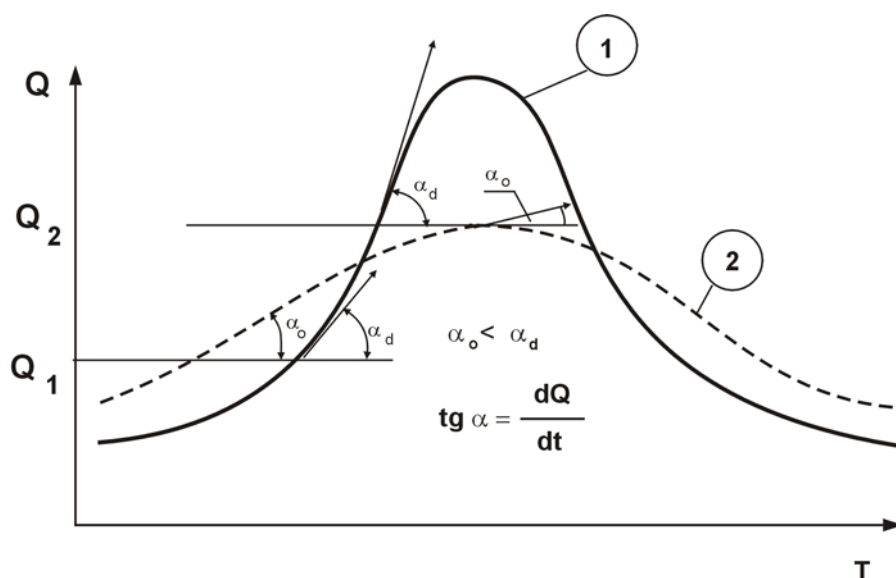
Q – przepływy, t – czas, D – dopływ, O – odpływ.

O wyborze polityki sterowania decydują różne czynniki jak: 1) charakterystyka zlewni, 2) kształt hydrogramu fali, 3) eksploatacji innych zbiorników w danej zlewni, 4) dostępność systemu prognozowania, 5) czas dopływu fali i czas ostrzegania.

Dla obsługi, która kieruje gospodarką zbiornika bardzo istotne jest rozróżnienie etapowości przyjmowania przez zbiornik nadchodzącego wezbrania powodziowego. W pracy załogi można wyróżnić trzy okresy: 1) rutynowa operacja zbiornikiem w czasie pełnienia jego

funkcji ale nie dotyczącej powodzi, 2) stan pogotowia powodziowego oraz 3) przepuszczenie fali powodziowej przez zbiornik. Po ogłoszeniu stanu pogotowia powodziowego należy zwracać uwagę na następujące wskaźniki: aktualny poziom zbiornika (Z), stopień wzrostu dopływu (dQ/dt) (stosunek przyrostu dopływu do przyrostu czasu). Przepuszczanie fali powodziowej będzie polegać na właściwym sterowaniu urządzeniami upustowymi zapory. Operacja ta jest trudna i bardzo odpowiedzialna ze względu na szereg ograniczeń i warunków, jakie powinny, ale nie zawsze mogą być spełnione. Do nich należą [78]:

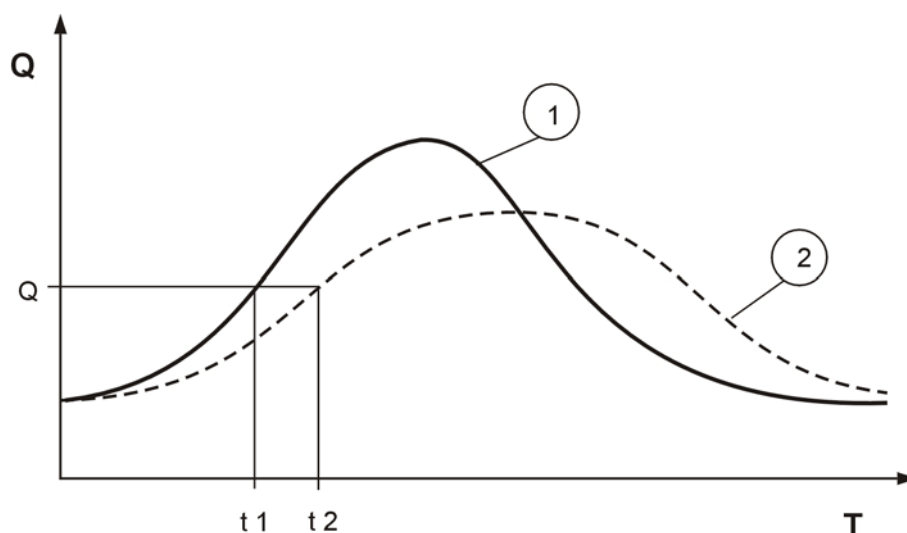
- Utrzymanie w miarę możliwości największej pojemności zbiornika tak, aby po przejściu fali dysponować maksymalnym poziomem piętrzenia. Jest to typowy postulat energetyki, jeżeli zbiornik użytkowany jest jednocześnie do produkcji energii elektrycznej,
- Maksymalne łagodzenie powodzi przez maksymalną redukcję przepływów ekstremalnych fali. Wiązą się z tym wielkości utrzymywanych w zbiorniku rezerw powodziowych. A te zależą od celów, jakim służy zbiornik. Czynnikiem kontrolującym jest odpływ ze zbiornika, który przede wszystkim nie może być większy od szczytowych przepływów fali i musi się zawierać w granicach przepływu dopuszczalnego (Q_{dop}) nieszkodliwego dla terenów niżej położonych. Ważne jest jednocześnie, by się nie zwiększał stopień wzrostu odpływu (dQ/dt) w stosunku do wzrostu dopływu to znaczy, by krzywa hydrogramu odpływu (w jej części wzrostowej) była mniej stroma od krzywej hydrogramu dopływu (rys. 8.25),



Rys. 8.25. Zmniejszający się stopień wzrostu przepływu (dQ/dt) na krzywej odpływów ze zbiornika [78]. T – czas, Q – przepływ, 1 – dopływ, 2 – odpływ

- Nie może być zwiększona szybkość przemieszczania się fali powodziowej. Oznacza to, że zgodnie z rys. 8.26 dla czasów (t_1) i (t_2), dla których dopływ i odpływ ze

zbiornika są sobie równe (Q) musi zachodzić nierówność $t_2 > t_1$ to jest odpływ tej samej wielkości co dopływ powinien być wyraźnie opóźniony.



Rys. 8.26. Szybkość przemieszczania się fali powodziowej [78]. T – czas, Q – przepływ, 1 – fala powodziowa dopływu, 2 – fala powodziowa odpływu

- Kiedy zbiornik jest pełny (Max. P.P.) to cały dopływ musi być zrzucany na dolne stanowisko.
- Ewentualne zalanie terenów poniżej zbiornika (w przypadku konieczności zrzutów większych od (Q_{dop})) powinno być sprowadzone do minimum.

Mogą też być i inne ograniczenia wynikające z potrzeby kontrolowania poziomów wody w cofce zbiornika. Chodzi tu o niebezpieczeństwo zatopienia pobliskich osiedli w wyniku nadmiernego spiętrzenia cofkowego (powodem może być nagromadzone w cofce rumowisko). Narzuca to konieczność obniżenia poziomu wody w zbiorniku przy zaporze poprzez zwiększenie zrzutów wody, co z kolei może być niebezpieczne dla terenów poniżej zbiornika. Nie bez znaczenia jest też problem stateczności brzegów przy większych szybkościach obniżenia poziomu piętrzenia.

Jeżeli chodzi o metody operowania urządzeniami upustowymi, to mogą one być: a) bezpośrednie (przez operatora), b) z użyciem komputera, c) zintegrowane – samoczynne.

ad. a) Opierają się na kontrolowaniu wielkości odpływu lub kontrolowaniu poziomu piętrzenia w zbiorniku. W pierwszym przypadku odpływ zwiększany jest stopniowo na podstawie dysponowanych nomogramów, np. w odcinkach 30-minutowych będących funkcją poziomu (Z) lub szybkości wzrostu poziomu (dZ/dt) w poprzednich 30 minutach. Zwraca się przy tym uwagę, żeby nie zostały przekroczone przepływy zagrażające terenom poniżej zbiornika. Stopień otwarcia zamknięć decydowany jest wprost przez operatorów. Zasady oparte na kontrolowaniu poziomu piętrzenia są bardzo proste. Woda może być upuszczana w momencie, kiedy zbiornik osiąga pewien określony instrukcją poziom piętrzenia.

ad. b) Jeżeli dysponuje się dużą ilością danych wyjściowych, np. w przypadku posiadania prognostycznego modelu hydrologiczno – meteorologicznego, wymagane jest użycie komputera po to, by określić na podstawie tych informacji sposób sterowania zamknięciami. Przetworzone przez komputer dane, takie np. jak dopływ do zbiornika, poziomy wody, parametry pogodowe i inne dają odpowiedź dotyczącą wykonania poszczególnych operacji urządzeń upustowych, które ostatecznie powinien realizować operator.

ad. c) Najprostszym systemem tego typu jest przelew otwarty w zaporze. Korzyścią tego systemu jest jego prostota i niezawodność. Rekomenduje się stosowanie go w rejonach górskich, mniej dostępnych. Stanowi wystarczające zabezpieczenie przed groźbą przelania się wody przez koronę zapory, co w przypadku zapór ziemnych prowadzi nieuchronnie do katastrofy. Technicznie bardziej skomplikowane rozwiązanie to zamknięcia sterowane automatycznie przy osiągnięciu określonego poziomu wody z użyciem odpowiednich czujników. Może też być zastosowana pełna automatyzacja, w którym to systemie dane gromadzone są automatycznie, a następnie przetwarzane oraz determinowane są konieczne manewry zamknięć wraz z automatyczną ich realizacją, bez żadnej interwencji człowieka. W omawianych tu metodach zintegrowanych nie rozróżnia się wspomnianych na początku podziałów obsługi zbiornika na charakterystyczne okresy – pracy rutynowej, pogotowia powodziowego czy przepuszczenia fali wezbraniowej. Obowiązuje tu ciągły okres pracy całkowicie zautomatyzowanej.

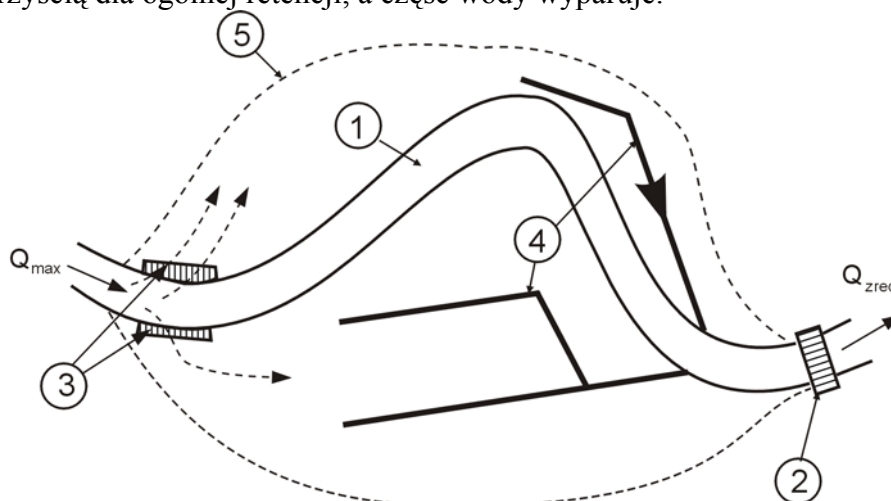
Dominującą metodą jest operowanie bezpośrednio z pełnym wykorzystaniem monitoringu i możliwością komputerowego przetwarzania danych, ale z równoległą bezpośrednią ludzką kontrolą. Faktem jest jednak istnienie tendencji stosowania pełnej automatyzacji i zdalnego sterowania, co wiąże się z polityką obejmowania nadzoru i obsługi kilku obiektów przez jeden zespół operatorów.

Ponieważ zamknięcia uruchamiane są zazwyczaj przy pomocy silników o napędzie elektrycznym, to w przypadku nieprzewidzianej przerwy w dostawie prądu obiekt powinien mieć zapasowe źródła energii – zespoły prądotwórcze dla potrzeb własnych lub silniki Diesla.

Końcowa uwaga dotyczy jeszcze omawianych wyżej problemów trzymania w zbiorniku tzw. stałych rezerw powodziowych. Sztuczne przestrzeganie stałych okresowych obniżen poziomu wody po to, by przyjąć falę wezbraniową nie zawsze jest racjonalne. Stąd bardzo ważna jest tu dobra prognoza hydrometeorologiczna i związane z nią programy, które pozwolą na przygotowanie rezerwy w zbiorniku odpowiedniej wielkości i we właściwym czasie, a jednocześnie umożliwią lepsze wykorzystanie zbiornika dla innych celów.

8.6. Zbiorniki suche i poldery

O koncepcjach zbiorników suchych i polderów pobieżnie wspomniano w rozdz. 8.1. Wzorem tego typu obiektów może być rozwiązanie, które omawia się niżej [116]. Dla ochrony obszarów potencjalnie zagrożonych powodzią poszukuje się miejsc w dolinie rzecznej położonych wyżej, w których dopuszcza się okresowe zalanie i zatrzymanie części wód powodziowych. Teren przeznaczony do zalania powinien być odpowiednio przygotowany. Najbardziej istotnym jest obiekt dławiący przepływ wody w rzece umieszczony na końcowym odcinku zalewanego terenu. Może to być przykładowo most z przepustem o małym świetle. Ponadto na początku zalewanego terenu należy ułatwić rozlewanie się wód powodziowych poprzez obniżenie brzegów rzeki z obu jej stron, stwarzając swego rodzaju przelewy boczne. Wspomagać w rozproszaniu wody może też sieć kanałów. Rozwiązanie takie pokazano na rys. 8.27. Na planowo zalanym terenie zatrzymana część fali powodziowej wpływa na redukcję jej przepływów maksymalnych poniżej zalewu. Po przejściu fali woda stopniowo spłynie z powrotem do rzeki, co ułatwić może system kanałów odwadniających. Część wody zanim dopłynie do rzeki wsiąknie do gruntu z korzyścią dla ogólnej retencji, a część wody wyparuje.

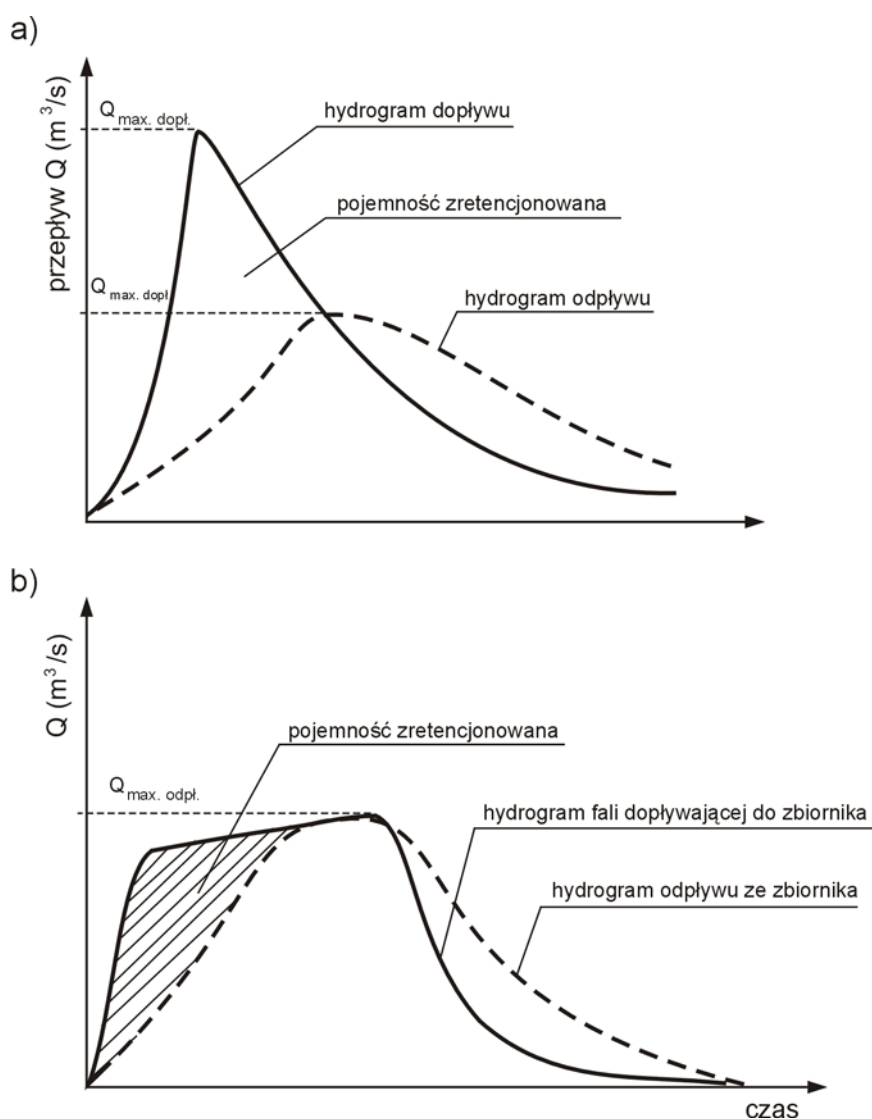


Rys. 8.27. Planowe zalanie terenu z elementami wspomagającymi [116]. 1 – rzeka, 2 – most z dławiącym przepustem, 3 – przelewy boczne, 4- kanały odwadniające, 5 – granice zalanego terenu.

8.6.1. Zbiorniki suche

Uproszczony schemat zbiornika suchego pokazano na rys. 8.2a. Koncepcja jego realizacji, jak już wspomniano, jest bardzo prosta. Zbiornik tworzy zapora, która w swej konstrukcji nośnej nie różni się od innych zapór. Inaczej rozwiązane jest urządzenie upustowe zapory, które nie posiada zamknięcia i stanowi stale otwarty spust o specjalnie dobranych wymiarach, umiejscowiony w podstawie zapory i umożliwiający samoczynne, całkowite opróżnienie zbiornika. Czasem zapora może być wyposażona w dodatkowy przelew na

koronie. Zdolność przepustowa tych urządzeń jest znacznie mniejsza niż przepływ szczytowy odpowiadający miarodajnej fali wezbrania. Zdolność ta pozwala na przepuszczenie przepływu, który nie zagraża wystąpieniu powodzi na terenach poniżej zapory. Jest to przepływ dopuszczalny zbliżony do tzw. przepływu brzegowego (Q_{brzeg}), mieszczący się w korycie rzeki lub przekraczający, o ile rzeka jest obwałowana. W czasie przechodzenia fali powodziowej część wód jest zatrzymywana w zbiorniku aż do momentu, kiedy przepływ w rzece zaczyna maleć i osiąga przepływ dopuszczalny. Ilość wody zatrzymanej w zbiorniku oraz czas jej zatrzymania zależne jest od pojemności samego zbiornika, objętości wody niesionej przez falę powodziową oraz wydatku urządzeń upustowych. Oddziaływanie zbiornika suchego na redukcję fali powodziowej pokazane jest na rys. 8.28. dla dwóch przypadków wystąpienia deszczu – nawalnego krótkotrwałego (rys. 8.28a) i długotrwałego (rys. 8.28b).



Rys. 8.28. Hydrogram dopływu i odpływu ze zbiornika suchego przy: a) krótkotrwałym, i b) długotrwałym deszczu nawalnym.

Na terenie Polski większość zbiorników suchych znajduje się na Dolnym Śląsku. Zbudowano je w końcu XIX wieku i na początku XX w. w celu ochrony przeciwpowodziowej intensywnie rozwijających się gospodarczo w owym czasie tych ziem, a szczególnie po katastrofalnej powodzi w 1897 r. [6]. Zbudowano wtedy 6 takich zbiorników o łącznej pojemności 21,5 mil m³ (tabl. 8.3.)

Tablica 8.3.

Zbiorniki suche na Dolnym Śląsku

L.p.	Nazwa zbiornika	Rzeka	Pojemność (mil m ³)
1	Bukówka	Bóbr	2,2
2	Krzeszów	Zadrna	0,8
3	Mysłakowice	Jedlica	3,0
4	Sobieszów	Wrzosówka	5,6
5	Cieplice	Kamienna	6,0
6	Mirsk	Kwisa	3,9

Obecnie w woj. Dolnośląskim i Opolskim znajduje się 8 takich zbiorników. Zapory tworzące zbiorniki budowano w owym czasie z muru kamiennego, który ulegał wietrzeniu i stawał się nieszczelny, a w momencie kiedy zbiornik był napełniony występowała intensywna filtracja przez mur zapory, co przyczyniało się do dalszej degradacji materiału. Utrzymanie takich obiektów stawało się kosztowne i wymagało nieraz kosztownej przebudowy. Bardziej racjonalna byłaby budowa zapór ziemnych. Przykładem tu może być przebudowa zapory zbiornika suchego Bukówka, gdzie dotychczasowy korpus zapory murowanej wtopiony został w masę zapory ziemnej przy jednoczesnym podwyższeniu poziomu piętrzenia i zainstalowaniu regulowanych urządzeń upustowych [84]. Tym samym zbiornik suchy stał się normalnym zbiornikiem retencyjnym z możliwością wykorzystania zatrzymanej wody.

Ze względu na rzadkość występowania większych wezbrań powodziowych, czasa zbiornika suchego może być użytkowana przez leśnictwo, czasem rolnictwo, jeżeli dla upraw kilkudniowe zatopienie nie przyniesie większych szkód oraz jako łąki i pastwiska. Nie można wykluczyć wykorzystania zbiornika suchego jako kąpieliska, jeżeli upust w zaporze umieści się nieco wyżej, tak by część czaszy była stale zalana. Należy przy tym dla użytkowników zapewnić pełne bezpieczeństwo poprzez system ostrzegający o nadchodzeniu wezbrania.

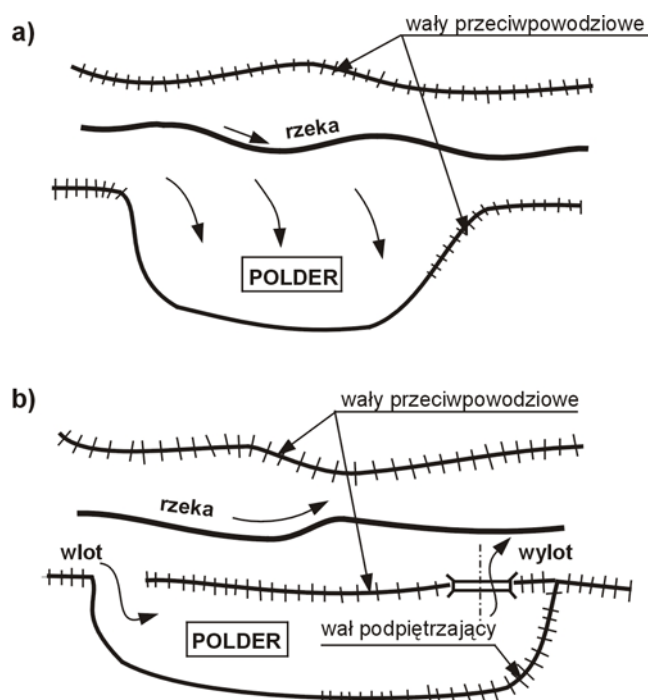
Zbiorniki suche mogą stanowić skuteczne elementy ochrony przeciwpowodziowej. Budowane na górnych dopływach rzeki wpływają na redukcję przepływów maksymalnych i zmniejszenie szybkości propagacji fali powodziowej. Wydaje się jednak, że aktualnie bardziej użyteczne są stałe zbiorniki retencyjne i poldery rozmieszczone wzdłuż doliny rzecznej. Zbiorniki suche nie mając dodatkowego wykorzystania oprócz znaczenia przeciwpowodziowego stają się mniej opłacalne tym bardziej, że budowane często na

terenach turystycznie i rekreacyjnie atrakcyjnych nie pozwalają tych terenów właściwie wykorzystać.

8.6.2. Poldery (zbiorniki zalewowe, inundacyjne)

Poldery – zamknięte obszary ograniczone obwałowaniami i wyposażone w pompownię, pozwalającą odprowadzić zgromadzoną w nich wodę, tak często stosowane na terenach depresyjnych (Żuławy) w budownictwie melioracyjnym – są wzorem do wykorzystania w ochronie przeciwpowodziowej. Mogą one jako zbiorniki przyczynić się do zatrzymania części wód powodziowych i redukcji szczytowych przepływów rzeki. Umieszczone w dolinie rzecznej w sąsiedztwie wałów przeciwpowodziowych przeżywają renesans w niektórych krajach Europy Zachodniej, przykładowo w Dolinie Renu. Buduje się je zazwyczaj w środkowym biegu rzeki, gdzie teren jest stosunkowo płaski. Ma to też poważny aspekt ekologiczny – dzięki zwiększeniu retencji gruntowej i odpowiedniemu użytkowaniu mogą pełnić pozytywną rolę w ekosystemie.

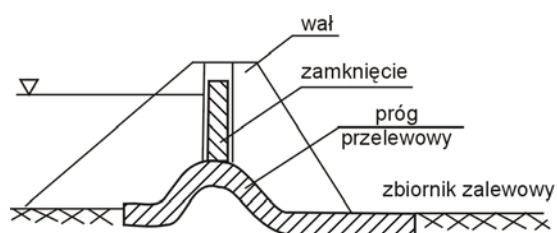
Poldery, inaczej zwane zbiornikami zalewowymi lub inundacyjnymi, tworzy się w sąsiedztwie obwałowań rzeki (na zawalu). Przy znaczniejszym wezbraniu wody samoczynnie wlewają się na teren przeznaczony na zalew. Gdy fala wezbraniowa wyraźnie opadnie, zatrzymane w polderze wody odpływają do koryta rzeki. Wpływa to na redukcję przepływu kulminacyjnego fali i jest tańszym, chociaż mniej skutecznym sposobem redukcji tej fali w stosunku do zbiornika retencyjnego. Rozróżnia się dwa typy polderów: 1) otwarte i 2) zamknięte o odpływie regulowanym.



Rys. 8.29. Poldery otwarte. a) polder otwarty prosty, b) polder otwarty ze swobodnym wlotem i wylotem z przelewem i spustem

Polder otwarty jest najprostszym typem i stanowi swego rodzaju kieszeń, do której wlotem jest zaprojektowana przerwa w wale przeciwpowodziowym, którą woda swobodnie się wlewa na przeznaczony do zalania teren oraz wypływa, kiedy poziom w rzece opadnie (rys. 8.29a). Taki polder jest mało skuteczny. Objętość zatrzymanej wody zależy od powierzchni zalanego terenu. Lepiej funkcjonuje polder otwarty, jeżeli się ciągnie wzdłuż rzeki na znacznej długości. Jest w nim oddzielny wlot i wylot, przy czym wylot posiada przelew ze spustem dennym (rys. 8.29b). Potrzebne są tu wyższe wały ochronne w rejonie wylotu, ponieważ gromadząca się w tym polderze woda może być podpiętrzona. Spadek podłużny doliny rzeki stwarza możliwość takiego podpiętrzenia, co zwiększa ilość zgromadzonej w polderze wody.

W polderach zamkniętych na wlocie i wylocie z polderu instalowane są zamknięcia, które otwiera się w czasie podwyższania się poziomu wód powodziowych, a zamyka się w czasie opadania wody. Ujętą w ten sposób wodę w polderach można zatrzymać dotąd, dopóki nie ustąpi zagrożenie powodziowe terenów niżej położonych. Wlot i wylot uformowane są w postaci progu przelewowego (rys. 8.30).



Rys. 8.30. Próg przelewowy na wlocie i wylocie z polderu zamkniętego

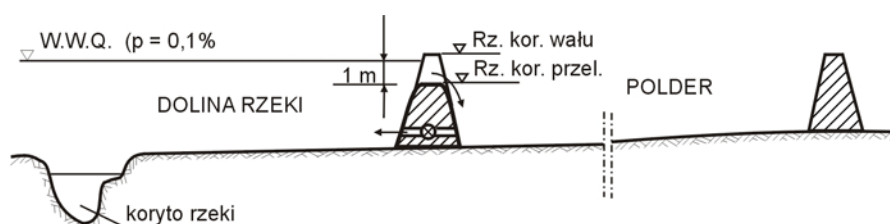
Zamknięcia mogą stanowić belki lub ścianki zakładane, bramy obrotowe lub przesuwne. Wody opadowe oraz wody zastoiskowe (popowodziowe) na terenie polderu mają utrudniony odpływ, dlatego należy teren polderu zdrenować rowami melioracyjnymi, z których woda jest odprowadzana do koryta rzeki za pomocą spustu dennego przy wylocie. W szczególnych przypadkach do odprowadzenia wody stosuje się pompownie. Poldery zatapiane są stosunkowo rzadko raz na kilka lub na kilkanaście lat (a nawet rzadziej). Dlatego eksploatuje je rolnictwo jako tereny uprawne (uprawy zielone) oraz łąki i pastwiska.

W Polsce znajdują się systemowo planowane poldery np. w dolinie rzeki Odry, ale budowane w początkach XX wieku. Miały one chronić Wrocław oraz inne miasta i osiedla w środkowym i dolnym biegu tej rzeki (Brzeg Dolny, Głogów, Słubice, Kostrzyń). W wielu przypadkach poldery te nie są prawidłowo utrzymywane i chronione. Przykładem tego może być powódź z 1997 r., kiedy poldery znajdujące się w okolicach Wrocławia nie były w stanie spełnić swej roli i ochronić miasta.

Godne uwagi są pewne prace badawcze prowadzone w Polsce, a dotyczące planowania budowy polderów w dorzeczu Górnej Wisły powyżej Krakowa. Tereny te są strefą zagrożenia powodziowego z powodu intensywnych opadów, szybkiego przyboru wód w dopływach,

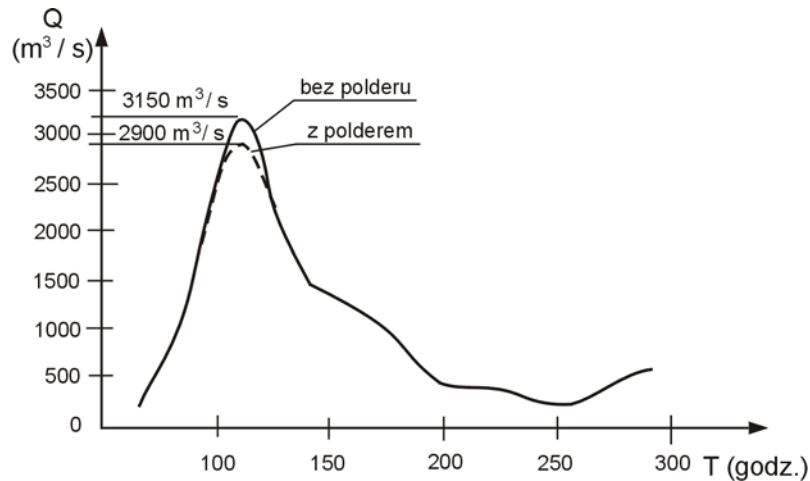
zabudowy terenów ograniczających retencję oraz małej ilości zbiorników. Zwiększenie retencji polderowej Górnej Wisły rozważono na odcinku pomiędzy przekrojem wodowskazowym Smolice a stopniem wodnym Dąbie [72]. Wyniki tych dociekań są na tyle interesujące, że warto je tu przytoczyć, gdyż mogą stanowić wzór dla innych projektów tego typu. Rozpatrzono dwie możliwości wykonania polderów jako otwartych i zamkniętych. Propozycja budowy polderu otwartego polegała na rozebraniu istniejącego wału przeciwpowodziowego na odcinku 1 ÷ 4 km i obwałowaniu przeznaczonego na zalanie obszaru. Powstała „kieszka” z jednej lub drugiej strony rzeki przejmuje część fali wezbraniowej. Wykonane obliczenia na odcinku długości 3,8 km propagacji fal wezbraniowych bez udziału i z udziałem polderu wykazały, że obniżenie fali zależnie od wielkości wezbrania (lata 1960, 1970, 1972) wynosi 2 do 18 cm [72]. A więc skuteczność otwartego polderu jest mała, bowiem pojemność polderu wypełnia już czoło fali i przez to polder nie ma istotnego wpływu na redukcję przepływów maksymalnych.

Polder zamknięty opóźniając spływ zgromadzonej wody daje lepsze możliwości wykorzystania jego pojemności. W takiej sytuacji nie należy ruszać wału przeciwpowodziowego, a oprzeć o niego polder i obwałować tak, jak wskazuje na to schemat polderu zamkniętego na rys. 8.3. Dla podobnego schematu opracowano model obliczeniowy transformacji fali powodziowej i przetestowano go na górnej części wspomnianego polderu „Smolice” [74]. Generalnie założono, że retencja polderów powyżej Krakowa powinna wynieść 20 ÷ 30 mil m³. Przyjęto też, że zasilanie polderów realizowane będzie przelewami bocznymi umieszczonymi w wale przeciwpowodziowym, a całkowite opróżnienie polderu odbywać się będzie spustami dennymi, które uruchomi się po przejściu fali (rys. 8.31). Model transformacji fali oparty został na równaniu Saint-Venanta.



Rys. 8.31. Przekrój polderu zamkniętego

Do obliczeń przyjęto falę o prawdopodobieństwie pojawiania się $p = 0,1 \%$. Maksymalny przepływ fali o wielkości 3150 m³/s występujący na początku polderu został zredukowany do 2900 m³/s na końcu polderu, czyli o 250 m³/s. Efekt ścięcia wierzchołka fali pokazano na rys. 8.32.



Rys. 8.32. Efekt ścięcia wierzchołka fali $Q_{0,1\%}$ przez polder zamknięty [74].

Obliczenia prowadzono dla dwóch wariantów ustalenia rzędnych przelewów. Przykładowo (dla wariantu I) na długości polderu 1900 m zaprojektowano 19 sekcji przelewowych o szerokości 20 m każda, przy czym rządne korony przelewów przyjęto na linii równoległej do linii zwierciadła wody przy przepływie maksymalnym (przy założeniu braku polderu) obniżonej o 1 m (patrz rys. 8.31).

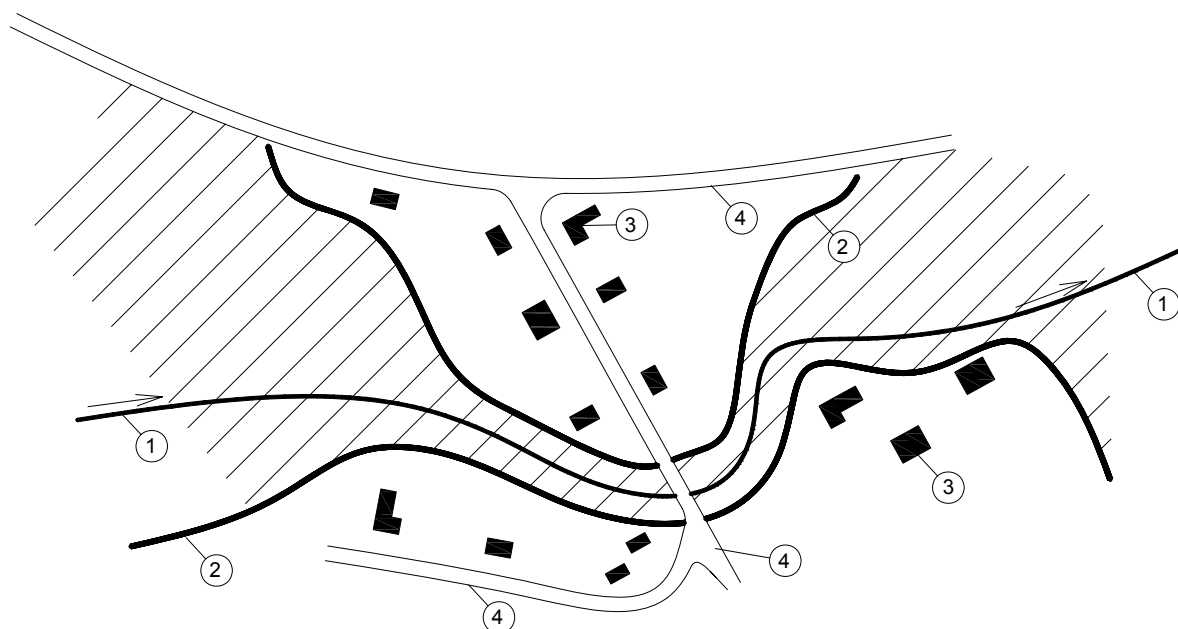
Omawiane wyżej projekty i prowadzone analizy obliczeniowe dotyczące rozmieszczenia i funkcjonowania polderów dla Górnej Wisły mają niewątpliwe znaczenie dla ochrony przeciwpowodziowej i mogą stanowić przykład rozwiązań dla innych rzek w Polsce. Budowa nowych polderów i reaktywacja starych, przy właściwej ich eksploatacji, wspomogą retencję zbiornikową, a tym samym zwiększy stopień zabezpieczenia przeciwpowodziowego.

9. BUDOWA I MODERNIZACJA WAŁÓW PRZECIWPOWODZIOWYCH

9.1. Wymagania hydrotechniczne stawiane wałom przeciwpowodziowym

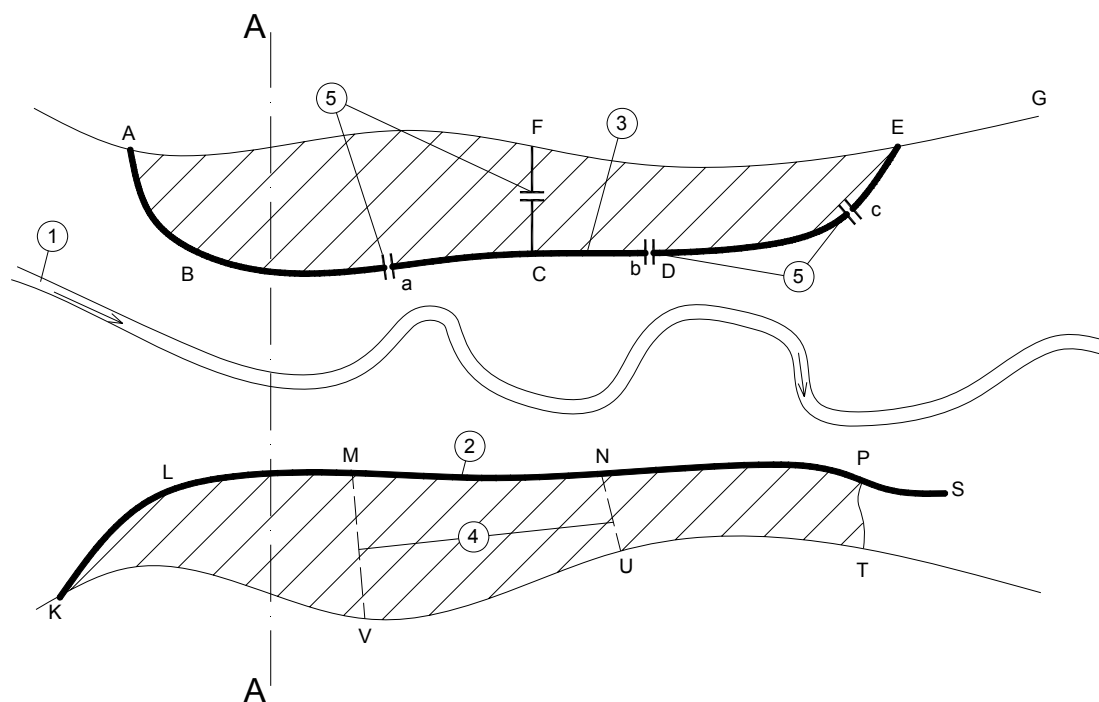
9.1.1. Usytuowanie wałów, ich rodzaje i funkcje.

Wały przeciwpowodziowe to typowe budowle ziemne, które ograniczają zasięg zalania terenów nadrzecznych płaskich o dużej powierzchni, szczególnie wtedy, gdy poziom wezbrania jest znacznie wyższy od brzegów głównego koryta rzeki. Istnieją różne rodzaje obwałowań. Mogą one mieć charakter lokalny – chroniące np. nisko położone osiedla w dolinie rzecznej, tak jak pokazuje to rys. 9.1, gdzie wybudowane wały ochraniają znajdujące się blisko zakola rzeki nizinnej osiedle przed okresowo powtarzającymi się zalewami.



Rys. 9.1 Obwałowanie lokalne na zakolu rzeki; 1-rzeka, 2-wały przeciwpowodziowe, 3-zabudowania, 4-drogi

Typowe obwałowanie odcinka rzeki pokazano na rys. 9.2, gdzie linie (AFEG) i (KVUT) zaznaczają brzegi doliny rzecznej zatapianej w okresie przejścia wód powodziowych. Część lewostronna obwałowania jest wałem zamkniętym (ABCDE), a część prawostronna wałem otwartym (KLMNPS). Przy wale otwartym, w czasie powodzi, woda zachodzi za wał do linii (PT) na poziomie odpowiadającym poziomowi wody w rzece na końcu wału (S). Miejsca zakreśkowane na rys. 9.2 oznaczają, że powierzchnie te nie są zatapiane. Budowanie wałów niezamkniętych (otwartych) celowe jest dla rzek z dużymi spadkami i przy szerokich dolinach. Wody opadowe i pochodzące z topnienia śniegu, zbierające się w odgradzonej wałem otwartym powierzchni spływają swobodnie w dół.



Rys. 9.2 Schemat obwałowań doliny rzecznej; 1-rzeka, 2-wał otwarty, 3-wał zamknięty, 4-wały poprzeczne (działowe), 5-przepusty

Przy wałach zamkniętych, w okresie powodzi, spływ lokalny zatrzymuje się w zagłębieniach na zawalu i dla przepuszczenia tej wody do rzeki wykonuje się przepusty w wałach, które odprowadzają wodę po opadnięciu wód powodziowych w międzywał (rys. 9.2, p. a,b,c). W przypadku przerwania głównych wałów, po to by zlokalizować obszar zatopienia, buduje się czasem wały poprzeczne (działowe) (CF, MV, NU), niekiedy wyposażone w upusty z zamknięciami (CF).

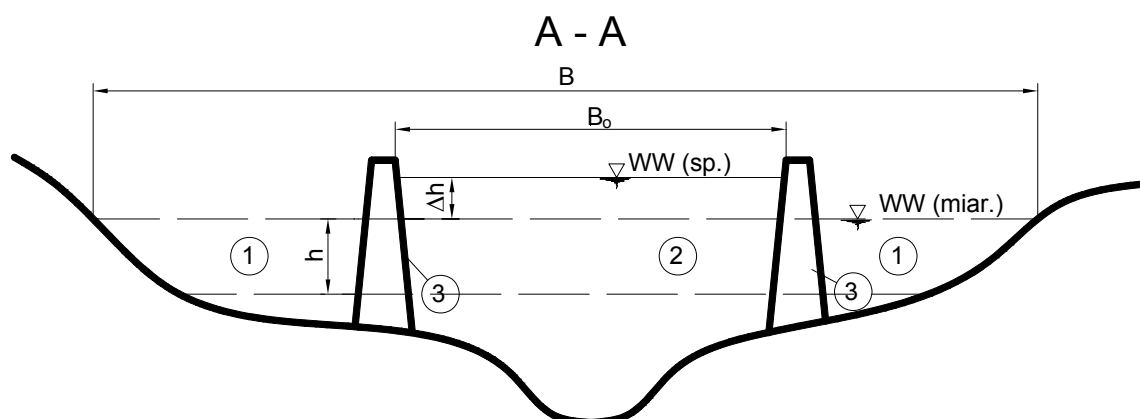
Oprócz wyżej omawianych rodzajów wałów można wyróżnić wały boczne lub kierujące, wały wsteczne i wały pierścieniowe. Wały kierujące chronią w niektórych miejscach (np. zakole) wał główny przed skoncentrowanym nurtem rzeki i płynącą krą lodową. Wały wsteczne służą do ochrony terenów położonych nad dopływami rzeki obwałowanej. Wały pierścieniowe otaczają i chronią przed zalewem poszczególne osiedla lub inne ważne obiekty.

Przy projektowaniu rozstawu wałów bierze się pod uwagę fakt, że zwięźnienie doliny powoduje podwyższenie się poziomu wody wielkiej w międzywał w stosunku do stanu pierwotnego. Ponadto następuje wzrost prędkości przepływu i związane z tym szybsze przemieszczanie się fali powodziowej. Stąd trzeba się liczyć z pewnymi ujemnymi skutkami. Dlatego powinno się przykładać dużą wagę właściwemu usytuowaniu i doborowi rozstawu wałów, zanim podejmie się ostateczną decyzję o ich budowie.

Przybliżone spiętrzenie zwierciadła wody w międzywał (Δh) (rys. 9.3) ponad poziomem wielkiej wody miarodajnej (WW) (przed wybudowaniem wałów) można obliczyć posługując się wzorem Manninga. Dla znanej szerokości zwierciadła wody wielkiej doliny

(B), średniej głębokości wody dla całego przekroju (h), przyjętego rozstawu wałów (B_o) oraz współczynników szorstkości zawala (n') i międzywala (n) (rys. 9.3) wielkość spiętrzenia określa się z równania [122]:

$$\Delta h = h \left[\left(\frac{B^2 n'^2}{B_o^2 n^2} \right)^{3/10} - 1 \right] \quad (9.1)$$



Rys. 9.3 Obliczenie spiętrzenia wody w międzywalu; 1-zawale, 2-międzywale, 3-wały

Dokładna ocena wysokości spiętrzenia (Δh) utrudniona jest głównie ze względu na mało wiarygodne wielkości współczynników szorstkości (n') i (n). Są one zmienne w czasie i zależą od wielu czynników, takich jak rodzaju występującej pokrywy roślinnej w dolinie rzeki, nierówności terenowych itp., stąd bardzo ważne jest przyjęcie odpowiedniego zapasu w przewyższeniu korony wału ponad poziom WW spiętrzonej (w międzywalu), czyli przyjęcia rzędnych korony wału.

Do analizy związanej z renowacją starych obwałowań, czy to budowy nowych wałów przeciwpowodziowych potrzebne są: a) ocena ich klasy ważności, b) przyjęcie miarodajnego przepływu wezbraniowego, c) przyjęcie bezpiecznego wzniesienia korony wału ponad poziomem wielkiej wody (WW), odpowiadającym przepływowi miarodajnemu. Wymienione elementy w punktach a), b), c) oparte są na wytycznych opierających się na Rozporządzeniu Ministra O. Ś. Z. N. i L. z 1996 r. [95].

a) Ocena klasy ważności wałów przeciwpowodziowych

Budowle te posiadają 4 klasy ważności (I-IV). Klasę powinno się dobrać na podstawie dwóch wskaźników¹ charakteryzujących ewentualne szkody, jakie mogłyby powstać w wyniku przerwania wału:

¹ We wspomnianym Rozporządzeniu [95] dla budowy przeznaczonej do ochrony przeciwpowodziowej podaje się jedynie wskaźnik związany z wielkością obszaru chronionego, a powinno się również uwzględnić wskaźnik związany z liczbą ludności na tym obszarze.

- 1) liczba ludności przebywającej stale lub czasowo na obszarze chronionym,
- 2) powierzchnia obszaru chronionego (patrz tabl. 9.1)

Tabela 9.1.

Klasyfikacja budowli przeznaczonych do ochrony przeciwpowodziowej

Opis i miano	Wartości wskaźnika dla klasy				Uwagi
	I	II	III	IV	
Liczba ludności na obszarze zatopionym w wyniku zniszczenia budowli L (osoby)	$L > 300$ osób	$80 < L \leq 300$ osób	$10 < L \leq 80$ osób	$L \leq 10$ osób	Do liczby ludności wlicza się osoby stale zamieszkujące oraz przebywające czasowo
Obszar chroniony F (km ²)	$F > 300$ km ²	$150 < F \leq 300$ km ²	$10 < F \leq 150$ km ²	$F \leq 10$ km ²	Obszar, który przed obwałowaniem uległ zatopieniu wodami o prawdopodobieństwie 1%

Miarodajnym wskaźnikiem będzie ten, który daje liczbowo niższą klasę, ujętą w w/w Rozporządzeniu [95], (w rzeczywistości wyższą), np. jeżeli wypadnie (II) i (III) to powinno się przyjąć (II). Podnosi to bezpieczeństwo obszaru chronionego.

b) Zasady doboru przepływu miarodajnego

Zgodnie z wytycznymi [95] wały są wymiarowane na przepływ miarodajny (Q_m) i kontrolny (Q_k), których prawdopodobieństwa przewyższenia, uzależnione od klasy ważności budowli, zawarte są w tabl. 9.2.

Tabela 9.2.

Prawdopodobieństwo przewyższenia przepływu miarodajnego (Q_m) i kontrolnego (Q_k)

Rodzaj budowli	Przepływ	Prawdopodobieństwo przewyższenia (p %)			
		I	II	III	IV
Budowle ulegające zniszczeniu po przelaniu się przez nie wody	Miarodajny	0,1	0,3	0,5	1,0
	Kontrolny	0,02	0,05	0,2	0,5

Są też opinie, że sposób w jaki określono prawdopodobieństwo przepływu kontrolnego budzi pewne zastrzeżenia. Według nich przepływ kontrolny powinien być oparty na tzw. poziomie bezpieczeństwa:

$$Q_k = Q_m + \varepsilon_p^\alpha(Q_p) \quad (9.2)$$

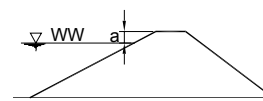
gdzie $\varepsilon_p^\alpha(Q_p)$ jest błędem oszacowania przepływu miarodajnego o prawdopodobieństwie (p) i poziomie ufności (α) wynikającym z losowego wyboru serii statystycznej, przy czym związek pomiędzy poziomem ufności (α), a poziomem bezpieczeństwa (β) wyraża się formułą $\beta = \frac{\alpha + 1}{2}$.

c) Wzniesienie korony wału nad poziomem wielkiej wody

Wielkość wzniesienia (a) uzależniona jest od klasy ważności wału i od poziomu występowania wielkiej wody miarodajnej i kontrolnej (tabl. 9.3).

Tabela 9.3.

Wzniesienie korony wału				
Warunki eksploatacji	Bezpieczne wzniesienie korony wału (a) w (m) dla klasy ważności			
	I	II	III	IV
Miarodajny przepływ wezbraniowy	1,3	1,0	0,7	0,5
Wyjątkowe warunki eksploatacji (Kontrolny przepływ wezbraniowy)	0,3	0,3	0,3	0,3

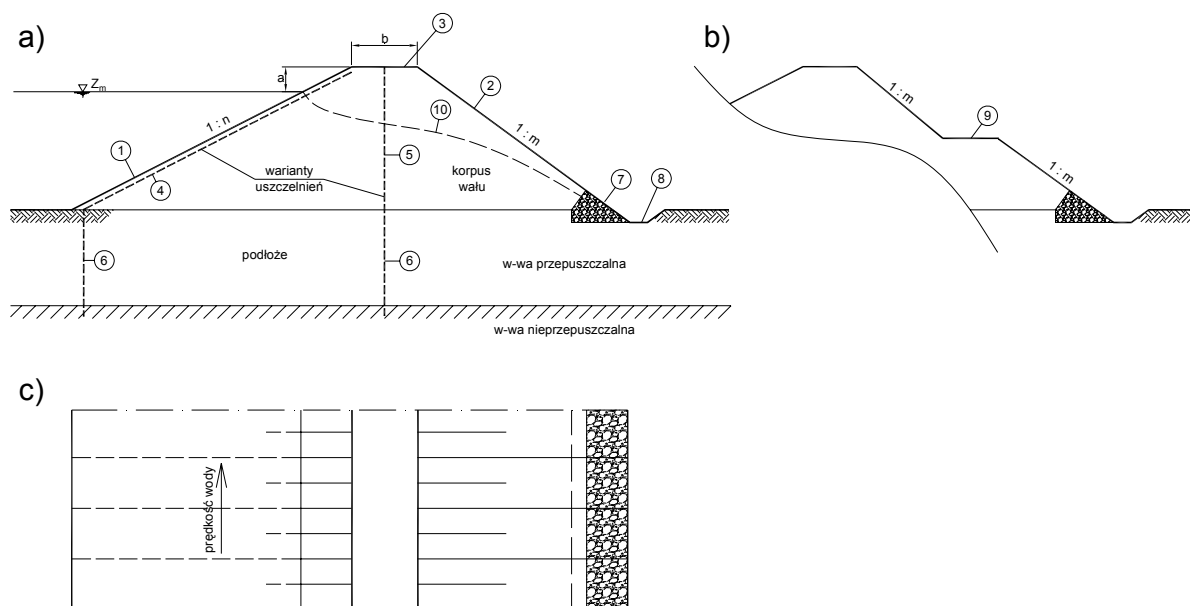


9.1.2. Podstawowe zasady i wymogi budowy wałów.

Wał przeciwpowodziowy jako budowla hydrotechniczna jest też budowlą piętrzącą, podobną do zapory ziemnej. Różnica między typową zaporą ziemną, a wałem polega na tym, że wał przeciwpowodziowy pełni funkcję piętrzenia tylko w okresie wezbrań oraz to, że spiętrzona woda jest w ruchu – płynie stycznie do płaszczyzny skarpy wału. Czasy trwania wezbrań mogą być różne – krótkie i długie. Te ostatnie charakterystyczne są dla większych rzek, szczególnie w przypadku roztopów wiosennych po długotrwałej i śnieżnej zimie. Jeżeli czas wysokich stanów jest odpowiednio długi, to w korpusie wału kształtuje się reżim filtracyjny podobny do korpusu zapory ziemnej o stałym piętrzeniu. Fakt, że woda spiętrzona na wale jest w ruchu, może mieć wpływ na konstrukcję skarpy wału. Powinna ona być odporna na oddziaływanie dynamiczne wody, tym bardziej, kiedy następuje spływ kry lodowej. Ochroną mogą tu też być wspomniane wyżej wały kierujące.

Ogólny schemat przekroju poprzecznego wału pokazany jest na rys. 9.4. Ma on zazwyczaj kształt trapezu. O wymiarach decydują szerokość korony (b), umożliwiająca komunikację wzdłuż wału i przyjęte nachylenia skarp: odwodnej (od strony międzywala) (1:n) i odpowietrznej (od strony zawala) (1:m). Rzędną korony przyjmuje się zależnie od poziomu wielkiej wody miarodajnej (Z_m) i odpowiedniego zapasu (a) (tabl. 9.2 i 9.3). Na rys. 9.4b pokazany jest możliwy wariant skarpy odpowietrznej z tzw. ławą, która umożliwia dodatkową komunikację, np. transport materiałów i sprzętu w czasie napraw doraźnych wałów. Aby zapobiec nadmiernej szkodliwej filtracji powinno się wał uszczelnić. Można to wykonać na ogół w dwóch wariantach: przy pomocy ekranu położonego w płaszczyźnie skarpy odwodnej, lub rdzenia szczelnego umieszczonego w osi wału. Ponieważ filtracja przebiega nie tylko przez korpus wału, ale i przez podłoże – należy je również uszczelnić. Najlepiej, gdy uszczelnienie to stanowi przedłużenie uszczelnienia ekranu lub rdzenia (patrz rys. 9.4a). Jeżeli warstwa nieprzepuszczalna w podłożu znajduje się niezbyt głęboko, to

przesłona szczelna powinna sięgać tej warstwy. Filtrująca przez korpus wału woda musi być przechwycona przez drenaż znajdujący się przy stopie skarpy odpowietrznej i odprowadzona rowem odwadniającym.



Rys. 9.4 Schemat ideowy przekroju poprzecznego wału przeciwpowodziowego

a) przekrój poprzeczny z głównymi elementami, b) wariant skarpy odpowietrznej z ławą, c) plan; 1-skarpa odwodna (od strony międzywala), 2-skarpa odpowietrzna (od strony zawala), 3-korona wału, 4-ekran szczelny, 5-rdzeń szczelny, 6-uszczelnienie podłoża, 7-drenaż, 8-rów odwadniający, 9-ława, 10-krzywa depresji w przypadku wału jednorodnego (bez uszczelnień).

Istotne jest określenie położenia zwierciadła przesączającej się wody, czyli tzw. krzywej depresji. Sposoby jej przybliżonego określenia przy różnych warunkach filtracji będą podane w rozdz. 9.3.2. Jeżeli korpus wału zbudowany jest z materiału jednorodnego i bez uszczelnień, co charakterystyczne jest dla starych obwałowań, to krzywa depresji przebiega tak, jak pokazuje rys. 9.4a. Umieszczony w korpusie drenaż nie pozwala, by filtrująca woda wysączała się na skarpe odpowietrznej. Jeżeli takiego drenażu nie ma, albo przestaje funkcjonować, wówczas wysączenie się występuje i grozi wyparciem filtracyjnym gruntu, a tym samym obsunięciem się skarpy.

Filtracji przez korpus i podłoże wału towarzyszą zjawiska sufozji i kolmatacji gruntu, które mają znaczny wpływ na bezpieczeństwo całego wału. Sufozja gruntu polega na przemieszczaniu oddzielnych cząstek gruntu i zachodzi pod działaniem elementarnych sił filtracyjnych (f) wprost proporcjonalnych do gradientu hydraulicznego (I) i ciężaru objętościowego wody (γ_w) ($f=I\gamma_w$). Kolmatacja – to zatrzymywanie się i odkładanie przemieszczających się cząstek gruntu w jakimś obszarze, na skutek zbyt małej siły filtracyjnej (f) niezdolnej do pokonania ciężaru cząstki, lub napotkanych sił tarcia. Tam gdzie

zachodzi kolmatacja, z czasem zmniejsza się współczynnik filtracji (k). Skutkiem kolmatacji może być między innymi zapychanie się drenaży. Działania sufozyczne zarówno w korpusie, jak i w podłożu, doprowadzają stopniowo do wymywania drobnych cząstek gruntu, jego rozluźniania a w konsekwencji osiadań i co groźniejsze do powstania niebezpiecznych, skoncentrowanych dróg filtracji, powodujących tzw. przebicie hydrauliczne. Sufozja nie zachodzi w gruncie równoziarnistym. Grunt sufozyczny ma zazwyczaj wysoką wartość wskaźnika niejednorodności uziarnienia ($U=d_{60}/d_{10}$). Zgodnie z klasyfikacją wynosi ona dla gruntów różnoziarnistych ($5 < U \leq 15$), a dla bardzo różnoziarnistych ($U > 15$). Są to grunty z których bardzo łatwo mogą być wrywane oddzielne mniejsze cząsteczki. Skutki działania sufozji widoczne są po pewnym czasie. Wskazuje na to zwiększenie się wydatku filtracyjnego. Ponadto, jeżeli istnieje możliwość obserwacji krzywej depresji (piezometrów), na sufozję wskazuje fakt, że krzywa ta staje się bardziej płaska. W przeciwieństwie do tego wzrost kąta nachylenia (gradientu) świadczy o procesie kolmatacji.

Omówione wyżej zjawiska towarzyszące filtracji przez wał i podłoże mają związek ze wspomnianym już wyparciem filtracyjnym na skarpie odpowietrznej oraz wyparciem podłoża na dolnym stanowisku wału. Są to poważne zagrożenia i wymagają szerszego omówienia.

a) Wyparcie filtracyjne gruntu na skarpie odpowietrznej wału

Tego rodzaju wyparcie towarzyszy wyklinowywaniu się krzywej depresji na skarpie odpowietrznej wału i zachodzi w przypadku, kiedy wypadkowa sił filtracyjnych zdolna jest poruszyć nie tylko pojedyncze cząstki, ale pewną objętość gruntu w całości. W przeciwieństwie do sufozji jest to rodzaj makrodeformacji gruntu. W zależności od kąta nachylenia skarpy odpowietrznej (α) można sprawdzić, czy w obszarze punktu styczności krzywej depresji i linii skarpy (p. A na rys. 9.5a), takie wyparcie jest możliwe. W punkcie A występuje największy gradient hydrauliczny ($I_A = \sin \alpha$). Na hipotetyczną jednostkę objętości gruntu w obszarze punktu (A) działają siły zsuwające i utrzymujące (rys. 9.5b). Siłą zsuwającą jest suma jednostkowej siły filtracyjnej ($f = \gamma_w \sin \alpha$) i składowej ciężaru objętościowego gruntu pod wodą ($\gamma' \sin \alpha$). Siłą utrzymującą jest siła tarcia ($\gamma' \cos \alpha \tan \phi$), gdzie (ϕ) – kąt tarcia wewnętrznego gruntu. W momencie równowagi granicznej siły zsuwające muszą być równe siłom utrzymującym:

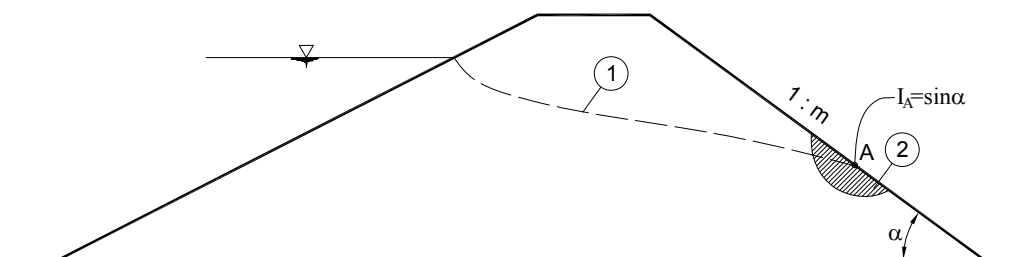
$$(\gamma_w + \gamma') \sin \alpha = \gamma' \cos \alpha \cdot \tan \phi \quad (9.3)$$

Przy założeniu, że ciężar objętościowy gruntu pod wodą (γ') niewiele różni się do ciężaru objętościowego wody ($\gamma' \sim \gamma_w$) oraz, że $\left(\frac{\cos \alpha}{\sin \alpha} = \cot \alpha = m \right)$ uzyskuje się prostą zależność:

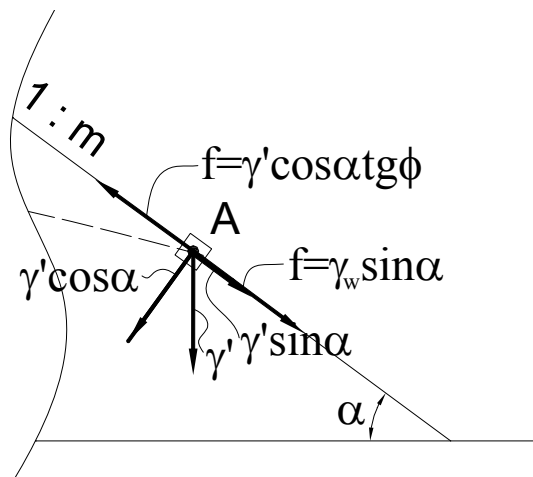
$$m \approx \frac{2}{\tan \phi} \quad (9.4)$$

Jeżeli $m > \frac{2}{\operatorname{tg}\phi}$ to grunt w obszarze punktu (A) nie ulegnie wyparciu (będzie zachowana stateczność). Jeżeli $m < \frac{2}{\operatorname{tg}\phi}$ należy się spodziewać wyparcia hydraulicznego. W tym wypadku można zastosować następujące środki: 1) zwiększyć łagodność nachylenia skarpy lub 2) obciążyć skarpe warstwą przepuszczalnego gruntu gruboziarnistego (rys. 9.5c).

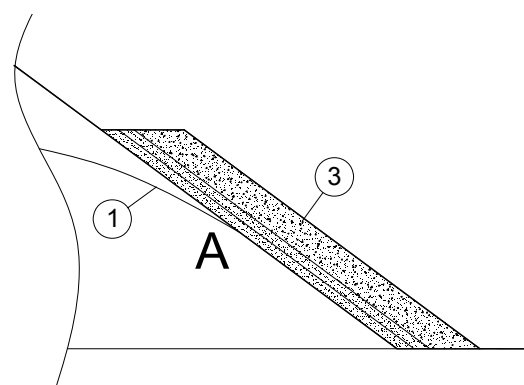
a)



b)



c)



Rys. 9.5 Wyparcie hydrauliczne gruntu na skarpie odpowietrznej a) położenie krzywej depresji (brak uszczelnienia i drenażu), b) układ sił działających na jednostkę objętości gruntu w obszarze pkt. A, c) wariant zabezpieczenia – obciążenie gruntem gruboziarnistym 1-krzywa depresji, 2-obszar ewentualnego wyparcia, 3-warstwy obciążające

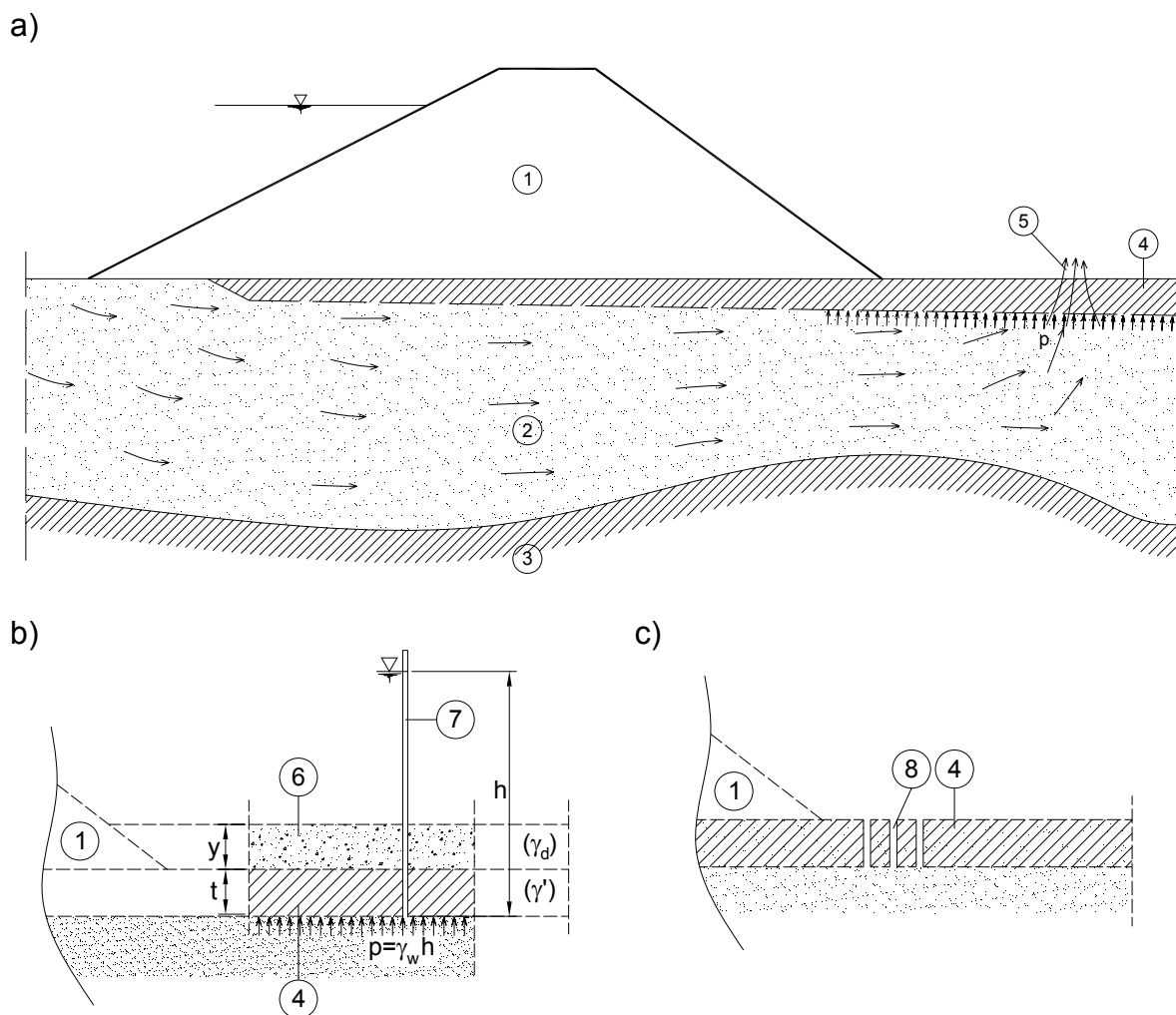
Zachowanie warunku (9.4) wymaga o wiele łagodniejszych nachyleń, a przez to znacznie większej kubatury wału. Przykładowo dla piasku o kącie tarcia $\phi=27^\circ$ ($\operatorname{tg}\phi\sim 0,5$) potrzebne nachylenie skarpy wynosi $1:m = 1:4$. Wynika stąd wniosek, jak istotna jest funkcja dobrego działania drenażu, nie dopuszczającego do wysączenia się wody na skarpie.

b) Wyparcie filtracyjne (przebite filtracyjne) podłoża od strony zawala.

Zdarza się, że naturalną górną warstwę podłoża wału stanowi stosunkowo cienka mało przepuszczalna warstwa gruntu o miąższości 0,5-1,0 m. Podobna warstwa w postaci

zakolmatowanego gruntu może się utworzyć w wyniku sufozji w podłożu i transportu drobnych cząstek w kierunku dolnego stanowiska (patrz rys. 9.6a). Pod takimi warstwami następuje wzrost ciśnień groźnych ze względu na możliwość niekontrolowanego przebicia poniżej wału. Można temu zapobiec np. przez obciążenie wypieranej warstwy gruntu warstwą gruboziarnistego materiału (rys. 9.6b). Zgodnie z oznaczeniami na rys. 9.6b warunek granicznej równowagi można zapisać:

$$y\gamma_d + t\gamma' = k\gamma_w h \quad (9.5)$$



Rys. 9.6 Wyparcie filtracyjne gruntu podłoża od strony zawala a) utworzenie się warstwy małoprzepuszczalnej, b) zastosowanie warstwy obciążającej, c) zastosowanie drenażu pionowego; 1-korpus wału, 2-podłoże przepuszczalne, 3-grunt nieprzepuszczalny, 4-warstwa małoprzepuszczalna, 5-ewentualne przebicie (wyparcie) hydrauliczne, 6- warstwa obciążająca, 7-piezometr, 8-drenaż pionowy

Dla znanych wielkości: ciśnienia ($p = \gamma_w h$) pod warstwą małoprzepuszczalnego gruntu o grubości (t), ciężarów objętościowych warstwy obciążającej (γ_d) i warstwy

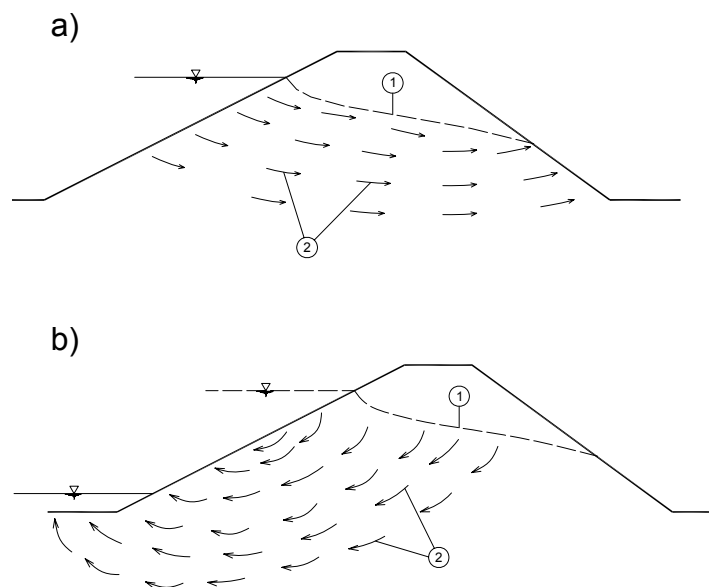
małoprzepuszczalnej (γ') (grunt pod wodą) oraz przyjęciu współczynnika zapasu ($k=1,1 \div 1,2$) i założeniu, że ($\gamma' \approx \gamma_w$), można wyznaczyć z równania (9.5) potrzebną grubość warstwy obciążającej (y):

$$y \approx \frac{\gamma_w}{\gamma_d} (kh - t) \quad (9.6)$$

Przykładowo dla danych: $\gamma_w=10 \text{ kN/m}^3$, $\gamma_d=18 \text{ kN/m}^3$, $h=1,5 \text{ m}$, $t=0,4 \text{ m}$ oraz $k=1,1$ potrzebna grubość warstwy obciążającej wyniesie $y \approx 0,5 \text{ m}$.

Możliwy jest też drugi wariant zabezpieczenia przed wyparciem. Ciśnienie filtracyjne u podnóża skarpy wału można skutecznie zmniejszyć poprzez wykonanie tzw. drenażu pionowego (rys. 9.6c). Jest to kontrolowane przebicie małoprzepuszczalnej warstwy poprzez wywiercenie szeregu otworów, a tym samym zdjęcie niebezpiecznego ciśnienia, grożącego wyparciem gruntu.

Powyższa analiza ujemnych skutków filtracji dotyczyła tej części wału, która znajduje się od strony zawala (skarpa odpowietrzna i dolne stanowisko). Istnieje jednak sytuacja, kiedy możliwe jest odwrócenie kierunku filtracji. Dzieje się to przy stosunkowo szybkim obniżaniu stanów powodziowych w rzece. Wtedy nasiąknięta w korpusie woda zaczyna spływać w kierunku międzywała. Jest to przykład filtracji nieustalonej w przeciwieństwie do filtracji w



Rys. 9.7 Rodzaje filtracji

- a) filtracja ustalona przy długotrwałym stanie wody
- b) filtracja nieustalona przy szybkim opadaniu poziomu wody; 1-krzywa depresji, 2-wektory prędkości filtracji

korpusie, kiedy utrzymują się wysokie stany wody (rys. 9.7). Filtracja nieustalona może spowodować zsuw skarpy odwodnej i powinna być uwzględniona w ogólnych obliczeniach stateczności obu skarp wału.

9.1.3. Stan techniczny starych obwałowań.

Ewidencja dotycząca wałów przeciwpowodziowych prowadzona jest przez Wojewódzkie Zarządy Melioracji i Urządzeń Wodnych (WZMiUW). Z interesującego zestawienia i przeprowadzonej analizy [16] wynika, że do 2002 r. łączna długość obwałowań przeciwpowodziowych wynosiła około 8,5 tys. km. W czasie powodzi lipcowej z 1997 r. zniszczonych zostało około 15 km wałów, co stanowiło znaczny uszczerbek biorąc pod uwagę koszty ich odbudowy. Interesujące jest zestawienie procentowego udziału klas ważności istniejących obwałowań przeciwpowodziowych. Z wymienionej wyżej ogólnej ilości wałów (8,5 tys.km.) do I klasy ważności należy 6%, do klasy II – 30%, do III klasy – 25%, do IV klasy – 36%, a do pozaklasowych – 3%. Jeszcze bardziej ciekawe jest zróżnicowanie, co do wieku wałów podane w tabl. 9.4.

Tabela 9.4.

Czas eksploatacji wałów			
L.p.	Okres eksploatacji (lata)	Udział w stosunku do łącznej długości wałów (%)	Uwagi
1	do 20	19	
2	21-40	22	
3	ponad 40	59	w tym ponad 80 lat – 21% i ponad 100 lat 13%

Z powyższego ilościowego zestawienia widać wagę problemu, jaki stanowią stare obwałowania. Ówczesna wiedza o gruncie z okresu powstawania najstarszych obwałowań, miała wpływ na to, że konstrukcje obwałowań posiadają szereg wad i mankamentów. Ujawniają się one szczególnie w okresie dłuższych wezbrań powodziowych. Na podstawie obserwacji i przeprowadzonych badań stwierdza się, że w korpusach wałów jest duża różnorodność wbudowanych gruntów, przy czym występuje duża zmienność ich współczynników filtracji. Stwierdzono również wadliwość rozmieszczenia w korpusie wału gruntów ze względu na ich przepuszczalność. Szczególnie niekorzystne okazało się umieszczenie materiału małoprzepuszczalnego od strony odpowietrznej. Zdarzało się to w wyniku doraźnych napraw po szkodach powodziowych. Przy następnej powodzi powodowało to podpiętrzenie filtrującej wody i w efekcie wyparcie filtracyjne. Stan podłoża starych obwałowań też przedstawia dużo do życzenia. W trakcie budowy, starorzecza, które mogły stanowić podstawę wału, wypełniano gruntem sypanym luźno do wody, nie czyszcząc podłoża z namulów i krzewów. Są to potencjalne miejsca rozmycia podłoża, a w konsekwencji i korpusu wałów. Taki stan obwałowań powoduje w czasie wezbrań liczne

przebiegi przez korpus i podłoże, przebiecia hydrauliczne i rozmycia skarp, które mogą powodować utratę stateczności. Inne negatywne czynniki charakteryzujące stan techniczny to: 1) obniżenie korony wału przez dzikie przejścia i przejazdy, 2) zbyt nisko zaprojektowana lub lokalnie obniżona korona, 3) niszczenie korpusu przez zwierzęta (nornice, krety, piżmaki, lisy itp.) oraz 4) zniszczenie darniny na skarpach i ogólnie zła konserwacja.

Bardzo istotną sprawą, szczególnie w czasie akcji przeciwpowodziowej, jest możliwość dotarcia do zagrożonych miejsc obwałowań ciężkich maszyn używanych do napraw doraźnych (samochody, koparki, itp.). Nawet część obwałowań I i II klasy nie posiada dróg przeciwpowodziowych, a obwałowania niższych klas w ogóle ich nie posiadają. Dojazd może być tylko po koronie, lub ławie obwałowania, ale nie zawsze jest to możliwe, bo nie są do tego przystosowane.

Za wyjątkiem wałów nowowytbudowanych lub zmodernizowanych stan techniczny większości starych obiektów nie odpowiada obecnym wymogom i potrzebuje przebudowy i modernizacji.

Jeżeli chodzi o koszty samego utrzymania wałów pokrywane ze środków budżetowych, to zaczęły się one systematycznie zmniejszać od 2000 r. W ramach inwestycji realizowana jest budowa, odbudowa i modernizacja częściowo z budżetu państwa, ale wspomagana m.in. przez Fundusz Ochrony Środowiska i Gospodarki Wodnej, a także z kredytów zagranicznych (Bank Rozwoju Rady Europy i Kredyt Europejskiego Banku Inwestycyjnego). Potrzeby są ogromne, dlatego trzeba korzystać z każdej możliwości zdobycia funduszy. Na początku 2002 r. modernizacji wymagało 2835 km, co stanowi ok. 33,5% łącznej długości wałów, natomiast w 2001 r. inwestycjami objęto jedynie 151,5 km, w większości przy użyciu środków z kredytów zagranicznych.

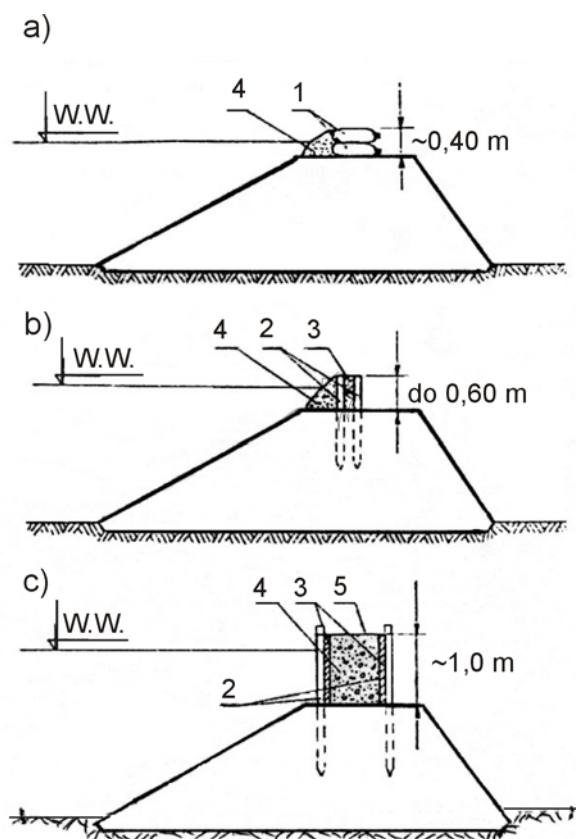
Kierunki, jakimi powinna się zajmować modernizacja obwałowań są następujące: 1) zmiana wymiarów lub kształtu istniejącego korpusu (podwyższenie, lub poszerzenie z jednoczesnym dogęszczeniem gruntu), 2) wprowadzenie nowych elementów do korpusu lub podłoża (uszczelnienie, drenaż, umocnienie skarp), 3) wymiana istniejących elementów wału lub podłoża niespełniających swojej roli (drenaż, umocnienie skarp, wymiana gruntu).

9.2. Metody modernizacji starych obwałowań.

9.2.1. Doraźne metody ochrony wałów.

Zastosowane tu metody zależą od stopnia rozeznania stanu zagrożenia powodziowego. Potrzebne są do tego służby obserwacyjne działające na najbardziej zagrożonych odcinkach obwałowań. Jeżeli obserwowane są nadmierne przecieki przez wał i źródelka na skarpie odpowietrznej, rozmakanie korpusu, podmycie skarpy odwodnej, uszkodzenie skarpy przez krę lodową, należy odpowiednio się do tego przygotować, by móc czynnie reagować. Służy temu umieszczenie w pobliżu wałów odpowiedniej ilości materiałów takich jak: worki, deski, pale, faszyna, kamień, piasek itp. W czasie wyjątkowo wysokich wezbrań, kiedy zachodzi

niebezpieczeństwo przelania się wody przez koronę wału, koronę można podwyższyć workami z piaskiem (rys. 9.8a), pojedynczą ścianką (rys. 9.8b), lub ścianką podwójną z pali i desek (rys. 9.8c). Workami podwyższa się koronę do 20-40 cm, ścianką pojedynczą do 60 cm,



Rys. 9.8 Doraźne podwyższenie korony wału

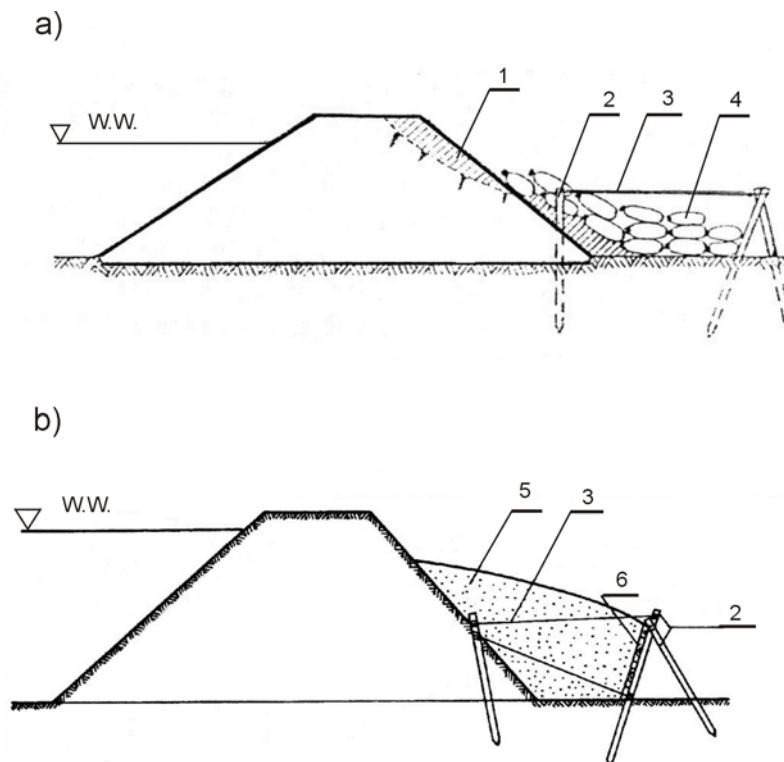
a) workami z piaskiem, b) ścianką pojedynczą, c) ścianką podwójną

1-worki z piaskiem, 2-pale, 3-deski, 4-uszczelnienie (głina), 5-drut łączący pale

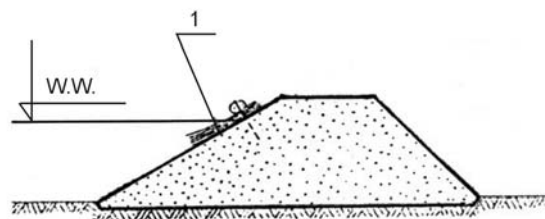
a podwójną do 1,0 m. Do nowszych rozwiązań w tym względzie można zaliczyć zastosowanie przenośnej zapory przeciwpowodziowej (DPS 2000) składającej się z lekkich aluminiowych belek, zakładanych jedna na drugą, pomiędzy wspornikami z tego samego materiału. Po powodzi belki ścianek i wsporniki można zdemontować i używać wielokrotnie. Możliwa wysokość osłony do 4,0 m. Do podwyższenia korony wału nadają się też gabiony stanowiące upakowany materiał kamienny w siatkach metalowych. Ich szczelność można zapewnić przez owinięcie folią PCV lub poliuretanową.

Przy rozmakaniu i osuwaniu się skarpy odpowietrznej można przeciwdziałać obciążeniem spodu skarpy workami z piaskiem czy walcami faszynowymi (rys. 9.9a) lub obciążyć piaskiem (ewentualnie żwirem) wg schematu na rys. 9.9b. W okresie splotu kry lodowej skarpe odwodną można zabezpieczyć (na łukach wklęsłych) wiązkami faszyny, układanymi wierzchołkami w dół i przybitymi palikami (rys. 9.10). Na łukach wklęsłych i w sytuacji, kiedy wał jest stosunkowo blisko koryta rzeki skarpa odwodna powinna mieć

bardziej trwałe umocnienie w postaci kamienia łamanego na podsypce lub płyt betonowych czy kostek typu trylinka, dyble. Umocnienie płytami betonowymi pokazane jest na rys. 9.27.

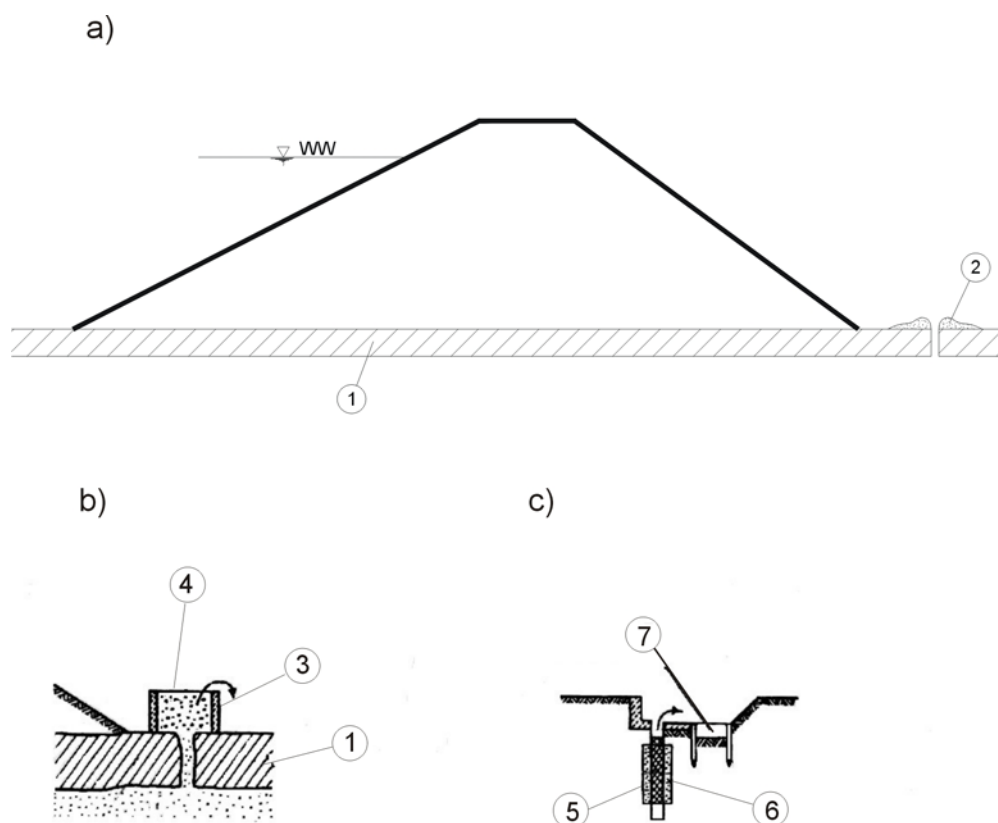


Rys. 9.9 Doraźne zabezpieczenie osuwającej się skarpy wału
 a) przy pomocy worków z piaskiem, b) przy pomocy piasku lub żwiru
 1-osuwający się grunt, 2-pale, 3-drut, 4-worki z piaskiem, 5-piasek, żwir, 6-deski



Rys. 9.10 Zabezpieczenie skarpy wału przed działaniem płynącej kry; 1-wiązka faszyny przybita palikami

Wspomniane już w rozdz. 9.1.2b) wyparcie filtracyjne podłoża lub inaczej zwane przebicciem hydraulicznym można zabezpieczyć doraźnie przez nałożenie kręgu betonowego wypełnionego żwirem (rys. 9.11b). Trwałym zabezpieczeniem będzie drenaż pionowy w formie studni samowypływowej (rys. 9.11c) [57].



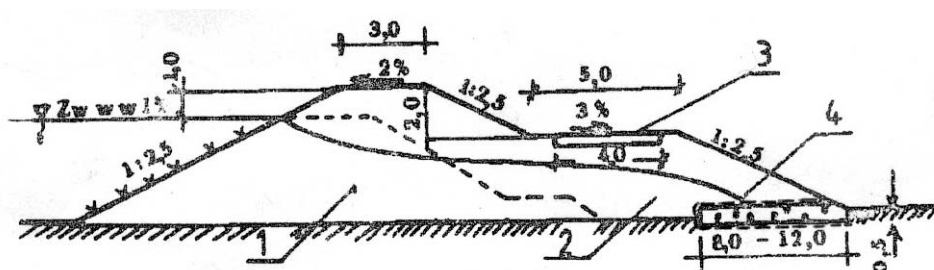
Rys. 9.11 Zabezpieczenie przebicia hydraulicznego poniżej wału
 a) wał na warstwie małoprzepuszczalnej, b) doraźne zabezpieczenie przebicia,
 c) trwałe zabezpieczenie przebicia; 1-warstwa małoprzepuszczalna,
 2-wyniesiony grunt w okolicy przebicia, 3-krąg betonowy, 4-żwir, 5-studnia
 samowypływowa, 6-obsypka żwirowa, 7-rów przyskarpowy odprowadzający
 wodę

W obawie przed przesiąkaniem wody do korpusu elementem doraźnego zabezpieczenia staje się folia. Zaletą jej jest elastyczność i odporność na zniszczenie mechaniczne i działanie związków chemicznych. Przy płynącej wodzie jej układanie jest bardzo trudne. Dlatego potrzebne są systemy do wcześniejszego ułożenia takiej folii. Do systemów takich należą:

- Flood protection systems BELARABI AB (system zabezpieczenia przeciwpowodziowego), rozwija się on kiedy poziom wody się podnosi i opada,
- HIT-PROFIL SYSTEM. Dotyczy sposobu łączenia poszczególnych elementów foliowych w duże arkusze. Łączy się za pomocą profili AD wykonywanych z polichloru winylu. Taka połączona folia lub geomembrana może być zastosowana w akcji ochrony skarp wałów w czasie powodzi, ale również jest stosowana jako ekran szczelny w czasie renowacji starych obwałowań. Łączenie poszczególnych arkuszy odbywa się bez użycia zgrzewania lub klejenia a jedynie przy pomocy wymienionych wyżej łączników AD, w sposób bardzo prosty. Takie powłoki ochronne układa się na skarpie wału, a po opadnięciu fali powodziowej szybko się demontuje i przenosi się na inny teren zagrożony powodzią.

9.2.2. Przykłady przebudowy wałów Wisły w rejonie Płocka.

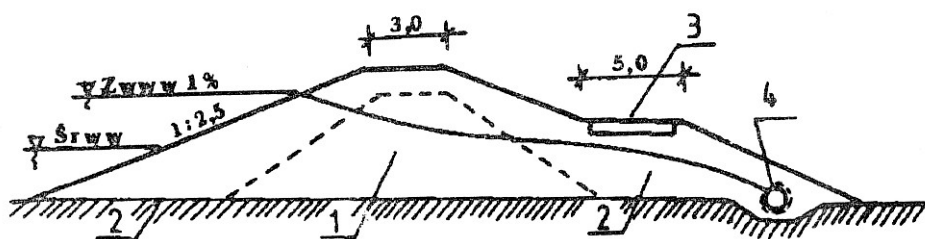
Impulsem do podjęcia bardziej zdecydowanej akcji wzmocnienia i modernizacji wałów są zawsze skutki, jakie niosą za sobą wielkie powodzie. Tak było po powodzi 1982 r. na rz. Wiśle w rejonie Płocka. Przykładem mogą tu być podwyższenia i wzmocnienia korpusu wałów w rejonie dolin Iłowsko-Dobrzykowskiej, Białobrzesckiej i Ośnickiej realizowane przez doświadczonych autorów, biorących udział w nadzorowaniu prac wykonawczych [105]. Pierwszy przykład dotyczy doliny Iłowsko-Dobrzykowskiej, gdzie wał został wzmocniony i przebudowany – podwyższono koronę i poszerzono korpus w kierunku zawala z jednoczesną budową ławy, przystosowanej do komunikacji (droga powodziowa) (rys. 9.12). Na styku podłoża i dobudowanej części korpusu wykonano płaski drenaż położony na geowłókninie filtracyjnej. Jak widać nie ma tu oddzielnego elementu – uszczelnienia korpusu. Można było z



Rys. 9.12 Przebudowa korpusu wału Wisły w Dolinie Iłowsko-Dobrzykowskiej [105]
1-wał istniejący, 2-dobudowana część korpusu, 3-droga na ławie, 4-filtr pasmowy na włókninie

niego zrezygnować ze względu na znaczne poszerzenie korpusu i założenie efektywnego drenażu.

Drugi przykład podwyższenia i wzmocnienia wału dotyczył Doliny Ośnickiej. Istniejący tam stary nasyp pozostał w postaci rdzenia obudowanego z obu stron gruntem piaszczystym (rys. 9.13). Podobnie jak i poprzednio koronę ławy potraktowano jako drogę powodziową.



Rys. 9.13 Przebudowa korpusu wału Wisły w Dolinie Ośnickiej [105]
1-wał istniejący, 2-dobudowana część korpusu, 3-droga na ławie, 4-drenaż rurowy owinięty włókniną filtracyjną

Zastosowano tzw. drenaż rurowy owinięty geowłókniną filtracyjną. Do rozbudowy wałów wykorzystano grunt refulowany z dna rzeki, odkładany na brzegu, a później dostarczany na miejsce budowy samobieźnymi zgarniarkami. Układano warstwami 0,5-1,0 m i zagęszczano walcami wibracyjnymi. Przebudowa była kosztowna, ale w wysokim stopniu efektywna. Sugerowane przez autorów [105] wnioski, jakie wynikają z tych robót oraz ocen stanu technicznego szeregu obwałowań w dorzeczu Wisły zasługują na poparcie. Chodzi o pewną ciągłość tych ocen i ich częstotliwość, szczególnie w stosunku do wałów I i II klasy. Powinny one uwzględniać geometrię wału, stan korpusu i podłoża, warunki filtracji i stateczności oraz stan zawala i międzywala. Dla wałów I klasy sugeruje się taką ocenę 1 raz na 10 lat, a dla II klasy 1 raz na 20 lat. Jeżeli istnieje stałe zagrożenie niektórych odcinków obwałowań III i IV klasy, takie ekspertyzy powinny być również uwzględnione.

Zdobyte doświadczenie z wyżej omówionej przebudowy wałów wiślanych pozwoliło wtedy na wyciągnięcie wniosków w sprawie metod dalszej modernizacji. Chodziło tu głównie o koszty i względy własnościowe terenów zawala i międzywala przy powiększaniu korpusu obwałowań. Dlatego nowe metody opierały się na zachowaniu w miarę możliwości dotychczasowych gabarytów wału, ale jednocześnie na dogęszczeniu korpusu i podłoża oraz wykonaniu szczelnych przesłon przeciwfiltracyjnych z uwzględnieniem wymogów ochrony środowiska i krajobrazu.

9.2.3. Współczesne metody modernizacji wałów.

Konieczna naprawa i modernizacja wałów po kolejnej wielkiej powodzi z 1997 r. doprowadziła do powstania bardzo różnorodnych proponowanych i zastosowanych w praktyce rozwiązań projektowych i technologicznych. Tam, gdzie rezygnowano z poszerzenia wałów stosowano rozwiązania, które można podzielić na trzy grupy: a) zabezpieczenie i uszczelnienie wału od strony odwodnej, b) uszczelnienie w osi korpusu oraz c) wzmocnienie skarpy odpowietrznej (od strony zawala) [37,38].

a) Zabezpieczenie i uszczelnienie wału od strony odwodnej.

Pierwszą czynnością jest usunięcie górnej warstwy skarpy wału o grubości do 1,2 m. Dalej formuje się nachylenie skarpy 1:2,5 – 1:3, układa się warstwę uszczelniającą i przykrywa się ponownie warstwą gruntu. Istotne jest odpowiednie, prawidłowe zagęszczenie układanego gruntu. Materiałem uszczelniającym są ekrany z gliny lub łu oraz bardzo często stosowane maty bentonitowe. Stosowanie folii jako uszczelnienia kładzonego na skarpie jest ryzykowne. W czasie powodzi istnieje niebezpieczeństwo obsunięcia się warstwy obciążającej folię ze względu na niski kąt tarcia pomiędzy folią a gruntem. Jednocześnie wraz z położeniem na skarpie odwodnej ekranu szczelnego wykonywano u podnóża skarpy rów o głębokości do 3 m, w którym zakładano uszczelnienie pionowe podłoża. Materiałem uszczelniającym były folie PCW, geomembrany HDPE. Ważne było skuteczne połączenie uszczelnienia na skarpie z uszczelnieniem pionowym. Czasem zamiast pionowego

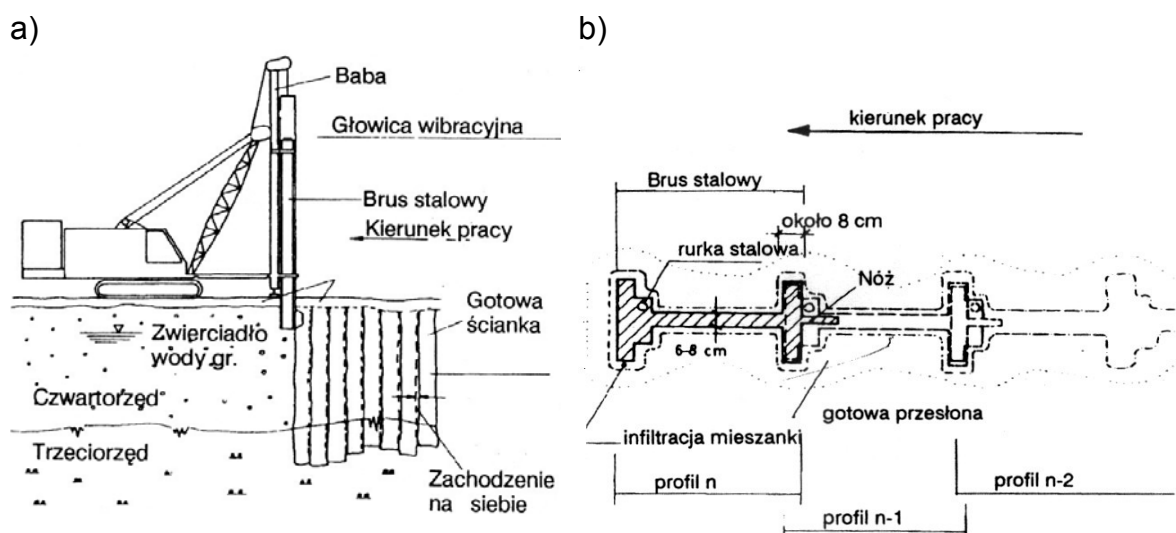
uszczelnienia stosowano poziome ekrany wysunięte w stronę międzywala (maty bentonitowe, folie, geomembrany). Ten sposób przysparzał jednak pewne trudności wykonawcze i prawno-własnościowe (teren międzywala). Stąd częściej stosowano pionowe przesłony przy pomocy innych technologii. Są to: 1) wąkoszczelionowe przesłony przeciwfiltracyjne w tzw. technologii WIPS (Wibracyjnie Iniektowana Przesłona Szczelinowa), omówionej szczegółowiej niżej w punkcie b), 2) przegrody cementowo-bentonitowe o grubości 50 cm i głębokości do 6 m w osłonie z mieszanki tiksotropowej lub technologii FMI (Frez, Mieszanie, Iniekcja) oraz 3) przesłona ze ścianek C-Lock (brusy z tworzywa HDPE) wykonywana do głębokości 4,0 m – brusy wprowadzane są przy pomocy młotów wibracyjnych.

b) Uszczelnienia w osi korpusu.

Uszczelnienia te wykonywano przy pomocy różnych technologii i materiałów [35]. Są to : 1) pale piaskowe, 2) wspomniana już wąska ścianka szczelinowa (WIPS), 3) przesłona cementogrunтова w technologii DMS (Deep Soil Mixing), 4) przesłona „jet grouting”, oraz 5) stabilator – kolumny cementowo-wapienne.

Ad 1) Metoda ta polega na udarowym zagęszczeniu korpusu wału w jego osi. Ubijak o wadze 2-4 ton opuszczany jest z wysokości 3-5 m. Zasięg zagęszczenia do głębokości 6,0 m.

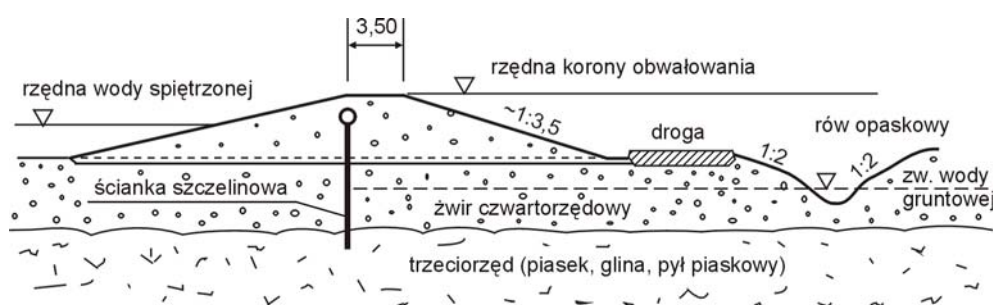
Ad 2) Pierwsze tego typu ścianki wykonywano już w latach 80-tych. Duży sukces na skalę międzynarodową odniesiono przy uszczelnieniu obwałowań zbiorników 6 stopni wodnych na rzece Lech w Bawarii [57]. Do wykonania ścianki tego typu wykorzystuje się brus stalowy o profilu podobnym do dwuteownika. Brus przy pomocy kafara z głowicą wibracyjną zamontowaną na ruchomym dźwigu zagłębiany jest w grunt nasypu (wał) i podłoża na żadaną głębokość, a następnie wyciągany z jednoczesnym wypełnieniem wolnej przestrzeni



Rys. 9.14 Wykonanie przeciwfiltracyjnej wąskiej ścianki szczelinowej (WIPS)

a) schemat postępu robót, b) rzut poziomy wykonanej ścianki [57]

mieszkanką uszczelniającą (rys. 9.14a) przez wtlaczanie mieszanki pod ciśnieniem rurką przymocowaną wzdłuż brusa. Wysokość brusa jest różna, zależna od głębokości wykonywanego uszczelnienia (do kilkunastu metrów). Grubość ścianki brusa (śladu zostawionego w gruncie) 6-8 cm, ale średnia grubość wykonywanej ścianki wzrasta do 10-12 cm (rys. 9.14b). W skład mieszanki uszczelniającej wchodziły: cement, bentonit lub ił, mączka wapienna i woda. Przykładowe proporcje: mączka mineralna (wapienna)- 49,2%, bentonit – 1,3%, cement – 10,1%, woda – 39,4%. Wytrzymałość $R_{28}=341 \text{ kN/m}^2$, uzyskiwana szczelność charakteryzuje się współczynnikiem filtracji $k=3,7 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$. Jeżeli suma wysokości wału i głębokości uszczelnianego podłoża $<15 \text{ m}$ wtedy pełne uszczelnianie wykonywano z korony usypanego obwałowania (uszczelnienie jednostopniowe) (rys. 9.15).



Rys. 9.15 Jednostopniowe uszczelnienie wąską ścianką szczelinową korpusu obwałowania i podłoża [52]

Jeżeli suma ta przekracza 15 m, to uszczelnienie jest dwuetapowe – najpierw podłożę, a później wał.

Ad 3) Metoda wgłębnego mieszania gruntu polega na wierceniu w osi wału zachodzących na siebie kolumn na głębokość do 10 m za pomocą specjalnej wiertnicy i mieszadła, które miesza wprowadzany zaczyn cementowy z gruntem wału. Ze względu na pracę sprzętu wymaga się odpowiedniej szerokości korony wału. Przy rozstawie kolumn co 70 cm uzyskuje się minimalną grubość przesłony $\sim 35 \text{ cm}$. Ważnym w tej metodzie jest dopasowanie się do rodzaju gruntów z jakich wał jest zbudowany. Od tego zależy receptura zaczynu wprowadzanego w grunt.

Ad 4) Jest to metoda iniekcji wysokociśnieniowej (Soilcrete System T). Polega na usuwaniu gruntu w osi korpusu za pomocą strumienia wody i formowania w tym miejscu kolumn cementowo-gruntowych. Zaczyn podawany jest pod ciśnieniem przy pomocy węży. Kolumny o średnicy 30-80 cm zachodzą na siebie i tworzą przesłonę o grubości 20-40 cm. Koszty są duże. Istnieje też niebezpieczeństwo, że wobec luźnego lub bardzo luźnego stanu gruntów w korpusie iniekcja pod wysokim ciśnieniem może powodować zbytne rozprzestrzenienie się zaczynu (czemu mogą sprzyjać nory gryzoni) i spowodować rozmycie wału przy skarpach).

Ad 5) Metoda przydatna w przypadku potrzeby wzmocnienia podłoża wałów przeciwpowodziowych. Palownica wkręca na odpowiednią głębokość wzmocnianego gruntu specjalną żerdź rurową zakończoną mieszadłem. Po osiągnięciu projektowanej głębokości mieszadło zmienia kierunek obrotu i jest wyciągane na powierzchnię. Z otworu umieszczonego na końcu przewodu wypuszcza się pod ciśnieniem mieszanek cementowo-wapienną w postaci suchego proszku. Nawodniony grunt rodzimy zmieszany z wapniem i cementem tworzy suchą kolumnę. Kolumny te są szczególnie przydatne dla gruntów spoistych i organicznych.

Głębokość pionowych przesłon określana jest na podstawie obliczeń hydraulicznych. W zasadzie, jak już wspomniano w rozdz. 9.1.2 korzystne jest doprowadzenie szczelnej przesłony do warstwy nieprzepuszczalnej. Powinno się jednak brać pod uwagę i taki fakt, że przez połączenie się z warstwą nieprzepuszczalną, zaburzony jest naturalny ruch wody gruntowej w kierunku koryta rzeki. Może to być przyczyną podniesienia się poziomu wód gruntowych od strony zawala i ewentualne podtapianie przylegających do wału terenów, szczególnie, jeżeli brak jest sieci drenujących rowów melioracyjnych.

c) Wzmocnienie skarpy odpowietrznej.

Dobrym i pewnym wzmocnieniem może być budowa ławy poszerzającej korpus wału, która zwiększa stateczność korpusu oraz odporność filtracyjną. Bardzo ważne jest zapewnienie skutecznego drenażu przechwytyjącego wody filtrujące przez wały i ich odprowadzenie na zewnątrz. Może on być wtedy wykonany podobnie jak na rys. 9.12 i 9.13. Jeżeli nie ma możliwości poszerzenia wału ze względów terenowych lub ekonomicznych (wysoki koszt), drenaż trzeba oprzeć o istniejący profil skarpy odpowietrznej. Może to być najprostszym do wykonania drenażem skarpowym (rys. 9.5). Rodzaje stosowanych drenaży będą omówione w rozdz. 9.3.1.

9.3. Budowa nowych wałów przeciwpowodziowych.

9.3.1. Projektowanie przekroju poprzecznego wału.

Z treści poprzednich rozdziałów wynika już, co jest najbardziej istotne w konstrukcji wałów, jakie stawiane im są wymagania hydrotechniczne. Są to: 1) trwałość skarpy odwodnej narażonej na erozję w czasie przechodzenia fali, szczególnie ze sływem kry lodowej, 2) szczelność i wytrzymałość korpusu na parcie statyczne i filtracyjne wody, 3) zabezpieczenie przed wzmogoną filtracją przez korpus i podłożę wału, 4) racjonalne ujęcie filtrującej przez korpus wody i uporządkowane jej odprowadzenie oraz 5) stosowanie do budowy odpowiednich materiałów, a jednocześnie znośnych dla środowiska przyrodniczego.

Niżej omówione zostaną główne elementy związane z projektowaniem przekroju poprzecznego nowego wału: a) dobór głównych wymiarów przekroju, b) rodzaje uszczelnień i c) drenaże.

a) Dobór głównych wymiarów przekroju.

Jak już wspomniano w rozdz. 9.1.2 rzędną korony wału przyjmuje się zależnie od poziomu wody miarodajnej i kontrolnej (Q_m , Q_k) oraz dobranego zapasu (a) (rys. 9.4) zgodnie z tabl. 9.2 i 9.3 [88]. Szerokość korony (b) uzależnia się na ogół od wysokości wału (h). Brak jest jednoznacznych wskazań. Propozycje przedstawione są w tabl. 9.5. Wały posiadające wysokość $h > 4$ m są poszerzane o ławę od strony odpowietrznej. Górna warstwa ławy sypana jest z gruntu bardziej przepuszczalnego niż w korpusie. Przez to nie hamuje się przepływu wód filtracyjnych, a sama nawierzchnia po opadach nie staje się błotnista (komunikacja). Zwraca się uwagę na konieczność zachowania spadków (l) korony i ławy wałów (tabl. 9.5).

Tabela 9.5.

Wysokość wału (h) (m)	Min. szerokość korony (b) (m)	Wg starych przepisów CUGW		Schematy przekroju
		(h) (m)	(b) (m)	
$h < 2$	2,0	0,5	1,0	
$h > 2$	3,0	1,0	1,5	
		2,0	2,0	
		4,0	3,0	

Nachylenia skarp wału odwodnej ($1:n$) i odpowietrznej ($1:m$) uwarunkowane są w dużym stopniu właściwościami gruntu z którego buduje się korpus. W tabl. 9.6 podane są minimalne wielkości (n) i (m), które zapewniają wystarczającą stateczność.

Tabela 9.6.

L.p.	Rodzaj gruntu	Skarpa odwodna (n)	Skarpa odpowietrzna (m)
1	piasek drobny	3,0	2,5
2	piasek średni	2,75	2,25
3	piasek gruby	2,50	2,0
4	piasek gliniasty	2,25	2,0
5	pospółka, żwir	2,0	1,5
6	rumosz	1,5	1,0

Łagodniejsze nachylenie jest z reguły od strony odwodnej, ze względu na kontakt z płynącą wodą oraz niekorzystne ciśnienia filtracyjne przy szybkim opadaniu wody, a przez to groźbę utraty stateczności skarpy. Uważa się też, że nachylenia nie mogą być bardziej strome niż $1:2$.

Kontrolnym sprawdzeniem przyjętych nachyleń może też być empiryczna formuła oparta na doświadczeniach francuskich:

$$n, m = m_0 \cdot k \cdot \lg(10 + h) \quad (9.7)$$

w której dla wysokości wału (h) w (m) i oznaczeń: n, m – nachylenia od strony odwodnej i odpowietrznej, m_0 – współczynnik nachylenia skarp zależny od rodzaju gruntu (tabl. 9.7), k – współczynnik zależny od metody wykonywania wału (sypany lub napławiany) oraz której skarpy dotyczy – odwodnej, czy odpowietrznej (tabl. 9.8). Przykład: dla wys. wału $h = 6,0$ m zbudowanego z piasków luźnych $1:n = 1:2,4$; $1:m = 1:1,8$.

Tabela 9.7

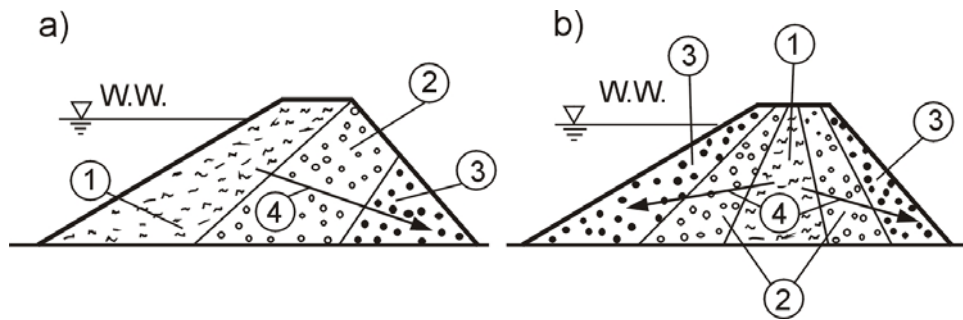
L.p.	Rodzaj gruntu	m_0
1	piaski luźne	2,50
2	piaski z dom. gliny	2,00
3	pospółka	1,75
4	żwir	1,50
5	otoczaki	1,25
6	rumosz, narzut	1,00

Tabela 9.8

Lp.	Technologia wykonania wału	Dla skarpy odwod.	Dla skarpy odpow.
1	wały sypane	0,8	0,6
2	wały napławiane	1,5	1,25

b) Rodzaje uszczelnień.

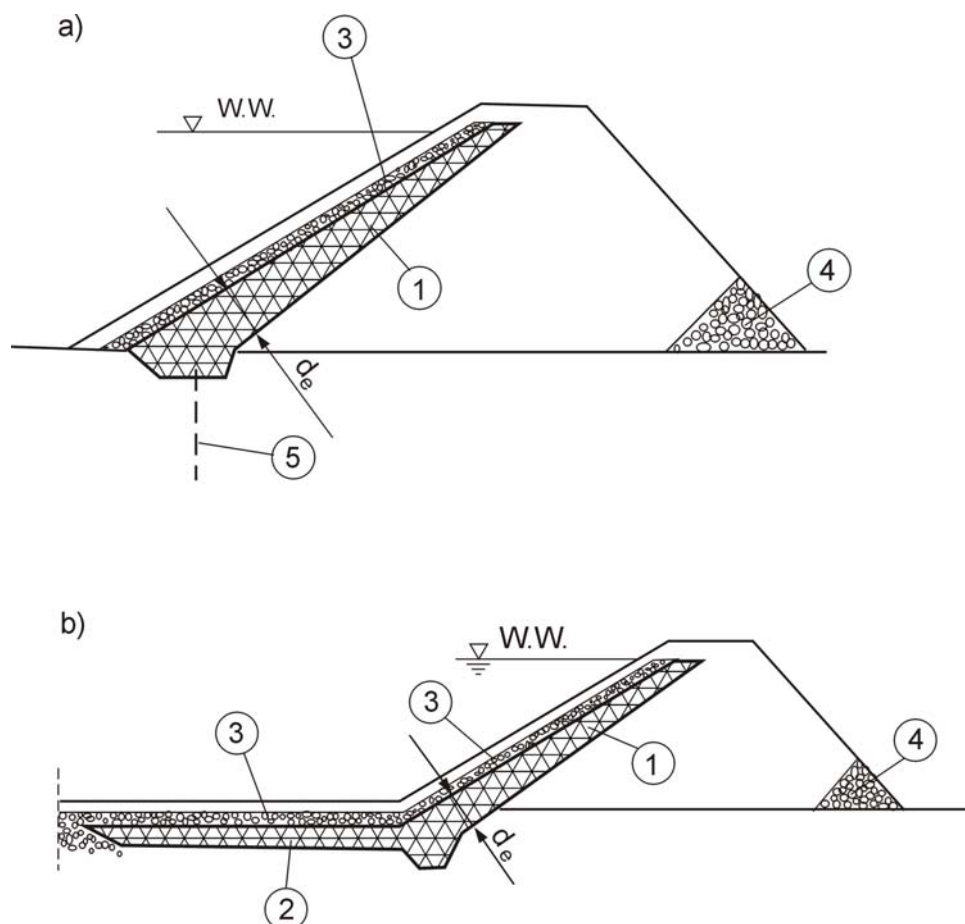
Materiał, z którego budowany jest wał powinien znajdować się w miarę blisko planowanej linii obwałowań, a więc w dolinie zalewowej, w korycie rzeki lub na jej brzegach. Najczęściej są to materiały silnie przepuszczalne. Podobne własności ma także podłoże wału. W tej sytuacji wymagane jest na ogół dodatkowe uszczelnienie. Chociaż może się zdarzyć, że dysponowane grunty o różnym stopniu przepuszczalności wystarczą na zbudowanie korpusu bez wyraźnego elementu uszczelniającego. Możliwe są wtedy dwa warianty rozwiązania. W pierwszym wariantcie najmniej przepuszczalny materiał układa się od strony odwodnej, a później kolejno partie materiału bardziej przepuszczalnego. Pokazano to na rys. 9.16a, gdzie dysponowano trzema rodzajami gruntu: piaskiem gliniastym, piaskiem i żwirem. W drugiej wersji najmniej przepuszczalny grunt układa się w środkowej części korpusu, który obsypywany jest obustronnie bardziej przepuszczalnym materiałem (rys. 9.16b).



Rys. 9.16 Warianty sypania wałów z gruntów różnorodnych; 1-piasek gliniasty, 2-piasek, 3-żwir, 4-kierunki wzrostu średnicy ziarna gruntu

W pierwszym i w drugim przypadku zachowana zostaje zasada tzw. filtru odwrotnego (patrz rozdz. 9.3.1c) uniemożliwiająca w czasie filtracji wynoszenie drobniejszych cząstek gruntu.

Rodzaje elementów uszczelniających można podzielić ze względu na: 1) miejsce w którym się je układa i 2) materiał z którego są zbudowane. Pod względem lokowania rozróżnia się ekrany tzn. uszczelnienia kładzione w płaszczyźnie skarpy odwodnej i odpowiednio chronione (rys. 9.17) oraz rdzenie sytuowane w osi pionowej korpusu (rys. 9.18).

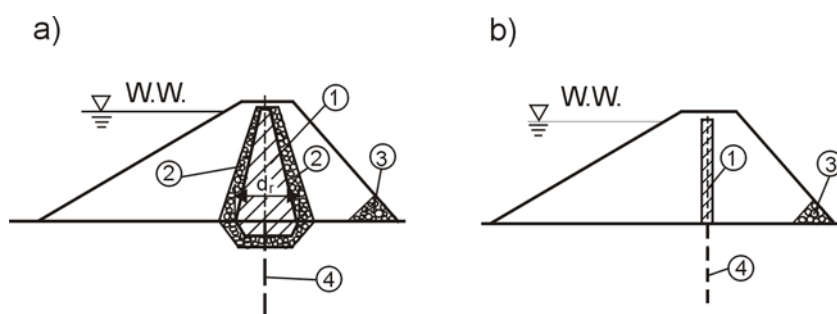


Rys. 9.17 Konstrukcje wałów z ekranem szczelnym

- a) ekran z gruntu spoistego (głina, ił), b) ekran z ponurem z gruntu spoistego (głina, ił), 1-ekran szczelny, 2-ponur, 3-warstwa ochronna (piasek, żwir), 4-drenaż, 5-uszczelnienie podłoża

Ze względu na materiał dzieli się je na uszczelnienia z materiałów naturalnych tzn. gruntów spoistych takich jak glina czy ił oraz materiałów sztucznych, jak folie, maty bitumiczne, geomembrany, mieszanki gruntowo-cementowe, ścianki wąsko-szczelinowe i inne. Z uszczelnień wału kładzionych w płaszczyźnie skarpy odwodnej (ekrany) w zasadzie należy wyłączyć folie czy geomembrany, głównie ze względu na wspomniany już mały kąt tarcia między folią (geomembraną) a gruntem, powodujący możliwość obsuwu. Można się do tego dopasować projektując łagodne nachylenie skarpy, ale to znacznie zwiększa objętość samego korpusu i koszty budowy.

Jak wcześniej wspomniano uszczelnienie korpusu z reguły łączy się z uszczelnieniem podłoża. Ich osie na rysunkach zostały zaznaczone schematycznie bez wnikania w szczegóły wykonania. Jedynie na rys. 9.17b brakuje tego elementu, gdyż jego rolę spełnia łączący się z ekranem fartuch iłowy (ekran poziomy) wydłużający drogę filtracji.



Rys. 9.18 Konstrukcje wałów z rdzeniem szczelnym

a) rdzeń z gruntu spoistego (głównie glina, ił), b) rdzeń z materiałów sztucznych (ścianka wąkoszczelinowa – WIPS, przesłona cementogrunтова, przesłona „jet grouting” i inne); 1-rdzeń, 2-warstwy ochronne (przejściowe) budowane na zasadzie filtru odwrotnego (piasek, żwir), 3-drenaż, 4-uszczelnienie podłoża

Przy uszczelnieniach z gliny lub iłu (ekran, rdzeń) ważne są warstwy ochronne (przejściowe) z piasku i żwiru, zapewniające stabilność materiału ekranu, czy rdzenia. Ma to duże znaczenie przy szybkim obniżaniu się poziomu wody w międzywał. Grubość ekranu i rdzenia (iłowego) zmienia się z wysokością. Na poziomie korony zwyczajowo przyjmuje się około 0,5 m, a w podstawie grubość tą można określić z formuły:

$$d_{e,r} = \frac{H}{I_k} \quad (9.8)$$

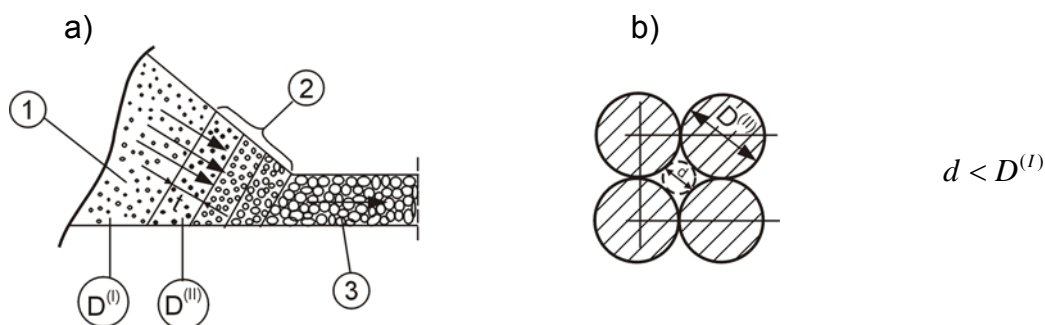
gdzie $d_{e,r}$ - grubość ekranu lub rdzenia w podstawie wału, H - wysokość piętrzenia, równoważna wysokości wału $H = h$, I_k - gradient kontrolny przyjmowany $I_k = 6 \div 10$ w zależności od rodzaju gliny (ił). Uszczelnienia z materiałów sztucznych ogólnie zostały omówione w rozdz. 9.2.1 i 9.2.3. Godnym polecenia jest wykonanie rdzenia w postaci wąskiej ścianki szczelinowej (technologia WIPS).

Trudno jest ocenić jednoznacznie, które z wariantów uszczelnienia – ekran czy rdzeń – jest korzystniejszy. Zależy to od wielu czynników, w tym od kosztów wykonania. Jeżeli chodzi o bezpieczeństwo, to obawy stosowania ekranów położonych na skarpie odwodnej wynikają z faktu, że płynąca woda z dużą prędkością może uszkodzić skarpe i spowodować jej osunięcie się wraz z uszczelnieniem. Przy rdzeniu, jak również i przy ekranie glinowym istnieje niebezpieczeństwo osunięcia się skarpy przy szybkim opadaniu wód wezbraniowych. Dlatego tak istotne są warstwy ochronne rdzenia i ekranu, działające na zasadzie filtru odwrotnego.

Powiązane z uszczelnieniem korpusu uszczelnienie podłoża można wykonywać w różny sposób. Najprostsze jest wbicie tradycyjnej ścianki szczelnej z brusów np. żelbetowych, chociaż mniej ostatnio stosowanych. Przegrodę szczelną może stanowić wykop wąskoprzestrzenny wypełniony tężejącą zawiesiną tiksotropową (bentonit, cement i dodatek opóźniający wiązanie). Często stosuje się wszelkiego rodzaju iniekcje cementowe, silikatowe (krzemionkowe), a nawet polimerowe, jak też i inne technologie omówione w rozdz. 9.2.3.

c) Drenaże.

Urządzenia drenażowe w wałach służą: kształtowaniu położenia krzywej depresji w korpusie, odprowadzeniu wód filtracyjnych i uniknięciu deformacji gruntu na skutek działania sił filtracyjnych. Drenaż zawiera w sobie dwa elementy: 1) odprowadzenie wody filtracyjnej i 2) filtr, składający się z dwóch lub trzech warstw, zwany filtrem odwrotnym. Schemat filtru odwrotnego z drenażem pokazany jest na rys. 9.19. Grunt chroniony (1) zabezpieczony jest trzema warstwami filtru odwrotnego (2), z którymi kontaktuje się właściwy drenaż (3).



Rys. 9.19 Zasady działania filtru odwrotnego

a) schemat działania, b) układ ziaren ($D^{(II)}$) w pierwszej warstwie filtru odwrotnego; 1-grunt chroniony o średnicy ziaren ($D^{(I)}$), 2-warstwy filtru odwrotnego, 3-drenaż, d-średnica porów w pierwszej warstwie filtru, t-grubość warstwy filtru

Charakterystyczne jest zwiększanie się średnic ziaren w kierunku ruchu wody. Zasady budowy filtru są następujące: 1) cząstki gruntu chronionego nie przenikają do porów pierwszej warstwy filtru, 2) ziarna warstwy filtru nie mogą przechodzić przez pory następnej

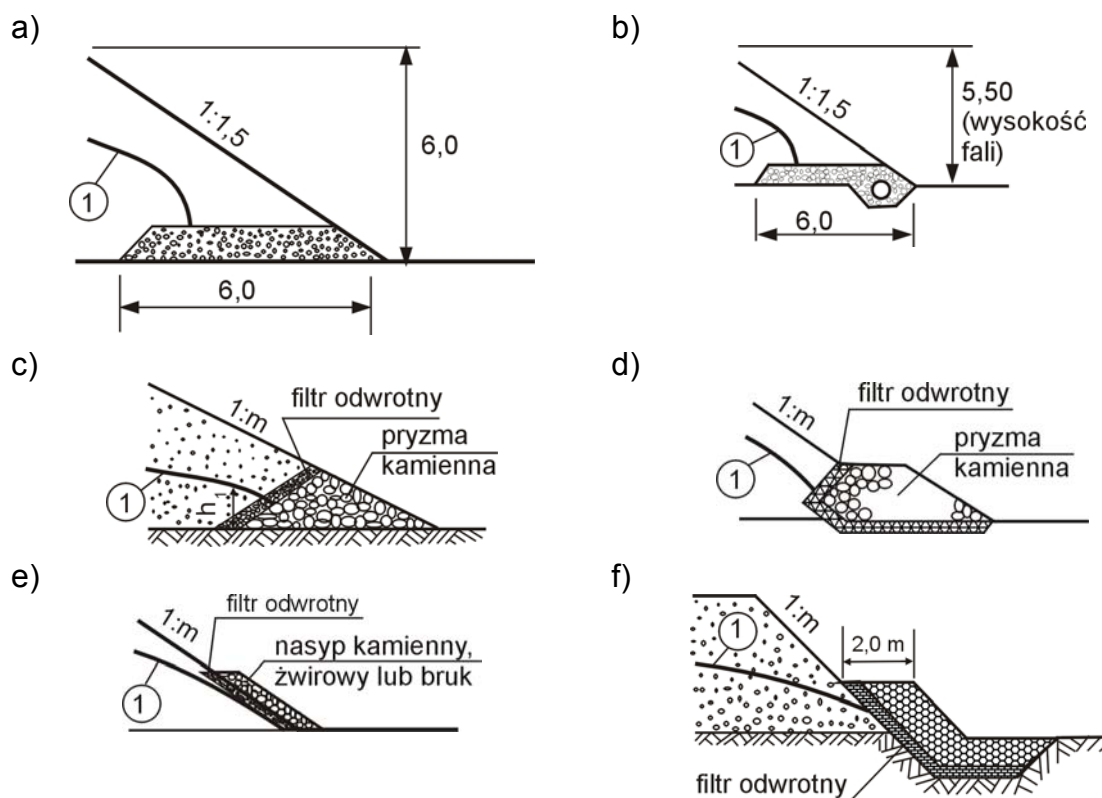
warstwy filtru, 3) ziarna ostatniej warstwy filtru nie powinny dostawać się do drenażu. W projekcie filtru odwrotnego należy określić ilość warstw, ich grubości i wielkości (średnice) ziaren w poszczególnych warstwach. Zazwyczaj przyjmuje się 2-3 warstwy, których grubości zależne są od warunków układania. Przy ręcznym układaniu grubość (t) jest > 10 cm, przy zmechanizowanym $t > 20$ cm, a przy układaniu pod wodą $t > 50 - 70$ cm. Po to by dobrać wielkości ziaren w poszczególnych warstwach potrzebne są krzywe uziarnienia (skład granulometryczny) materiału filtracyjnego. Przy założeniu, że ziarna gruntu chronionego ($D^{(I)}$) i warstwy filtru ($D^{(II)}$) mają kształt kuleczek (rys. 9.19b) trzeba tak dobrać średnicę ziarn filtru ($D^{(II)}$), aby utworzona przez te ziarna średnica porów (d) była mniejsza od średnicy ziarna chronionego ($D^{(I)}$) ($d < D^{(I)}$). Przez to, że ziarna i pory gruntu chronionego i warstw filtru mają kształt nieregularny i zróżnicowany co do wielkości, dobór miarodajnych średnic w filtrze odwrotnym jest skomplikowany. Jest wiele sposobów ich doboru. Najbardziej znane są zależności Terzagiego oparte na krzywych uziarnienia gruntu chronionego i materiału filtrowego. Obowiązują one na kontakcie gruntu chronionego (I) i pierwszej warstwy filtru (II) i na kontaktach następnych warstw, są to:

$$\frac{D_{15}^{II}}{D_{85}^I} < 4 \div 5 \quad (9.9)$$

$$\frac{D_{15}^{II}}{D_{15}^I} > 4 \div 5 \quad (9.10)$$

Warunek wyrażony nierównością (9.9) gwarantuje, że filtr zapobiega przebiciu hydraulicznemu („piping”), a warunek (9.10) znaczy, że warstwa filtru jest wyraźnie bardziej przepuszczalna od gruntu chronionego.

Rodzaje drenaży stosowanych w korpusach wałów pokazane są na rys. 9.20. Są wśród nich tzw. drenaże wewnętrzne (rys. 9.20 a, b, c, d) i drenaże zewnętrzne (rys. 9.20 e, f). Pierwsze z nich regulują położenie krzywej depresji (płaskie, rurowe i pryzmowe), pozostałe (skarpowe) chronią przed wyparciem filtracyjnym (patrz też rys. 9.5c). Dla wałów wskazane jest stosowanie głównie drenaży płaskich i rurowych – mniejszy koszt, łatwiejsze wykonanie, lepsze sterowanie położeniem krzywej depresji. W drenażach powszechnie dzisiaj stosuje się włókniny filtracyjne, które częściowo łączy się z drenażem mineralnym. Pozwalają one zatrzymać większą ilość małych ziaren, chociaż grozi to nieraz kolmatacją włókniny, co zmniejsza jej przepuszczalność. Trzeba zawsze z uwagą dobrać rodzaj geowłkniny i znać jej dokładną charakterystykę.



Rys. 9.20 Rodzaje drenaży

a) płaski (pasmowy), b) połączenie drenażu płaskiego z rurowym, c) drenaż przyzmy trójkątny, d) drenaż przyzmy z ławeczką, e) drenaż skarpowy, f) odmiana drenażu skarpowego; 1-krzywa drepresji. Uwaga! Podane wymiary na rys. a) i b) odnoszą się do konkretnych wałów o wys. 6,0 m i 5,5 m.

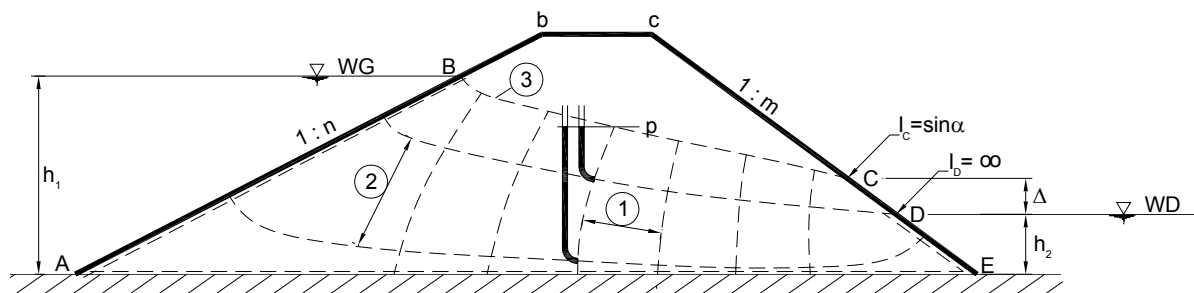
9.3.2. Obliczanie filtracji przez korpus i podłoże wału.

Obliczenia filtracyjne są podobne do obliczeń filtracyjnych zapory ziemnej i składają się z określenia: 1) jednostkowego wydatku filtracyjnego (q) i 2) wyznaczenia krzywej depresji (kształtu ułożenia się zwierciadła przesączającej się wody) w korpusie wału. Obszar filtracji obejmuje zarówno korpus wału, jak i podłoże, jeżeli jest przepuszczalne. Obszar ten można rozpatrywać w całości (korpus z podłożem) lub dla uproszczenia oddzielnie dla korpusu wału i dla podłoża. Przy rozpatrywaniu filtracji w korpusie wału zakłada się, że podłoże jest nieprzepuszczalne, a przy obliczaniu filtracji w podłożu przyjmuje się, że nieprzepuszczalny jest korpus. Obliczone wydatki dla korpusu (q_w) i podłoża (q_p) dają sumaryczny wydatek (q) na 1 mb wału.

Nижej omówi się: a) filtrację przez korpus wału jednorodnego na podłożu nieprzepuszczalnym, b) filtrację przez korpus z elementami uszczelniającymi oraz c) filtrację w podłożu wału.

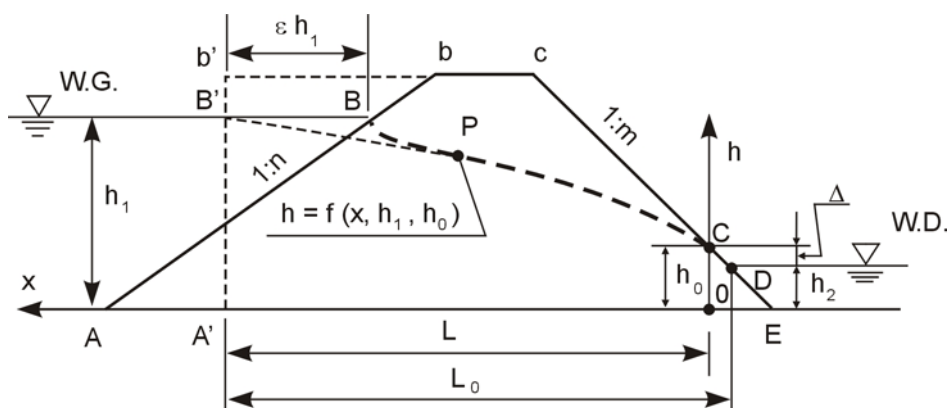
a) Filtracja przez wał jednorodny na podłożu nieprzepuszczalnym.

Obszar filtracji przedstawiony na rys. 9.21 obrazuje siatka wzajemnie prostopadłych linii jednakowych ciśnień i linii prądu, przy pomocy, których w każdym punkcie tego obszaru



Rys. 9.21 Obszar filtracji w korpusie wału jednorodnego; 1-linie prądu, 2-linie ciśnień, 3-krzywa depresji, I_C , I_D -gradienty ciśnienia w punktach C i D

można określić wielkość ciśnienia i kierunek prędkości filtracji. Istotnym jest tu krzywa depresji (3) oraz tzw. wysokość wysączenia się (Δ) mierzona od punktu wyjścia na skarpie (C) do poziomu W.D. Sens fizyczny dowolnej linii ciśnienia obrazują myślowo do niej „podłączone” piezometry, w których zwierciadło wody powinno się ustalić na jednym poziomie (p-p). Uproszczony sposób wyznaczania wydatku (q) oraz krzywej depresji polega na zamianie rzeczywistego przekroju wału $AbcE$ na umowny kształt $A'b'E$ z pionową ścianą odwodną przesuniętą w stronę W.G. o wielkość (ϵh_1) (rys. 9.22).



Rys. 9.22 Wyznaczenie krzywej depresji dla wału jednorodnego na podłożu nieprzepuszczalnym.

Współczynnik (ϵ), zależną od nachylenia skarpy odwodnej (n), oblicza się z wzoru:

$$\epsilon = \frac{0,44}{1 + \frac{1}{2n}} \quad (9.11)$$

Tak dobrana forma przekroju zastępczego gwarantuje, że obliczony dla niego wydatek filtracyjny (q) oraz krzywa depresji będą takie same jak dla przekroju rzeczywistego podobnie.

Obliczanie wydatku (q) opiera się na podzieleniu profilu zastępczego na dwa obszary A'b'cCO i OCE, w których charakter ruchu jest różny i dla których oddzielnie określa się wielkość (q), a które muszą być sobie równe [24]. Analiza tych obszarów doprowadza do uzyskania dwóch równań z dwoma niewiadomymi: wydatkiem (q) i wysokością wysączenia się (Δ), w których k (m/s) jest współczynnikiem filtracji:

$$\frac{q}{k} = \frac{h_1^2 - (h_2 + \Delta)^2}{2(L_o - m\Delta)} \quad (9.12)$$

$$\frac{q}{k} = \frac{\Delta}{m} \left(1 + 2,3 \lg \frac{h_2 + \Delta}{\Delta} \right) \quad (9.13)$$

Pozostałe oznaczenia w tych równaniach pokazane są na rys. 9.22. Najprościej równania można rozwiązywać drogą prób lub graficznie. Przy tej ostatniej metodzie należy zadawać różne wartości (Δ) i obliczać wielkość $\left(\frac{q}{k}\right)$ z dwóch równań. Punkt przecięcia utworzonych dwóch krzywych da szukaną wartość (Δ) i odpowiadającą jej wielkość $\left(\frac{q}{k}\right)$. Ostatecznie przepływ jednostkowy wyniesie $q = \left(\frac{q}{k}\right)k$. Przykładowo dla wielkości $h_1 = 10$ m, $h_2 = 1,5$ m, $n = 3$, $m = 2$, $k = 10^{-4}$ m/s i przyjętej wielkości $\varepsilon = 0,4$ szukana wielkość wysączenia $\Delta = 2,4$ m, a wielkość $\left(\frac{q}{k}\right) = 1,79$, czyli $q = 1,79 \cdot 10^{-4}$ m/s/mb.

W przypadku, kiedy głębokość wody od strony odpowietrznej $h_2 = 0$, wtedy obliczenie bardzo się upraszcza i wielkość (Δ) można wyznaczyć z wzoru:

$$\Delta = \frac{L_o}{m} - \sqrt{\left(\frac{L_o}{m}\right)^2 - h_1^2} \quad (9.14)$$

a wielkość przepływu filtracyjnego (q) z zależności:

$$q = \frac{\Delta}{m} k \quad (9.15)$$

Orientacyjne wartości współczynników filtracji (k) przedstawiono w tabl. 9.9.

Współczynniki filtracji (k)

L.p.	Rodzaj gruntu	Współcz. filtracji (k) (m/s)
1	otoczaki, grunt narzutowy	$10^{-1} - 10^{-2}$
2	żwir	$10^{-2} - 10^{-3}$
3	piasek gruboziarnisty	$10^{-3} - 10^{-4}$
4	piasek drobnoziarnisty	$10^{-4} - 10^{-5}$
5	piasek gliniasty	$10^{-5} - 10^{-6}$
6	glina piaszczysta	$10^{-6} - 10^{-7}$
7	ił	$10^{-7} - 10^{-8}$

Obliczenie i wykreślenie krzywej depresji dla obszaru A'b'cCO i dla zaznaczonego na (rys. 9.22) układu współrzędnych (x, h) sprowadza się do wyznaczenia rzędnych krzywej depresji (h) z równania Dupui [21] (dla masywu gruntowego z pionowymi ścianami)

$$h = \sqrt{h_o^2 + (h_1^2 - h_o^2) \frac{x}{L}} \quad (9.16)$$

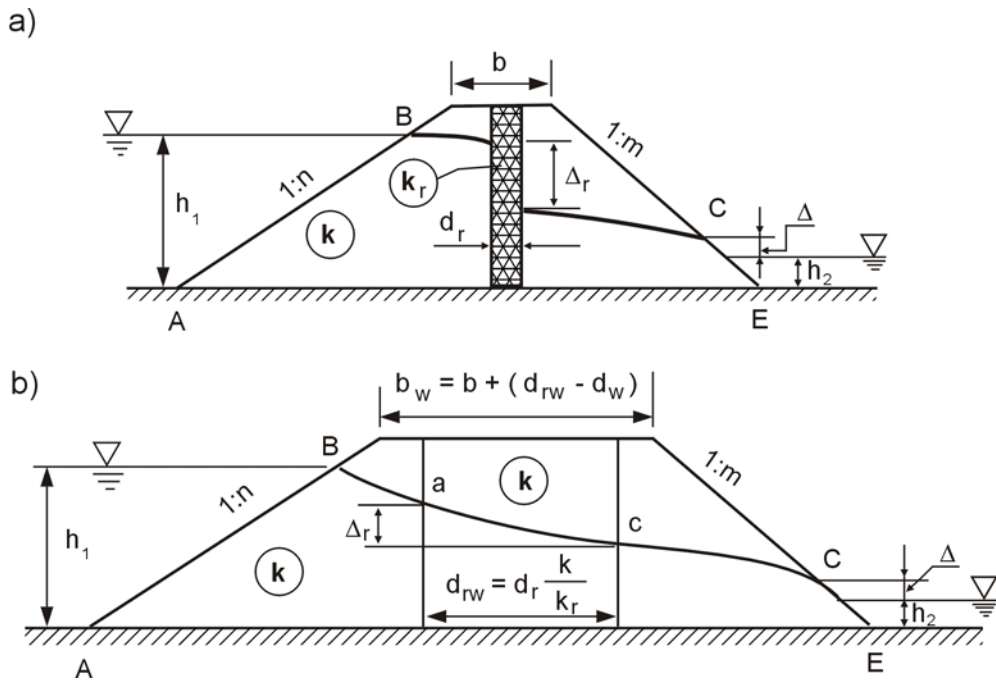
w którym $h_o = h_2 + \Delta$. Wykreśloną krzywą depresji na odcinku B'C należy dopasować do rzeczywistego przekroju wału. Ponieważ początek krzywej depresji powinien się znajdować w punkcie przecięcia się poziomu WG z płaszczyzną skarpy (p. B) trzeba poprowadzić odrębnie nowy odcinek krzywej (BP) tak, aby styczna do niej w p. B była prostopadła do płaszczyzny skarpy.

Z powyższego widać, że przy zadanych wielkościach (h_1) i (h_o) krzywa depresji dla wału z gruntu jednorodnego nie jest zależna od współczynnika filtracji (k) tego gruntu. Od wartości (k) zależna jest, i to wprost proporcjonalnie wielkość przepływu (q).

b) Filtracja przez wał z elementami uszczelniającymi na podłożu nieprzepuszczalnym.

Rozpatrzone będą dwa przypadki uszczelnienia korpusu wału poprzez: 1) pionowy rdzeń z gruntu spoistego (glina, ił) w osi wału i 2) ekran z tego samego materiału umieszczony w płaszczyźnie skarpy odwodnej.

Dla wału z rdzeniem szczelnym o grubości (uśrednionej) (d) przebieg filtracji pokazany jest na rys. 9.23a. Efekt szczelności rdzenia wyraża się nagłym obniżeniem tej krzywej (Δ_r) tuż za rdzeniem. Wyznaczenie przebiegu krzywej depresji może być w sposób przybliżony oparte na metodzie wirtualnej N.N.Pawłowskiego [24]. Jej sens polega na sprowadzeniu realnego przekroju wału z rdzeniem do wału z materiału jednorodnego.



Rys. 9.23 Filtracja przez wał z rdzeniem glinowym (iłowym): a) przebieg krzywej depresji, b) wyznaczanie krzywej depresji metodą wirtualną [21]

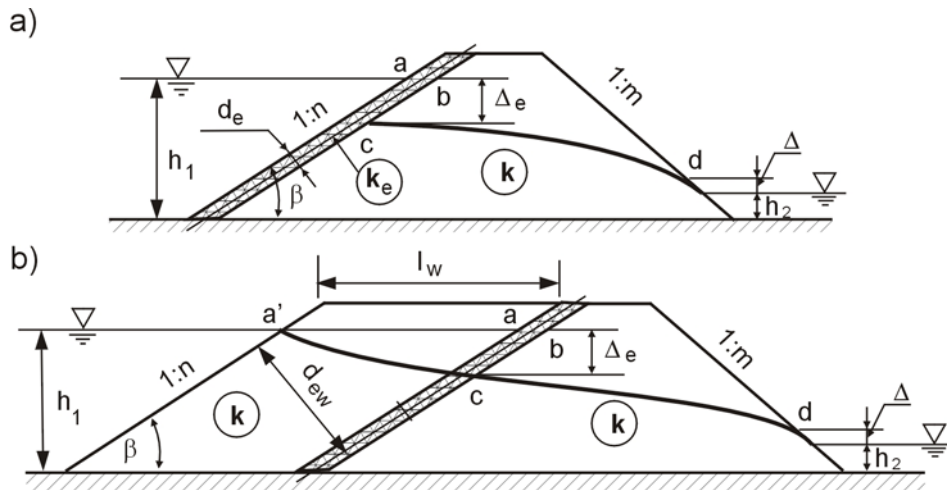
W tym celu zamienia się małoprzepuszczalny rdzeń o współczynniku filtracji (k_r) i grubości (d_r) na fikcyjny rdzeń posiadający taki sam współczynnik filtracji, jaki ma nasyp wału. Nowa wirtualna grubość rdzenia (d_{rw}) wyniesie wtedy:

$$d_{rw} = d_r \frac{k}{k_r} \quad (9.17)$$

Przekrój wału po takiej zamianie pokazany jest na rys. 9.23b. Jego nowa szerokość korony (b_w) wyniesie $b_w = b + (d_{rw} - d_w)$. Dla tego przekroju krzywą depresji oblicza się tak, jak dla wału jednorodnego. W wyznaczonej krzywej odrzuca się odcinek ac, a po powrocie do przekroju rzeczywistego zachowuje się obliczone odcinki Ba i cC (rys. 9.23b).

Dla wału z ekranem szczelnym o grubości (d_e) przebieg rzeczywistej filtracji pokazany jest na rys. 9.24a. Tu również występuje nagłe obniżenie poziomu filtrującej wody za ekranem (Δ_e). Nasyp korpusu posiada współczynnik filtracji (k), a ekran (k_e). Do wyznaczenia krzywej depresji, podobnie jak w przypadku wału z rdzeniem, stosuje się tą samą metodę. Po obliczeniu zastępczej grubości ekranu (d_{ew}) z wzoru:

$$d_{ew} = d_e \frac{k}{k_e} \quad (9.18)$$



Rys. 9.24 Filtracja przez wał z ekranem glinowym (iłowym): a) przebieg krzywej depresji, b) wyznaczenie krzywej depresji metodą wirtualną [21]

Korona wału będzie poszerzona, licząc od osi ekranu w lewo, o wielkość (l_w):

$$l_w = \frac{k}{k_e} \frac{d_e}{\sin \beta} \quad (9.19)$$

gdzie wielkość (β) jest kątem nachylenia skarpy odwodnej do poziomu (rys. 9.24). Dla nowoprzyjętego profilu krzywą depresji oblicza się jak dla wału jednorodnego.

c) Obliczenie wydatku filtracyjnego pod wałem.

Tak, jak wspomniano na początku tego rozdziału, przy uproszczonym obliczaniu filtracji pod wałem, przyjmuje się, że korpus wału jest nieprzepuszczalny. W tej sytuacji filtracja zachodzi tylko w podłożu (o współczynniku filtracji (k_p)) i wywołana jest wysokością piętrzenia (H). Omówiona niżej metoda obliczenia wydatku opiera się na założeniu, że linie prądu siatki hydrodynamicznej mają kształt elipsy z ogniskami w p. A i B (rys. 9.25a).

Tok obliczeń jest żmudny. Linie prądu uznaje się za strugi, które mają różne długości. Im głębsza jest linia prądu, tym większa jest jej długość (L_n), a przez to i spadki wzdłuż linii

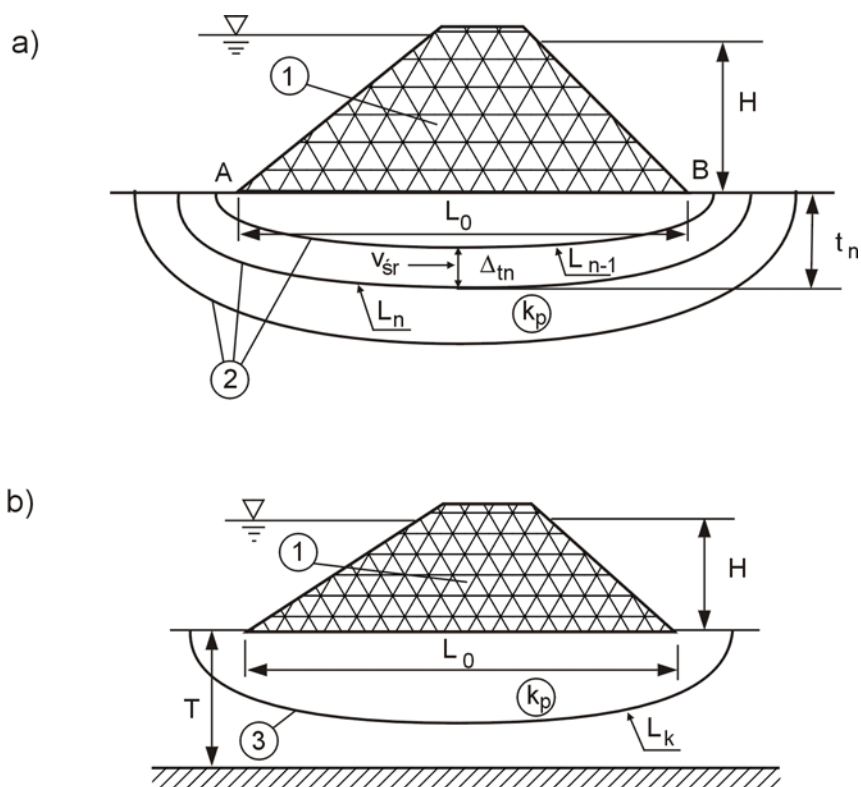
$\left(I = \frac{z}{L_n} \right)$ są mniejsze. Maleją też prędkości filtracji ($v = k_p I$). Dla każdych dwóch sąsiednich

linii prądu wyznacza się średnie prędkości (v_{sr}) i liczy się wydatek ($q_n = v_{sr} \Delta t_n$) (patrz rys.

9.25a), a ich suma daje pełny wydatek jednostkowy $\left(q = \sum_{n=0}^N q_n \right)$. Ilość przyjętych linii prądu

jest dowolna (zależna od wymaganej dokładności). Jeżeli warstwa nieprzepuszczalna występuje na głębokości (h), to ($t_n = h$), a odstęp (Δt) zależnie od ilości linii (N)

przyjmuje się $\left(\Delta t = \frac{h}{N} \right)$.



Rys. 9.25 Obliczenie wydatku filtracyjnego pod wałem (q)

a) z liniami prądu w kształcie elipsy, b) z uśrednioną linią prądu i ograniczoną głębokością podłoża (T); 1-korpus wału (nieprzepuszczalny), 2-linie prądu w kształcie połówek elipsy, 3-uśredniona linia prądu, A, B-ogniska elipsy

Przy dużej głębokości warstwy nieprzepuszczalnej można przyjąć ($t_n = 1,0 \div 1,25L_0$), gdzie (L_0)- szerokość podstawy wału.

Istnieje też bardziej uproszczony, przydatny dla wstępnej oceny, sposób obliczania przecieków pod wałem. Wiadomo, że prędkości filtracji maleją wraz z głębokością. Można przyjąć, że przy miąższości podłoża (T) i wysokości piętrzenia (H) istnieje jakaś uśredniona linia prądu (L_k)(rys. 9.25b). Zakłada się, że długość tej linii jest wprost proporcjonalna do długości podstawy wału (L_0) i współczynnika zwiększającego (n) ($L_k = nL_0$). Wielkości współczynnika (n), w zależności od stosunku $\left(\frac{L_0}{T}\right)$ podane są w tabl.

9.10.

Tabela 9.10.

Współczynniki zwiększające (n)								
$\left(\frac{L_0}{T}\right)$	20	15	10	5	4	3	2	1
n	1,15	1,16	1,17	1,18	1,23	1,30	1,44	1,87

Przy znanej wielkości współczynnika filtracji w podłożu (k_p) i średnim spadku ($I_{sr} = \frac{H}{L_k} = \frac{H}{nL_o}$), jednostkowy wydatek filtracyjny (q_p) można obliczyć ze wzoru:

$$q_p = k_p \frac{H}{nL} T \quad (9.20)$$

d) Odporność filtracyjna korpusu i podłoża wału.

Odporność filtracyjna może być naruszona w wiadomych słabych miejscach przekroju poprzecznego korpusu lub podłoża wału, np. na wyjściu wód filtracyjnych. Może to być wyparcie filtracyjne lub zewnętrzna sufozja gruntu. Przed tym można się zabezpieczyć, nawet przy bardzo krótkich drogach filtracji, czyli wysokich gradientach, stosując odpowiednie filtry odwrotne i drenaże.

Awarie ziemnych budowli piętrzących wynikają czasem na skutek wytworzenia się tzw. uprzywilejowanych dróg filtracji. Mogą one powstać już w krótkim czasie po oddaniu obiektu do użytku z powodu błędów projektowych, wykonawczych, czy nie uwzględnienia w dostatecznym stopniu warunków lokalnych. Mogą też ujawnić się w okresie eksploatacji obiektu na skutek nierównomiernych osiadań, wewnętrznej sufozji, niedostatecznego zagęszczenia gruntu, szczególnie na kontakcie gruntu z elementami betonowymi. Powodem może też być niewłaściwe utrzymanie i brak konserwacji, np. obecność korzeni drzew wyrosniętych na skarpach wału, czy aktywność zwierząt ryjących, mających tam swoje siedliska.

Wszystkie wymienione wyżej fakty mogą być źródłem powstania wzmożonych dróg filtracji. Mają one charakter przypadkowy, losowy. Dlatego istnieje pogląd [25], że odporność filtracyjna na takie losowe przypadki musi być potraktowana inaczej. W tym celu wprowadza się pojęcie tzw. gradientu kontrolnego (I_k), który stanowi średnią wielkość spadku hydraulicznego w rozpatrywanym obszarze filtracji – korpusie lub podłożu. Jednocześnie określa się dopuszczalną wartość gradientu (I_{dop}). Jego wielkość, dla poszczególnych rodzajów gruntu, z rozbiciem na korpus i podłoże, określono w oparciu o statystyczną analizę wykonanych już obiektów, nie mających znamion awaryjności. Materiał statystyczny oparty był głównie na obiektach zapór ziemnych. Relacje pomiędzy gradientem kontrolnym (I_k), a dopuszczalnym (I_{dop}) wynikają z zależności:

$$I_k < I_{dop} \quad (9.21)$$

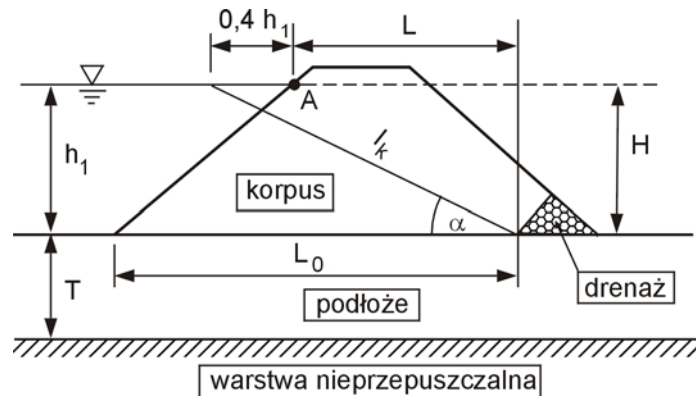
Dla wału jednorodnego proponuje się określać gradient kontrolny (I_k), przy wysokości piętrzenia (H) z wzoru:

$$I_k = \operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L + 0,4h_1} \quad (9.22)$$

a dla podłoża z wzoru:

$$I_k = \frac{H}{L_o + 0,88T_{obl}} \quad (9.23)$$

Oznaczenia we wzorach (9.22) i (9.23) pokazane są na rys. 9.26.



Rys. 9.26 Gradienty kontrolne (I_k) dla korpusu i podłoża wału [25]

Wysokość piętrzenia (H) (różnica poziomów WG i WD) przyjmuje się w założeniu, że woda dolna na zawalu nie występuje, a więc ($H = h_1$). Wielkość (L) jest odległością poziomą pomiędzy punktem A (przecięcie się poziomu spiętrzonej wody ze skarpą odwodną wału), a lewym skrajnym punktem drenażu. Wielkość (L_o) we wzorze (9.23) jest szerokością podstawy wału od punktu (B) do lewego skrajnego punktu drenażu. We wzorze (9.23) wielkość (T_{obl}) zależna jest od głębokości występowania w podłożu warstwy nieprzepuszczalnej. Jeżeli ($T < 0,5L_o$), to ($T_{obl} = T$), a jeżeli ($T > 0,5L_o$) to należy przyjąć ($T_{obl} = 0,5L_o$). Wielkości gradientów dopuszczalnych (I_{dop}) dla korpusu i podłoża podane są w tabl. (9.11) i (9.12).

Tabela 9.11.

Wielkości (I_{dop}) dla korpusu [25]

Rodzaj gruntu	Klasa ważności budowli			
	I	II	III	IV
glina zwarta	1,50	1,65	1,80	1,95
glina piaszczysta	1,05	1,15	1,25	1,35
piasek średni	0,70	0,80	0,90	1,00
grunt piaszczysty	0,55	0,65	0,75	0,85
piasek drobny	0,45	0,55	0,65	0,75

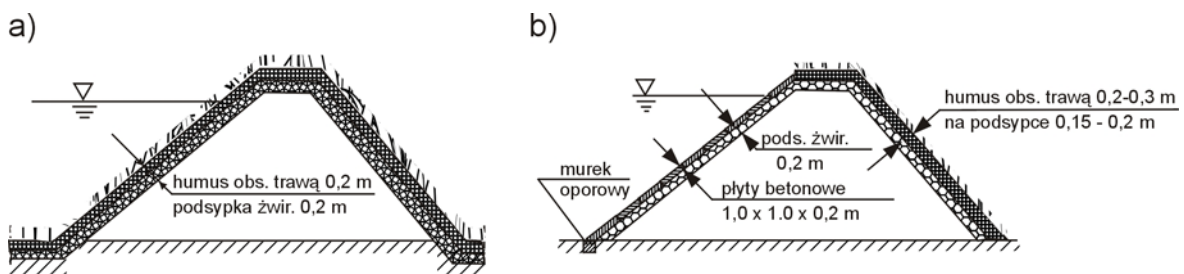
Wielkości (I_{dop}) dla podłoża [25]

Rodzaj gruntu	Klasa ważności			
	I	II	III	IV
glina zwarta	0,70	0,80	0,90	1,08
glina piaszczysta	0,35	0,40	0,45	0,54
piasek gruby	0,32	0,35	0,40	0,48
piasek średni	0,22	0,25	0,28	0,34
piasek drobny	0,18	0,20	0,22	0,26

Podane wielkości gradientów (I_{dop}) w tabl. (9.11) i (9.12) wydają się być zbyt ostrożne. Wynika to z faktu, że materiał statystyczny, który posłużył do ich ustalenia dotyczył obiektów starszych, projektowanych i wykonywanych na bazie ówczesnej wiedzy i technologii robót. Obecnie postęp w tych dziedzinach jest bardzo znaczny. Stąd prawdopodobieństwo przypadków utracenia losowej odporności hydraulicznej gruntu z czasem powinno maleć.

9.3.3. Umocnienia skarp wału, utrzymanie międzywału i zawala.

Stabilizację skarp z obawy przed jej zniszczeniem przez opady deszczu lub śniegu, wiatru oraz lodu należy wykonać, jak najwcześniej, jeszcze przed całkowitym zakończeniem budowy korpusu. Skarpy wału powinny posiadać umocnienia mające charakter przyjazny dla środowiska, czyli pokryty roślinnością zarówno od strony odwodnej, jak i odpowietrznej. Powinno się obsiewać trawą lub pokrywać darnią (rys. 9.27). Najpierw należy przygotować



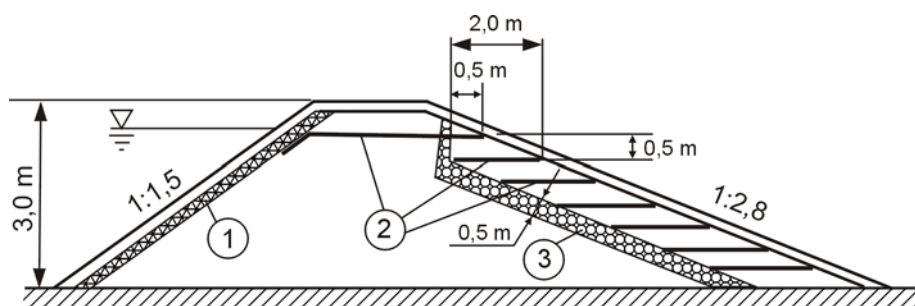
Rys. 9.27 Zabezpieczenie skarp wału darnią lub obsiewem trawą; a) darn lub obsiew trawą obu skarp i korony, b) wzmocnienie zabezpieczenia skarpy odwodnej na łukach wklęsłych płytami betonowymi.

podłoże w postaci podsypki żwirowej o grubości warstwy 15 – 20 cm. Na podsypkę należy położyć warstwę ziemi urodzajnej (humusu) o grubości 20 – 30 cm. Dobierać należy rośliny i trawy silnie ukorzenione, szczególnie od strony odwodnej, która powinna być bardziej wytrzymała ze względu na duże prędkości wody w czasie wezbrania. W płaszczyznę skarpy odwodnej można wtapiać pojedyncze kamienie. Bardziej solidne umocnienie stanowi obsadzanie skarp niskopiennymi krzakami (dzika róża, głóg). Nie można dopuścić do wyrastania drzew na skarpach i w bliskim sąsiedztwie skarp wału ze względu na głęboko

penetrujący system korzeniowy. Dla wałów usytuowanych bliżej koryta rzeki, na łukach wklęsłych skarpe odwodną wzmacnia się nieraz płytami betonowymi ew. brukiem z kamienia łamanego (Rys. 9.27b).

Po obu stronach wału powinny być zachowane pasy ochronne o szerokości $2 \div 4h$, gdzie (h) - wysokość wału. Nie wolno tam kopać, czy orać.

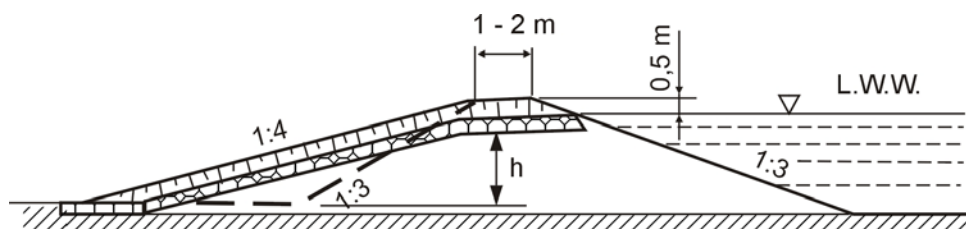
Przy wyjątkowych wezbraniach istnieje zawsze obawa przelania się wody przez koronę wału. Chodzi o to, żeby wał przez jakiś czas wytrzymał i nie został przerwany. Tej odporności sprzyja dobrze ukorzeniona szata roślinna na skarpie. W Niemczech wdrożono ciekawy projekt uformowania skarpy odpowietrznej odpornej na erozję przelewającej się wody, przydatny dla wałów przeciwpowodziowych [101]. Ułożone poziomo w równych odstępach pasma folii polietylenowej na skarpie odpowietrznej (rys. 9.28) wymuszają w trakcie przelewania się wody powstanie swego rodzaju kaskady przelewowej niegroźnej dla



Rys. 9.28 Projekt ukształtowania skarpy odpowietrznej wału odpornej na przelew wody [108]; 1-ekran szczelny, 2-folia, 3-warstwa drenażowa

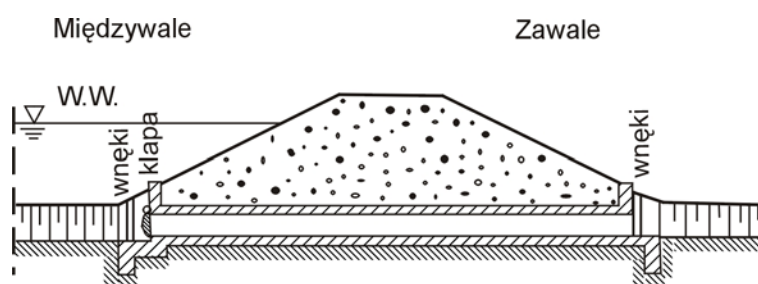
stateczności skarpy przez dłuższy okres czasu. Ważne tu jest również odpowiednie (łagodniejsze) nachylenie skarpy. Projekt ten poparty był badaniami modelowymi.

Groźna sytuacja, jaką stwarza przerwanie wału zmusza do zastanowienia, czy nie należy w określonych miejscach utworzyć celowo odcinki przelewowe wałów odpowiednio przystosowanych. Przelew taki stanowi obniżona korona wału o ubezpieczonej nawierzchni skarpy odpowietrznej i samej korony. Skarpa posiada wtedy łagodniejsze nachylenie i odpowiednio ukształtowany wypad. Przekrój takiego przelewu wałowego pokazany jest na rys. 9.29 [122].



Rys. 9.29 Przekrój przez przelew wałowy [122]

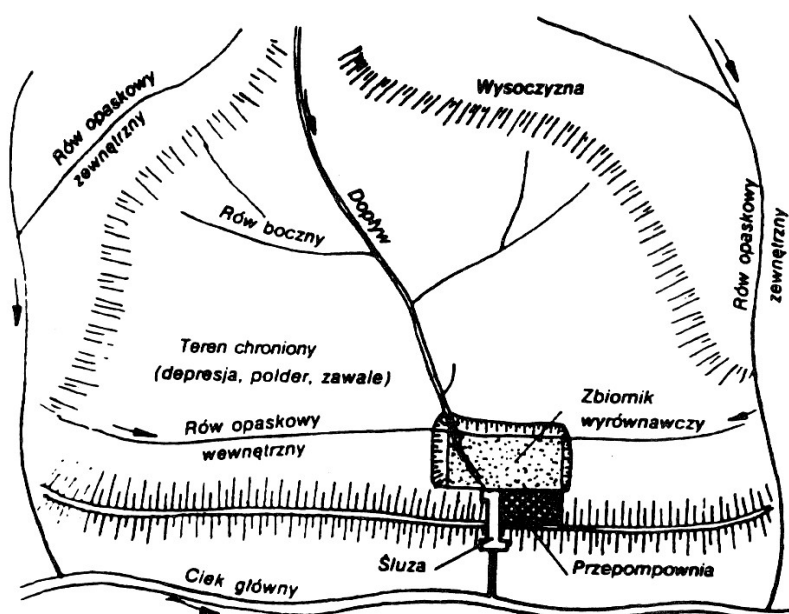
Wały powinny być wyposażone w przepusty zainstalowane i śluzy, których zadaniem jest odprowadzenie wody z zawalu. Są też przepusty w koronie wału, które mogą doprowadzić wodę z międzywala na zawale, jeżeli przewiduje się nawodnienia użytków na zawale. Jeżeli ilość wody w urządzeniu przepustowym jest regulowana to nazywa się to urządzenie śluzą wałową. Są śluzy zamknięte, kiedy cały korpus wału przebiega nad otworem przepustowym, oraz śluzy otwarte, kiedy wrota zamykające są wysokości samego wału i opierają się na przyczółkach. Śluzy służące do odwodnienia zawala zamyka się klapami zwrotnymi (rys. 9.30).



Rys. 9.30 Śluza wałowa zamknięta służąca do odwodnienia zawala [122]

Są to urządzenia samoczynne, których działanie zależy od poziomu wody w międzywale (rzece). Zamykają się, kiedy poziom w rzece się podnosi i otwierają, kiedy się obniża.

Jeżeli wezbrania się przeciągają teren zawala może wymagać sztucznego odwodnienia za pomocą przepompowni (rys. 9.31). Przepompownie wałowe pracują wtedy, gdy stany wody w międzywale są wysokie. Przy obniżeniu się poziomu wody spływ odbywa się grawitacyjnie poprzez śluzę w wale.



Rys. 9.31 Schemat odwodnienia terenów zawala przy pomocy przepompowni [122]

10. OCHRONA KORYTA RZEKI PRZED WODAMI POWODZIOWYMI

10.1. Zakres szczególnie potrzebnej ochrony przed powodzią

Wezbrania powodziowe powodują niejednokrotnie degradację całego koryta rzeki. Aby temu zapobiec prowadzi się kompleksową regulację rzek. Chodzi tu głównie o to, by rzeka była użyteczna gospodarczo dla celów ujęć wody, żeglugi, przeprowadzenia koryta rzeki przez miasta i osiedla, a także w celu udroźnienia koryta, by nie powstawały zatory lodowe. Koryto rzeki powinno podlegać szczególnej ochronie przed wodami powodziowymi jeżeli biegnie w pobliżu zabudowań, szlaków komunikacji, wałów przeciwpowodziowych, a także pod mostami i przez tereny o dużej wartości użytkowej. Największe zagrożenie powstaje wówczas, gdy koryto biegnie zakolami. Tu brzeg wklęsły jest narażony na silne działanie erozyjne wód powodziowych (patrz rozdział 2). Jakże często dochodzi do poważnych szkód, gdy brzegi i koryto rzeki nie są należycie ochraniane. W czasie niemal każdej powodzi pozrywane są mosty, podmyte domy, tory kolejowe i drogi kołowe nawet wówczas, gdy są na wysokim brzegu. Niejednokrotnie w czasie wielkich powodzi zostają rozerwane wały ochronne tylko dlatego, że były albo niewłaściwie wykonane, albo też nie były należycie ochronione przed przepływającymi wodami powodziowymi. Identyfikacja miejsc, gdzie koryto rzeki jest szczególnie narażone na destrukcję, a także podjęcie w porę działań ochronnych może skutecznie zapobiec stratom gospodarczym, chronić życie i mienie mieszkańców, chronić przed poważną i groźną w skutkach katastrofą.

10.2. Ochrona brzegu koryta rzeki przed erozją

10.2.1. Oddziaływanie wód rzeki na jej koryto

Podstawowym czynnikiem wywołującym erozję koryta rzeki jest naprężenie styczne (ścinające) opisane przez następującą formułę:

$$\tau = \rho g i h \quad (10.1)$$

gdzie: ρ - jest gęstością właściwą wody,

g – przyspieszeniem ziemskim,

i – spadkiem hydraulicznym.

h – głębokością wody.

Na meandrach (zakolach) dodatkowo pogłębiają erozję

- siła normalna (odśrodkowa) powodująca podpiętrzenie wód

$$\Delta h = \frac{\alpha v^2}{g} \ln \left(\frac{r_2}{r_1} \right) \quad (10.2)$$

- siła styczna wywołana przez przyspieszenie wody płynącej ruchem krzywoliniowym

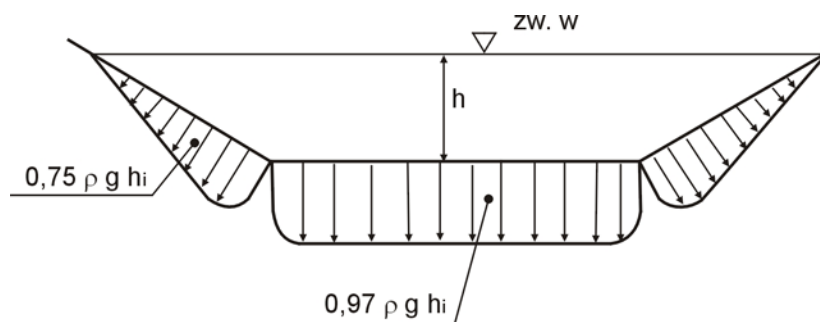
$$a_v = v \frac{d\varphi}{dt} + r \frac{d^2\varphi}{dt^2} \quad (10.3)$$

gdzie: α – jest współczynnikiem energii kinetycznej zwanym współczynnikiem St Venanta,

v – prędkością przepływu,

- r_1 – promieniem krzywizny brzegu wypukłego,
- r_2 – promieniem krzywizny brzegu wklęsłego,
- φ – kątem obrotu promienia krzywizny.

Dla trapezowego przekroju koryta rzeki rozkład naprężenia stycznego τ podało m.in. U.S. Bureau of Reclamation.



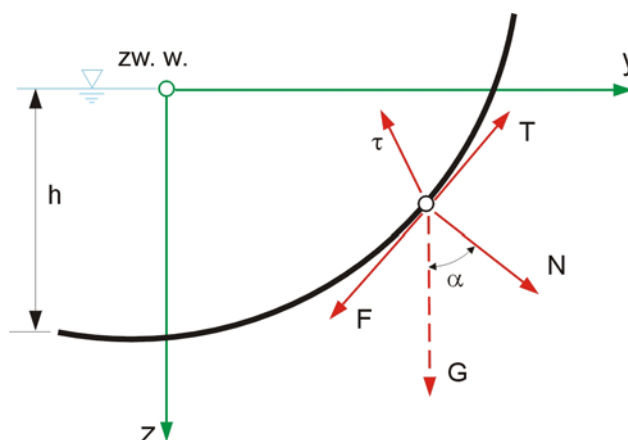
Rys. 10. 1. Rozkład naprężenia stycznego τ w korycie o przekroju trapezowym

Rozkład tego naprężenia jest taki, że jego maksymalna wielkość występuje w dnie i na skarpach w strefie przydennej. Liczne obserwacje terenowe oraz badania laboratoryjne wykazują, że na połączeniu skarpy z dnem dochodzi do największej erozji koryta rzeki. Podcięta skarpa u podstawy wywołuje osuwanie się gruntu względnie umocnień. W związku z tym został zaproponowany taki kształt poprzeczny uregulowanego koryta rzeki, który zapewnia łagodne przejście z płaskiego dna w skarpe o nachyleniu zapewniającym jej stateczność. Tworzy je krzywa będąca gałęzią cosinusoidy (rys. 10.2) o równaniu

$$z = h \cos \frac{y}{h} \operatorname{tg} \varphi \quad (10.4)$$

gdzie: z , y – są współrzędnymi głębokości (z) i szerokości (y),

φ - kątem tarcia wewnętrznego gruntu budującego brzeg koryta rzeki.



Rys. 10.2. Profil skarpy wykształconej z równania 10.4.

Wzór (10.4) został wyprowadzony dla warunku zapewniającego stan równowagi sił działających na element gruntu spoczywającego na skarpie. Siłami tymi są: siła styczna od

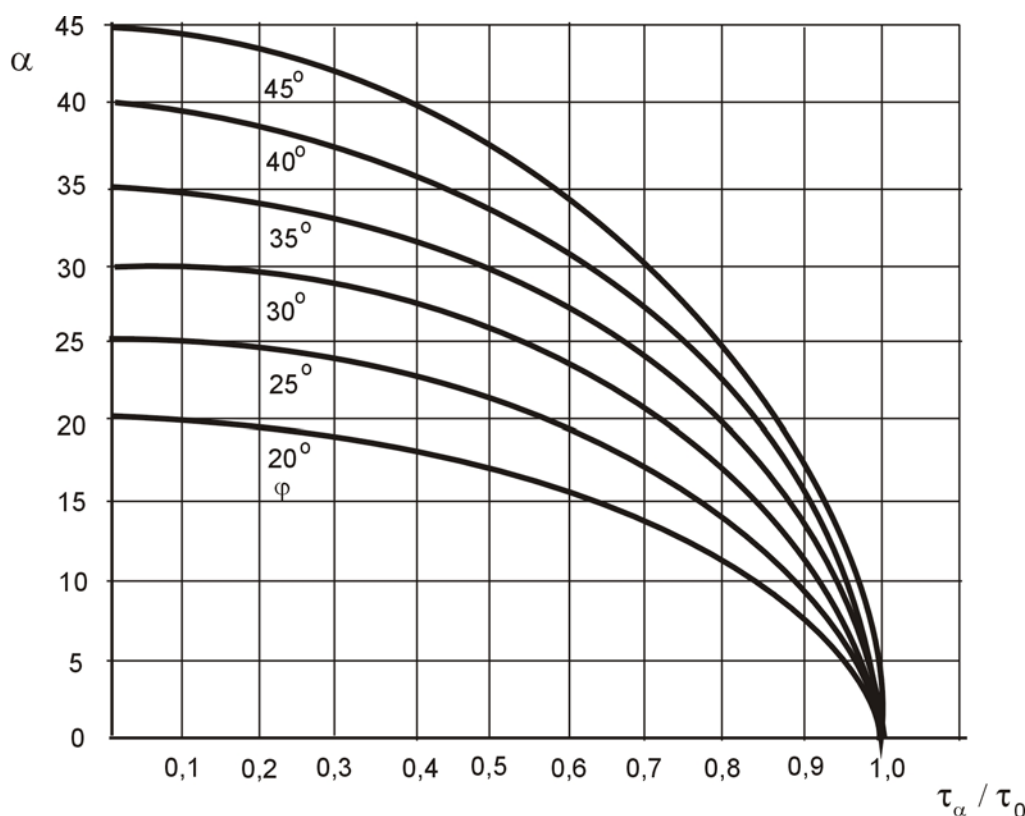
ciężaru gruntu i siła tarcia działające wzdłuż skarpy oraz naprężenie styczne działające zgodnie z prądem wody. Nie ulega wątpliwości, że skarpa uformowana mniej więcej zgodnie ze wzorem (10.4) będzie bardziej stateczna i bardziej ekonomiczna niż skarpa pochyła tworząca przekrój trapezowy koryta rzeki. Dlatego należy przełamać panujące od lat stereotypy i zaniechać formowania przekroju trapezowego czy to w korycie rzeki, czy w kanale. Formując skarpe nieumocnioną należy przyjąć pewien współczynnik bezpieczeństwa dla kąta tarcia wewnętrznego φ . Natomiast w przypadku skarpy umocnionej można dopuścić graniczną wartość kąta tarcia gruntu tworzącego brzeg rzeki.

10.2.2. Naprężenia dopuszczalne dla gruntów i umocnień skarpy

Stan krytyczny, przy którym rozpoczyna się erozja brzegu jest opisany następującą zależnością:

$$\tau_{\alpha} = \tau_0 \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \alpha}{\sin^2 \varphi}} \quad (10.5)$$

gdzie: α – jest kątem pochylenia skarpy do poziomu



Rys. 10.3. Stosunek τ_{α} / τ_0 w funkcji kąta pochylenia skarpy α i kąta tarcia wewnętrznego gruntu φ

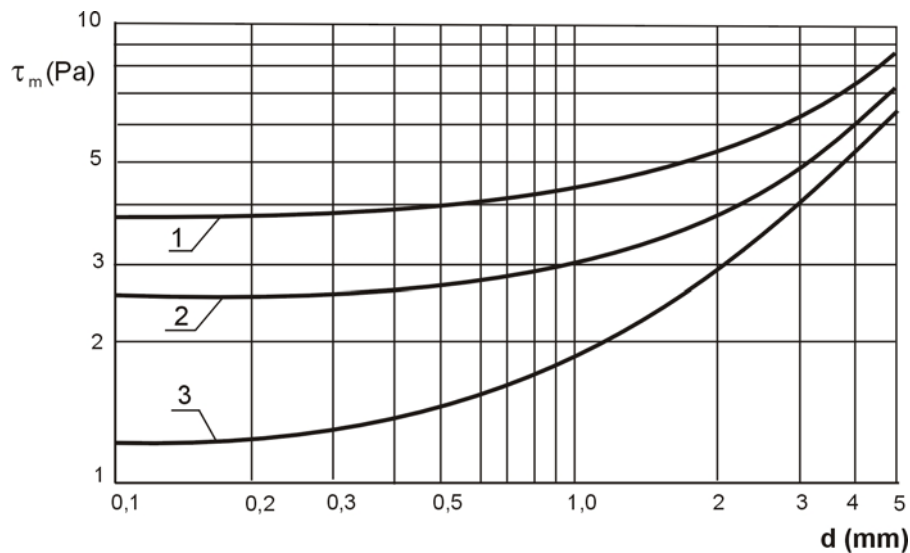
Prowadząc roboty zabezpieczające brzeg przed erozją na odcinku prostym należy tak dobrać pochylenie skarpy oraz tak dobrać sposób ochrony, aby był spełniony warunek

$$\tau_{\alpha} \leq k \cdot \tau_{dop.}$$

gdzie: k – jest współczynnikiem bezpieczeństwa przyjmowanym w granicach $1,2 \div 1,3$,

$\tau_{dop.}$ – dopuszczalne naprężenie ścinające dla gruntu lub umocnienia na skarpie koryta rzeki

W bardzo wielu dawniejszych publikacjach naukowych i technicznych podawano dopuszczalną prędkość przepływu. Tymczasem, jak wykazały nowsze badania, to nie prędkość przepływu, ale naprężenie styczne ma istotny wpływ na stateczność koryta rzeki. Albowiem przy tym samym spadku hydraulicznym wraz z głębokością naprężenie styczne rośnie znacznie szybciej niż prędkość przepływu. Dość zróżnicowane są poglądy na przyjmowanie dopuszczalnych naprężeń stycznych dla gruntów rodzimych. Na szczególną uwagę zasługuje norma niemiecka DIN 19661. Dla gruntów niespoistych norma podaje wartości naprężenia dopuszczalnego zależnie od miarodajnej średnicy ziaren gruntu i stopnia zanieczyszczenia wody transportowanymi zawiesinami (rys. 10.4).

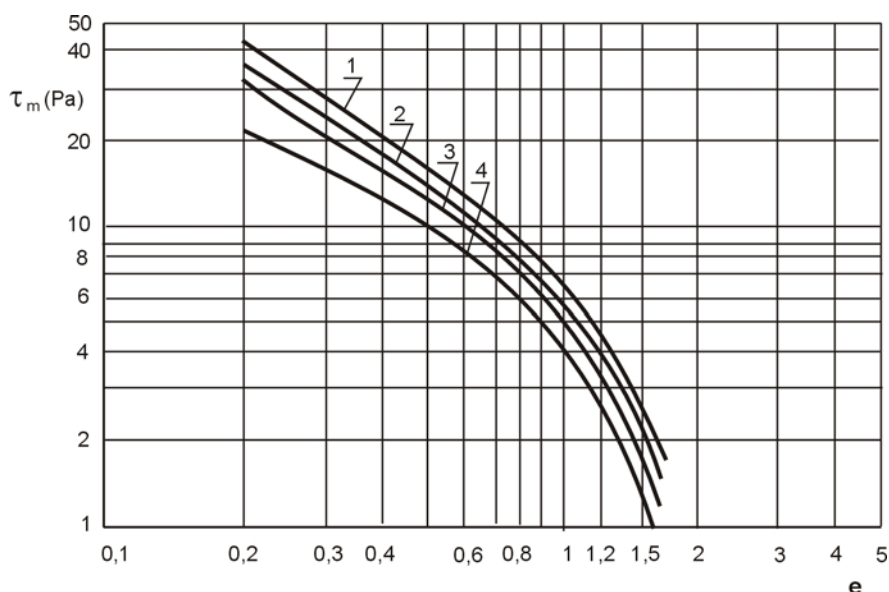


Rys. 10.4. Dopuszczalne naprężenie styczne dla gruntów niespoistych [75].

1 – duża ilość zawiesin, 2 – średnia ilość zawiesin w wodzie, 3 – woda czysta w rzece

Dla gruntów spoistych norma niemiecka podaje zależność naprężenia dopuszczalnego od porowatości i jego zawartości (rys. 10.5).

Naprężenia dopuszczalne dla umocnień skarp są dość szeroko opisane w literaturze przedmiotu [27, 93, 122] Wartości tych naprężeń niekiedy znacznie się różnią. Wynika to z pewnością z tego, że badania były prowadzone dla różnych konstrukcji wykonanych umocnień. Wydaje się, że podane przez van Bendegoma naprężenia dopuszczalne są realne (tabela 10.1).



Rys. 10.5. Dopuszczalne naprężenie styczne dla gruntów spoiwych [75].

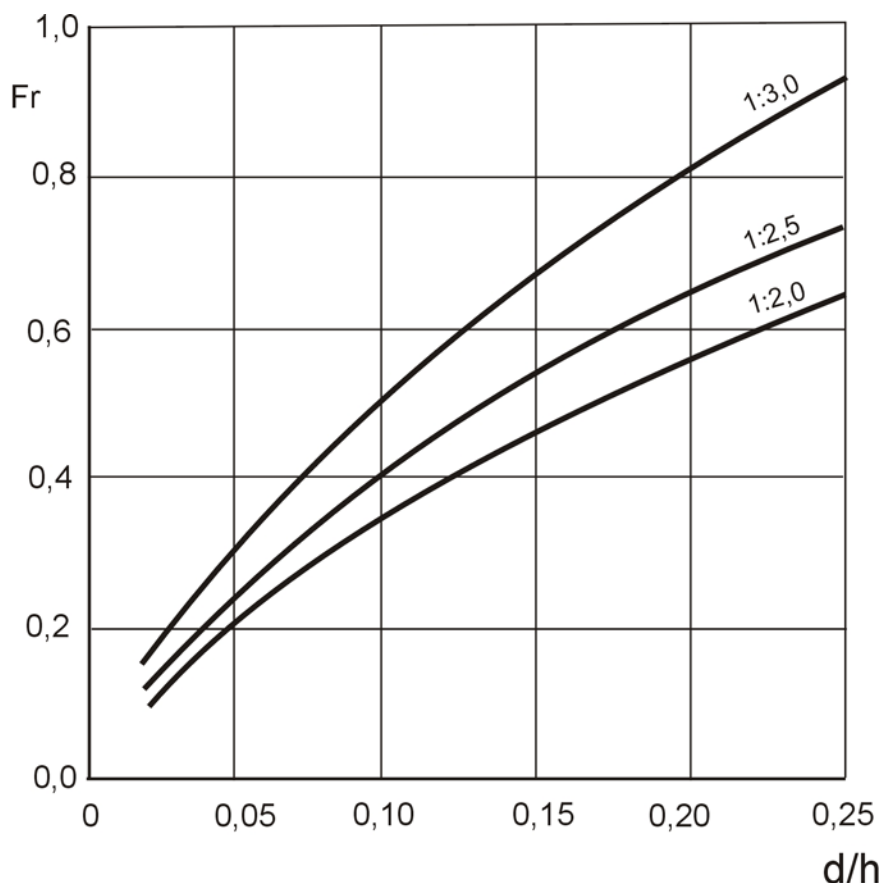
Tabela 10.1.

Naprężenia dopuszczalne dla umocnień skarp [114]

Rodzaj umocnienia	Charakterystyka umocnienia	$\tau_{dop.}$ [Pa]	
Porost wiklinowy		15 ÷ 20	
Brzegosłon wiklinowy		20 ÷ 25	
Płotek wiklinowy		25	
Walec faszynowy		25 ÷ 30	
Bruk kamienny	na sucho bez wypełnienia fug: podsypka z pospółki o grubości 0,1m	gr. 0,2 gr. 0,3	60 ÷ 70 80 ÷ 90
	na sucho: fugi wypełnione zaprawą cementową; podsypka jw.	gr. 0,2 gr. 0,3	90 ÷ 100 120 ÷ 130
	na zaprawie betonowej z wypełnionymi fugami	gr. 0,2	120 ÷ 130
		gr. 0,3	180 ÷ 200
Bruk z elementów betonowych	na sucho; podsypka z pospółki o grubości 0,1 m	gr. 0,1	50 ÷ 60
		gr. 0,15	60 ÷ 70
	na zaprawie cementowej z wypełnionymi fugami	gr. 0,2	200 ÷ 250
Materace siatkowo - kamienne		gr. 0,2	100 ÷ 120
		gr. 0,5	140 ÷ 150
Mur	kamienny		200 ÷ 250
	betonowy		550 ÷ 600

Ramette przeprowadził badania doświadczalne i teoretyczne stateczności narzutu kamiennego na skarpie o pochyleniu 1:2; 1:2,5 i 1:3. W formie wykresu określił potrzebną

średnicę kamienia d_m odniesiona do głębokości h w funkcji liczby Froude'a Fr przepływu, aby narzut zapewniał pełną stateczność (rys. 10.6.) W ten sposób Ramette uzależnił średnicę kamienia stanowiącego narzut od trzech podstawowych wielkości: pochylenia skarpy, głębokości i prędkości przepływu.



Rys. 10.6. Zależność średnicy kamienia narzutu od liczby Froude'a wg Rametta [91]

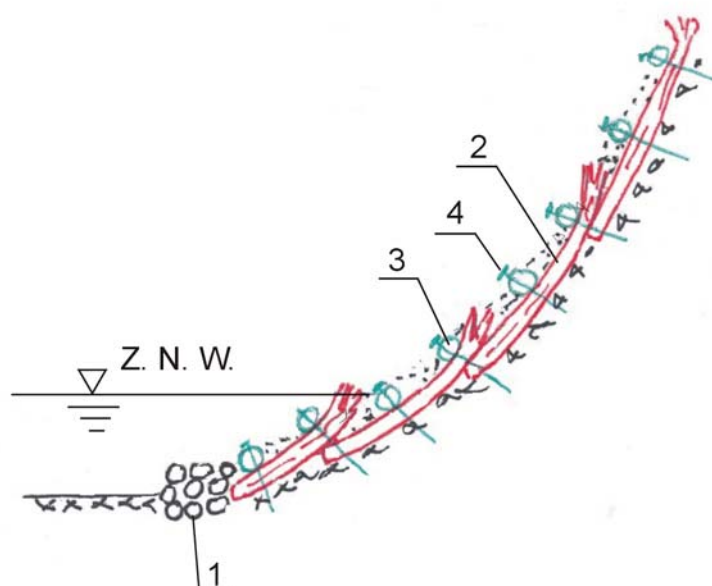
10.2.3. Ochrona brzegów rzeki

Istnieje wiele sposobów ochrony skarpy i brzegów rzeki przed erozją wód wielkich. Od pewnego czasu żąda się, aby stosować umocnienia ekologiczne, to znaczy dostosowane do ogólnego krajobrazu doliny rzecznej, aby umocnienie było przyjazne dla świata roślinnego i zwierzęcego korzystającego z wód rzeki. Dlatego w miarę możliwości oraz z uwzględnieniem istniejących warunków terenowych należy zawsze rozważyć możliwość zastosowania materiałów roślinnych względnie lokalnych materiałów mineralnych. Konstrukcje betonowe i żelbetowe mogą być stosowane w warunkach nieodzownych tam, gdzie w grę wchodzi bezpieczeństwo. Należy unikać konstrukcji stalowych (ścianki szczelne) oraz materiałów bitumicznych stabilizujących koryto rzeki. Tymczasem użycie materiałów pochodzenia roślinnego, a nawet mineralnego wymaga znacznego nakładu pracy ludzkiej. Stoi to w sprzeczności z ekonomią, która żąda, aby wszelkie roboty podlegały daleko idącej mechanizacji przy użyciu ciężkich i wydajnych maszyn i urządzeń. Nie sposób opisać całej

gamy konstrukcji, które stosuje się dla ochrony koryt rzek. Wiele interesujących rozwiązań podają podręczniki z zakresu regulacji rzek [64, 122]. Przeto ograniczymy się do zaprezentowania pewnych wybranych konstrukcji opisując przede wszystkim te, które aktualnie znajdują najszerze zastosowanie.

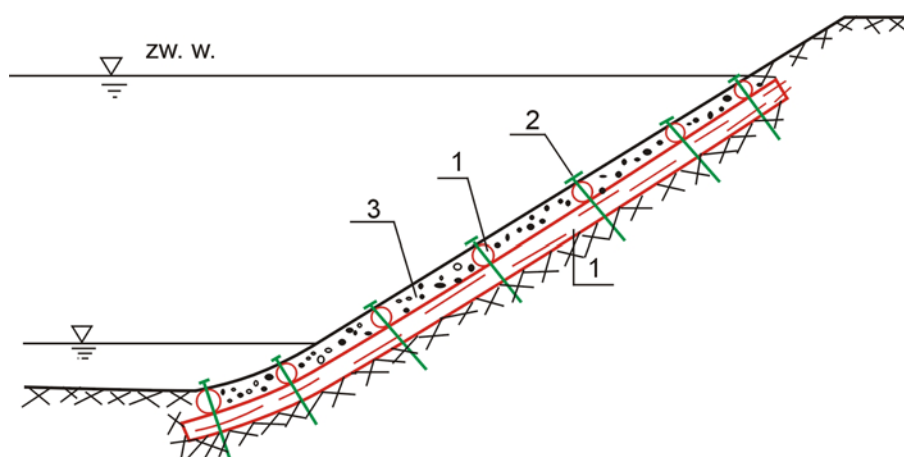
a) umocnienia z materiałów organicznych

Do najprostszych, ale też najmniej odpornych na erozję należą umocnienia wykonane w postaci obsiewu traw silnie się ukorzeniających. Skarpa obsiana trawą powinna być wzmocniona siatką o podwójnym splocie i gęstych oczkach, kotwiona do gruntu. Do niedawna umacniano skarpy sadzonkami wiklinowymi. Aktualnie istnieją specjalistyczne firmy, które oferują cały asortyment egzotycznych sadzonek odpornych na erozyjne działanie wód i znoszących nawet długotrwałe zatopienie wodami. Od bardzo dawna stosuje się do ochrony skarpy brzegosłony wykonywane w postaci wyściółki faszynowej (rys. 10.7) albo w postaci układanych szeregowo kieszek faszynowych (rys. 10.8).

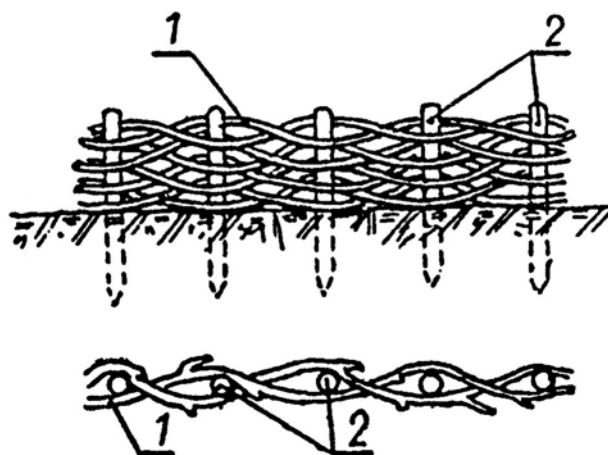


Rys. 10.7. Brzegosłony faszynowy. 1 – przyzma oporowa kamienna, 2 – faszyna, 3 – wałek faszynowy, 4 – palik.

Zarówno wyściółkę jak i kieszki faszynowe układane na rodzimym gruncie mocuje się palikami za pośrednictwem kieszek faszynowych. Paliki drewniane mają średnicę $5 \div 6$ cm i długość $1,20 \div 1,50$ m. Kieszki mocujące posiadają średnicę $10 \div 12$ cm i są rozstawione co $50 \div 75$ cm. Przestrzeń pomiędzy kieszkami zasypuje się ziemią mocno ją ubijając. Jeżeli wyściółka porośnie, utworzy się zwarty kożuch. Kieszki ochronne układa się zwykle pod kątem 45° do linii zwierciadła wody. Skarpę można również ubezpieczyć płótkami wiklinowymi (rys. 10.9) tworzącymi kwadraty o boku $0,50 \div 1,00$ m. Przestrzeń pomiędzy płótkami wypełnia się ziemią względnie pospółką albo też tłuczniem. Można też tłuczeń zmieszać z ziemią. Wypełnienie płótków musi być dobrze ubite i obsiane trawą.



Rys. 10.8. Brzegosłn wykonany z kieszek faszynowych. 1- kieszka faszynowa, 2 – palik, 3 - ziemia

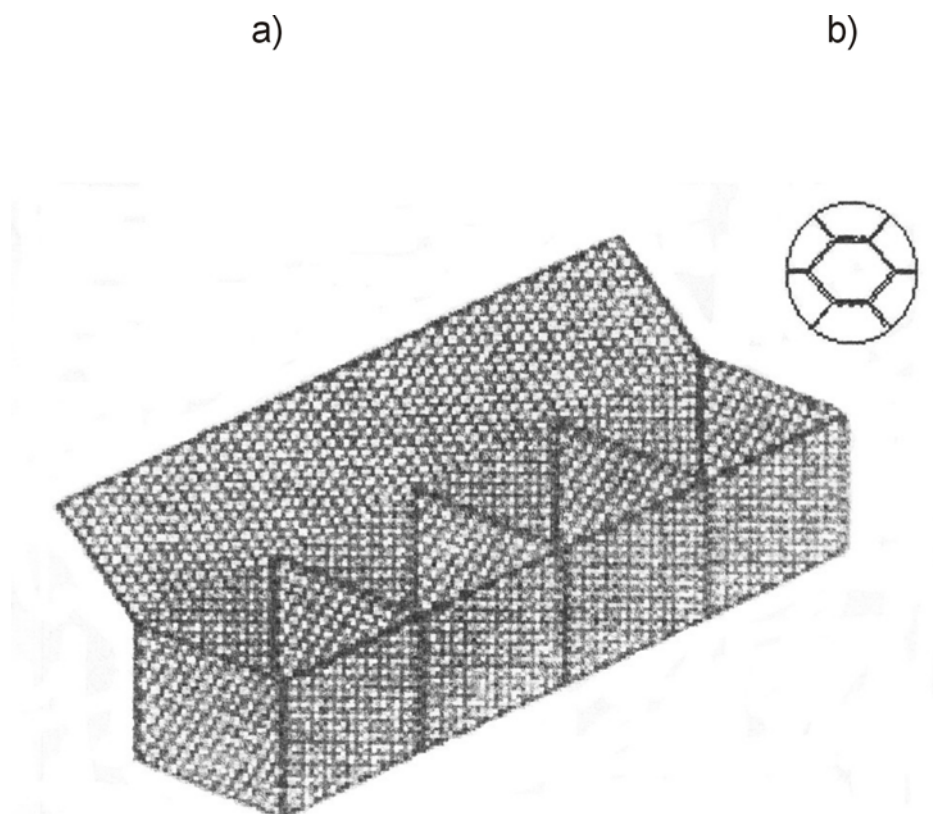


Rys. 10.9. Płotek wiklinowy. 1 – wiklina, 2 – polik drewniany.

b) umocnienia z kamienia

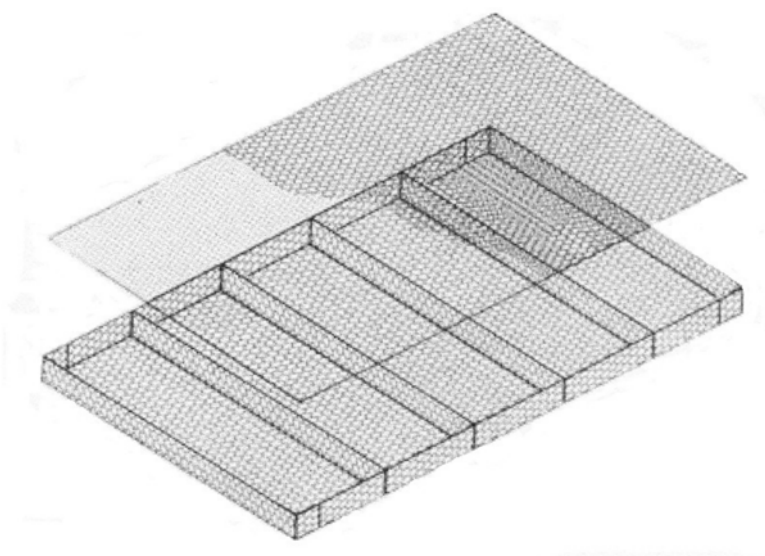
Od połowy 19-go wieku stosuje się gabiony do ubezpieczenia koryt rzecznych. Gabiony to skrzynie wykonane z siatki i wypełnione kamieniem. Dawniej konstruowano gabiony z ocynkowanej siatki ogrodzeniowej rozpiętej wokół rusztowania wykonanego z prętów zbrojeniowych. Współczesne gabiony są formowane z siatki w postaci zespołu skrzyń o kształcie prostopadłościanu. Siatka pleciona lub zgrzewana jest robiona ze stalowego galwanizowanego drutu pokrywanego tworzywem polimerowym. Oczka o wymiarach 5 x 7 do 10 x 12 cm posiadają kształt sześciokąta (rys. 10.10), rzadziej kwadratu.

Na czas transportu skrzynie są składane, dopiero na budowie rozwijane i ustawiane. Wypełnia się je kamieniem łamanym albo polnym względnie otoczakami wydobytymi z dna rzeki. Pojedynczy zespół skrzyń gabionowych ma długość od 3,0 do 6,0 m, szerokość do 2,0 m i wysokość 0,17 do 1,0 m.



Rys. 10.10. a) zespół składanych skrzyń gabionowych, b) oczko sześciokąta z plecionej siatki

Płytkie skrzynie gabionowe są zwykle używane jako materace (rys. 10.11) chroniące dno rzeki w obrębie budowli albo też do ochrony skarpy (rys. 10.12). Można je układać na powierzchni krzywoliniowe przy niezbyt małym promieniu krzywizny.

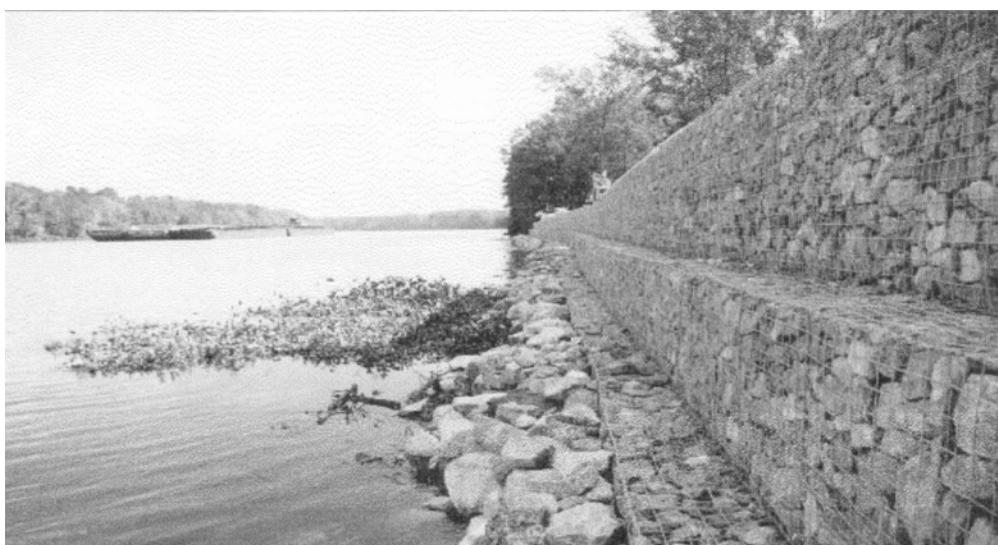


Rys. 10.11. Skrzynie gabionowe przeznaczone do budowy materacy



Rys. 10.12. Skarpa rzeki umocniona gabionami.

Głębokie gabiony służą głównie do wykonywania murów oporowych (rys. 10.13).



Rys. 10.13. Mur oporowy z gabionów

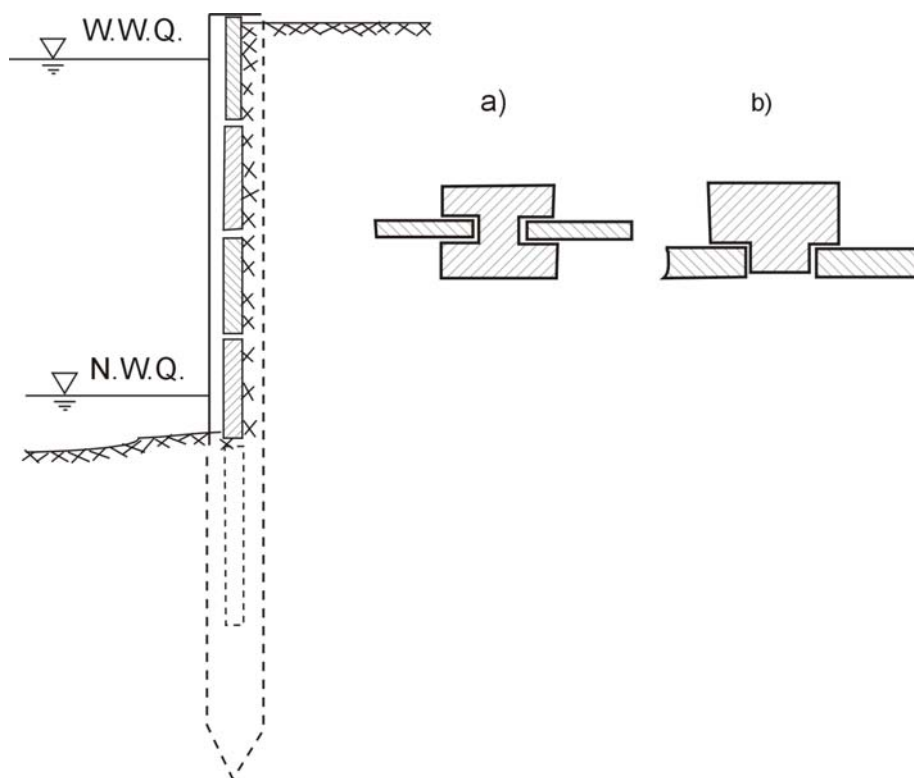
Gabiony posiadają wiele zalet. Dobrze odkształcają się dopasowując się do terenu. Można je łatwo i szybko układać, nawet pod wodą. Roboty dają się zmechanizować. W konsekwencji są tańsze niż mury oporowe murowane z kamienia względnie z betonu zbrojonego. Gabiony mogą też być używane do czasowej ochrony przed powodzią, do podwyższenia wałów przeciwpowodziowych względnie czasowej ochrony dróg i osiedli. Zastępują tu z dużym powodzeniem worki z piaskiem, które stanowią ochronę niezwykle

prymitywną i nieefektywną. Ściany gabionów służących do ochrony czasowej pokrywa się folią polimerową i wypełnia piaskiem, pospółką lub nawet ziemią przy użyciu maszyn budowlanych lub ręcznie. Postęp robót jest bardzo duży, co w przypadku nadchodzącej powodzi ma istotne znaczenie.

c) Umocnienia betonowe

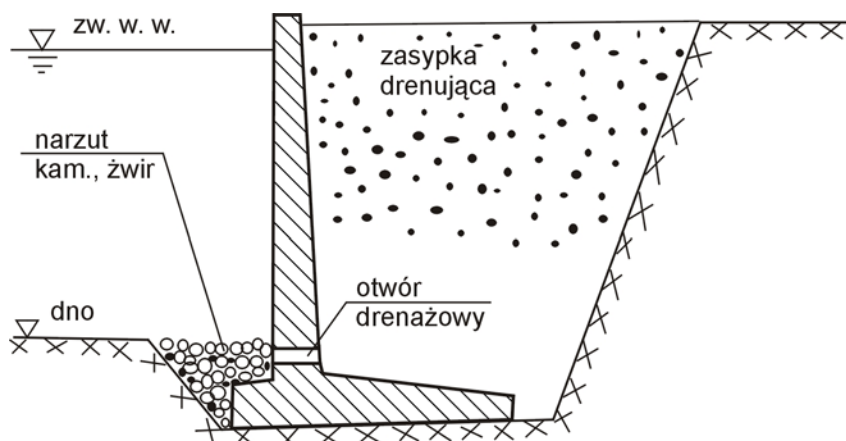
W niektórych regionach Polski umocnienia kamienne nie są akceptowane, ponieważ transport materiału z odległych terenów górskich jest kosztowny. Wówczas alternatywą powstają konstrukcje betonowe, które są w stanie przeciwstawić się powodziom. Stosunkowo prostym i wytrzymałym umocnieniem są drogowe płyty ażurowe „jomb”. Układają się na podsypce piaskowej lub z pospółki, a otwory zasypuje się ziemią roślinną wymieszana z nasionami traw. Dostępne są dwójakiego rodzaju ażurowe płyty drogowe. Płyty lekkie mają wymiar 100 x 75 x 15 cm; posiadają 16 otworów o wymiarach 5/11 x 12/18 cm. Płyty ciężkie o wymiarach 175 x 100 x 15 cm posiadają 40 otworów owalnych o wymiarach 5/12 x 9,5/16,5.

Niekiedy z braku miejsca, gdy nie można w pełni wykonać brzegu skarpowego, stosuje się zabezpieczenie w postaci ścianki zakładanej poziomymi płytami żelbetowymi. Płyty o grubości 3 ÷ 5 cm osadza się we wnękach albo zakłada się za pale żelbetowe uprzednio wbite do gruntu. Wysokość takich „płotów” dochodzi do 3,0 ÷ 3,5 m. (rys. 10.14)



Rys 10.14. Przekrój pionowy przez ściankę zakładaną. Przekrój pala: a) dwuteowego, b) teowego

W miastach i osiedlach, a czasami w pobliżu dróg, budowane są nabrzeża z murów oporowych. Dawniej regułą było budowanie takich murów z kamienia łupanego na zaprawie cementowej. Tego rodzaju zabezpieczenia brzegów można często spotkać w miastach i osiedlach na terenach górskich i podgórskich. Aktualnie odchodzi się powoli od tej technologii i nabrzeża buduje się z betonu zbrojonego (rys. 10.15).



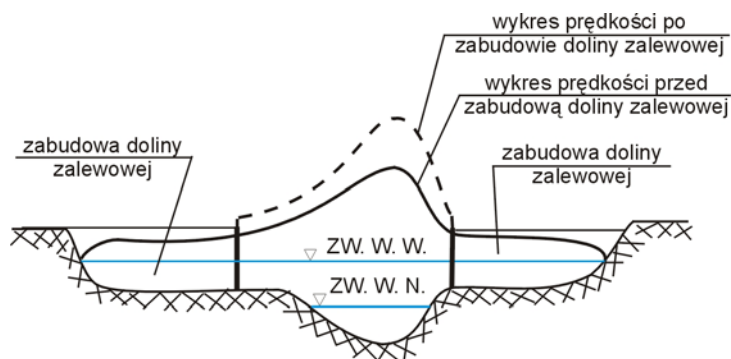
Rys. 10.15. Żelbetowy mur oporowy

Jednakże ze względów architektonicznych ścianę odwodną wykłada się kamiennymi płytami, najczęściej z kamienia łupanego. Nabrzeża takie powinny posiadać otwory drenażowe w celu odprowadzenia wody gruntowej przy niskich stanach wód w rzece.

10.3. Ochrona mostów przed wodami powodziowymi

10.3.1. Przepływ wody pod mostem

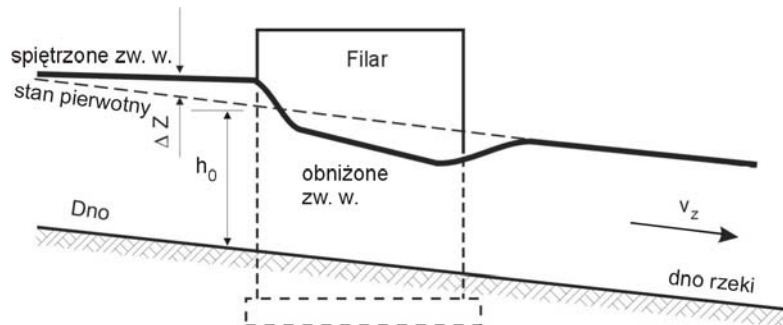
Budowa mostu powoduje niemal zawsze zwężenie naturalnego koryta rzeki, co w konsekwencji wywołuje koncentrację przepływu (rys. 10.16), a także powstanie wirów i spiętrzenia. Niekiedy zjawiska te są bardzo groźne dla samego mostu, gdyż powodują erozję dna pod mostem, a w szczególności w sąsiedztwie filarów i przyczółków.



Rys. 10.16. Rozkład prędkości w naturalnym i zwężonym korycie rzeki pod mostem.

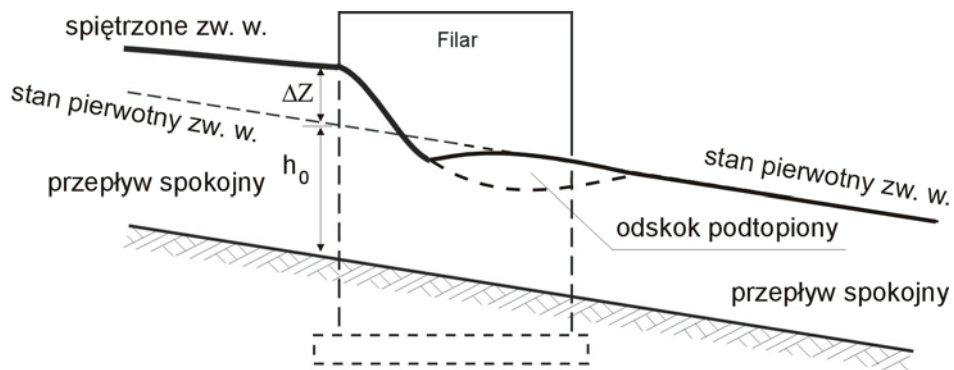
Zależnie od stopnia zwężenia koryta rzeki, pod mostem mogą powstać następujące rodzaje przepływu wód wezbrania:

- 1) Przepływ spokojny z nieznacznym podpiętrzeniem ogólnym wód i obniżeniem zwierciadła wody pod mostem (rys. 10.17),



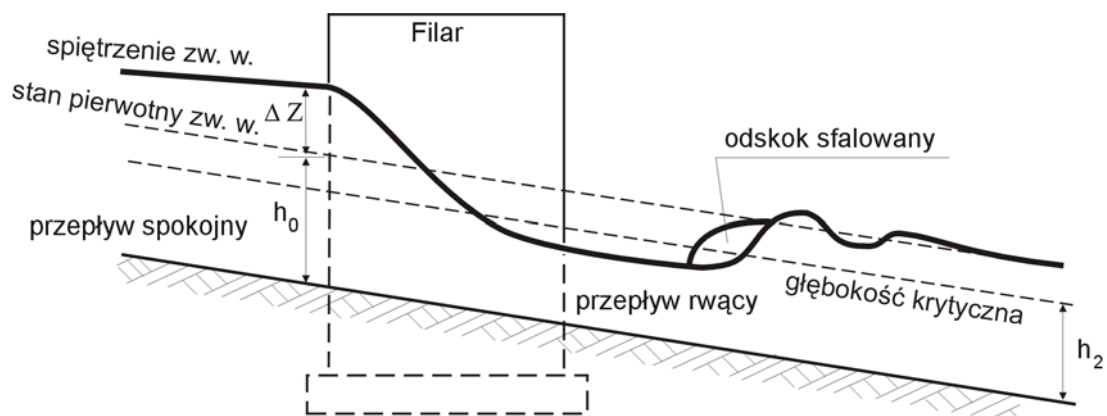
Rys. 10.17. Przepływ spokojny pod mostem.

- 2) Przepływ spokojny przed i za mostem, natomiast pod mostem podtopiony odskok hydrauliczny (rys. 10.18),



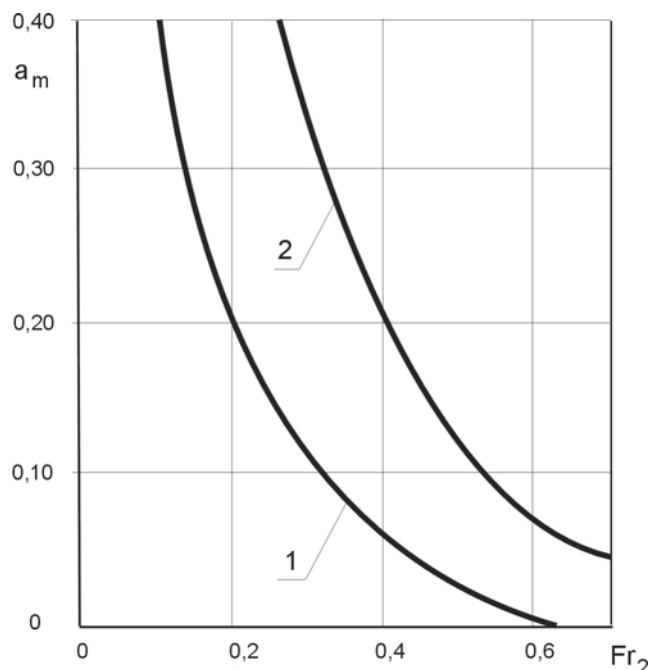
Rys. 10.18. Przepływ z odskokiem hydraulicznym podtopionym.

- 3) Przepływ spokojny przed mostem, przechodzący w rwący pod mostem; odskok hydrauliczny za mostem i za odskokiem przepływ spokojny (rys. 10.19).



Rys. 10.19. Przepływ przejściowy ze spokojnego w rwący i spokojny

Przypadek przepływu miarodajnego, jaki może wystąpić przy przejściu pod mostem można wyznaczyć w oparciu o krzywe przedstawione na rys. 10.20.



Rys. 10.20. Granice występowania poszczególnych charakterystycznych przepływów pod mostem [92]

Strefa przepływu spokojnego jest ograniczona od góry linią „1” o równaniu

$$\alpha = \frac{1}{0,97 + 10,5Fr_2} - 0,13 \quad (10.6)$$

Natomiast strefa przepływu z odskokiem hydraulicznym za mostem jest ograniczona od dołu linią „2” o równaniu

$$\alpha = 0,035 + (0,9 - 1,25Fr_2)^2 \quad (10.7)$$

Przepływ z odskokiem podtopionym zawiera się w przestrzeni wykresu ograniczonej przez obie linie. W powyższych wzorach oznaczono: literą α stosunek powierzchni koryta przegrodzonego przez most do powierzchni całego niezabudowanego przekroju poprzecznego rzeki przy przejściu miarodajnej wielkiej wody. Natomiast Fr_2 jest liczbą Froude’a przepływu w przekroju za mostem

$$Fr_2 = \frac{v_2}{g h_2} \quad (10.8)$$

gdzie: v_2 – jest prędkością przepływu,

h_2 – głębokością w głównym korycie rzeki niezabudowanej.

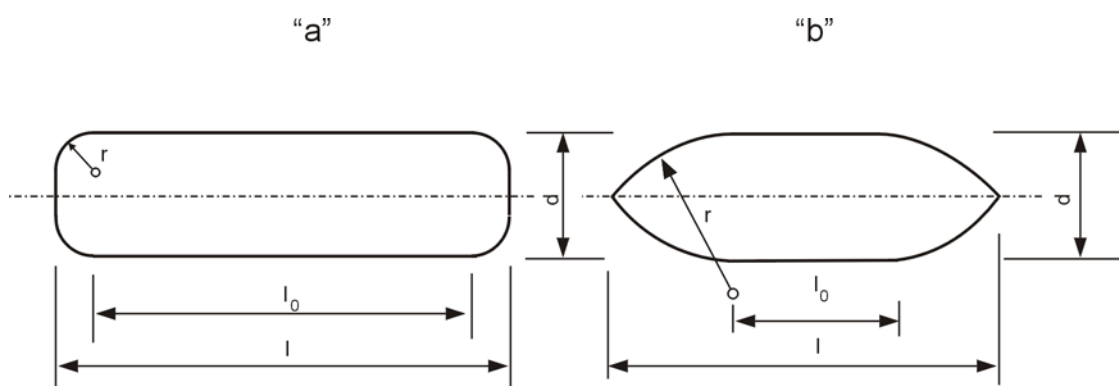
Projektując most na gruntach rozmywalnych, takich jak piaski, żwiry, namuły, gliny i ropy, przepływ miarodajny wielkiej wody powinien wystąpić w pierwszej strefie. Jeżeli w dnie koryta rzeki zalega rumosz skalny i grube kamienie, to można dopuścić wystąpienie

przepływów z odskokiem podtopionym. Odskok niepodtopiony (strefa trzecia) może wystąpić tylko wtedy, gdy dno koryta rzeki jest skaliste.

10.3.2. Podstawowe przyczyny destabilizacji mostu wywołane przez wody powodziowe

Główną i podstawową przyczyną awarii mostów, jakie zaistniały w czasie powodzi w minionych latach jest zbyt małe światło lub też zbyt mały prześwit pomiędzy zwierciadłem wody powodziowej a spodem konstrukcji mostu. Jeżeli most posiada zbyt małe światło, wówczas pozostaje nadmierne napięcie, a pod mostem przepływ mocno burzliwy, co najczęściej prowadzi do intensywnej erozji gruntu zalegającego wokół przyczółków i filarów mostu.

W czasie powodzi wody prowadzą zwykle gałęzie, bierwiona drzew, krzaki, a nawet całe drzewa. Bywało też, że płynęły drewniane mosty zerwane w górze rzeki, a nawet całe zabudowania gospodarskie i mieszkalne. Przy zbyt małym prześwicie i zbyt małym świetle zatrzymywały się na moście powodując podpiętrzenie wód, co wywoływało dodatkowe parcie wody oraz silną erozję dna. W tych warunkach most zwykle ulegał awarii. Inną, również groźną przyczyną awarii może być wyerodowanie gruntu spod czoła filarów, względnie przyczółków. Wody napływające na filar piętrzą się lokalnie na jego czole (rys. 10.21). Natomiast za czołem mogą się odrywać od jego ściany bocznej, tworząc lokalnie podciśnienie



Rysunek 10.21 Badane kształty przekroju filara przy $d/l = 0,15$

Prowadzi to do tego, że rumowisko jest erodowane od czoła filara i składane przy jego końcu. Aby ograniczyć to niekorzystne zjawisko należy czołu filara nadać kształt opływowy (rys. 10.21 b), stosować filary o możliwie małej grubości i względnie krótkie. W przypadku, gdy przepływ pod mostem pozostaje spokojny, ogólne spiętrzenie wód jest uzależnione od współczynnika kształtu czoła filara δ , zgodnie ze wzorem (porównaj [96])

$$\Delta z \approx \delta a \frac{v_0^2}{2g} \quad (10.9)$$

gdzie: v_0 – jest prędkością przepływu przed mostem.

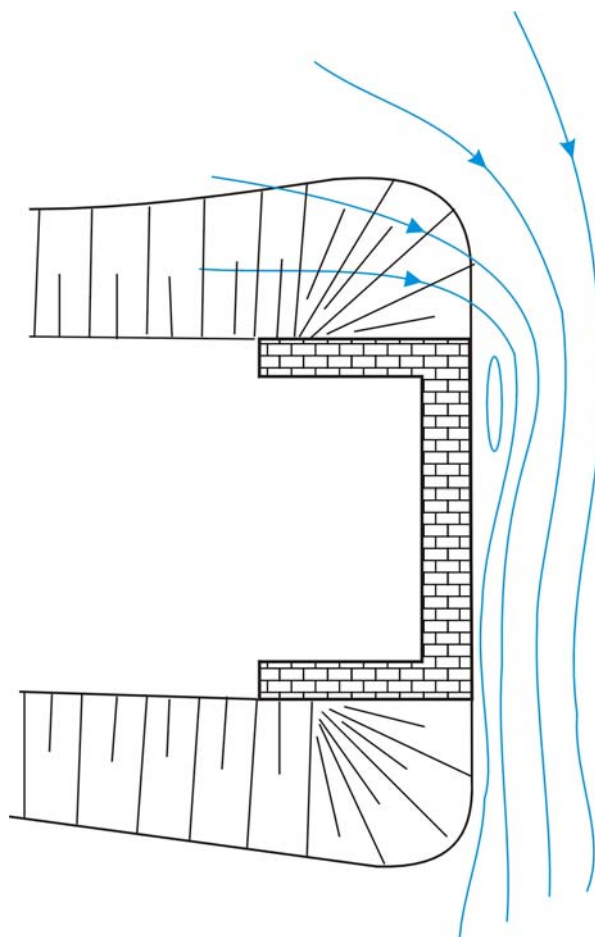
Jak wykazują wartości współczynnika δ , zawarte w tabeli 10.2 nadając filarowi odpowiedni kształt można uzyskać znaczące obniżenie spiętrzenia.

Tabela 10.2

Współczynniki kształtu filara δ

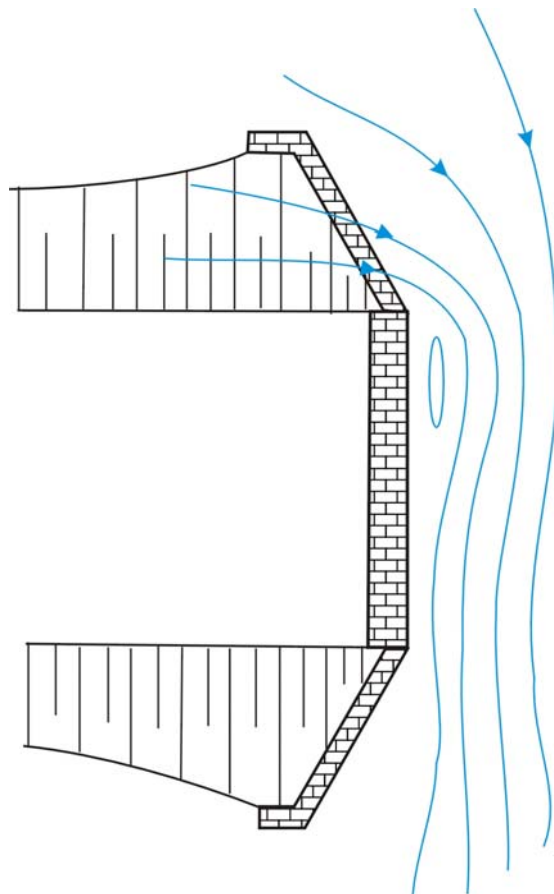
r/d	0	0,125	0,25	0,50	1,00	2,00	4,00	6,00	9,00	11,36
l_0/l	1,00	0,962	0,925	0,850	0,750	0,603	0,445	0,281	0,100	0
δ	3,00	2,87	2,42	2,10	1,84	1,65	1,45	1,10	1,06	1,00

Sposób wykształcenia przyczółka również może oddziaływać w istotny sposób na przepływ wód wzdłuż jego czoła. Wody spływające z doliny zalewowej odrywają się od ściany przyczółka. Powstają wiry o osi pionowej, które powodują erozję dna. Najgorsze warunki powstają wówczas, gdy skrzydła przyczółka są skierowane pod kątem prostym do kierunku przepływu wody (rys. 10.22)



Rys. 10.22 Optyw wody wokół przyczółka o przekroju prostokątnym.

Znacznie lepsze warunki przepływu uzyskuje się, gdy skrzydła przyczółka są usytuowane pod kątem ca 30° do kierunku przepływu wody w rzece (rys. 10.23)

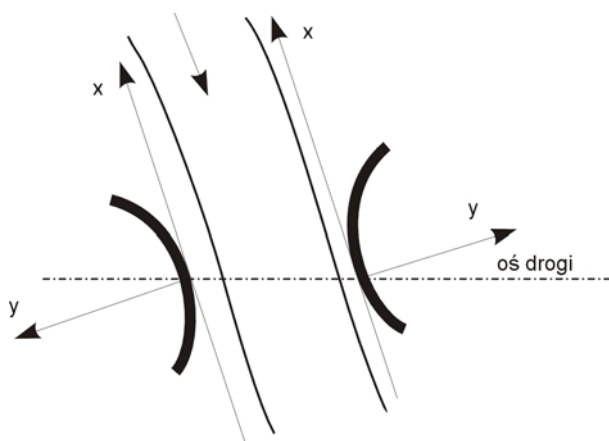


Rys 10.23 Przyciółek mostu ze skrzydłami podpierającymi skarpę nasypu drogowego.

W przypadku zaistnienia realnego zagrożenia stateczności przyciółka lub filara należy dno od strony napływu wody na te obiekty umocnić materacem kamiennym.

10.3.3. Kierownice przepływu

Najlepsze warunki przepływu pod mostem, znaczące obniżenie spiętrzenia, a także najmniejsze rozmycie dna pod mostem uzyskuje się instalując kierownice wzdłuż ściany odwodnej każdego z przyciółków (rys. 10.24)



Rys. 10.24. Układ współrzędnych XY służących do wyznaczenia trasy kierownicy.

Głównym zadaniem kierownicy jest łagodne wprowadzenie pod most wody z doliny zalewowej. Istnieją dwie, nieco zbieżne metody wykształcenia kierownicy w planie. Jedna z nich przyjmuje, że woda z doliny zalewowej spływa swobodnie po krzywej, którą jest gałąź elipsy. Sposób kształtowania kierownicy według tej metody jest przedstawiony w załączniku do Rozporządzenia Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 30 maja 2000 roku [95] Inna metoda opracowana w wyniku badań doświadczalnych [1] rozpatruje dwa przypadki:

1. Gdy prędkość napływu wody na głowicę kierownicy jest równa prędkości przepływu wody w dolinie zalewowej ($v = v_z$),

2. Gdy wody w dolinie zalewowej w obrębie projektowanej głowicy ulegają stagnacji, wówczas prędkość napływu wody jest równa zero ($v_z = 0$).

W pierwszym przypadku prędkość przepływu wody zmienia się wraz z kątem nachylenia kierownicy do prądu wody w korycie rzeki i wynosi

$$v = v_0 \sqrt{\cos \alpha} \quad (10.10)$$

gdzie: v_0 – jest prędkością przepływu strug wody przy ścianie przyczółka,

α – kątem nachylenia osi kierownicy względem osi x

Położenie w planie osi kierownicy jest przedstawione we współrzędnych x, y. Oś x pokrywa się ze ścianą odwodną przyczółka i jest skierowana pod prąd wody, równoległe do nurtu rzeki. Natomiast oś y jest prostopadła do osi x i pokrywa się z osią mostu. Współrzędne osi kierownicy x, y odniesione do parametru R są przedstawione w tabeli 10.3.

Tabela 10.3

Współrzędne osi kierownicy

α°	90	80	70	60	50	40	30	20	10	5	0	-5	-10	-20
$v = v_z$														
x/R	2,350	2,336	2,288	2,207	2,084	1,909	1,657	1,278	0,672	0,336	0,000	-0,336	-0,775	-1,175
y/R	1,438	1,262	1,087	0,914	0,740	0,566	0,391	0,216	0,058	0,015	0,000	0,015	0,051	0,085
$v_z = 0$														
x/R	2,021	2,020	2,006	1,973	1,927	1,777	1,570	1,219	0,651	0,325	0,000	-0,325	-0,667	-1,010
y/R	0,868	0,853	0,808	0,734	0,634	0,511	0,368	0,210	0,056	0,015	0,000	0,015	0,045	0,075

Parametr R jest opisany przez następującą formułę:

$$R = \frac{Q_m}{Q_m - Q_z} \cdot \frac{C_h^2 h_z}{g} \quad (10.11)$$

gdzie: Q_m – jest przepływem miarodajnym, na jaki jest wymiarowane światło mostu i obiekty go chroniące

Q_z – przepływem w dolinie zalewowej

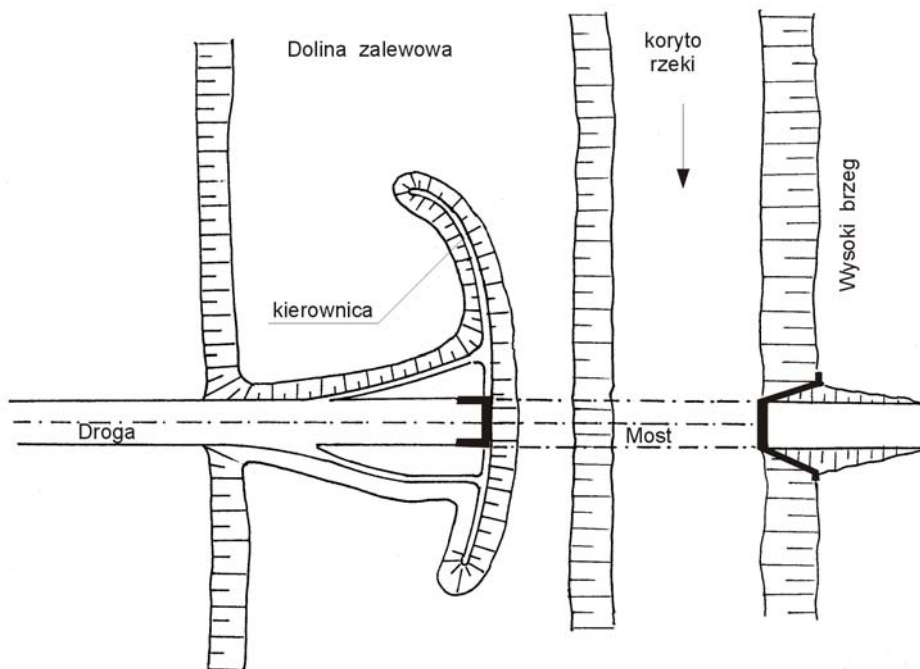
C_h – współczynnikiem prędkości ze wzoru Chezy

h_z – głębokością średnią przepływu miarodajnego w dolinie zalewowej

Współczynnik Chezy jest powiązany ze współczynnikiem ze wzoru Manninga następującą formułą:

$$C_h = \frac{1}{n} R_h^{1/6} \quad (10.12)$$

Kierownica ma przekrój trapezowy. Jest wykonana z gruntu zalegającego w dolinie rzeki, niekiedy pochodzącego z wykopu pod przyczółki i filary. Skarpa odwodna powinna być umocniona. Może to być bruk kamienny lub płyty betonowe. Budowa kierownicy bardzo korzystnie wpływa na stabilność koryta pod mostem. Nie tworzy zbyt gwałtownej zmiany poziomu wody w obrębie kierownic i pod mostem. Prędkość przepływu stopniowo i równomiernie wzrasta. Nie powstają wiry pod mostem. Niekiedy wystarczy zbudować tylko jedną kierownicę. Przykład takiego rozwiązania pokazano na rys. 10.25.



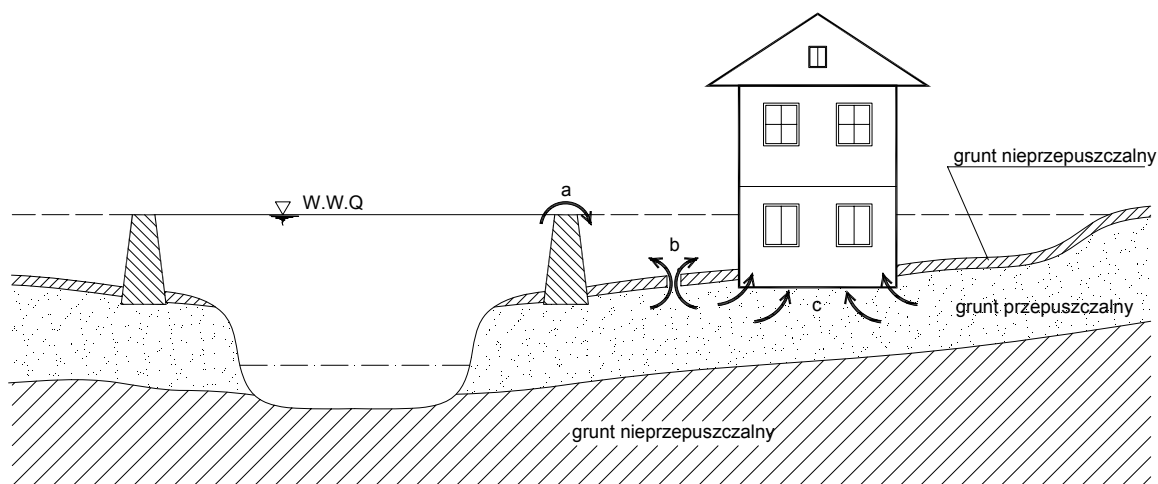
Rys. 10.25. Usytuowanie mostu z jednostronną kierownicą

11. OCHRONA BUDYNKÓW PRZED WODAMI POWODZIOWYMI

11.1. Przyczyny i charakter uszkodzenia budynków przez wody powodziowe.

11.1.1. Zagrożenia powodziowe.

Budynki mieszkalne, gospodarcze i użyteczności publicznej są narażone na uszkodzenia wodami powodziowymi, jeżeli znajdują się w dolinie zalewowej rzeki lub zbiornika wodnego (zalewu, jeziora) nawet wówczas, gdy są chronione wałem przeciwpowodziowym. W pewnych przypadkach to zagrożenie również występuje nawet poza doliną zalewową w strefie oddziaływania wód powodziowych pochodzących głównie z deszczy nawalnych. Niekiedy te zagrożenia są katastrofalne; prowadzą bowiem do ogromnych strat gospodarczych i utraty życia wielu ludzi i zwierząt. Na ogół istnieje mniemanie, że wały przeciwpowodziowe są dobrym zabezpieczeniem przed wodami powodziowymi. Tymczasem tak nie jest, gdyż jak pokazuje doświadczenie dość często dochodzi do przerwania wału, wylania się wody na zawale i w konsekwencji do poważnego uszkodzenia wału, a także do podtopienia gruntów budujących zawale. Te zagrożenia istnieją, dlatego że wały na terenie



Rys. 11.1 Kierunki wtargnięcia wody na zawale i do budynku przez:

- a) uszkodzony wał, b) przebicie hydrauliczne, c) podłogę i ściany budynku

Polski są z reguły zbyt niskie, zbudowane z gruntów słabonośnych, nie posiadają należytego uszczelnienia i ubezpieczenia skarp. Dowodem na to są liczne przypadki uszkodzenia wałów, jakie wystąpiły w czasie niektórych powodzi w minionych latach. Również budowlom usytuowanym na wysokim brzegu może zagrażać niebezpieczeństwo ze strony wód powodziowych albo wskutek intensywnej erozji brzegu albo wskutek silnego uwodnienia gruntów spoistych budujących brzeg rzeki.

Jako skutek oddziaływania wód powodziowych na budynki można wyróżnić następujące rodzaje zagrożeń:

- a) zalanie budynków i zawilgocenie jego ścian,

- b) obciążenie budynku parciem wody,
- c) utrata nośności gruntu pod fundamentem budynku.

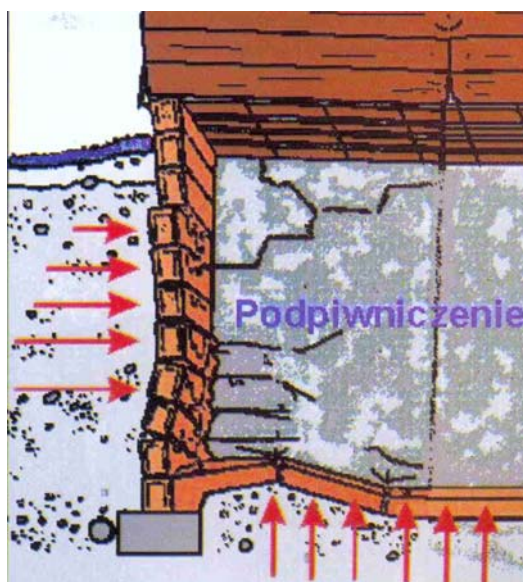
11.1.2. Zalanie budynku wodami powodziowymi.

Zalanie budynku może wystąpić z dwu różnych kierunków; albo przez wtargnięcie wody do pomieszczeń budynku przez otwory w ścianach, tj. przez okna, drzwi, zsypy, przewody kanalizacyjne, wodociągowe, itp., albo przez wtargnięcie wód gruntowych przez podłogę w piwnicy. Wtargnięcie wód do pomieszczeń budynków mieszkalnych i gospodarczych jest niezwykle groźne. Zdarza się, że ludzie są porażeni prądem o ile instalacja elektryczna pozostaje pod napięciem i zostanie zalana wodą. Powstają też szkody wskutek zalania martwego względnie żywego inwentarza. Topią się zwierzęta domowe, a nawet ludzie, szczególnie małe dzieci.

Zawilgocenie murów budynku przychodzi z dwóch kierunków; albo od wewnątrz wskutek wtargnięcia wód do pomieszczeń budynku albo też od zewnątrz, jeżeli teren zostanie zalany wodami powodziowymi lub też podniesie się nadmiernie stan wód gruntowych. Szczególnie groźne jest zawilgocenie ścian gipsowych. Przy silniejszym zawilgoceniu, prawie zawsze dochodzi do zrujnowania tynków, tapet i boazerii. Przy niskich temperaturach i zawilgoceniu zewnętrznym nie tylko są niszczone tynki, ale niekiedy całe ściany. Przy długotrwałym zawilgoceniu w ścianach pojawia się grzyb, którego bardzo trudno jest potem zwalczyć.

11.1.3. Skutki obciążenia budynku parciem hydrostatycznym.

Jeżeli dojdzie do znacznego zalania terenu, wówczas wody obciążą budynek parciem bocznym lub wyporem, tj. parciem wód gruntowych na fundament (rys. 11.2).



Rys. 11.2 Działanie parcia hydrostatycznego na obiekty budowlane [12]

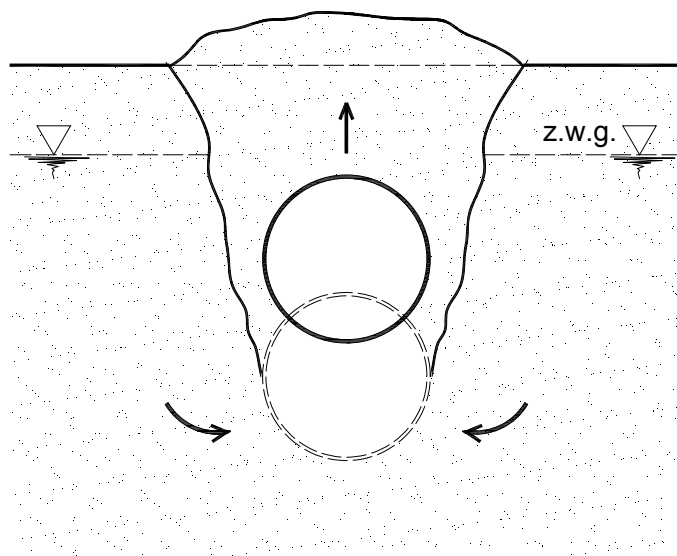
Dla podłoża zbudowanego z gruntów przepuszczalnych (piaski, żwiry) woda szybko wnika do gruntu. Jeżeli natomiast podłoże jest zbudowane z gruntów nieprzepuszczalnych (zwarte

gliny, ily) to wówczas woda wnika bardzo powoli do gruntu i proces nasycenia gruntu wodą może trwać kilka tygodni. Zwykle jednak fundamenty w takim przypadku posiadają zasypkę z gruntów przepuszczalnych i wobec tego ze względów bezpieczeństwa w obliczeniach stateczności budynku należy uwzględnić pełną siłę wyporu.

Zdarza się niekiedy, że parcie boczne wody odkształca ściany budynku tak dalece, że traci stateczność. Natomiast bardzo często zdarza się, że wypór wypycha podłogę w piwnicy zatapiając dom od dołu. W bardzo szczególnych przypadkach może dojść do uniesienia budynku przez wypór. Zachodzi to wówczas, gdy budynek jest stosunkowo lekki. Aby nie dopuścić do tego należy sprawdzić stateczność budynku na działanie wyporu. Stateczność budynku jest zapewniona, gdy jego ciężar jest większy od całkowitego wyporu o wskaźnik bezpieczeństwa równy $k = 1,15 \div 1,20$.

Silne nasycenie gruntu wodami, względnie ruch wód gruntowych pod fundamentem mogą prowadzić do tego, że grunt traci nośność. Dzieje się to szczególnie wówczas, gdy podłoże zbudowane jest z gruntów pylastych piaszczystych oraz namulów rzecznych. W takich przypadkach dochodzi do odkształceń fundamentów i spękania ścian. Zjawisko to dotyczy szczególnie te budynki, których fundamenty nie posiadają żelbetowej łąwy fundamentowej. Jest to przypadek niemal wszystkich starych budowli.

Zdarza się, że rury kanalizacyjne wypływają pod wpływem siły wyporu (rys. 11.3) wówczas, gdy poziom wód gruntowych jest wysoki. Dzieje się to nawet wtedy, gdy wykop jest zrobiony w gruntach spoistych a zasypkę stanowi grunt niespoisty.



Rys. 11.3 Wypchanie rury i gruntu przez wypór [12]

11.1.4. Utrata nośności podłoża pod fundamentem budynku.

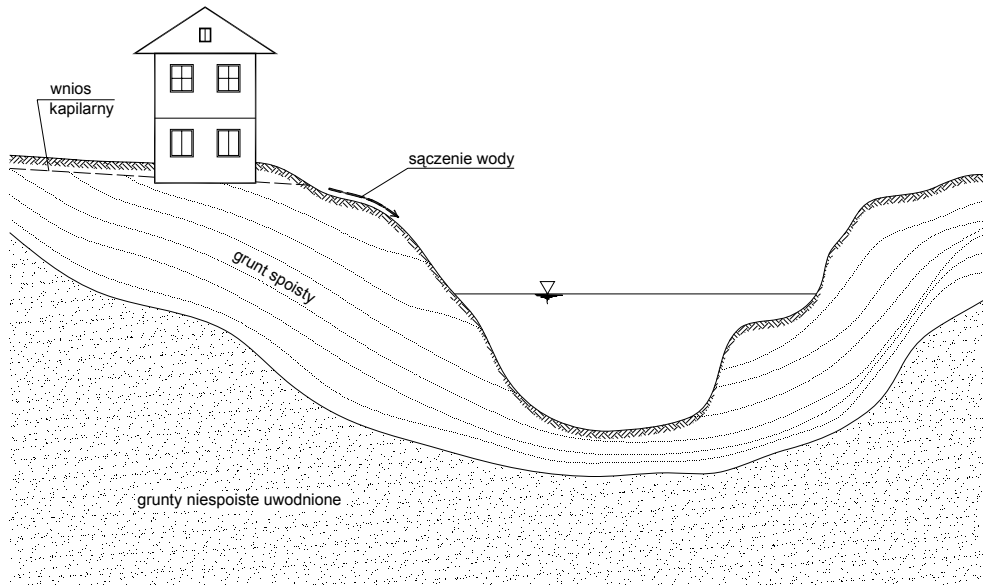
Podłoże może utracić swą nośność w bardzo różnych okolicznościach. Rozerwanie wału przeciwpowodziowego albo nagłe wylanie się wody z koryta rzeki powoduje, że wody wezbrania znajdują niejako nowe koryto. Jeżeli teren nie jest należycie zabezpieczony dochodzi do silnej erozji. Woda gwałtownie drąży sobie koryto podmywając budowle, które znajdują się w jego pobliżu. Budowlom tym grozi katastrofa spowodowana przez odsłonięcie fundamentów i wyniesienie gruntu spod ich stopy. Zapadają się wówczas ściany a niekiedy całe budynki (rys. 11.4).



Rys. 11.4 Uszkodzony budynek przez powódź w Gdańsku w 2001 roku. [12]

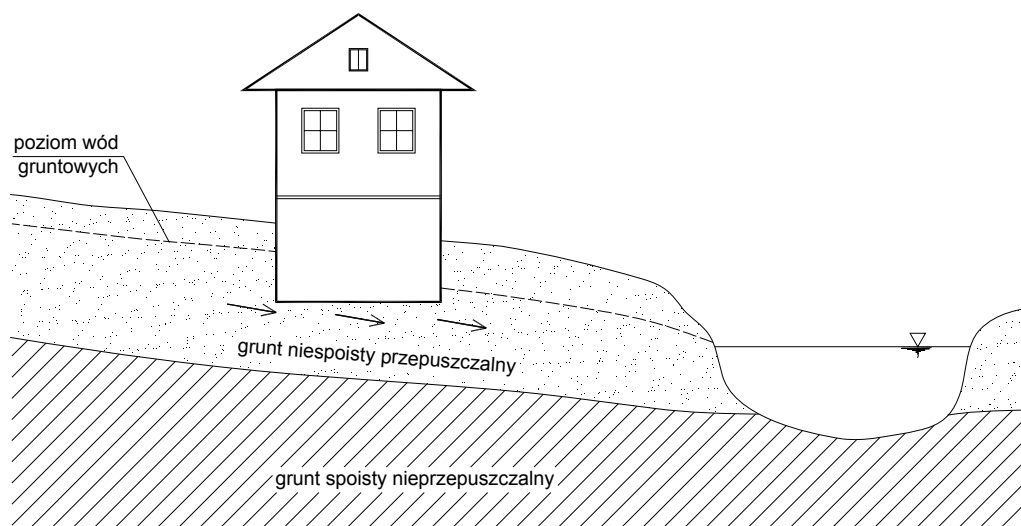
Istnieje też inna przyczyna katastrofy budowlanej wywołanej przez wezbrane wody. Chodzi tu o taki przypadek, kiedy budynek znajduje się na wysokim wklęsłym brzegu. Jeżeli taki brzeg nie jest dostatecznie umocniony to wody wezbrania podcinając brzeg dość głęboko powodują zawalenie się budynku. Budowa domu w bezpośrednim sąsiedztwie rzeki może być niebezpieczna jeszcze z innych powodów. Zwykle warstwy gruntu mają upad do koryta rzeki. W czasie intensywnych opadów i przyboru wody w korycie rzeki może dojść do podtopienia wodami kapilarnymi (rys. 11.5).

Znane są przypadki, że budynek zaczyna się zsuwać po podłożu, jeżeli jest ono zbudowane z gruntów spoistych łatwo przyjmujących wodę. Takimi gruntami są między innymi łupki ilaste lub ily. W tych przypadkach istotną rolę może odgrywać ciężar budowli, który wywołuje wzrost sił ścinających i w ten sposób destabilizuje zbocze i brzeg rzeki.



Rys. 11.5 Usytuowanie domu na podłożu z gruntów spoistych upadających warstwowo w kierunku rzeki.

Tego rodzaju awarię spotyka się bardzo często na drogach budowanych na pochyłościach terenu zbudowanego z gruntów spoistych. Przemieszczenia i spękania nawierzchni pojawiają się w czasie intensywnych i długotrwałych opadów. Budowanie domów na pochyłościach terenu utworzonego z gruntów silnie przepuszczalnych (piaski, pospółki) może niekiedy prowadzić do katastrofy. Chodzi tu o taki przypadek, gdy budynek znajduje się na drodze intensywnego spływu wód gruntowych wywołanych przez wody opadowe (rys. 11.6).



Rys. 11.6 Posadowienie budynku na gruntach sufozycznych w spływającej wodzie.

W takim przypadku budynek spiętrza lokalnie wody gruntowe i powoduje wzrost gradientu spływających wód pod budynkiem i wokół niego. Może to doprowadzić do sufozji gruntu po stronie odpływu wód. Polega to na tym, że grunt piaszczysty rozluźnia się, traci

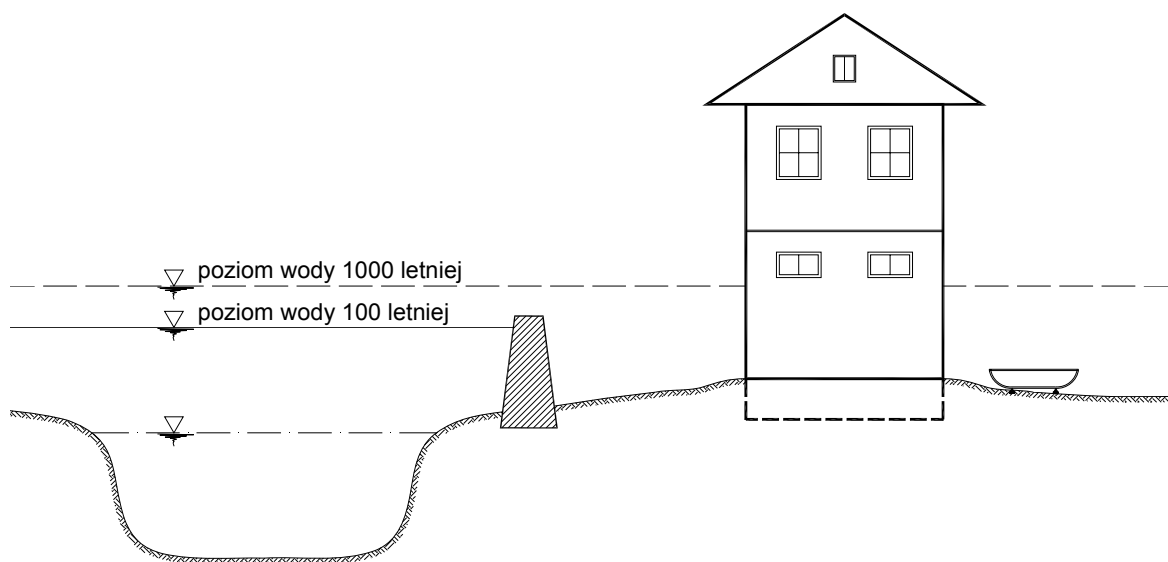
nośność, a ściana osiada względnie cały budynek pochyla się w stronę rzeki, bo i taki przypadek był obserwowany.

11.2. Wznoszenie budynków na terenach zagrożonych powodzią.

Istnieje ogólnoświatowa tendencja, że na terenie dolin zalewowych chronionych wałami, a tym bardziej niechronionych, należy tak wznosić budynki mieszkalne i użyteczności publicznej, aby nie dopuścić do ich poważniejszego uszkodzenia w czasie wezbrania powodziowego. Ta zasada powinna obejmować budownictwo w Polsce, głównie dlatego, że zdecydowana większość wałów powodziowych jest słabej jakości i nie odpowiada współczesnym wymogom bezpieczeństwa. Istnieje też niewystarczająca ilość zbiorników retencyjnych aby radykalnie ograniczyć wysokość i objętość fali powodziowej.

Najprostszym sposobem uniknięcia zalania budynków jest ich budowa na nasypach. Stosowali je od dawna osadnicy na Żuławach. Dzięki temu wiele tych domostw i zagród ocalało w czasie zalania Żuław w 1945 roku. Aktualnie nie stosuje się tej metody wznoszenia budowli mieszkalnych i gospodarczych ani na Żuławach ani tym bardziej gdzie indziej.

W niektórych krajach Europy (Holandia, Francja) można spotkać budowle przedstawione na rys. 11.7. Budynek do wysokości poziomu wód powodziowych jest wznoszony jako konstrukcja żelbetowa wodoszczelna. Jest to swojego rodzaju skrzynia,



Rys. 11.7 Budynek mieszkalny wybudowany w strefie zagrożenia powodziowego.

której okna są umiejscowione pod samym stropem. Drzwi wejściowe stalowe lub drewniane obite blachą zamykają się szczelnie. Pomieszczenie to może służyć jako garaż na samochody, opał, maszyny i urządzenia gospodarcze itp. albo też w razie potrzeby jako azyl dla zwierząt gospodarczych. Dopiero ponad tym pomieszczeniem znajdują się pomieszczenia mieszkalne.

Również w niektórych krajach Europy wznosi się domy mieszkalne i użyteczności publicznej na słupach. Tak np. zbudowane są liczne budynki uniwersyteckie w Grenobl nad Izerą (Isère) pomimo tego, że teren ten jest chroniony solidnym wałem przeciwpowodziowym mogącym niedopuszczyć do zalania zawalą wodą 100-letnią. Fundament budynku wznoszonego na słupach stanowi żelbetowa płyta fundamentowa. Część komunikacyjna budynku (wejście) jest konstrukcji żelbetowej wodoszczelnej. Wejście zamykane jest stalowymi drzwiami wodoszczelnymi. Przestrzeń pod budynkiem służy najczęściej jako parking (rys. 11.8) dla samochodów osobowych albo jako pomieszczenie gospodarcze. Pewną odmianą tego rozwiązania jest wznoszenie budowli na palach żelbetowych, jednak rzadko jest ono akceptowane przez architektów.



Rys. 11.8 Budynek użyteczności publicznej na słupach.

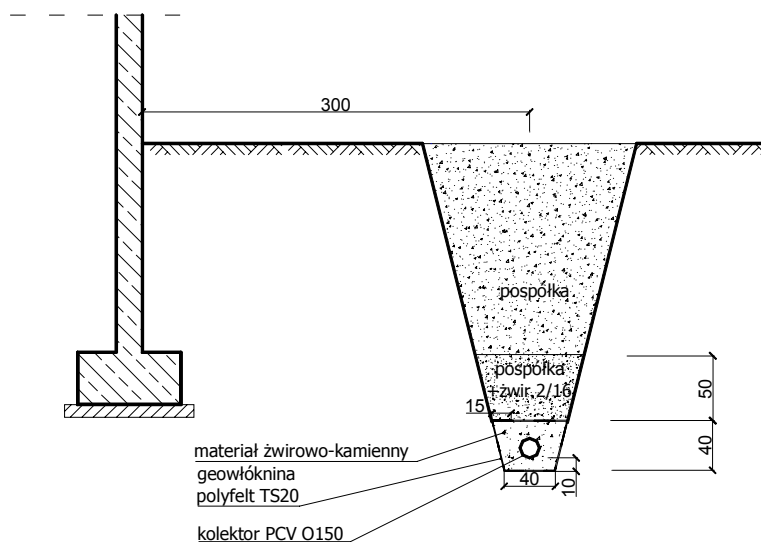
11.3. Zasady ochrony budynków przed zalaniem i zatopieniem.

W ochronie budynków przed zalaniem względnie podtopieniem powinna obowiązywać następująca zasada: Należy uczynić wszystko, co możliwe, aby nie dopuścić do zalania względnie podtopienia danego, chronionego obiektu, licząc się jednak z tym, że wskutek nieszczęśliwego wypadku do takiego podtopienia lub zalania może dojść. Najprostszą i najskuteczniejszą ochroną danego terenu przed wodami powodziowymi jest wykonanie trwałej lub rozbieralnej zapory. Takimi rozbieralnymi zaporami są powszechnie stosowane worki z piaskiem. Jest to sposób mało skuteczny i w sumie pracochłonny i kosztowny. Bardziej skuteczną ochronę stanowią gabiony wyłożone folią lub geomembraną i wypełnione ziemią lub nawet piaskiem. Tego rodzaju ochrona może być skuteczna, jeżeli zatopienie terenu jest rzędu $1,0 \div 1,5$ m, maksymalnie do 2,0 m. Proponuje się także instalować płoty

wykonane z płyt żelbetowych zakładanych w otwory słupków stalowych lub żelbetowych. Płyty takie posiadają grubość $4 \div 6$ cm, szerokość $40 \div 60$ cm i długość do 3,0 m i są zakładane przy użyciu dźwigu samochodowego. Zamiast płyt żelbetowych mogą być płyty aluminiowe. Słupki mogą być wbijane, wkopywane względnie zakładane w uprzednio przygotowane wnęki. W ten sposób np. podwyższono wały przeciwpowodziowe w rejonie Wawelu w Krakowie. Są jeszcze inne propozycje proponowane przez specjalistyczne firmy. Spośród trwałych lokalnych zabezpieczeń ochronnych należy przede wszystkim wymienić mury wykonane najczęściej z cegły klinkierowej wzmocnione konstrukcją żelbetową. Można spotkać tego rodzaju budowle otaczające poszczególne gospodarstwa lub farmy głównie tam, gdzie powódzie pojawiają się dość często, a spiętrzenia wód nie są wysokie. W średniowieczu mury obronne chroniły miasta wznoszone często w dolinach zalewowych nie tylko przed nieproszonymi gośćmi, ale także przed powodzią.

Jak na to wskazuje praktyka budynek najczęściej jest zalewany wodą powodziową bądź to przez nieszczelne drzwi i okna, a w szczególności przez okna piwnic, a także przez ściany i podłogę piwniczną. Aby tego uniknąć należy:

- a) Drzwi wejściowe zainstalować jako wodoszczelne, otwierane na zewnątrz z urządzeniem automatycznie je zamykającym; powinny być takiej konstrukcji by wytrzymały napór wód powodziowych.
- b) Okna piwnic i parteru jeżeli mogą być zalane przez wody powodziowe powinny być otwierane na zewnątrz, wodoszczelne i wytrzymałe na parcie zewnętrzne wód; jeżeli tych warunków nie spełniają wówczas należy zainstalować wodoszczelne okiennice wytrzymałe na parcie wody.
- c) Tą część budynku, która może być podtopiona od zewnątrz przez wody należy uszczelnić. Dotyczy to zarówno spodu budynku jak i ścian. Izolacja, zwykle bitumiczna, powinna być chroniona przed ewentualnym przebiciem przez czynniki zewnętrzne. Dlatego ponad terenem należy je obłożyć odpowiednią okładziną. Może to być okładzina betonowa, klinkierowa względnie z płytek ceramicznych odpornych na działanie mrozu.
- d) W przypadku gdy budynek jest posadowiony na ławach spoczywających na podłożu przepuszczalnym a podłoga w piwnicy może być wypchnięta przez wody gruntowe wówczas można temu zapobiec m.in. przez zalanie piwnic. Aby wilgoć nie przedostała się na wyższe kondygnacje i ściany nie zostały nasycone wodą należy wykonać uszczelnienie wewnętrzne. Nie powinno się tu stosować bitumów, gdyż są one toksyczne.
- e) Zwykle woda w podłożu zbudowanym z gruntów spoistych pozostaje bardzo długo po ustąpieniu wód powierzchniowych. Dlatego wskazanym jest budynek (budynki) otoczyć drenażem wgłębnym zainstalowanym poniżej stopy fundamentowej (rys.11.9).



Rys. 11.9 Drenaż francuski. [11]

Gdy budynek posiada dużą powierzchnię fundamentów wówczas można wykonać drenaż pod posadzką piwnicy. Należy jednak zwrócić uwagę na to, aby nie było możliwości wynoszenia drobnych frakcji spod ławy fundamentowej.

11.4. Zabezpieczenie wnętrza budynków przed wodami powodziowymi.

Zgodnie z podaną wyżej zasadą należy brać pod uwagę pewne prawdopodobieństwo wtargnięcia wody do pomieszczeń budynku. Aby uniknąć poważnych strat i tragicznych zdarzeń należy w takim przypadku przygotować pomieszczenia na ewentualność ich zalania wodami. Wszystkie urządzenia elektryczne powinny być umieszczone możliwie wysoko pod sufitem. Główny wyłącznik tych urządzeń powinien być umieszczony poza zasięgiem ewentualnych wód. Zbiorniki na olej opałowy powinny posiadać zamknięcia hermetyczne tak, aby nie dostała się do nich woda i aby olej nie wypłynął na zewnątrz. Podłogi w pomieszczeniach, które mogą być zalane wodą nie powinny być wykonane z materiałów wrażliwych na zawilgocenie (drewno i drewnopodobne). Najlepiej wykonywać je z płytek ceramicznych ułożonych na zaizolowanym podłożu. Tynki ścian należy pokryć farbami odpornymi na zawilgocenia (zmywalne), cenne materiały, obrazy, dokumenty i pamiątki rodzinne powinny przebywać w metalowych szafach wodoszczelnych lub innych schowkach, do których nie dotrze woda.

12. PRZEPISY PRAWNE REGULUJĄCE OCHRONĘ PRZED POWODZIĄ

12.1. Wprowadzenie

Powodzie należą do naturalnych zjawisk, którym nie sposób zapobiec. Jednak czasami działalność człowieka przyczynia się do zwiększenia prawdopodobieństwa wystąpienia powodzi i pogłębienia wywoływanych przez nie szkód.

Powodzie i walka z nimi należą do obszernego działu gospodarki narodowej, jakim jest gospodarka wodna. Dział ten przeszedł w ostatnim czasie wiele zmian i przeobrażeń wynikających ze zmian hydrologicznych, ale również z nowego podejścia do ochrony przeciwpowodziowej i zarządzania zasobami wodnymi. Dziś mówiąc o gospodarce wodnej rozumiemy ją jako zintegrowane zarządzanie zasobami wodnymi (*integrated water resources management*), które bierze pod uwagę zarówno ilość i jakość wód powierzchniowych i podziemnych jak i aspekty techniczne, społeczne i ekologiczne, przestrzenne zagospodarowanie czy nawet elementy krajobrazu. Zintegrowane zarządzanie bierze pod uwagę interesy wszystkich użytkowników wody jak i zarządzających nimi. Ochronę przeciwpowodziową należy traktować jako część szeroko rozumianego gospodarowania zasobami wodnymi. Zarządzanie to musi odbywać się w oparciu o teren całej zlewni, a nie tylko koryta rzeczne i terenów zalewowych. Zintegrowane zarządzanie musi być prowadzone w sposób zrównoważony (Majewski, 2004).

W ostatnich latach pojawiło się wiele nowych określeń w języku angielskim, które są często trudne do dokładnego przetłumaczenia na język polski. Dotychczas często hołdowaliśmy bezwzględnemu zabezpieczeniu powodziowemu, które określane jest jako *flood resistance*. Było ono rozpatrywane do pewnego poziomu prawdopodobieństwa zagrożenia. Nie rozpatrywaliśmy na ogół przepływów bądź stanów wody wyższych od założonego prawdopodobieństwa powodziowego. Dziś przechodzimy do idei elastyczności przeciwpowodziowej określanej jako *flood resilience*, czyli optymalnego zmniejszenia skutków wszelkich zagrożeń powodziowych (powodzi dużych i małych) z bezwzględnym zmniejszeniem strat w ludziach. Pierwsze podejście koncentrowało się przede wszystkim na obszarach dolin rzecznych, a głównymi narzędziami ochrony były różnego rodzaju budowle hydrotechniczne. W podejściu drugim bierze się pod uwagę całą zlewnię z uwzględnieniem zarówno narzędzi technicznych jak i nietechnicznych.

Flood management tłumaczone na język polski jako zarządzanie powodzią nie oddaje w pełni sensu sformułowania w języku angielskim. W ochronie przeciwpowodziowej bardzo

często, zaraz po powodzi, reakcja techniczna była skierowana na szybką poprawę sytuacji jaka miała miejsce. Było to niekiedy tylko lokalne rozwiązanie, które mogło mieć negatywne skutki na innych obszarach położonych poniżej. Zarządzanie powodzią zakłada całościowe podejście do wszystkich powodzi (małych i dużych), zminimalizowanie strat, wykorzystanie wód powodziowych i bezwzględne zmniejszenie strat w ludziach. Następnym etapem rozwoju podejścia było zintegrowane zarządzanie powodzią (*integrated flood management*). Jest to odpowiednik zintegrowanego zarządzania gospodarką wodną w odniesieniu do powodzi. Jest to proces integrujący zasoby wodne i lądowe na obszarze zlewni, których celem jest uzyskanie maksymalnych korzyści na terenach zalewowych, przy jednoczesnym zminimalizowaniu strat ludzkich (Majewski, 2004).

Doświadczenia krajów członkowskich Unii Europejskiej pozwalają jednoznacznie stwierdzić, że nowe wyzwania, jakie stawia zintegrowane zarządzanie powodzią, wymagają działań i nowych uwarunkowań prawnych na poziomie zarówno europejskim jak i krajowym, regionu wodnego lub dorzecza. Jednocześnie stwierdzono, że wspólnotowa polityka wodna wymaga przejrzystych, efektywnych i spójnych ram legislacyjnych.

Obowiązujące (i będące w opracowaniu) w Unii Europejskiej i Polsce akty prawne uwzględniają przedstawione wyżej aspekty w działach dotyczących ochrony przed powodzią.

12.2. Prawo wodne

Aktem prawnym, określającym zasady ochrony przed powodzią na obszarze naszego kraju, jest Ustawa Prawo wodne z dnia 18 lipca 2001 r. (Dz.U. nr 115 poz. 1229 z dnia 11 października 2001 r.). Po wejściu Polski do Unii Europejskiej postanowienia Ustawy Prawo wodne musiały zostać dostosowane do treści 15 dyrektyw Wspólnoty Europejskiej dotyczących korzystania z wód. Obowiązujący obecnie jednolity tekst Ustawy opublikowano w Dz.U. nr 239 poz. 2019 z 2005 r.

Podstawy ochrony przeciwpowodziowej zostały zawarte w **Dziale V** Prawa wodnego: **Ochrona przed powodzią oraz suszą** (Art. 79 - 88). Jakkolwiek tytuł rozdziału sugeruje równe traktowanie obydwu zagrożeń, większość artykułów dotyczy ochrony przed powodzią.

Poniżej przedstawiono postanowienia najważniejszych z nich.

Zgodnie z ustawą ochrona przed powodzią jest zadaniem organów administracji rządowej i samorządowej (Art. 81). Prowadzi się ją zgodnie z planami ochrony przeciwpowodziowej na obszarze kraju, a także planami ochrony przeciwpowodziowej regionu wodnego.

Dla potrzeb planowania ochrony przed powodzią dyrektor regionalnego zarządu gospodarki wodnej sporządza studium ochrony przeciwpowodziowej, ustalające granice zasięgu wód powodziowych o określonym prawdopodobieństwie występowania oraz kierunki ochrony przed powodzią, w którym, w zależności od sposobu zagospodarowania terenu oraz ukształtowania tarasów zalewowych, terenów depresyjnych i bezodpływowych, dokonuje podziału obszarów na:

- obszary wymagające ochrony przed zalaniem z uwagi na ich zagospodarowanie, wartość gospodarczą lub kulturową;
- obszary służące przepuszczeniu wód powodziowych, zwane „obszarami bezpośredniego zagrożenia powodzią”;
- obszary potencjalnego zagrożenia powodzią (Art.79).

Obszary te uwzględnia się przy sporządzaniu planu zagospodarowania przestrzennego województwa, studium uwarunkowań i kierunków zagospodarowania przestrzennego gminy, miejscowego planu zagospodarowania przestrzennego oraz decyzji o lokalizacji inwestycji celu publicznego oraz decyzji o warunkach zabudowy (Art. 84).

Ochronę ludzi i mienia przed powodzią realizuje się w szczególności przez:

- zachowanie i tworzenie wszelkich systemów retencji wód, budowę i rozbudowę zbiorników retencyjnych, suchych zbiorników przeciwpowodziowych oraz polderów przeciwpowodziowych;
- racjonalne retencionowanie wód oraz użytkowanie budowli przeciwpowodziowych, a także sterowanie przepływami wód;
- funkcjonowanie systemu ostrzegania przed niebezpiecznymi zjawiskami zachodzącymi w atmosferze oraz hydrosferze;
- kształtowanie zagospodarowania przestrzennego dolin rzecznych lub terenów zalewowych, budowanie oraz utrzymywanie wałów przeciwpowodziowych, a także kanałów ulgi.

Tereny o szczególnym znaczeniu społecznym, gospodarczym lub kulturowym powinny być chronione przed zalaniem wodami o prawdopodobieństwie występowania co najmniej raz na 200 lat (Art. 80).

Obszary bezpośredniego zagrożenia powodzią obejmują:

- tereny między linią brzegu a wałem przeciwpowodziowym lub naturalnym wysokim brzegiem, w który wbudowano trasę wału przeciwpowodziowego, a także wyspy i przymuliska;

- obszar pasa nadbrzeżnego w rozumieniu ustawy o obszarach morskich Rzeczypospolitej Polskiej i administracji morskiej;
- strefę przepływów wezbrań powodziowych określoną w planie zagospodarowania.

Na obszarach bezpośredniego zagrożenia powodzią zabrania się wykonywania robót oraz czynności, które mogą utrudnić ochronę przed powodzią, w szczególności:

- wykonywania urządzeń wodnych oraz wznoszenia innych obiektów budowlanych;
- sadzenia drzew lub krzewów, z wyjątkiem plantacji wiklinowych na potrzeby regulacji wód oraz roślinności stanowiącej element zabudowy biologicznej dolin rzecznych lub służącej do wzmacniania brzegów, obwałowań lub odsypisk;
- zmiany ukształtowania terenu, składowania materiałów oraz wykonywania innych robót, z wyjątkiem robót związanych z regulacją lub utrzymywaniem wód oraz brzegu morskiego, a także utrzymywaniem lub odbudową, rozbudową lub przebudową wałów przeciwpowodziowych wraz z ich infrastrukturą (Art. 82).

Obszary potencjalnego zagrożenia powodzią obejmują tereny narażone na zalanie w przypadku:

- przelania się wód przez koronę wału przeciwpowodziowego;
- zniszczenia lub uszkodzenia wałów przeciwpowodziowych;
- zniszczenia lub uszkodzenia budowli piętrzących albo budowli ochronnych pasa technicznego (Art. 83).

Dla zapewnienia szczelności i stabilności wałów przeciwpowodziowych zabrania się:

- przejeżdżania przez wały oraz wzdłuż korony wałów pojazdami, konno lub przepędzania zwierząt, z wyjątkiem miejsc do tego przeznaczonych;
- uprawy gruntu, sadzenia drzew lub krzewów na wałach oraz w odległości mniejszej niż 3 m od stopy wału po stronie odpowietrznej;
- rozkopywania wałów, wbijania słupów, ustawiania znaków przez nieupoważnione osoby;
- wykonywania obiektów budowlanych, kopania studni, sadzawek, dołów oraz rowów w odległości mniejszej niż 50 m od stopy wału po stronie odpowietrznej;
- uszkadzania darniny lub innych umocnień skarp i korony wałów (Art. 85).

W przypadku wykonania na wale przeciwpowodziowym lub w jego pobliżu, albo na obszarze bezpośredniego zagrożenia powodzią, robót oraz czynności, które mogą utrudniać ochronę przed powodzią, organ właściwy do wydania tej decyzji może nakazać, w drodze decyzji, przywrócenie stanu poprzedniego na koszt tego, kto je wykonał. Drogi, urządzenia do przepędzania zwierząt oraz przejazdu przez wały przeciwpowodziowe wykonuje na swój

koszt inwestor budujący wał, a utrzymuje ten, na którym ciąży obowiązek utrzymania drogi, urzędnika lub przejazdu (Art. 86).

W przypadku ostrzeżenia o nadejściu fali powodziowej dyrektor regionalnego zarządu gospodarki wodnej, w drodze decyzji, może nakazać zakładowi piętrzącemu wodę obniżenie piętrzenia wody lub opróżnienie zbiornika, bez odszkodowania; decyzji nadaje się rygor natychmiastowej wykonalności. Taka decyzja wymaga uzgodnienia z właściwymi wojewodami (Art. 87).

W przypadku wprowadzenia stanu klęski żywiołowej w celu zapobieżenia skutkom powodzi lub suszy dyrektor regionalnego zarządu gospodarki wodnej może wprowadzić, w drodze rozporządzenia, czasowe ograniczenia w korzystaniu z wód, w szczególności w zakresie poboru wody lub wprowadzania ścieków do wód albo do ziemi oraz zmiany sposobu gospodarowania wodą w zbiornikach retencyjnych. Wprowadzenie czasowych ograniczeń zawiesza wykonywanie uprawnień wynikających z pozwoleń wodnoprawnych; zakładom nie przysługuje z tego tytułu odszkodowanie (Art. 88).

12.3. Dyrektywy Unii Europejskiej

12.3.1. Ramowa Dyrektywa Wodna

Podstawowym dokumentem określającym cele i zasady gospodarki wodnej w krajach Unii Europejskiej jest DYREKTYWA 2000/60/WE PARLAMENTU EUROPEJSKIEGO I RADY z dnia 23 października 2000 r. ustanawiająca ramy wspólnotowego działania w dziedzinie polityki wodnej, potocznie zwana Ramową Dyrektywą Wodną (RDW). Celem Dyrektywy jest ustalenie ram dla działań na rzecz ochrony śródlądowych wód powierzchniowych, wód przejściowych, wód przybrzeżnych oraz wód podziemnych, polegających m.in. na zmniejszeniu skutków powodzi (Art.1). RDW wprowadziła zasadę ponadgranicznej koordynacji na obszarze dorzecza zmierzającą do zapewnienia dobrego stanu wszystkich wód, ale głównym celem tych działań jest osiągnięcie dobrego statusu ekologicznego i chemicznego wód do 2015 r. (Art.13). Dyrektywa wymaga tworzenia zintegrowanych planów gospodarowania wodami dla każdego dorzecza. Niewątpliwie tworzenie i realizacja planów gospodarowania wodami przyczyni się do ograniczenia skutków powodzi. Niemniej ograniczanie ryzyka wystąpienia tego zagrożenia nie jest celem tej dyrektywy i jest w niej potraktowane marginalnie. Nawet w wykazie definicji RDW (Art.2.) brak jest definicji „powodzi” oraz „zagrożenia powodziowego”. Dlatego też można

przyjąć, że kwestie powodzi i wpływu zmian klimatycznych na zagrożenia powodziowe są nadal nieuregulowane prawnie.

12.3.2. Dyrektywa powodziowa

Brak w Ramowej Dyrektywie Wodnej konkretnych postanowień dotyczących sposobów postępowania w obliczu zagrożenia powodziowego spowodował, że wkrótce po jej przyjęciu przystąpiono do prac legislacyjnych mających na celu sprecyzowanie działań podejmowanych w sytuacji zagrożenia powodziowego. W latach 2000-2003 opracowano szereg wytycznych, dotyczących zapobiegania powodziom, zabezpieczenia przed nimi i minimalizowania ich skutków. Rezultatem tych prac było opublikowanie w 2003 r. Komunikatu Wspólnot Europejskich pt. „Zarządzanie zagrożeniem powodziowym. Zapobieganie powodziom, ochrona przeciwpowodziowa i ograniczanie skutków powodzi” - KOM (2004) 472. Dokument zawiera ocenę i formułuje stanowisko w kwestii zarządzania zagrożeniem powodziowym na szczeblu Wspólnoty, stwierdzając, że uzgodnione i skoordynowane działanie na poziomie Wspólnoty przyniosłoby znaczną wartość dodaną i przyczyniłoby się do poprawy ogólnego poziomu ochrony przeciwpowodziowej.

We wprowadzeniu do Komunikatu podano następujące informacje:

„W latach 1998-2004 Europę dotknęło ponad sto poważnych powodzi, w tym, w roku 2002, powódzie o katastrofalnych rozmiarach wzdłuż biegu Dunaju i Łaby. Powódzie te pociągnęły za sobą 700 ofiar śmiertelnych, przyczyniły się do wysiedlenia około pół miliona osób, powodując łączne straty gospodarcze objęte ubezpieczeniem sięgające nie mniej niż 25 miliardów EUR. Powódzie, które wystąpiły między innymi w Austrii, Bułgarii, Francji, Niemczech i w Rumunii latem 2005 r. spowodowały dalsze zwiększenie tych wskaźników.

Wartość dóbr materialnych (prywatnych gospodarstw, infrastruktury transportu i usług publicznych, przedsiębiorstw handlowych i produkcyjnych oraz użytków rolnych) zagrożonych zalaniem może być ogromna. Na przykład na obszarach zagrożonych ekstremalnymi powodziąmi położonych wzdłuż biegu Renu, mieszka ponad 10 milionów ludzi, a potencjalne skutki powodzi mogą tu sięgać 165 miliardów EUR. Łączną wartość dóbr gospodarczych znajdujących się w obrębie 500 metrowego europejskiego pasa brzegowego, włącznie z plażami, gruntami rolnymi i obiektami przemysłowymi, szacuje się obecnie na 500 do 1 000 miliardów EUR. Poza szkodami o charakterze gospodarczym i społecznym powódź może mieć poważne następstwa dla środowiska naturalnego, na przykład w przypadku zalania oczyszczalni ścieków lub zakładów przemysłowych, gdzie znajdują się znaczne ilości

toksycznych związków chemicznych. Powodzie mogą również przyczynić się do zniszczenia terenów podmokłych i ograniczenia bioróżnorodności.

Powódź jest zjawiskiem naturalnym, którego nie sposób wyeliminować. Wiele Państw Członkowskich już wprowadza środki ochrony przeciwpowodziowej, jednak uzgodnione i skoordynowane działanie na poziomie Unii Europejskiej przyniosłoby znaczną wartość dodaną i przyczyniłoby się do poprawy ogólnego poziomu ochrony przeciwpowodziowej. Biorąc pod uwagę potencjalne zagrożenie ludzkiego życia, dóbr gospodarczych i środowiska naturalnego, nie możemy sobie pozwolić na bezczynność. Wkład Europy na rzecz stałego rozwoju może być w istotnym stopniu narażony na uszczerbek, jeżeli nie podejmiemy właściwych środków”.

Komunikat definiuje cel i zakres zarządzania zagrożeniem powodziowym: Zarządzanie zagrożeniem powodziowym ma na celu zmniejszenie prawdopodobieństwa wystąpienia i wielkości szkód spowodowanych powodzią. Z dotychczasowych doświadczeń wynika, że najbardziej skutecznym podejściem jest podejmowanie działań w ramach programów zarządzania zagrożeniem powodziowym, obejmujących następujące elementy:

- **Zapobieganie:** zapobieganie powstawaniu szkód wywołanych powodziami poprzez rezygnację z budowy domów mieszkalnych i obiektów przemysłowych obecnie i w przyszłości na terenach zagrożonych powodzią; poprzez dostosowywanie obiektów, które powstaną w przyszłości do zagrożenia powodziowego; oraz przez wspieranie właściwego zagospodarowania terenu, praktyk rolniczych i leśnych;
- **Ochrona:** podejmowanie środków, strukturalnych i niestrukturalnych, w celu zmniejszenia prawdopodobieństwa wystąpienia powodzi i skutków powodzi w określonych miejscach;
- **Gotowość:** informowanie ludności o zagrożeniu powodziowym oraz o zasadach postępowania w wypadku powodzi;
- **Postępowanie awaryjne:** opracowanie planów awaryjnych na wypadek wystąpienia powodzi;
- **Przywracanie normalnych warunków i wyciąganie wniosków:** powracanie możliwie najszybciej do normalnych warunków i łagodzenie skutków społecznych i gospodarczych w wypadku osób dotkniętych powodzią.

Komunikat Komisji zawiera ocenę aktualnych oraz propozycje przyszłych działań w zakresie zarządzania zagrożeniem powodziowym na poziomie Unii Europejskiej. Twierdzenia zawarte w Komunikacie stały się podstawą do opracowania w 2006 r. propozycji kolejnego

aktu prawnego: *DIRECTIVE OF THE EUROPEAN PARLIAMENT AND OF THE COUNCIL on the Assessment and Management of Floods*. Podstawę prawną Dyrektywy stanowi art.175 ust.1. traktatu Wspólnot Europejskich. W polskiej wersji językowej Dyrektywę tę nazwano wstępnie Dyrektywą Powodziową lub Dyrektywą w sprawie oceny zagrożenia powodziowego i zarządzania nim - COM(2006) 15. Polska nazwa nie oddaje treści zawartej w tytule angielskim i tekście projektu dyrektywy.

Celem omawianej dyrektywy jest ograniczenie wynikających z powodzi zagrożeń dla ludzkiego zdrowia, środowiska, infrastruktury i mienia oraz zarządzanie tymi zagrożeniami (Rozdział I, Art.1.).

W uzasadnieniu wniosku o przyjęcie Dyrektywy powtórzono przytoczone wyżej informacje zawarte w Komunikacie, a ponadto napisano m.in.:

- Powodzie grożą ofiarami śmiertelnymi, koniecznością wysiedleń, poważnie wstrzymują rozwój gospodarczy oraz podważają działalność gospodarczą we Wspólnocie.
- Na wzrost zagrożenia powodzią i zwiększanie związanych z nimi potencjalnych szkód gospodarczych w Europie mają wpływ dwie tendencje. Po pierwsze, zmiany klimatyczne w połączeniu z niewłaściwym zarządzaniem rzekami i zabudową obszarów zagrożonych powodzią prawdopodobnie przyczynią się do wzrostu rozmiarów i częstotliwości wystąpienia powodzi w przyszłości. Po drugie, nastąpił znaczny wzrost podatności na straty wskutek przyrostu zaludnienia i dóbr gospodarczych skupionych na obszarach zagrożonych powodzią.
- Wykonalne i pożądane byłoby ograniczenie ryzyka wystąpienia szkód dla ludzkiego zdrowia, środowiska i infrastruktury związanych z powodzią; działania na rzecz ograniczenia ryzyka wystąpienia szkód powodziowych muszą być skoordynowane na poziomie dorzecza, jeśli mają odnieść skutek.
- Decyzja Rady 2001/792/WE z dnia 23 października 2001 r. ustanawiająca mechanizm wspólnotowy ułatwiający wzmocnioną współpracę w interwencjach wspierających ochronę ludności wzywa państwa członkowskie do wsparcia i udzielenia pomocy na wypadek poważnych klęsk żywiołowych, w tym powodzi. Ochrona ludności może zapewnić odpowiednią odpowiedź dla zagrożonej ludności oraz podnieść gotowość i odporność – nie zajmuje się ona jednak najważniejszymi przyczynami powodzi.
- Na mocy rozporządzenia Rady (WE) nr 1258/2002 z dnia 11 listopada 2002 r. ustanawiającego Fundusz Solidarności Unii Europejskiej możliwe jest wyasygnowanie szybkiej pomocy finansowej na wypadek klęski żywiołowej celem wspomoczenia

dotkniętych nią społeczności, regionów lub krajów w przywróceniu możliwie normalnych warunków życiowych – przy ograniczeniu takich interwencji do sytuacji kryzysowych, z wyłączeniem etapów poprzedzających taką sytuację.

- Na terytorium Wspólnoty dochodzi do rozmaitych odmian powodzi, w tym powodzi rzecznych (głównie opadowych), powodzi gwałtownych (*flash floods*), powodzi na terenach miejskich (*urban floods*), powodzi połączonych z zalaniem kanalizacji i powodzi nadbrzeżnych. Szkody wynikłe z powodzi mogą być również zróżnicowane w zależności od kraju czy regionu Wspólnoty. Stąd też cele zarządzania zagrożeniem powodziowym powinny się opierać na warunkach lokalnych i regionalnych.
- Ryzyko powodzi na pewnych obszarach Wspólnoty powinno się uznać za nieznaczne – przykładowo na obszarach niezaludnionych lub słabo zaludnionych lub obszarach o ograniczonej wartości z punktu widzenia gospodarki lub ekologii. Wstępna ocena zagrożenia powodziowego dla każdego z dorzeczy, zlewni lub powiązanych stref nadbrzeżnych powinna być przeprowadzona na poziomie obszaru dorzecza, w celu określenia zagrożenia powodziowego w każdym przypadku i rozważenia konieczności dalszych działań.
- Celem zapewnienia skutecznych narzędzi pozyskiwania danych, jak również wartościowych podstaw dla ustanawiania priorytetów i dalszych decyzji o charakterze technicznym, finansowym czy politycznym, konieczne jest opracowanie map powodzi i szacunkowych map szkód powodziowych, opisujących obszary o zróżnicowanym poziomie zagrożenia powodziowego.
- Mając na uwadze zapobieżenie i ograniczenie szkód wynikłych z powodzi na danym obszarze, konieczne jest opracowanie planów zarządzania zagrożeniem powodziowym. Tak przyczyny, jak i szkody ewentualnych powodzi są zróżnicowane w zależności od kraju czy regionu Wspólnoty. Dlatego też każdy plan zarządzania zagrożeniem powodziowym powinien uwzględniać konkretne warunki geograficzne, hydrologiczne i wszelkie istotne cechy danego dorzecza, zlewni lub wycinka wybrzeża, umożliwiając opracowanie dostosowanych do sytuacji rozwiązań uwzględniających potrzeby i priorytety dorzecza, zlewni lub wybrzeża, przy jednoczesnym zapewnieniu koordynacji z obszarami dorzecza.
- Cykl zarządzania zagrożeniem powodziowym, obejmujący etapy: zapobiegania, ochrony, gotowości, reakcji na wypadek klęski żywiołowej oraz przywrócenia do poprzedniego stanu i przeglądu, powinien stanowić jeden z fundamentów planów zarządzania

zagrożeniem powodziowym, których główny akcent powinno się skupić na aspektach zapobiegania, ochrony i gotowości.

- Opracowanie planów gospodarowania wodami w dorzeczech zgodnie z wymogami dyrektywy 2000/60/WE oraz planów zarządzania zagrożeniem powodziowym zgodnie z niniejszą dyrektywą stanowią elementy zintegrowanego systemu gospodarowania wodami w dorzeczech. Oba wspomniane procesy powinny zatem wykorzystać potencjał wzajemnego synergicznego wzmocnienia. Celem zapewnienia skuteczności i roztropnego wykorzystania zasobów, wprowadzenie w życie niniejszej dyrektywy powinno być ściśle skoordynowane z wprowadzeniem w życie dyrektywy 2000/60/WE.

Dyrektywa powodziowa wprowadza następujące definicje (Rozdział I, Art.2.):

- powódź – oznacza czasowe zalanie wodą terenu zazwyczaj niezalanego,
- ryzyko powodzi – oznacza prawdopodobieństwo wystąpienia powodzi o określonej skali wraz z oszacowaniem wynikających z takiej powodzi szkód dla ludzkiego zdrowia, środowiska oraz działalności gospodarczej.

Rozdziały II, III i IV Dyrektywy ustalają przejrzystą koncepcję:

- wyznaczenia obszarów narażonych na znaczne zagrożenie powodziowe (rozdział II, Art. 4, 5 i 6)
- opracowania map zagrożenia powodziowego obejmujących obszary narażone na znaczne zagrożenie powodziowe (rozdział III, Art. 7 i 8)
- rozwinięcia i wdrożenia planów zarządzania zagrożeniem powodziowym w szczególnie narażonych dorzeczech i terenach nadbrzeżnych, jak również skoordynowania mechanizmów opracowania planów zarządzania w obrębie obszarów dorzeczy (rozdział IV, Art. 9, 10, 11 i 12)

Zawarte w rozdziałach III i IV harmonogramy są w pełni zsynchronizowane z harmonogramami wdrażania RDW. Ponadto zapewniona została koordynacja procedur i cykli okresowej charakterystyki obszarów dorzeczy i planów gospodarowania wodami w dorzeczu (przewidzianych w RDW) z opracowaniem map zagrożenia powodziowego i planami zarządzania zagrożeniem powodziowym (przewidzianym w Dyrektywie powodziowej) proponuje się, by państwa członkowskie zintegrowały plany zarządzania zagrożeniem.

Artykuł 14 (informowanie i uczestnictwo społeczeństwa) ustanawia wymóg uczestnictwa społeczeństwa w opracowaniu i przeglądzie planów zarządzania zagrożeniem powodziowym. Proces ten jest również skoordynowany z RDW (Directive ..., 2006).

12.4. Strategia gospodarki wodnej

Strategia gospodarki wodnej została przyjęta przez Radę Ministrów 13 września 2005 r. Nie jest to akt prawny, niemniej rozpatrując uwarunkowania prawne ochrony przeciwpowodziowej należy kierować się podstawowymi tezami tego dokumentu. Strategia ocenia stan obecny gospodarki wodnej w Polsce i definiuje zadania na przyszłość.

Ogólnym celem Strategii jest określenie podstawowych kierunków gospodarki wodnej do roku 2020 oraz sprecyzowanie działań umożliwiających realizację konstytucyjnej zasady zrównoważonego rozwoju w gospodarowaniu wodami. Jednym z trzech celów kierunkowych jest podniesienie skuteczności ochrony przed powodzią poprzez:

- budowę, modernizację oraz utrzymanie urządzeń wodnych zabezpieczających przed powodzią oraz
- koordynację przedsięwzięć służących osłonie i ochronie przeciwpowodziowej państwa.

W rozdziale pt. „Diagnoza gospodarki wodnej” stwierdza się, że: ochrona przeciwpowodziowa to obowiązek publiczny, który musi być realizowany zarówno przez jednostki administracji rządowej, jak i samorządowej. Skuteczność ochrony przed powodzią jest ograniczona z powodu niedostatecznych nakładów na utrzymanie obiektów oraz inwestycje, a także w wyniku braku przykładania należytego znaczenia do działań prewencyjnych. Stała rezerwa powodziowa w zbiornikach jest dalece niewystarczająca. Zaplanowane zbiorniki powodziowe powinny zostać zbudowane możliwie szybko. Zwiększenie retencji w dolinach rzek jest ważnym lecz niedocenianym elementem ochrony przed powodzią. Budowa polderów, obszarów przygotowanych do okresowych zalewów, napotyka na trudności wynikające przede wszystkim z istniejącego zainwestowania. W celu właściwego ukierunkowania działań prewencyjnych zostały opracowane zasady dobrej praktyki w utrzymaniu rzek, w pierwszej kolejności w odniesieniu do rzek i potoków górskich. Kładą one nacisk na wspieranie działań z zakresu retencji naturalnej oraz wskazują na sposoby harmonizowania prac hydrotechnicznych z ochroną ekosystemów wodnych i od wody zależnych.

W „Syntetycznej ocenie stanu gospodarki wodnej” ocenia się, że - pomimo znacznych nakładów na usuwanie skutków dwóch wielkich powodzi z 1997 i 2001 r. – nie udało się naprawić wszystkich zniszczeń. Przyczyny takiego stanu rzeczy wynikają w równej mierze z ograniczenia środków publicznych, jak i z rozproszenia zadań i odpowiedzialności między samorządem terytorialnym a administracją rządową. Strategicznym zadaniem jest

modernizacja i remonty obwałowań chroniących tereny o dużym zainwestowaniu oraz grunty o wysokiej produktywności.

W rozdziale „Osie problemowe” stwierdza się, że braki w utrzymaniu budowli służących ochronie przeciwpowodziowej i zaniedbania z zakresu prawidłowego utrzymania rzek nie pozwalają na minimalizowanie skutków powodzi. Znacząca poprawa bezpieczeństwa powodziowego nie jest możliwa bez doprowadzenia do właściwego stanu koryt rzek i potoków. Do najważniejszych zadań - w skali lokalnej - zalicza się lokalne oczyszczanie międzywał z nadmiernej roślinności, modernizację nieprawidłowo zbudowanych kładek, mostków i przepustów oraz usuwanie tymczasowych zabudowań.

W „Celach kierunkowych gospodarki wodnej oraz działaniach realizacyjnych” Strategia określa środki i działania mające podnieść skuteczność ochrony przed powodzią. Są to :

- opracowanie planów ochrony przeciwpowodziowej dla obszaru kraju,
- właściwe utrzymanie koryt rzecznych i stworzenie warunków dla swobodnego spływu wód powodziowych i lodów,
- zwiększenie retencji dolinowej rzek (wyznaczenie obszarów zalewowych i polderów),
- stymulowanie działań zatrzymujących wodę w glebie poprzez modernizację melioracji szczegółowych (nawadnianie),
- poprawa stanu technicznego budowli hydrotechnicznych zagrażających bezpieczeństwu, w tym obowiązkowe wykonywanie robót remontowych i modernizacyjnych na podstawie monitoringu sprawności technicznej,
- budowa i modernizacja urządzeń przeciwpowodziowych (zbiorników, stopni wodnych, wałów przeciwpowodziowych, polderów),
- utrzymanie rzek i związanej z nimi infrastruktury w dobrym stanie technicznym, odnowienie floty lodołamaczy dla zapewnienia swobodnego spływu wód Wisły i Odry w okresach zlodzenia,
- komunalizacja wałów przeciwpowodziowych (ewentualna sugestia przekazywania obwałowań samorządom lokalnym w celu poprawy ich utrzymania i konserwacji),
- tworzenie systemu obowiązkowych ubezpieczeń majątku od powodzi (Strategia ..., 2005).

W marcu 2006 r. Ministerstwo Środowiska zaproponowało projekt aktualizacji Strategii. Kolejny projekt aktualizacji Strategii Gospodarki Wodnej został opracowany przez Krajowy Zarząd Gospodarki Wodnej i przedstawiony w listopadzie 2006 r. W dziedzinie środków mających służyć realizacji zadań związanych z ochroną przeciwpowodziową projekty te nie odbiegają od treści Strategii.

12.5. Podsumowanie

Powodzie są zjawiskiem naturalnym, które zawsze było, jest i będzie stanowić zagrożenia dla zdrowia i życia ludzi oraz ich mienia i środowiska przyrodniczego. Całkowite wyeliminowanie powodzi jest niemożliwe, ale aktualny stan wiedzy pozwala uzyskać ograniczenie tych zagrożeń. Historia przebiegu największych powodzi w Polsce pokazuje, że podstawą skutecznego zapobiegania i ochrony przeciwpowodziowej są między innymi przejrzyste uwarunkowania prawne, dostosowane do istniejącej sytuacji społecznej, gospodarczej.

Po wstąpieniu Polski do Unii Europejskiej konieczne stało się dostosowanie Prawa wodnego do treści zawartych w dokumentach UE, a przede wszystkim w Ramowej Dyrektywie Wodnej z 2000 r. Zapisy Prawa Wodnego w zakresie ochrony przed powodzią będą się niewątpliwie w najbliższym czasie zmieniać w dostosowaniu do nowych uwarunkowań prawnych Wspólnoty. W Unii Europejskiej istnieje tradycja wspólnotowego prawodawstwa w dziedzinie jakości wody, natomiast kwestie powodzi nie są dotychczas prawnie uregulowane. RDW praktycznie pomija kwestie zarządzania zagrożeniem powodziowym, dlatego też konieczne okazało się opracowanie i wdrażanie nowych dokumentów, dotyczących działań w obliczu powodzi.

Treści zawarte w Prawie Wodnym i proponowanej Dyrektywie powodziowej są spójne z ogólną polityką i celami Unii:

- Od lat osiemdziesiątych europejska polityka w dziedzinie badań naukowych wspiera (w ramach kolejnych programów ramowych) badania poświęcone zarządzaniu zagrożeniem powodziowym.
- Inwestycje obejmujące działania przeciwpowodziowe są finansowane ze środków funduszy strukturalnych i funduszu spójności w ramach unijnej polityki regionalnej
- Finansowanie działań w sytuacjach kryzysowych w przypadku klęski żywiołowej o szerokim zasięgu zapewnia unijny fundusz solidarności.
- Rozporządzenia opracowane w ramach polityki spójności na lata 2007-2013 pozwolą na finansowanie działań przeciwpowodziowych w ramach zapobiegania zagrożeniom.
- Reforma wspólnej polityki rolnej i rozporządzenie w sprawie rozwoju obszarów wiejskich z 2005 r. umożliwiają wsparcie finansowe działań przeciwpowodziowych (przygotowawczych, planowania i środków operacyjnych) (Directive ..., 2006).

W latach 2003-2005 przeprowadzono konsultacje społeczne dotyczące zasadności uchwalenia Dyrektywy powodziowej. W konsultacjach brali udział specjaliści państw

członkowskich, ogólnokrajowych organizacji patronackich, przemysłu, organizacji pozarządowych oraz środowisk naukowych i innych zainteresowanych stron. Konsultacje wykazały szerokie poparcie dla proponowanych uwarunkowań prawnych i programu działań – dla ich zakresu, idei koordynacji na poziomie dorzeczy oraz kluczowych zagadnień, które należy uwzględnić. Eksperti poparli ideę rozwiązań stopniowych, zgodnie z którą najpierw ocenia się zagrożenie powodziowe, następnie (jeśli jest to uzasadnione) opracowuje mapy zagrożenia powodziowego i na koniec opracowuje i wdraża plany zarządzania zagrożeniem powodziowym.

Obszar Unii Europejskiej jest bardzo zróżnicowany pod względem geograficznym, meteorologicznym i hydrologicznym. Dlatego proponowana Dyrektywa powodziowa przewiduje znaczną swobodę w ustalaniu przez poszczególne państwa członkowskie poziomu wymaganej przez nie ochrony przeciwpowodziowej, środków niezbędnych do zapewnienia tej ochrony oraz harmonogramu wdrażania planów zarządzania zagrożeniem powodziowym. Niemniej wszelkie krajowe działania i uwarunkowania prawne muszą być zgodne z postanowieniami na poziomie europejskim, a więc muszą ściśle wiązać się z wdrażaniem Ramowej Dyrektywy Wodnej.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Andreev O.W., Žuravlev U.A.: Voprosy mostovoj gidravliki i gidrologii. Izdatelstvo „Transport”, Moskva 1967.
- [2] Atlas hydrologiczny Polski, IMGW, Wyd. Geol., Warszawa, 1986 i 1987.
- [3] Atlas Obszarów Zalewowych Odry, Gerling, Narodowy Fundusz Ochrony Środowiska i Gospodarki Wodnej, Dolnośląska Fundacja Ekorozwoju, 2000.
- [4] Bednarczyk S., Haftka J.: Metody oszacowania przepływu miarodajnego i kontrolnego wielkich wód za pomocą funkcji rozkładu Poissona-Weibulla. Gospodarka Wodna nr 3, 2001.
- [5] Bednarczyk S., Jarzębińska T., Mackiewicz S., Wołoszyn E.: Wademecum powodzi. Ogólnopolski Program Przeciwdziałania Powodziom, Zeszyt 1, 2002.
- [6] Bednarczyk S., Mackiewicz St.: Powódzie na Bobrze oraz jego dopływach, Materiały Forum Naukowo-Technicznego, t.3, Ustroń k. Wisły, 1997.
- [7] Bednarczyk S., Mackiewicz St.: Powódzie w Polsce i skuteczność ochrony przeciwpowodziowej. Inżynieria Morska i Geotechnika, nr 2, str.55, 1998.
- [8] Bednarczyk S., Mackiewicz St.: Wpływ zabudowy hydrotechnicznej na reżim wód powodziowej rzeki Bóbr. . W: Materiały XVII Ogólnopolskiej Szkoły Hydrauliki, Gdańsk 15-19 września, str.65-70, 1997.
- [9] Bednarczyk S.: Metody weryfikacji pomiarowych ciągów hydrometrycznych, Inżynieria Morska i Geotechnika, Nr 2, 2001.
- [10] Bernier J., Veron R.: Sur quelques difficultés dans l'estimation d'un débit de crue de probabilité donnée. Revue de Statistique Appliquée, Vol.XII, nr 1, 1964.
- [11] Blind H.: Wasserbauten aus Beton, Ernst u.Sohn, Berlin, 1987.
- [12] Bogdanowicz E., Stachy J.: Maksymalne opady deszczu w Polsce. Charakterystyki projektowe, IMGW, Materiały Badawcze, Seria: Hydrologia i Oceanologia, z. 23
- [13] Bolt A., Sterpejkowicz-Wersocki W.: Problemy podtopień budynków w procesach inwestycyjnych na terenach miejskich, Krynica, 2005.
- [14] Bolt A., Sukowski T.: Zmiany zwierciadła wód gruntowych oraz zagrożenia powodziowe wywołane procesami urbanizacyjnymi oraz ich skutki. Fundacja Rozwoju Inżynierii Lądowej, Gdańsk, 2004.
- [15] Borowski K.: Ważniejsze powódzie w Polsce – monografia”, materiały konferencji na temat: „Ochrona przeciwpowodziowa kraju”, SITWiM, Warszawa, 1993.

- [16] Borys M.: Ilość i jakość obwałowań przeciwpowodziowych w Polsce w 2002 r. *Gospodarka Wodna* nr 8, 2003.
- [17] Byczkowski A.: *Hydrologia*, Wydawnictwo SGGW, 1996.
- [18] Byczkowski A.: *Hydrologiczne podstawy projektowania budowli wodno-melioracyjnych*, Państwowe Wydawnictwo Rolnicze i Leśne, Warszawa, 1972.
- [19] Chełmicki W.: *Woda. Zasoby, degradacja, ochrona*. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa, 2001.
- [20] Ciepielowski A., Dąbkowski Sz.L.: Problemy małej retencji w lasach. *Sylwan* 11, 1995
- [21] Ciepielowski A.: *Badania związków pomiędzy podstawowymi parametrami fal wezbraniowych w wybranych profilach rzek*. Wydawnictwo SGGW-AR, Warszawa, 1987.
- [22] Ciepielowski A.: *Podstawy gospodarowania wodą*. Wydawnictwo SGGW, Warszawa, 1999.
- [23] Czarnecka H.: Próba obliczenia współczynnika odpływu i przepływów maksymalnych w małych niekontrolowanych zlewniach na podstawie pokrywy glebowej, *Gospodarka Wodna* nr 8/9, 1976.
- [24] Čugaev R.R.: *Gidravlika, Ènergiâ*, 1975.
- [25] Čugaev R.R.: *Gidrotehničeskie sooruženiâ, (gluhie plotiny)*, Wyššaâ Škola, Moskva, 1975.
- [26] Dębski K.: *Hydrologia*, Warszawa, 1970.
- [27] Dębski K.: *Regulacja rzek. Podstawy projektowania*, SGGW, Warszawa, 1967.
- [28] Directive of the European Parliament and of the Council on the Assessment and Management of Floods (propozycja), 2006.
- [29] Dorzecze Wisły. Dorzecze Odry. Monografie powodzi lipiec 1997 (red.) A. Dubicki, J. Grela, H. Słota, J. Zieliński, IMGW.
- [30] Duband D.: *Hydrologie statistique appofondie*, INP Grenoble, 1978.
- [31] Dyrektywa 2000/60/WE Parlamentu Europejskiego i Rady z dnia 23 października 2000 r. ustanawiająca ramy wspólnotowego działania w dziedzinie polityki wodnej, 2000.
- [32] Dziewoński Z.: *Rolnicze zbiorniki retencyjne*. PWN Warszawa, 1973.
- [33] Eagleson P.S.: *Hydrologia dynamiczna*, PWN Warszawa, 1978.
- [34] Fal B., Bogdanowicz E., Dobrzyńska I.: Powódź w 2001 roku – opis syntetyczny. *Gospodarka wodna* nr 2 str.52-60, 2002.

- [35] Fisher R.A., Tippett L.H.C.: Limiting Forms of the Frequency Distribution of the Largest or Smallest Member of a Sample, Proc. Cambr Phil Soc., s.180-190, 1928.
- [36] Fiszer J., Sarna S.: Zagrożenia i ochrona budynków na obszarach zalewowych, Gospodarka Wodna nr 8, 2001.
- [37] Głuszkiewicz A.: Metody uszczelniania wałów przeciwpowodziowych – doświadczenia
- [38] Głuszkiewicz A.: Wzmacnianie wałów przeciwpowodziowych
- [39] Grišin M.M.: Hidrotehničeskie sooruženiâ, t.2, Wysšaâ Škola, Moskva, 1979.
- [40] Grześ M.: Zatory i powódzie zatorowe na dolnej Wiśle. Mechanizmy i warunki. Instytut Geografii i Przestrzennego Zagospodarowania, PAN Warszawa, 1991.
- [41] Gumbel E. J.: Statistical Theory of Floods and Droughts, Journal of the Institution of Water Engineers, vol.12 n.3, 1958.
- [42] Gumbel E.J.: Methodes graphique pou l’analyse des debits de crue, Houille Blanche nr 5, 1956.
- [43] Gumbel E.J.: Statistics of Extremes, New York, 1958.
- [44] Gutry-Korycka M., Olszewski J.K.: Powierzchniowa retencja depresyjna i jej rola w cyklu hydrologicznym. Przegląd Geofiz. Z. 1-2., 1981.
- [45] Jarzębińska T., Majewski W.: Zagrożenia powodziowe Żuław Wiślanych i Gdańska. W: Problemy Hydrotechniki. Współczesne podstawy planowania i projektowania w inżynierii i gospodarce wodnej. Red. R. Rogala i St. Kostecki. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław, 2003.
- [46] Jensen P., Lebreton J-C.: Quelques résultats expérimentaux concernant les caractéristiques des dunes et leur représentation sur les modèles a fonds mobiles, C.R.E.C, nr 4, série A, 1969.
- [47] Kaczmarek Z.: Metody statystyczne w hydrologii i meteorologii, Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, 1970.
- [48] Kaczmarek Z.: Przedział ufności jako miara dokładności oszacowania prawdopodobnych przepływów powodziowych, Wiadomości Służby Hydrologicznej nr VII, 1960.
- [49] Kiselev P.G.: Spravočnik po gidravličeskim rasčeta, G.E.I., Moskva Leningrad, 1957.
- [50] Kolmogorov A.N.: Osnovnye ponâtiâ teorii veroâtnostej, Moskva-Leningrad, 1933.

- [51] Krakowski M., Niedbała J.: Efekty redukcji fali powodziowej przez ZZW Czorsztyn-Niedzica i Sromowce Wyżne, Materiały Forum Naukowo-Technicznego, t.3, Ustroń k.Wisły, 1997.
- [52] Król H., Soczyńska U.: Wpływ lasu na stosunki hydrologiczne małych zlewni strefy przymorskiej. Wydawnictwo Geologiczne, Warszawa, 1989.
- [53] Lambor J.: Gospodarka wodna na zbiornikach retencyjnych. Arkady, Warszawa, 1962.
- [54] Lambor J.: Hydrologia inżynierska, Arkady, Warszawa, 1971.
- [55] Lambor J.: Metody prognoz hydrologicznych, Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, Warszawa, 1962.
- [56] Larsen P.: Konstruktiver Wasserbau I, Universität Karlsruhe, 1991.
- [57] Mackiewicz St.: Zmiany w konstrukcji i technologii budowy zapór wodnych, Materiały Sesji Naukowej pt.: Współczesne problemy budownictwa i gospodarki wodnej, wyd. Wydział Hydrotechniki Politechniki Gdańskiej, Gdańsk, 1992.
- [58] Majewski W., Jarzębińska T.: Powódź w Gdańsku w lipcu 2001, Materiały XXI Ogólnopolskiej Szkoły Hydrauliki, Sasino, 17-21 września, str.73-78, 2001.
- [59] Majewski W.: Powodzie zatorowe i sztormowe, Inżynieria Morska i Geotechnika, nr2, str.69-73, 1998.
- [60] Majewski W.: Powodzie zatorowe i sztormowe, Materiały XVII Ogólnopolskiej Szkoły Hydrauliki, Gdańsk, wrzesień, 1997.
- [61] Majewski W.: Powodzie: od ochrony przeciwpowodziowej do zarządzania powodzią. W: Materiały Seminarium „Nowe podejście do zagadnień ochrony przeciwpowodziowej”, Gdańsk 21-22 października 2004, Wyd. IBW PAN, 2004.
- [62] Makowski J.: Dolna Wisła i jej obwałowania, historyczne kształtowanie, obecny stan i zachowanie w czasie znacznych wezbrań. Część druga: odcinek od Torunia do Białej Góry. IBW PAN, Biblioteka Naukowa Hydrotechnika nr 27, Gdańsk, 1998.
- [63] Makowski J.: Wały przeciwpowodziowe Dolnej Wisły, historyczne kształtowanie, obecny stan i zachowanie w czasie znacznych wezbrań, wyd. IBW PAN, Gdańsk, 1993.
- [64] Mamak W.: Regulacja rzek i potoków, Arkady, Warszawa, 1958.
- [65] Mierkiewicz M., Wezbrania i powodzie, Materiały IMGW, maszynopis, 2005.
- [66] Miguel J.: Guide pratique d'estimation des probabilités de crues, Eyrolles, Paris, 1984.

- [67] Mikulski Z.: Powódź jako odwieczna klęska żywiołowa. *Gospodarka Wodna* nr 11, str. 364-370, 1997.
- [68] Mioduszewski W.: Mała retencja a ochrona zasobów wodnych. *Gospodarka Wodna* nr 3, 1997.
- [69] Mioduszewski W.: Ochrona i kształtowanie zasobów wodnych w małych rolniczych zlewniach rzecznych. Metodyczne podstawy rozwoju małej retencji. Wydawnictwo IMUZ, *Mat. Informacyjne* 25., 1994.
- [70] Mitosek H.: Informacyjne kryterium Akaike I jego wykorzystanie w hydrologii. *Przegląd Geofizyczny*, z. 1, 1993.
- [71] Mokwa M.: Sterowanie procesami fluwialnymi w korytach rzek przekształconych antropogenicznie, *Zeszyty Naukowe Akademii Rolniczej we Wrocławiu* Nr 439, Wrocław, 2002.
- [72] Nachlik E., Baran K.: O potrzebie i możliwości powiększenia lokalnej retencji dolin rzecznych na przykładzie Górnej Wisły, *Materiały XVII Ogólnopolskiej Szkoły Hydrauliki*, Gdańsk-Sobieszewo, 1997.
- [73] Nachlik E., Kostecki S., Gądek W., Stochmal R.: Strefy zagrożenia powodziowego. *Biuro Koordynacji Projektu Banku Światowego we Wrocławiu*, 2000.
- [74] Nachlik E., Wit M.: Hydrauliczne podstawy projektowania pracy polderów dla wspomagania ochrony Krakowa przed powodzią, *Materiały XVII Ogólnopolskiej Szkoły Hydrauliki*, Gdańsk-Sobieszewo, 1997.
- [75] Norma niemiecka DIN 19661 Richtlinien Wasserbauwerke – Solenbauwerke. Teil 2, West Berlin, 1978.
- [76] Ochrona przed powodzią, *Praca zbiorowa NOT, Dział Szkolenia i Wydawnictw*, Warszawa, 1975.
- [77] Ochrona przed powodzią. *Praca zbiorowa pod red. K. Mosieja i A. Ciepielowskiego*. IMUZ Falenty, 1992.
- [78] Operation of Hydraulic Structures of Dams, *Bulletin* 49^a, 1986.
- [79] Ozga-Zielińska M., Brzeziński J., Ozga-Zieliński B.: Zasady obliczania największych przepływów o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia, *IMGW Materiały Badawcze seria: Hydrologia i Oceanologia*, Warszawa, 1994.
- [80] Ozga-Zielińska M., Brzeziński J.: *Hydrologia stosowana*, PWN, Warszawa, 1994.

- [81] Ozga-Zielińska M., Kupczyk E., Ozga-Zieliński B., Suligowski R., Niedbała J., Brzeziński J.: Powodziogenność rzek pod kątem bezpieczeństwa budowli hydrotechnicznych. Materiały Badawcze IMGW, Seria Hydrologia, nr 29, 2003.
- [82] Parczewski W.: Warunki powstawania i przewidywania nagłych wezbrań na małych ciekach, Pr. PIHM, z. 64, 1962.
- [83] Pearson K.: Contributions to the Mathematical Theory of Evolution Skew Variations on Homogeneous Material, Phil. Trans. Royal Soc., 1895.
- [84] Piasecki J.: Przebudowa zbiornika Bukówka na rz.Bóbr, Zeszyty Naukowe Akademii Rolniczej we Wrocławiu nr 234, Wrocław, 1993.
- [85] Powódź 1997. Materiały Forum Naukowo-Technicznego, Ustroń, 10-12 września 1997.
- [86] Powódź 2001. Materiały Okrągłego Stołu, IMGW, Warszawa, 12 lutego 2002.
- [87] Powódź zatorowa na Wiśle w rejonie Zbiornika Włocławek w zimie 1982 (red.) W. Majewski, Komitet Gospodarki Wodnej PAN, seria: Monografie, Wyd. Geologiczne, Warszawa, 1985.
- [88] Radczuk L., Szczegielniak C., Olearczyk D.: Propozycja jednolitego schematu inwentaryzacji małej retencji. Gospodarka Wodna nr 3, 1997.
- [89] Radczuk L., Szymkiewicz R., Jełowicki J., Żyszkowska W., Brun J.-F.: Wyznaczanie stref zagrożenia powodziowego. Seria: Ograniczenie skutków powodzi w skali lokalnej. SAFEGE, 2001.
- [90] Radczuk L., Żyszkowska W.: Sposoby wykorzystania stref zagrożenia powodziowego, Biuro Koordynacji Projektu Banku Światowego, Wrocław, 2001.
- [91] Ramette M.: Protection de talus au mogen d'enrochements, Bulletin du Centre de Recherches et d'Essais de Chatou, Nr 3, 1963.
- [92] Rehboock T.: Verwahren zur Bestimmung des Brückenstaues bei rein strömendem wasserdurch fluss. Der Bauingenieur, 1921.
- [93] Reinfert J. i inni: Angebotskomplex technologische Linie Gewässerbau, Wasserwirtschaft und Wassertechnik nr 3, 1975.
- [94] Révéniéras G.: L'Hydrologie de l'ingénieur, Eyrolles, 1960.
- [95] Rozporządzenie Ministra Ochrony Środowiska, Zasobów Naturalnych i Leśnictwa z dn. 20.12.1996, Dz.U. nr 21, 1997.
- [96] Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 30 maja 2000 roku w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie, Dz.U. nr 63, poz. 735, 2000.

- [97] Ryszkowski L., Kędziora A.: Mała retencja wody w krajobrazie rolniczym. *Gospodarka Wodna* nr 3, 1997.
- [98] Sasim M., Mierkiewicz M.: Powódź w dorzeczu środkowej i dolnej Wisły w lipcu 2001. *Gospodarka Wodna* nr 1 str.10-16, 2002.
- [99] Sawicki J.: Przepływy ze swobodną powierzchnią, PWN Warszawa, 1998.
- [100] Soczyńska U.: Geomorfologiczne podstawy symulacji hydrogramu w zlewni niekontrolowanej, *Przegląd Geofizyczny*, z. 2, 1987.
- [101] Soczyńska U.: Predykcja opadów i wezbrań o zadanym czasie powtarzalności, 1997.
- [102] Soczyńska U.: Procesy hydrologiczne. Fizycznogeograficzne podstawy modelowania. PWN Warszawa, 1989.
- [103] Soczyńska U.: Symulacja hydrogramów o zadanym czasie powtarzalności na podstawie analizy opadów, *Przegląd Geofizyczny* Z. 2, 1989.
- [104] Soczyńska U.: Zastosowanie modeli matematycznych do obliczeń przepływu w zlewniach niekontrolowanych, *Przegląd Geofizyczny* z. 1/2, 1982.
- [105] Sokołowski J., Mosiej K.: Ocena starych obwałowań przeciwpowodziowych dorzecza Wisły ze szczególnym uwzględnieniem ich modernizacji w woj. płockim, wyd. Zeszyty Naukowe Akademii Rolniczej we Wrocławiu, Inżynieria Środowiska V nr 234, 1993.
- [106] Stachy J., Fal B., Dobrzyńska I., Hołdakowska J.: Wezbrania rzek polskich w latach 1951 – 1990, IMGW, Materiały badawcze, s. Hydrologia i Oceanologia, z. 20, 1996.
- [107] Stachy J., Fal B.: Zasady obliczania maksymalnych przepływów prawdopodobnych, *Prace Inst. Bad. Dróg i Mostów*, Nr 3-4, 1986.
- [108] Stalman V.: Überströmungssicherung von Deichen, *Wasser und Boden*, nr 3, 1980.
- [109] Strategia gospodarki wodnej: Ministerstwo Środowiska, Warszawa, 2005.
- [110] Svetličić: Hidraulika otvorenih koryta, Zagreb, 1977.
- [111] Symposium Ogólnokrajowe NOT, „HYDROTECHNIKA”, Nr IV,V,VI,VII, rok 2001,2002,2003,2004.
- [112] Szymkiewicz R.: Hydrologia, Politechnika Gdańska, 1990.
- [113] Ustawa Prawo wodne z dnia 18 lipca 2001 r. (Dz. U. nr 115 poz. 1229 z dnia 11 października 2001 r.) wraz z późniejszymi poprawkami.
- [114] Van Bendegom: *Rovetmens*, ICHE, Delft, 1966.
- [115] Ven Te Chow: *Open Channel Hydraulics*, Mc Graw Hill, New York, 1952.

- [116] Vischer D., Huber A.: Wasserbau, Springer-Verlag, Berlin, 1980.
- [117] Więzik B. Metody jednostkowego hydrogramu odpływu, Materiały Konferencji Problemy hydrologii i meteorologii małych zlewni rzecznych, Wrocław, 1984.
- [118] Wołoszyn E., Kupczyk E., Karwowski C.: General Description of Winter Season Runoff Model, J. of Hydrological Sciences, vol. 6, nr 3-4, 1979.
- [119] Wołoszyn E.: Selection of design Storms – Polish experiences. Proc. International Symposium on Water Management and Hydraulics Eng. Dubrovnik, 1998.
- [120] Wołoszyn E.: The Catastrophic Flood in Gdansk on July 2001. NATO Science Series , Kluwer Academic Publishers, Proc. of Wołoszyn E the NATO Advanced Research Workshop on Urban Water Management, Borovetz, Bulgaria, Oct., 2002.
- [121] Wołoszyn E.: Polish Rainfall-Runoff Investigations and Modification of Rational Method, Atmospheric Research, vol. 27, No.1-3, Dec.1991, Elsevier, pp.221-229, 1991.
- [122] Wołoszyn J., Czamara W., Eliasiewicz R., Krężel J.: Regulacja rzek i potoków, Akademia Rolnicza Wrocław, 1994.
- [123] Wszelaczyński W.: Wpływ zarastania kanałów na przepływ wody. Zeszyty Naukowe Politechniki Gdańskiej Nr 184, Budownictwo Wodne XVII, 1972.
- [124] Zapory a powodzie (wytyczne i przykłady), Biuletyn 125 CIGB-ICOLD 2003, wyd. IMGW, Warszawa, 2005.
- [125] Żbikowski A., Żelazo J.: Ochrona środowiska w budownictwie wodnym, Agencja Wydawnicza FALSTAFF, Warszawa, 1993.
- [126] Żelazo J.: Badania prędkości i oporów przepływu w naturalnych korytach rzek nizinnych. Rozprawy SGGW, Warszawa, 1992.