

POLITECHNIKA KRAKOWSKA  
im. Tadeusza Kościuszki  
WYDZIAŁ INŻYNIERII ŚRODOWISKA  
Instytut Inżynierii i Gospodarki Wodnej

## PRACA DOKTORSKA

# Modelowanie matematyczne opróżniania rurociągów przesyłowych

mgr inż. Natalia Mionczyńska

Promotor:  
Dr hab. Wanda Kowalska,  
prof. Politechniki Krakowskiej

Kraków 2006



*Składam serdeczne podziękowania  
**Pani dr hab. Wandzie Kowalskiej, prof. PK**  
za merytoryczne ukierunkowanie pracy,  
czas poświęcony przy jej realizacji i dużą życzliwość.*



## Spis treści

<b>Podstawowe oznaczenia</b> .....	4
<b>1. Wprowadzenie do problemu</b> .....	10
<b>2. Teza i cel pracy</b> .....	13
<b>3. Zakres pracy</b> .....	15
<b>4. Inżynierska metoda obliczania czasu opróżniania rurociągów</b> .....	19
<b>5. Matematyczny model nieustalonego procesu opróżniania rurociągów</b> .....	25
5.1. Model uwzględniający zależność parametrów przepływu od czasu w postaci funkcji ciągłych .....	26
5.2. Matematyczny model opróżniania rurociągu przy dyskretnej zmienności przebiegu procesu w czasie .....	40
5.2.1. Ogólna postać równań modelu .....	40
5.2.1.1. Straty hydrauliczne .....	41
5.2.1.1.1. Straty liniowe (na długości) .....	41
5.2.1.1.2. Straty miejscowe (na przeszkodzie) .....	45
5.2.1.2. Straty hydrauliczne w ruchu nieustalonym .....	59
5.2.2. Szczegółowa postać modeli matematycznych opisujących proces opróżniania rurociągu .....	62
5.2.2.1. Opróżnianie rurociągu w przypadku zbieżnego układu przewodów .....	67
5.2.2.2. Opróżnianie rurociągu w przypadku rozbieżnego układu przewodów ...	74
<b>6. Rozwiązanie układu równań modelu (zbieżny układ przewodów)</b> .....	79
<b>7. Rozwiązanie układu równań modelu (rozbieżny układ przewodów)</b> .....	86
<b>8. Program komputerowy i przypadki obliczeniowe</b> .....	91
<b>9. Rezultaty dokonanych obliczeń</b> .....	103
<b>10. Podstawowe wnioski</b> .....	159
<b>Literatura</b> .....	162

*Podstawowe oznaczenia*

Uwaga: Indeksy  $k$  i  $l$  odnoszą się do rurociągów odwadnianych, indeks  $m$  dotyczy rurociągu odwadniającego

$a$	- przyspieszenie,
$A$	- pole powierzchni poprzecznego przekroju rurociągu,
$A_l, A_k$	- pole poprzecznego przekroju rurociągu $l$ i $k$ ,
$C$	- obwód zwilżony przekroju poprzecznego przewodu,
$d$	- średnica rurociągu,
$d_l, d_k, d_m$	- średnica rurociągu, odpowiednio: $l, k$ i $m$ ,
$E_{kprl}$	- wysokość energii kinetycznej tuż przed punktem rozgałęzienia w przewodzie $l$ ,
$E_{kzk}, E_{kzl}$	- wysokość energii kinetycznej na poziomie zwierciadła wody, odpowiednio w przewodach $k$ lub $l$ ,
$E_{kzrk}, E_{kzrm}$	- wysokość energii kinetycznej tuż za rozgałęzieniem, odpowiednio: w przewodach $k$ lub $m$ ,
$g$	- przyspieszenie ziemskie,
$h_d$	- wysokość strat liniowych,
$h_{dk}, h_{dl}$	- wysokość strat liniowych, odpowiednio: dla przewodu $k$ oraz $l$ ,
$h_i$	- wysokość oporów inercjalnych,
$h_p$	- wysokość strat miejscowych,
$h_{p rp}$	- wysokość strat miejscowych spowodowanych nagłym rozszerzeniem przekroju,
$h_{p t}$	- wysokość strat miejscowych przy trójkowym rozgałęzieniu przewodów,
$h_{p v_k-v_k}, h_{p v_l-v_l}$	- wysokość strat miejscowych przy zmianie kierunku, odpowiednio: dla przewodu $k$ oraz $l$ ,

$h_{p_{\nu_k-\nu_m}}$	- wysokość strat miejscowych na trójniku przy przejściu z przewodu $k$ na $m$ ,
$h_{p_{\nu_l-\nu_k}}$	- wysokość strat miejscowych na trójniku przy przejściu z przewodu $l$ na $k$ ,
$h_{p_{\nu_l-\nu_m}}$	- wysokość strat miejscowych na trójniku przy przejściu z przewodu $l$ na $m$ ,
$h_{p_z}$	- wysokość strat miejscowych na zasuwie,
$h_{p_{zp}}$	- wysokość strat miejscowych spowodowanych nagłym zmniejszeniem przekroju,
$h_p$	- aktualne napełnienie zbiornika gwarantujące odpowiednią ilość wody przeznaczoną na cele przeciwpożarowe,
$h_{p_{max}}, h_{p_{min}}$	- napełnienie zbiornika gwarantujące dostarczenie wody dla celów przeciwpożarowych, odpowiednio: maksymalne i minimalne,
$h_{str}$	- wysokość strat energii mechanicznej strumienia wody między dwoma przekrojami rurociągu,
$h_u$	- napełnienie zbiornika gwarantujące odpowiednie zaopatrzenie w wodę odbiorców,
$h_{u_{max}}$	- maksymalne napełnienie zbiornika gwarantujące wykorzystanie wody przez odbiorców,
$H_{k_j}, H_{l_j}$	- wysokość położenia punktu początkowego $j$ -tego odcinka rurociągu $k$ oraz $l$ względem punktu rozgałęzienia,
$H_{k_{zw}}, H_{l_{zw}}$	- aktualna rzędna zwierciadła wody, odpowiednio w przewodzie $k$ oraz $l$ ,
$H_k, H_l$	- różnica między rzędą najwyżej położonego punktu rurociągu a rzędą punktu połączenia z przewodem spustowym, odpowiednio dla rurociągu $k$ i rurociągu $l$ ,
$H_m$	- różnica między rzędą najwyższego punktu rurociągu $m$ a rzędą wylotu rurociągu spustowego,

$H_{m o}$	- zatopienie wylotu spustu, liczone od środka ciężkości otworu spustowego,
$H_{max}$	- wysokość maksymalnego ciśnienia wody u odbiorcy,
$H_{w min}$	- wysokość minimalnego ciśnienia wody wymaganego u odbiorcy,
$H_p$	- wysokość ciśnienia wody wykorzystywanej dla celów przeciwpożarowych,
$H_{poż}$	- maksymalna wysokość ciśnienia wody wykorzystywanej dla celów przeciwpożarowych,
$H_u$	- wysokość ciśnienia wody u odbiorców,
$k$	- chropowatość bezwzględna przewodu,
$K_g$	- wskaźnik gotowości wykorzystywany przy ocenie niezawodności systemu wodociągowego,
$l$	- długość rurociągu,
$l_{ok}, l_{ol}$	- liczba odcinków przewodu o różnych spadkach, odpowiednio: dla przewodu $k$ lub $l$ ,
$m$	- masa,
$n_{ok}, n_{ol}$	- numer odcinka przewodów $k$ lub $l$ , na którym rzędna zwierciadła wody wynosi odpowiednio: $z_k$ lub $z_l$ ,
$p$	- ciśnienie w środku ciężkości przekroju poprzecznego strumienia,
$p_a$	- ciśnienia atmosferyczne,
$p_{bezwzgl}$	- ciśnienie bezwzględne,
$p_{wk zr}, p_{wl pr}, p_{wm zr}$	- ciśnienia względne w przewodzie $k, l$ i $m$ w odległości $ds$ od punktu rozgałęzienia osi przewodu,
$p_{wzgl}$	- ciśnienie względne,
$p_\tau$	- napężenie styczne,
$Q$	- natężenie przepływu,
$Q_d, Q_o$	- intensywność dopływu oraz odpływu w czasie $\Delta t$ ,

$Q_{max}, Q_{min}$	- natężenie godzinowego zużycia wody odpowiednio: maksymalne lub minimalne,
$Q_p$	- przepływ wody dla celów przeciwpożarowych,
$Q_u$	- godzinowe zużycie wody,
$S$	- stopień przymknięcia zasuw,
$t$	- czas,
$t_p, t_d$	- czas opróżniania rurociągu wyznaczony odpowiednio: na podstawie programu obliczeniowego lub doświadczalnie,
$T_n$	- średni czas naprawy obiektu,
$T_{nn}$	- średni czas kontroli obiektu po naprawie i włączenia go do pracy systemu,
$T_{nr}$	- średni czas naprawy rzeczywistej,
$T_o$	- średni czas odnowy,
$T_{on}$	- średni czas oczekiwania obiektu na naprawę,
$T_{pb}$	- średni czas bezawaryjnej pracy,
$T_{pu}$	- średni czas, jaki upływa od momentu powstania uszkodzenia do momentu jego zgłoszenia,
$T_{rp}$	- średni czas, jaki upływa od momentu przyjęcia zgłoszenia awarii do momentu rozpoczęcia prac naprawczych,
$\mathbf{v}$	- wektor prędkości wody,
$\bar{v}$	- średnia prędkość wody w przekroju poprzecznym rurociągu,
$\bar{v}_k, \bar{v}_l, \bar{v}_m$	- średnia prędkość przepływu wody odpowiednio w rurociągu $k, l$ i $m$ ,
$v_{max}$	- maksymalna prędkość przepływu wody w czasie eksploatacji przewodu,
$v_{pluk}$	- prędkość wody w rurociągu w czasie jego płukania,
$x, y, z$	- współrzędne kartezjańskiego układu,
$z$	- wysokość położenia przekroju,
$z_k, z_l, z_m$	- poziom zwierciadła wody odpowiednio w rurociągu $k, l$ i $m$ ,



$\alpha$	- współczynnik Coriolisa (de Saint Venanta),
$\gamma$	- ciężar właściwy cieczy,
$\delta, \varphi$	- kąt pomiędzy poziomą, dodatnią półosią $x$ a kierunkiem osi odpowiednio: przewodu spustowego lub opróżnianego o zwrocie zgodnym z kierunkiem płynięcia wody,
$\Delta t$	- obliczeniowy krok czasowy,
$\zeta_p$	- współczynnik miejscowych strat ciśnienia,
$\zeta_{p_{rp}}$	- współczynnik miejscowych strat ciśnienia przy nagłym rozszerzeniu przekroju przewodu,
$\zeta_{p_t}$	- współczynnik miejscowych strat ciśnienia przy rozgałęzieniu przewodów,
$\zeta_{p_{v_k-v_k}}, \zeta_{p_{v_l-v_l}}$	- współczynnik miejscowych strat ciśnienia przy zmianie kierunku, odpowiednio: dla przewodu $k$ oraz $l$ ,
$\zeta_{p_{v_k-v_m}}, \zeta_{p_{v_l-v_m}}$	- współczynnik miejscowych strat ciśnienia przy przejściu końcowego odcinka przewodu $k$ i $l$ w przewód $m$ ,
$\zeta_{p_{v_l-v_k}}$	- współczynnik miejscowych strat ciśnienia przy przejściu końcowego odcinka przewodu $l$ w przewód $k$ ,
$\zeta_{p_z}$	- współczynnik miejscowych strat ciśnienia na zasuwie,
$\zeta_{p_{zp}}$	- współczynnik miejscowych strat ciśnienia przy nagłym zmniejszeniu przekroju,
$\lambda$	- współczynnik oporów liniowych,
$\mu$	- współczynnik intensywności odnowy,
$\nu$	- lepkość kinematyczna,
$\rho$	- gęstość,
$\phi$	- kąt zawarty między osią przewodu głównego i osią przewodu odgałęzionego,
$\chi$	- współczynnik kontrakcji,
$\omega(t)$	- parametr strumienia uszkodzeń obiektu.

*1. Wprowadzenie do problemu*

Do dostarczania wody na potrzeby bytowe ludności, a także dla przemysłu i rolnictwa służą systemy zaopatrzenia w wodę. W zależności od wielkości zaopatrywanego obszaru są to systemy wodociągowe regionalne, ponadregionalne i krajowe. Muszą one zagwarantować utrzymanie ciągłego dopływu wody do odbiorców przy zachowaniu odpowiedniego ciśnienia, również w okresach szczytowego zapotrzebowania na wodę oraz zapewnić właściwą jej jakość.

Odległości pomiędzy ujęciem wody a miejscem jej odbioru przez użytkownika od lat wzrastają. W wielu krajach są to odległości sięgające kilkuset kilometrów. Przykładem jest rurociąg „Kolorado” o długości rzędu 400 km, którego trasę przedstawiono na rysunku Z-1.3. Innym przykładem jest rurociąg zaopatrujący miasto Tunis, który ma długość około 130 km (zob. załącznik, rys. Z-1.4). W Polsce odległości te dochodzą do kilkudziesięciu kilometrów, na przykład długość rurociągu Raba – Kraków, mającego swój początek w zbiorniku Dobczyckim, wynosi 20 km (rys. Z-1.5). Dla zapewnienia sprawnego działania każdego rurociągu, zwłaszcza dosyłowego, konieczne jest wykonywanie jego przeglądu, czyszczenia, remontu, usuwanie zdarzających się awarii, a także konieczna jest wymiana rurociągów lub ich uzbrojenia. W każdym z tych przypadków zachodzi potrzeba wyłączenia przewodów z eksploatacji, a następnie opróżnienia danego rurociągu lub jego fragmentu. Oznacza to, że nastąpi uciążliwa dla odbiorców przerwa w dostawie wody. Szczególnie istotne znaczenie ma to w przypadku przewodów tranzytowych i magistralnych, zaopatrujących większą liczbę odbiorców, gdyż z uwagi na długość tych przewodów i znaczny ich przekrój poprzeczny czas opróżniania jest długi.

Określenie w sposób wiarygodny czasu opróżnienia rurociągów jest bardzo istotne z uwagi na pożądane ograniczenie czasu niedostatecznego zaopatrzenia w wodę odbiorców w przypadku awarii czy remontu. O całkowitym czasie niesprawności rurociągu decyduje czas jaki upłynął od chwili wystąpienia awarii do chwili, kiedy została ona odnotowana, czas do momentu podjęcia decyzji dotyczącej sposobu naprawy rurociągu, czas dojazdu do miejsca awarii, opróżnienia przewodu, jego naprawy oraz powtórnego włączenia do eksploatacji. W przypadku rurociągów o znacznej długości i dużej średnicy (przewody tranzytowe i magistralne), czas ich opróżniania stanowi znaczną część czasu niesprawności i z tego powodu jest to, jak wspomniano, problem ważny.

Przy projektowaniu i eksploatacji systemów wodociągowych ustala się kryteria niezawodności, spełnienie których gwarantuje odpowiednie prawdopodobieństwo właściwego dostarczania wody przez system. Dla oceny niezawodności wszystkich obiektów wchodzących w skład takiego systemu wyznacza się parametry zwane wskaźnikami niezawodnościowymi. Podstawą ich określenia jest przede wszystkim analiza procesu eksploatacji obiektów, w której bierze się pod uwagę zadania stawiane obiektowi oraz uwzględnia jego specyfikę i wymagany poziom niezawodności. Przy ocenie niezawodności całego systemu zaopatrzenia w wodę konieczne jest między innymi określenie czasu odnowy rurociągu, którego składnikiem jest - powtórzmy ponownie - czas opróżniania przewodów z wody.

Ustalenie zależności czasu opróżniania przewodów wodociągowych od parametrów geometrycznych rurociągu i urządzeń odwadniających pozwoli na takie ich zaprojektowanie, aby czas ten był jak najkrótszy. Możliwość dokładnego określenia czasu opróżniania odcinków przewodów pozwoli również na zaprojektowanie odpowiedniego rozmieszczenia uzbrojenia rurociągów (np. zasuw). Umiejętność dokładnego określenia czasu opróżniania rurociągów pozwoli także na precyzyjne zaplanowanie czynności związanych z remontem, naprawą lub usuwaniem awarii w systemie wodociągowym. Wpłynie to na sprawniejszą organizację tych czynności, a w rezultacie na maksymalne zmniejszenie długości przerwy w dostarczaniu wody do odbiorców. Problem czasu opróżniania ma duże znaczenie zarówno z punktu widzenia teorii jak i praktyki projektowania rurociągów w systemie wodociągowym.

Wydaje się niewątpliwe, że dotychczas stosowane inżynierskie metody określania czasu opróżniania przewodów powinny być uściśnione. Obecnie stosowane formuły obliczeniowe dają jedynie przybliżone wyniki, gdyż nie uwzględniają nieustalonego charakteru ruchu wody w przewodzie podczas jego opróżniania, a także lokalnych strat energii strumienia. Wzory te z całą pewnością są użyteczne, lecz mogą być stosowane przede wszystkim dla rurociągów o ograniczonych długościach oraz przy określonych stosunkach średnic przewodu spustowego i opróżnianego.

W tej sytuacji, aby dokładniej móc wyznaczyć czas opróżniania przewodów, szczególnie tranzytowych i magistralnych, niezbędne jest sformułowanie matematycznego modelu opisującego nieustalony odpływ wody z rurociągu w trakcie jego opróżniania. Model taki powinien być uzupełniony programem komputerowym, który umożliwi dokonanie wielokrotnych symulacji procesu opróżniania rurociągów w różnych warunkach ich funkcjonowania. Pozwoli to na zaprojektowanie takiego rozwiązania technicznego, przy którym odwodnienie przewodu będzie możliwie najkrótsze. Wpłynie to na podwyższenie niezawodności działania danego systemu wodociągowego.

## *2. Teza i cel pracy*

**Stawia się tezę, że jeśli do opisu procesu opróżniania tworzących system zaopatrzenia w wodę rurociągów przesyłowych wykorzystany zostanie model matematyczny, który uwzględni nieustalony charakter ruchu wody, uzyska się możliwość określenia odpowiadającej rzeczywistości wartości czasu opróżnienia tych rurociągów.**

W świetle tak postawionej tezy zasadniczym celem pracy jest sformułowanie wspomnianego wyżej matematycznego modelu odpływu wody podczas opróżniania rurociągów tranzytowych i magistralnych, a następnie zastosowanie go w obliczeniach. Szczegółowe cele pracy obejmują zatem:

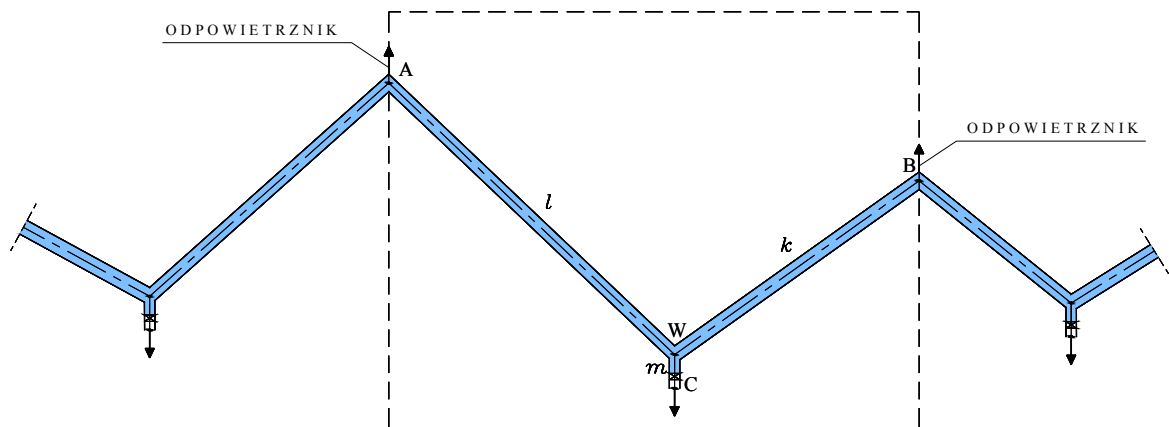
- wyprowadzenie odpowiednich równań,
- zaproponowanie sposobu ich rozwiązania,
- opracowanie programu komputerowego,
- przeprowadzenie przykładowych obliczeń symulacyjnych dla wybranych przypadków opróżniania przewodów wodociągowych.

Badania symulacyjne ujęte w niniejszej rozprawie, przeprowadzone przy wykorzystaniu opracowanego modelu matematycznego, dotyczą układu dwóch przewodów odwadniających połączonych w węźle z przewodem spustowym. W badaniach wzięto pod uwagę różną długość odcinków przewodu, różne kąty nachylenia rurociągów oraz średnice przewodów, różne warunki zatopienia wylotu przewodu spustowego. Uwzględniono pracę urządzeń zamykających rurociąg i urządzeń napowietrzających, a do równań opisujących proces opróżniania układu wodociągowego włączono straty energii strumienia na długości przewodów, straty lokalne oraz opory bezwładności cieczy.

Pracę zakończono wnioskami, które posłużyć mogą praktycznym poczynaniom w trakcie projektowania, eksploatacji rurociągów i w czasie ich napraw.

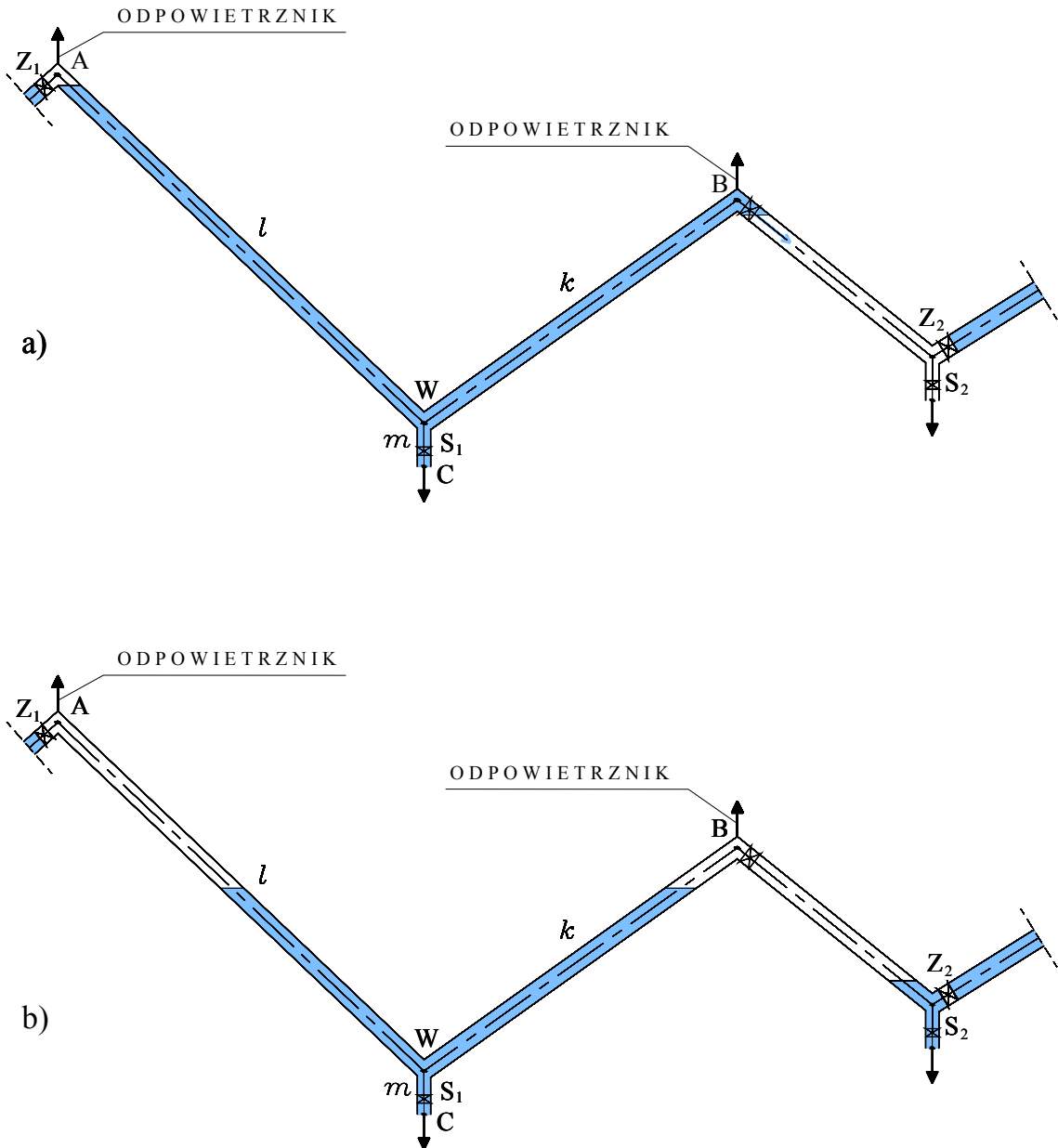
### *3. Zakres pracy*

W niniejszej pracy rozważa się układ przewodów pokazany na rysunku 3.1, przy czym analizuje się opróżnianie jednego z segmentów tego układu zaznaczonego na rysunku 3.1 linią przerywaną. Segment ten składa się z przewodu  $l$  ograniczonego punktami  $A$  i  $W$ , przewodu  $k$  pomiędzy punktami  $B$  i  $W$  oraz przewodu spustowego  $m$  zawartego pomiędzy punktami  $W$  i  $C$ . W najwyższych punktach przewodów opróżnianych  $l$  i  $k$  usytuowane są odpowietrzniki. W każdym omawianym przypadku istnieje możliwość opróżnienia układu przewodów poprzez otwarcie zasuwy, która zamontowana jest na rurociągu spustowym. W pracy rozpatrzono dwie możliwe sytuacje, które określają warunki przepływu wody przez przewód  $k$ . W pierwszej założono, że otwarty jest zawór usytuowany w najwyższym punkcie przewodu  $k$ , co jest równoznaczne z możliwością ruchu wody w przewodzie  $k$  do następnego fragmentu tego przewodu (rys.3.2). W przypadku drugim przyjęto, że zawór ten jest zamknięty (rys.3.3).



Rys. 3.1. Schemat układu przewodów  $l$ ,  $k$  i  $m$



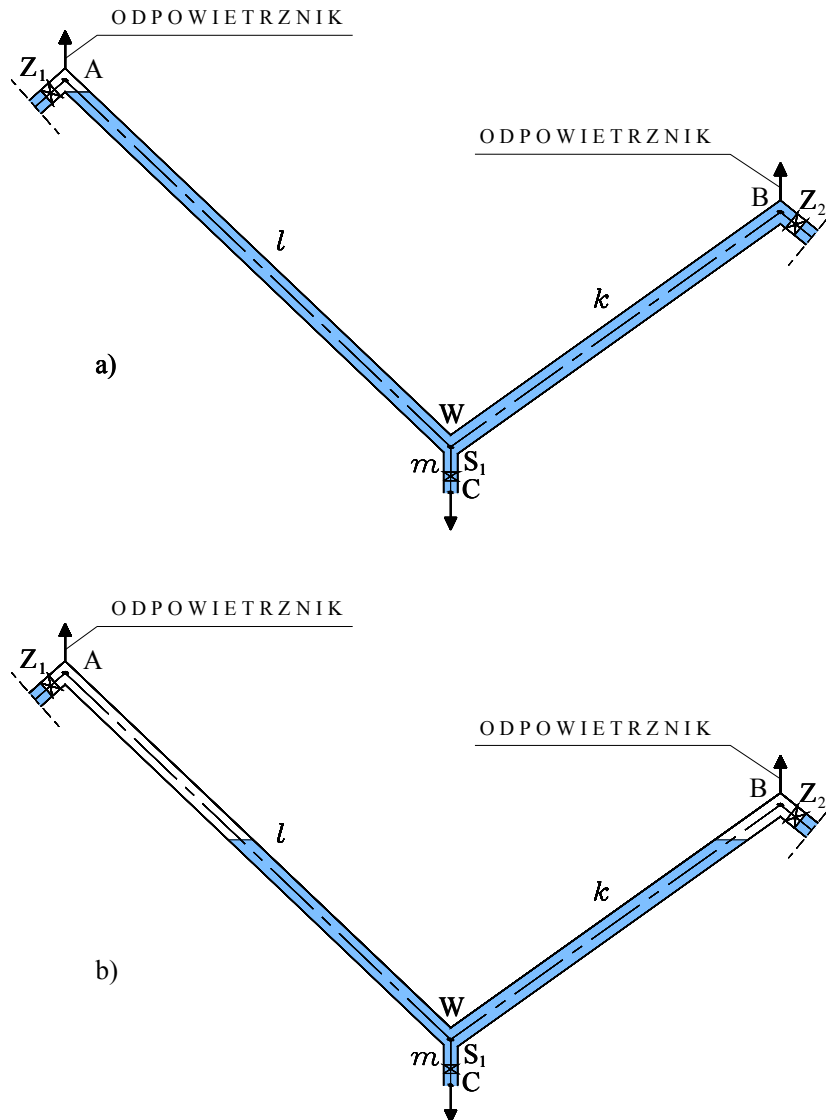


**Rys. 3.2.** Opróżnianie układu przewodów  $l$  i  $k$  w przypadku, gdy zawór w najwyższym punkcie przewodu  $k$  jest otwarty

- początkowa chwila opróżniania
- sytuacja po obniżeniu się zwierciadła wody w przewodach  $l$  i  $k$  poniżej punktu B

W przypadku pierwszym przed rozpoczęciem opróżniania segmentu rurociągu zostają zamknięte zawory  $Z_1$  i  $Z_2$ . Następnie otwiera się zasuwy na przewodach spustowych  $S_1$  i  $S_2$ . W pierwszej fazie opróżniania woda z przewodu  $l$  przepływa do przewodu  $k$  i  $m$ . Od chwili gdy poziom wody w przewodzie  $l$  obniży się do najwyższego punktu przewodu  $k$  następuje odpływ wody z przewodu  $l$  wyłącznie do  $m$  oraz z  $k$  do  $m$ .

W drugim przypadku opróżnianie segmentu rurociągu rozpoczyna się od zamknięcia zaworu  $Z_1$  i  $Z_2$ , a następnie otwiera się zasuwę na przewodzie spustowym  $S_1$ . Do czasu zrównania poziomów zwierciadeł wody w przewodach  $l$  i  $k$  woda odpływa tylko z przewodu  $l$  do  $m$ , a następnie odbywa się także ruch wody z  $k$  do  $m$ .



**Rys. 3.3.** Opróżnianie układu przewodów  $l$  i  $k$  w przypadku, gdy zawór w najwyższym punkcie przewodu  $k$  jest zamknięty

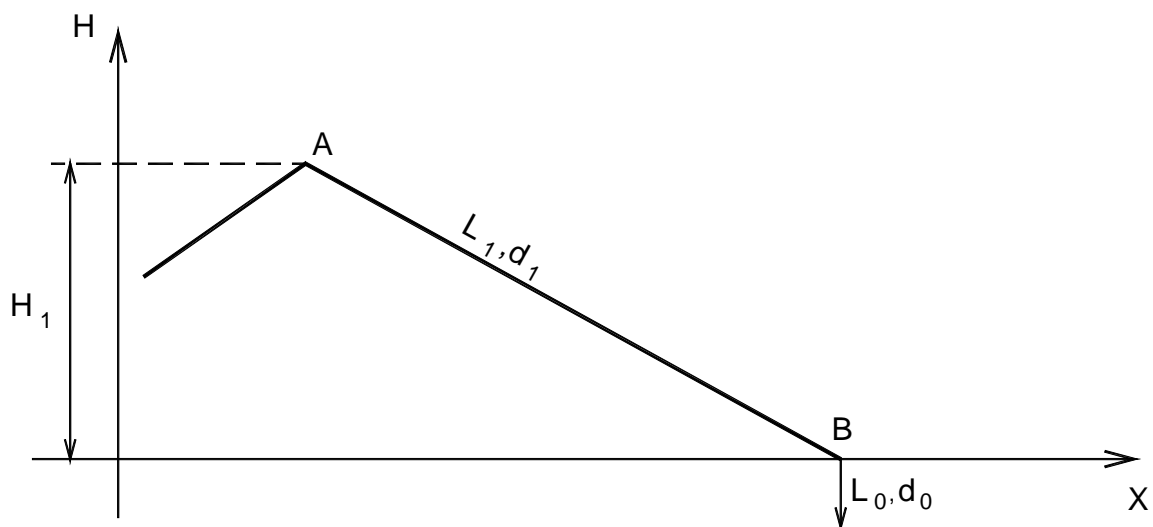
- początkowa chwila opróżniania
- sytuacja po obniżeniu się zwierciadła wody w przewodach  $l$  i  $k$  poniżej punktu  $B$

*4. Inżynierska metoda obliczania czasu  
opróżniania rurociągów*

Najczęściej stosowaną metodą na wyznaczenie czasu opróżniania rurociągów prowadzących wodę jest metoda opracowana przez A.A. Surina [71]. Metoda ta jest oparta na założeniu, że w opróżnianym przewodzie ruch wody jest ustalony. Prędkość opróżniania rurociągu wyznacza się jako średnią arytmetyczną prędkości przepływu, która występuje przy maksymalnym wzniesieniu zwierciadła wody oraz zerowej prędkości na końcu procesu odwadniania. Metoda Surina może być stosowana dla rurociągów, których długość nie przekracza 1,5 km, a długość rurociągu spustowego (odwadniaka) jest nie mniejsza niż 2 m oraz gdy stosunek średnicy rurociągu spustowego  $d_o$  do średnicy opróżnianego przewodu  $d_1$  wynosi około 0,35.

W przypadku, gdy rozważany jest pojedynczy odwadniany odcinek rurociągu przyjmuje się, że ma on jednakowy spadek na długości. Gdy odwadniane są dwa przewody, zakłada się, że średnice ich są identyczne. W przypadku 2 (rys.4.2) spadki podłużne przewodów są jednakowe na długości, w przypadku 3 (rys.4.3) spadki te są różne.

#### Przypadek 1



**Rys. 4.1.** Pojedynczy przewód odwadniany (pierwszy przypadek obliczeniowy)

Początkową (maksymalną) prędkość  $v_{1opr}$  wypływu wody z opróżnianego rurowciągu oblicza się ze wzoru:

$$v_{1opr} = \sqrt{\frac{H_1}{C_1}} \quad [\text{m/s}] \quad (4.1)$$

gdzie:

$H_1$  - maksymalny poziom zwierciadła wody w przewodzie AB (rys.4.1)

$C_1$  - współczynnik określony następująco:

$$C_1 = \frac{\left(\frac{d_1}{d_o}\right)^4 \cdot \left(1 + \lambda_o \cdot \frac{L_o}{d_o}\right) + 1,3 \cdot \left(\frac{d_1}{d_o}\right)^{3,4}}{2g} \quad [\text{s}^2/\text{m}] \quad (4.2)$$

w którym  $\lambda_o$  jest współczynnikiem tarcia w przewodzie odwadniającym.

Zgodnie z metodą Surina wartości współczynnika  $\lambda_o$  przyjmowanego w obliczeniach hydraulicznych dla różnych średnic przewodu spustowego podane są w tabeli 4.1.

Wzór (4.2), jak wspomniano wyżej, obowiązuje przy stosunku  $\frac{d_o}{d_1}$  równym 0,35.

W przypadku, gdy stosunek ten wynosi około 0,6 wykładnik „3,4” we wzorze tym przyjmuje wartość „3,7”.

Średnią prędkość  $v_{1sr}$  wypływu wody z opróżnianego rurowciągu oblicza się jako:

$$v_{1sr} = \frac{v_{1opr}}{2} \quad [\text{m/s}] \quad (4.3)$$

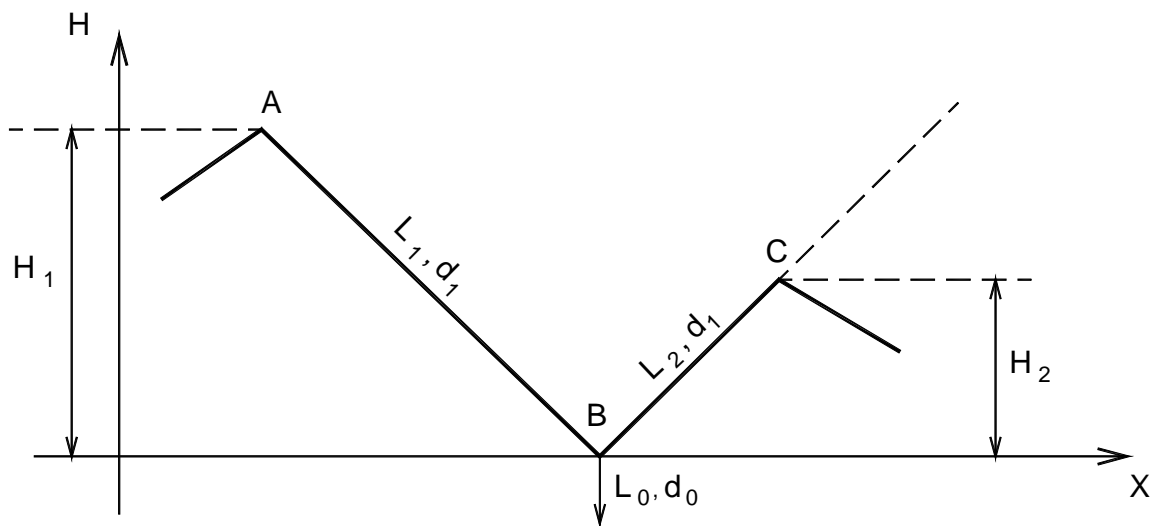
Do wyznaczenia czasu  $t_{1opr}$  opróżniania rurowciągu wykorzystuje się zależność:

$$t_{1opr} = \frac{L_1}{v_{1sr}} = 2 \cdot \sqrt{C_1} \cdot \frac{L_1}{\sqrt{H_1}} \quad [\text{s}] \quad (4.4)$$

**Tabela 4.1.** Wartości współczynnika oporu  $\lambda_o$

$d_o$ [mm]	$\lambda_o$
100	0,0403
125	0,0385
150	0,0367
200	0,0352
250	0,0314
300	0,0287
350	0,0267
400	0,0251
500	0,0229
600	0,0212
750	0,0195

Przypadek 2



**Rys. 4.2.** Dwa przewody odwadniane równocześnie (drugi przypadek obliczeniowy)

Maksymalną prędkość  $v_{2opr}$  wypływu wody z opróżnianego rurociągu oblicza się następująco:

$$v_{2opr} = \sqrt{\frac{H_1}{C_2}} \quad [\text{m/s}] \quad (4.5)$$

gdzie:

$C_2$  - współczynnik wyznaczany przy użyciu formuły:

$$C_2 = \frac{\left(\frac{d_1}{d_o}\right)^4 \cdot K^2 \cdot \left(1 + \lambda_o \frac{L_o}{d_o}\right) + 2,6 \cdot K^2 \cdot \left(\frac{d_1}{d_o}\right)^{3,4}}{2g} \quad [\text{s}^2/\text{m}] \quad (4.6)$$

w której:

$$K = \frac{L_1 + L_2}{L_1} \quad (4.7)$$

Średnią prędkość  $v_{2śr}$  wypływu wody z opróżnianego rurociągu oblicza się jako:

$$v_{2śr} = \frac{v_{2opr}}{2} \quad [\text{m/s}] \quad (4.8)$$

zatem czas opróżniania rurociągu:

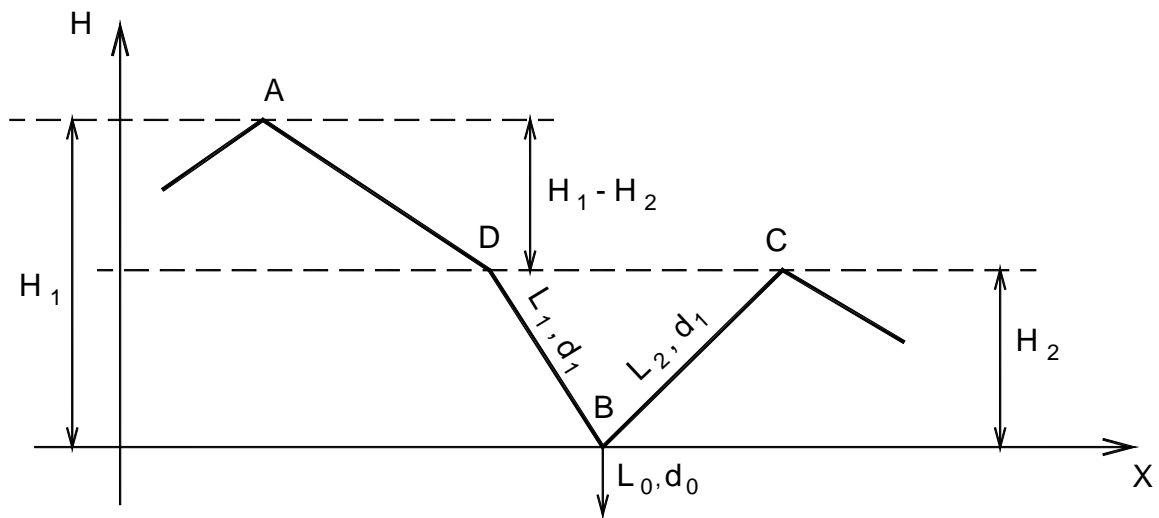
$$t_{2opr} = 2 \cdot \sqrt{C_2} \cdot \frac{L_1}{\sqrt{H_1}} \quad [\text{s}] \quad (4.9)$$

### Przypadek 3

Przy wyznaczeniu maksymalnej prędkości  $v_{3opr}$  wypływu wody z opróżnianego rurociągu korzysta się z zależności:

$$v_{3opr} = \sqrt{\frac{H_1}{C_1}} \quad [\text{m/s}] \quad (4.10)$$

gdzie współczynnik  $C_1$  wyznaczany jest ze wzoru (4.2)



**Rys. 4.3.** Dwa przewody odwadniane równocześnie, jeden z przewodów o spadku łamanym (trzeci przypadek obliczeniowy)

Do wyznaczenia czasu  $t_{3opr}$  opróżniania rurociągu wykorzystuje się zależność:

$$t_{3opr} = 2\sqrt{C_1} \frac{L_1}{H_1} (\sqrt{H_1} - \sqrt{H_2}) + 2\sqrt{C_2} \frac{L_2}{\sqrt{H_2}} \quad [\text{s}] \quad (4.11)$$

Pierwszy składnik wzoru (4.11) określa czas opróżnienia odcinka rurociągu leżącego ponad poziomem  $H_2$ , zaś drugi czas opróżnienia odcinków leżących niżej tego poziomu.

Omówiona metoda daje wyniki w dużym stopniu niezgodne z rzeczywistymi wartościami czasu opróżniania przewodów choćby z tego powodu, że zakłada się w tej metodzie ruch ustalony wody. W celu dokładniejszego obliczenia tego czasu konieczne jest uwzględnienie nieustalonego przebiegu procesu opróżniania rurociągu, co wiąże się z umiejętnością określenia zmiennej w czasie prędkości ruchu wody, zależnej od poziomu zwierciadła wody w przewodzie.



5. *Matematyczny model niustalonego procesu  
opróżniania rurociągów*

### 5.1. Model uwzględniający zależność parametrów przepływu od czasu w postaci funkcji ciągłych

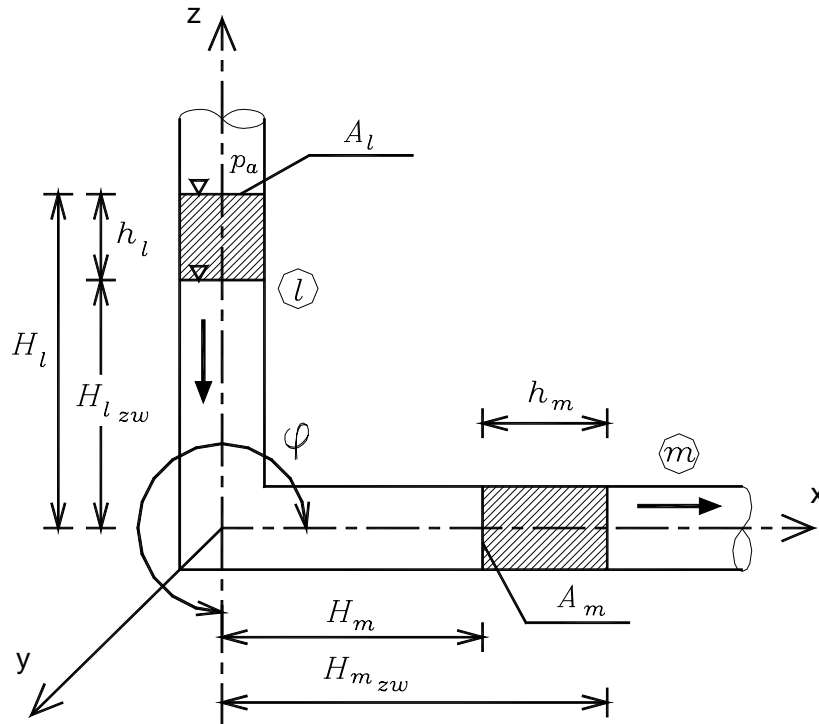
W pierwszym etapie prac teoretycznych podjęto próbę sformułowania takiego modelu opróżniania rurociągu, który uwzględniałby zależność parametrów przepływu od czasu w postaci ciągłych funkcji. Formułowanie matematycznego niestabilnego odpływu wody z rurociągu rozpoczęto od przypadku najprostszego pod względem wzajemnego położenia przewodów opróżnianego oraz spustowego (przypadek 1), a następnie komplikowano układ przewodów (przypadek 2 i 3), by dojść do najbardziej złożonego, spotykanego w praktyce, układu rurociągów (przypadek 4). W pierwszych trzech przypadkach przewód opróżniany i wszystkie parametry z nim związane oznaczane są indeksem  $l$ , zaś dla przewodu spustowego stosuje się indeks  $m$ . W czwartym przypadku przewody opróżniane mają indeksy  $l$  i  $k$ , natomiast przewód spustowy oznaczany jest indeksem  $m$ .

W przypadku pierwszym (rys.5.1) pionowy przewód opróżniany o przekroju  $A_l$  przechodzi w przewód poziomy o przekroju  $A_m$ .

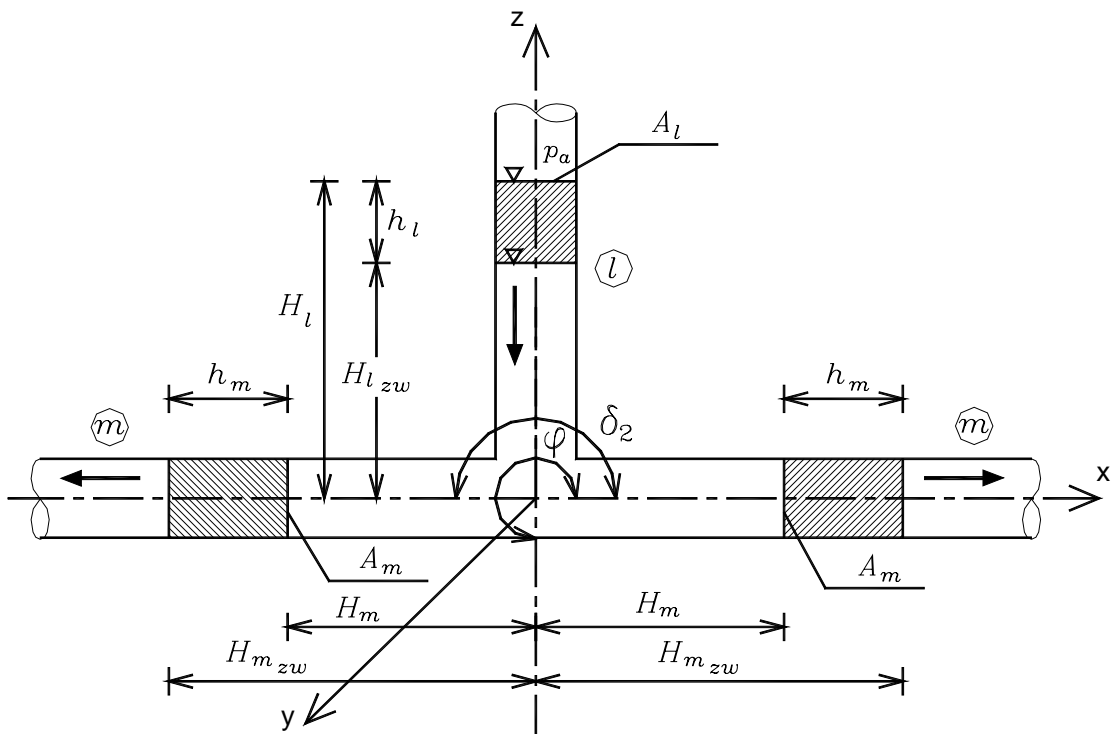
W drugim przypadku (rys.5.2) pionowy opróżniany odcinek rurociągu o przekroju  $A_l$  rozgałęzia się na dwa poziome przewody o jednakowym przekroju  $A_m$ .

Przypadek trzeci (rys.5.3) różni się od przypadku pierwszego kątem nachylenia przewodu opróżnianego w stosunku do poziomego przewodu  $m$ . Kąt ten pomiędzy przewodem  $l$  a poziomą, ujemną półosią  $x$  poprowadzoną wzdłuż przewodu  $m$  jest równy  $\alpha$ .

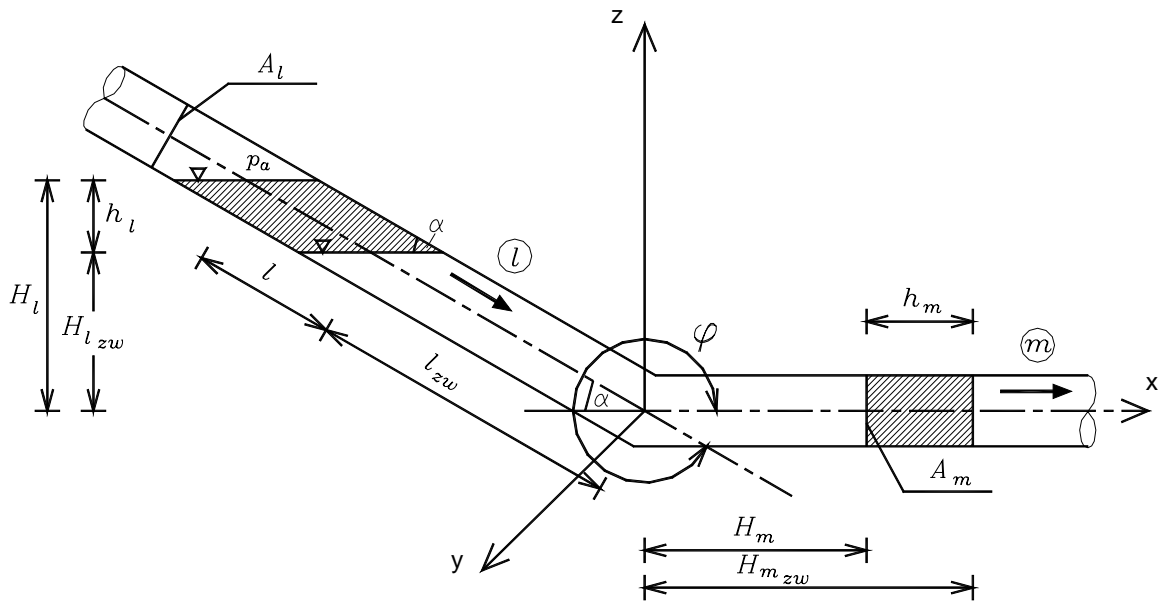
W przypadku czwartym (rys.5.4) zakłada się istnienie dwóch przewodów rurociągu, oznaczonych indeksami  $l$  i  $k$ , opróżnianych przez przewód trzeci z indeksem  $m$ . Przyjmuje się różne kąty nachylenia przewodów oraz różne ich średnice.



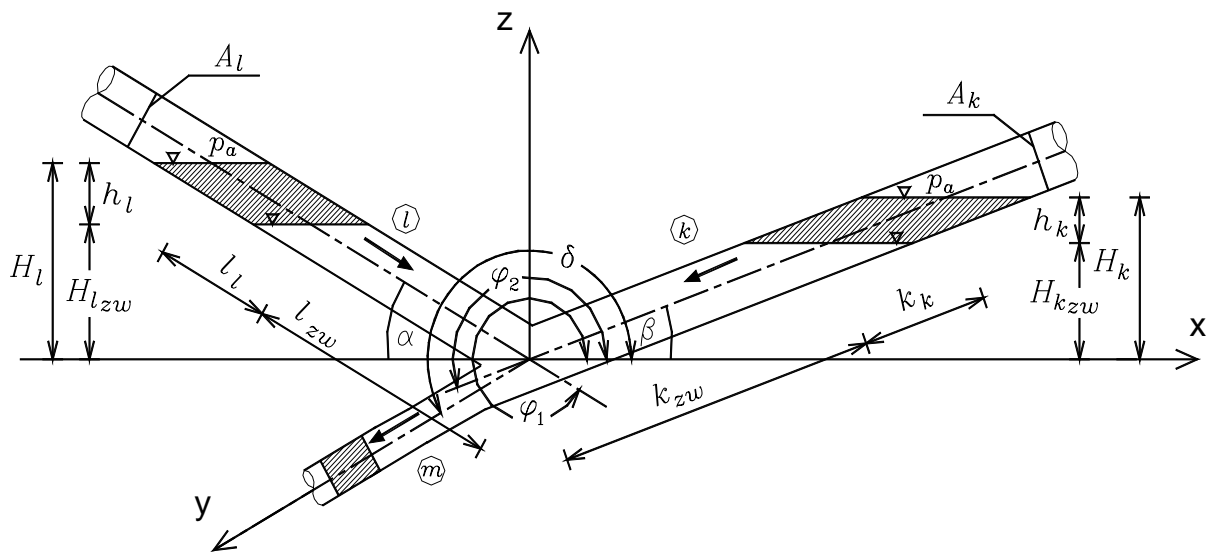
Rys. 5.1. Wzajemne usytuowanie przewodu opróżnianego  $l$  i spustowego  $m$  (pierwszy przypadek badawczy)



Rys. 5.2. Wzajemne usytuowanie przewodu opróżnianego  $l$  i dwóch przewodów spustowych  $m$  (drugi przypadek badawczy)



Rys. 5.3. Wzajemne usytuowanie przewodu opróżnianego  $l$  i spustowego  $m$  (trzeci przypadek badawczy)



Rys. 5.4. Wzajemne usytuowanie dwóch przewodów opróżnianych  $l$  i  $k$  oraz spustowego  $m$  (czwarty przypadek badawczy)

Przyjmijmy, że przewód opróżniany niezależnie od przypadku oznaczymy indeksem  $s$ . Dla elementarnej objętości wody w tym przewodzie prawo zachowania pędu ma postać:

$$m \cdot \left( \frac{\partial \bar{v}_s}{\partial t} + \bar{v}_s \cdot \frac{\partial \bar{v}_s}{\partial s} \right) = m \cdot g \cdot \sin \varphi - m \cdot \frac{1}{\rho} \cdot \frac{\partial p}{\partial s} - m \cdot \frac{p_\tau}{\rho} \cdot \frac{C}{A_s}, \quad (5.1)$$

gdzie:

$s$  - współrzędna odległościowa liczona od początku połączenia osi przewodu opróżnianego i spustowego (rys. 5.5),

$\bar{v}_s$  - średnia prędkość przepływu wody rurociągiem  $s$ ,

$\varphi$  - kąt pomiędzy poziomą, dodatnią półosią  $x$  a kierunkiem osi przewodu opróżnianego  $s$  o zwrocie zgodnym z kierunkiem płynięcia wody,

$p$  - ciśnienie panujące na powierzchni cieczy,

$p_\tau$  - naprężenie styczne,

$C$  - obwód zwilżony przekroju poprzecznego  $A_s$  przewodu,

$A_s$  - pole przekroju poprzecznego rurociągu.

Równanie (5.1) zapisuje się w formie

$$\frac{\partial \bar{v}_s}{\partial t} + \bar{v}_s \cdot \frac{\partial \bar{v}_s}{\partial s} = g \cdot \sin \varphi - \frac{1}{\rho} \cdot \frac{\partial p}{\partial s} - \frac{p_\tau}{\rho} \cdot \frac{C}{A_s} \quad (5.2)$$

Z uwagi na niezmiennosc prędkości przepływu wzdłuż długości rury  $\frac{\partial \bar{v}_s}{\partial s} = 0$  otrzymuje się:

$$\frac{\partial \bar{v}_s}{\partial t} = g \cdot \sin \varphi - \frac{1}{\rho} \cdot \frac{\partial p}{\partial s} - \frac{p_\tau}{\rho} \cdot \frac{C}{A_s} \quad (5.3)$$

Po obustronnym scałkowaniu powyższego równania otrzymuje się:

$$\frac{\partial \bar{v}_s}{\partial t} \cdot \int ds = g \cdot \sin \varphi \cdot \int ds - \frac{1}{\rho} \cdot p - \frac{C}{\rho \cdot A_s} \cdot \int p_\tau ds + C(t) \quad (5.4)$$

Dla rurociągu o przekroju kołowym przy przepływie pod ciśnieniem wykorzystano zależność:

$$\frac{1}{R_h} = \frac{C}{A_s} = \frac{2}{R_s} \quad (5.5)$$

oraz

$$p_\tau = \lambda \cdot \frac{\rho \cdot \bar{v}_s^2}{8} \quad (5.6)$$

a zatem równanie (5.4) przekształca się do postaci:

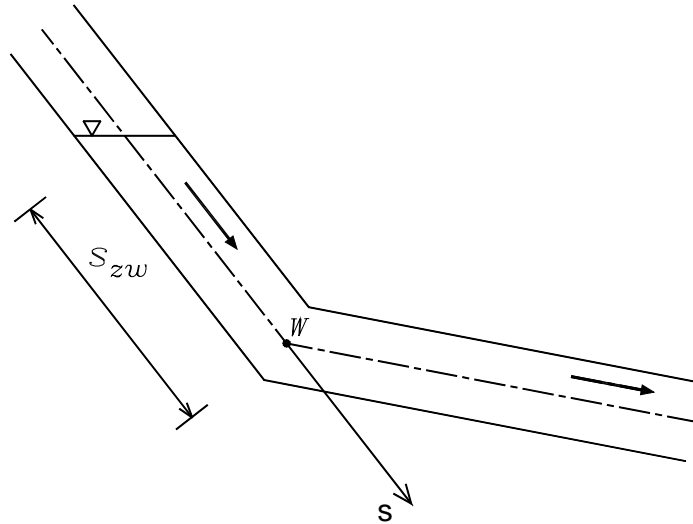
$$s \cdot \frac{\partial \bar{v}_s}{\partial t} = s \cdot g \cdot \sin \varphi - \frac{1}{\rho} \cdot p - \frac{2}{R_s} \cdot \lambda \cdot \frac{\bar{v}_s^2}{8} \cdot s + C(t) \quad (5.7)$$

Po zapisaniu powyższego równania przy  $s = s_{zw}$ , gdzie  $s_{zw}$  jest odległością zwierciadła wody w rurociągu opróżnianym od punktu węzłowego  $W$  liczoną wzdłuż osi  $s$ , (rys. 5.5) wyznacza się stałą całkowania  $C(t)$ :

$$C(t) = s_{zw} \cdot \frac{\partial \bar{v}_s}{\partial t} \Big|_{s=s_{zw}} - s_{zw} \cdot g \cdot \sin \varphi + \frac{1}{\rho} \cdot (p - p_a) + \lambda \cdot \frac{\bar{v}_s^2}{4R_s} \cdot s_{zw} \quad (5.8)$$

Przyjmując, że  $p = p_a$  wzór na  $C(t)$  przyjmuje ostateczną postać:

$$C(t) = s_{zw} \cdot \frac{\partial \bar{v}_s}{\partial t} - s_{zw} \cdot g \cdot \sin \varphi + \lambda \cdot \frac{\bar{v}_s^2}{4R_s} \cdot s_{zw} \quad (5.9)$$



Rys. 5.5. Odległość  $s_{zw}$  (zob. wzór (5.8))

Wprowadzając (5.9) do równania (5.7) otrzymuje się:

$$s \cdot \frac{\partial \bar{v}_s}{\partial t} = s \cdot g \cdot \sin \varphi - \frac{1}{\rho} \cdot p - \lambda \cdot \frac{\bar{v}_s^2}{4R_s} \cdot s + s_{zw} \cdot \frac{\partial \bar{v}_s}{\partial t} - s_{zw} \cdot g \cdot \sin \varphi + \lambda \cdot \frac{\bar{v}_s^2}{4R_s} \cdot s_{zw} \quad (5.10)$$

skąd po przekształceniu:

$$p = \rho \cdot (s_{zw} - s) \cdot \left( \frac{\partial \bar{v}_s}{\partial t} - g \cdot \sin \varphi + \lambda \cdot \frac{\bar{v}_s^2}{4R_s} \right) \quad (5.11)$$

Zależność ta pozwala wyznaczyć ciśnienie w dowolnym punkcie rurociągu.

W punkcie węzłowym połączenia osi przewodu opróżnianego i odwadniającego musi obowiązywać prawo zachowania masy, a zatem musi zachodzić:

$$\rho \cdot s_{zw} \cdot \left( \frac{\partial \bar{v}_s}{\partial t} - g \cdot \sin \varphi + \lambda \cdot \frac{\bar{v}_s^2}{4R_s} \right) = \rho \cdot m_{zw} \cdot \left( \frac{\partial \bar{v}_m}{\partial t} - g \cdot \sin \delta + \lambda \cdot \frac{\bar{v}_m^2}{4R_m} \right) \quad (5.12)$$

Mając na uwadze powyższą równość rozpatrzono kolejne przypadki układu odwadniającego pokazane na rysunkach od 5.1 do 5.4.

**Przypadek I** (rys. 5.1)

W przypadku tym:

$$\sin \varphi = \sin(270^\circ) = -1$$

$$\sin \delta = \sin(0^\circ) = 0$$

$$l_{zw} = H_{l_{zw}}$$

$$m_{zw} = H_{m_{zw}}$$

zatem równanie (5.12) przyjmuje postać:

$$\rho \cdot H_{l_{zw}} \cdot \left( \frac{\partial \bar{v}_l}{\partial t} + g + \lambda \cdot \frac{\bar{v}_l^2}{4R_l} \right) = \rho \cdot H_{m_{zw}} \cdot \left( \frac{\partial \bar{v}_m}{\partial t} + \lambda \cdot \frac{\bar{v}_m^2}{4R_m} \right) \quad (5.13)$$

gdzie:

$H_{l_{zw}}, H_{m_{zw}}$  - rzędne zwierciadła wody odpowiednio w przewodzie  $l$  i  $m$  (rys. 5.1)

W celu wyeliminowania z powyższego równania niewiadomej prędkości  $\bar{v}_m$  wyraża się ją za pomocą prędkości  $\bar{v}_l$ . Dla uzyskania zależności między obydwoma prędkościami porównuje się objętość wody odpływającej z opróżnianego odcinka rurociągu przy zmianie poziomu jego napelnienia z  $H_l$  na  $H_{l_{zw}}$  z objętością  $V_m = A_m \cdot h_m$  (patrz rysunek 5.1) wody odpływającej z rurociągu.

$$A_l \cdot (H_l - H_{l_{zw}}) = A_m \cdot h_m \quad (5.14)$$

Z powyższego równania (5.14) wynika, że:

$$h_m = \frac{A_l}{A_m} \cdot (H_l - H_{l_{zw}}) \quad (5.15)$$



Po zróżniczkowaniu po czasie  $t$  równanie (5.15) przyjmuje formę:

$$\frac{\partial h_m}{\partial t} = -\frac{A_l}{A_m} \cdot \frac{\partial H_{l_{zw}}}{\partial t} \quad (5.16)$$

Zastępując w równaniu (5.16) pochodne względem czasu prędkościami:

$$\frac{\partial h_m}{\partial t} = \bar{v}_m \quad (5.17)$$

$$\frac{\partial H_{l_{zw}}}{\partial t} = \bar{v}_l \quad (5.18)$$

otrzymuje się zależność:

$$\bar{v}_m = -\frac{A_l}{A_m} \cdot \bar{v}_l \quad (5.19)$$

więc:

$$\frac{\partial \bar{v}_m}{\partial t} = -\frac{A_l}{A_m} \cdot \frac{\partial \bar{v}_l}{\partial t} \quad (5.20)$$

Wprowadzając do równania (5.13) w miejsce prędkości  $\bar{v}_m$  i jej pochodnej odpowiednio wyrażenia (5.19) i (5.20) równanie zapisuje się w formie:

$$\rho \cdot H_{l_{zw}} \cdot \left( \frac{\partial \bar{v}_l}{\partial t} + g + \lambda \cdot \frac{\bar{v}_l^2}{4R_l} \right) = \quad (5.21)$$

$$\rho \cdot \left[ \frac{A_l}{A_m} \cdot (H_l - H_{l_{zw}}) + H_m \right] \cdot \left( -\frac{A_l}{A_m} \frac{\partial \bar{v}_l}{\partial t} + \lambda \cdot \frac{\left( -\frac{A_l}{A_m} \cdot \bar{v}_l \right)^2}{4R_m} \right)$$

lub inaczej:

$$\rho \cdot H_{l_{zw}} \cdot \left( \frac{\partial^2 H_{l_{zw}}}{\partial t^2} + g + \frac{\lambda}{4R_l} \cdot \left( \frac{\partial H_{l_{zw}}}{\partial t} \right)^2 \right) =$$

$$\rho \cdot \left[ \frac{A_l}{A_m} \cdot (H_l - H_{l_{zw}}) + H_m \right] \cdot \left( -\frac{A_l}{A_m} \cdot \frac{\partial^2 H_{l_{zw}}}{\partial t^2} + \lambda \cdot \frac{\left( \frac{A_l}{A_m} \right)^2}{4R_m} \cdot \left( \frac{\partial H_{l_{zw}}}{\partial t} \right)^2 \right) \quad (5.22)$$

skąd po przekształceniu równanie (5.22) przyjmuje ostateczną postać:

$$\frac{\partial^2 H_{l_{zw}}}{\partial t^2} \cdot \left[ H_{l_{zw}} \cdot \left( 1 - \left( \frac{A_l}{A_m} \right)^2 \right) + H_l \cdot \left( \frac{A_l}{A_m} \right)^2 + H_m \cdot \frac{A_l}{A_m} \right] +$$

$$+ \lambda \cdot \left( \frac{\partial H_{l_{zw}}}{\partial t} \right)^2 \cdot \left[ H_{l_{zw}} \cdot \left( \frac{1}{4 \cdot R_l} + \left( \frac{A_l}{A_m} \right)^3 \cdot \frac{1}{4 \cdot R_m} \right) - H_l \cdot \left( \frac{A_l}{A_m} \right)^3 \cdot \frac{1}{4 \cdot R_m} \right] +$$

$$- \lambda \cdot \left( \frac{\partial H_{l_{zw}}}{\partial t} \right)^2 \cdot \left[ H_m \cdot \left( \frac{A_l}{A_m} \right)^2 \cdot \frac{1}{4 \cdot R_m} \right] + g \cdot H_{l_{zw}} = 0 \quad (5.23)$$

### Przypadek II (rys. 5.2)

W tym przypadku:

$$\sin \varphi = \sin(270^\circ) = -1$$

$$\sin \delta_1 = \sin(0^\circ) = 0$$

$$\sin \delta_2 = \sin(180^\circ) = 0$$

$$l_{zw} = H_{l_{zw}}$$

$$m_{zw} = H_{m_{zw}}$$

Podobnie jak w przypadku pierwszym, w celu wyeliminowania z równania (5.13) niewiadomej prędkości  $\bar{v}_m$  wyraża się ją za pomocą prędkości  $\bar{v}_l$ . Porównując objętość wody odpływającej z opróżnianego odcinka rurociągu, przy zmianie poziomu jego napelnienia z początkowego  $H_l$  na  $H_{l_{zw}}$ :

$$V_l = A_l \cdot (H_l - H_{l_{zw}}) \quad (5.24)$$

z objętością  $V_m = 2 \cdot A_m \cdot h_m$  (patrz rysunek 5.2) wody odpływającej z rurociągu, a więc:

$$A_l \cdot (H_l - H_{l_{zw}}) = 2 \cdot A_m \cdot h_m \quad (5.25)$$

Z powyższego równania (5.25) wynika że:

$$h_m = \frac{A_l}{2 \cdot A_m} \cdot (H_l - H_{l_{zw}}) \quad (5.26)$$

Po zróżniczkowaniu po czasie  $t$  równanie (5.26) przyjmuje formę:

$$\frac{\partial h_m}{\partial t} = -\frac{A_l}{2 \cdot A_m} \cdot \frac{\partial H_{l_{zw}}}{\partial t} \quad (5.27)$$

Zastępując w powyższym równaniu pochodne względem czasu prędkościami zgodnie z (5.17) i (5.18) otrzymuje się zależność:

$$\bar{v}_m = -\frac{A_l}{2 \cdot A_m} \cdot \bar{v}_l \quad (5.28)$$

a po zróżniczkowaniu:

$$\frac{\partial \bar{v}_m}{\partial t} = -\frac{A_l}{2 \cdot A_m} \cdot \frac{\partial \bar{v}_l}{\partial t} \quad (5.29)$$

Wprowadzając do równania (5.12) w miejsce prędkości  $\bar{v}_m$  i jej pochodnej odpowiednio wyrażenia (5.28) i (5.29) równanie przyjmuje postać:

$$\rho \cdot H_{l_{zw}} \cdot \left( \frac{\partial \bar{v}_l}{\partial t} + g + \lambda \cdot \frac{\bar{v}_l^2}{4R_l} \right) = \quad (5.30)$$

$$= \rho \cdot \left[ \frac{A_l}{2 \cdot A_m} \cdot (H_l - H_{l_{zw}}) + H_m \right] \cdot \left( -\frac{A_l}{2 \cdot A_m} \cdot \frac{\partial \bar{v}_l}{\partial t} + \lambda \cdot \frac{\left( -\frac{A_l}{2 \cdot A_m} \cdot \bar{v}_l \right)^2}{4R_m} \right)$$

Po wyrażeniu w powyższym równaniu prędkości  $\bar{v}_l$  przez pochodną rzędnej zwierciadła po czasie otrzymuje się:

$$\rho \cdot H_{l_{zw}} \cdot \left( \frac{\partial^2 H_{l_{zw}}}{\partial t^2} + g + \frac{\lambda}{4R_l} \cdot \left( \frac{\partial H_{l_{zw}}}{\partial t} \right)^2 \right) =$$

$$\rho \cdot \left[ \frac{A_l}{2 \cdot A_m} \cdot (H_l - H_{l_{zw}}) + H_m \right] \cdot \left( -\frac{A_l}{2 \cdot A_m} \cdot \frac{\partial^2 H_{l_{zw}}}{\partial t^2} + \lambda \cdot \frac{\left( \frac{A_l}{2 \cdot A_m} \right)^2}{4R_m} \cdot \left( \frac{\partial H_{l_{zw}}}{\partial t} \right)^2 \right) \quad (5.31)$$

czyli:

$$\frac{\partial^2 H_{l_{zw}}}{\partial t^2} \cdot \left[ H_{l_{zw}} \cdot \left( 1 - \left( \frac{A_l}{2 \cdot A_m} \right)^2 \right) + H_l \cdot \left( \frac{A_l}{2 \cdot A_m} \right)^2 + H_m \cdot \frac{A_l}{2 \cdot A_m} \right] +$$

$$+ \lambda \cdot \left( \frac{\partial H_{l_{zw}}}{\partial t} \right)^2 \cdot \left[ H_{l_{zw}} \cdot \left( \frac{1}{4 \cdot R_l} + \left( \frac{A_l}{2 \cdot A_m} \right)^3 \cdot \frac{1}{4 \cdot R_m} \right) - H_l \cdot \left( \frac{A_l}{2 \cdot A_m} \right)^3 \cdot \frac{1}{4 \cdot R_m} \right] + \quad (5.32)$$

$$- \lambda \cdot \left( \frac{\partial H_{l_{zw}}}{\partial t} \right)^2 \cdot \left[ H_m \cdot \left( \frac{A_l}{2 \cdot A_m} \right)^2 \cdot \frac{1}{4 \cdot R_m} \right] + g \cdot H_{l_{zw}} = 0$$

**Przypadek III** (rys. 5.3)

Równanie (5.12) po uwzględnieniu położenia przewodów w trzecim z rozważanych przypadków, a więc po przyjęciu:

$$\sin \varphi = \sin(360^\circ - \alpha) = -\sin \alpha$$

$$\sin \delta = \sin(0^\circ) = 0$$

$$m_{zw} = H_{m_{zw}}$$

przyjmuje postać:

$$\rho \cdot l_{zw} \cdot \left( \frac{\partial \bar{v}_l}{\partial t} + g \cdot \sin \alpha + \lambda \cdot \frac{\bar{v}_l^2}{4R_l} \right) = \rho \cdot H_{m_{zw}} \cdot \left( \frac{\partial \bar{v}_m}{\partial t} + \lambda \cdot \frac{\bar{v}_m^2}{4R_m} \right) \quad (5.33)$$

W powyższym równaniu niewiadoma prędkość  $\bar{v}_m$  wyraża się za pomocą prędkości  $\bar{v}_l$ . Wykorzystując, jak w przypadku 1 i 2, równość pomiędzy objętością:

$$V_l = A_l \cdot \left( \frac{H_l}{\sin \alpha} - l_{zw} \right) \quad (5.34)$$

a objętością  $V_m = A_m \cdot h_m$  (patrz rysunek 5.3), a więc:

$$A_l \cdot \left( \frac{H_l}{\sin \alpha} - l_{zw} \right) = A_m \cdot h_m \quad (5.35)$$

Z równania (5.35) wynika że:

$$h_m = \frac{A_l}{A_m} \cdot \left( \frac{H_l}{\sin \alpha} - l_{zw} \right) \quad (5.36)$$

Po zróżniczkowaniu po czasie  $t$  równanie (5.36) przyjmuje formę:

$$\frac{\partial h_m}{\partial t} = -\frac{A_l}{A_m} \cdot \frac{\partial l_{zw}}{\partial t} \quad (5.37)$$

Zastępując w równaniu (5.37) pochodną  $\frac{\partial h_m}{\partial t}$  prędkością zgodnie ze wzorem (5.17)

oraz:

$$\frac{\partial l_{zw}}{\partial t} = \bar{v}_l \quad (5.38)$$

otrzymuje się zależność (5.19).

Wyrażając w równaniu (5.33) prędkość  $\bar{v}_m$  i jej pochodną w oparciu o formuły odpowiednio (5.19) i (5.20) równanie to przyjmuje postać:

$$\rho \cdot l_{zw} \cdot \left( \frac{\partial \bar{v}_l}{\partial t} + g \cdot \sin \alpha + \lambda \cdot \frac{\bar{v}_l^2}{4R_l} \right) =$$

$$\rho \cdot \left[ \frac{A_l}{A_m} \cdot \left( \frac{H_l}{\sin \alpha} - l_{zw} \right) + H_m \right] \cdot \left( -\frac{A_l}{A_m} \frac{\partial \bar{v}_l}{\partial t} + \lambda \cdot \frac{\left( -\frac{A_l}{A_m} \cdot \bar{v}_l \right)^2}{4R_m} \right) \quad (5.39)$$

Po zastąpieniu w powyższym równaniu prędkości  $\bar{v}_l$  pochodną rzędnej zwierciadła po czasie otrzymuje się:

$$\rho \cdot l_{zw} \cdot \left( \frac{\partial^2 l_{zw}}{\partial t^2} + g \cdot \sin \alpha + \frac{\lambda}{4R_l} \cdot \left( \frac{\partial l_{zw}}{\partial t} \right)^2 \right) =$$

$$\rho \cdot \left[ \frac{A_l}{A_m} \cdot \left( \frac{H_l}{\sin \alpha} - l_{zw} \right) + H_m \right] \cdot \left( -\frac{A_l}{A_m} \cdot \frac{\partial^2 l_{zw}}{\partial t^2} + \lambda \cdot \frac{\left( \frac{A_l}{A_m} \right)^2}{4R_m} \cdot \left( \frac{\partial l_{zw}}{\partial t} \right)^2 \right) \quad (5.40)$$

skąd po przekształceniu równanie przyjmuje ostateczną postać:

$$\frac{\partial^2 l_{zw}}{\partial t^2} \cdot \left[ l_{zw} \cdot \left( 1 - \left( \frac{A_l}{A_m} \right)^2 \right) + \left( \frac{A_l}{A_m} \right)^2 \cdot \frac{H_l}{\sin \alpha} + H_m \cdot \frac{A_l}{A_m} \right] +$$

$$+ \lambda \cdot \left( \frac{\partial l_{zw}}{\partial t} \right)^2 \cdot \left[ l_{zw} \cdot \left( \frac{1}{4 \cdot R_l} + \left( \frac{A_l}{A_m} \right)^3 \cdot \frac{1}{4 \cdot R_m} \right) - \left( \frac{A_l}{A_m} \right)^3 \cdot \frac{1}{4 \cdot R_m} \cdot \frac{H_l}{\sin \alpha} \right] + \quad (5.41)$$

$$- \lambda \cdot \left( \frac{\partial l_{zw}}{\partial t} \right)^2 \cdot \left[ H_m \cdot \left( \frac{A_l}{A_m} \right)^2 \cdot \frac{1}{4 \cdot R_m} \right] + g \cdot l_{zw} \cdot \sin \alpha = 0$$

Jak wynika z przedstawionych rozważań, we wszystkich trzech przypadkach równania opisujące niestabilny odpływ wody z rurociągu są nieliniowymi równaniami różniczkowymi rzędu drugiego. Równań tych nie można rozwiązać analitycznie. W najbardziej interesującym, występującym najczęściej w praktyce, przypadku opróżniania rurociągu, jakim jest przypadek czwarty (rys. 5.4), równanie odpowiadające równaniu (5.41) miałoby najbardziej skomplikowaną i najtrudniejszą do rozwiązania formę. Zrezygnowano zatem z podejścia, które dotąd było prezentowane i zwrócono się ku opisowi opartemu na dyskretnej w czasie zmienności przebiegu procesu opróżniania przewodów (ustaloność odpływu w przedziałach czasu  $\Delta t$ ) tym sposobem budując pełny model matematyczny opróżniania rurociągów. Model ten został w całości opracowany przez autorkę pracy.

## 5.2. Matematyczny model opróżniania rurociągu przy dyskretnej zmienności przebiegu procesu w czasie

### 5.2.1. Ogólna postać równań modelu [66]

Przy tworzeniu modelu opróżniania rurociągu zakłada się dyskretną zmienność przebiegu procesu w czasie. Dla ruchu nieustalonego wysokość energii w dwóch dowolnych przekrojach 1 i 2 strumienia w odniesieniu do wybranego poziomego porównawczego jest opisana równaniem Bernoulliego:

$$h_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{\alpha \cdot \bar{v}_1^2}{2g} = h_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{\alpha \cdot \bar{v}_2^2}{2g} + \sum h_{str} + h_i = const \quad (5.42)$$

gdzie:

- $h$  - wzniesienie środka ciężkości przekroju poprzecznego rurociągu ponad dowolnie przyjęty poziom odniesienia (porównawczy),
- $p$  - ciśnienie w środku ciężkości przekroju poprzecznego strumienia,
- $\gamma$  - ciężar właściwy cieczy,
- $\alpha$  - współczynnik Coriolisa, uwzględniający nierównomierny rozkład prędkości w przekroju poprzecznym,
- $\bar{v}$  - średnia prędkość wody w przekroju poprzecznym rurociągu,
- $g$  - przyspieszenie ziemskie,
- $\Sigma h_{str}$  - łączna wysokość strat energetycznych między przekrojami 1 i 2,
- $h_i$  - wysokość oporów inercjalnych (bezwładności cieczy).



### 5.2.1.1. Straty hydrauliczne

Przepływy w rurociągach w warunkach rzeczywistych są związane ze stratami energetycznymi  $\sum h_{str}$  spowodowanymi lepkością cieczy i chropowatością ścian przewodu (straty na długości  $h_d$ ) oraz lokalnymi zakłóceniami przebiegu strug cieczy (straty na przeszkodzie  $h_p$ ).

$$\sum h_{str} = h_d + \sum h_p \quad (5.43)$$

#### 5.2.1.1.1. Straty liniowe (na długości) [66]

Do określania wysokości liniowych strat energetycznych przez przewód kołowy o stałej średnicy służy wzór Darcy'ego – Weisbacha:

$$h_d = \lambda \cdot \frac{l}{d} \cdot \frac{\bar{v}^2}{2g} \quad (5.44)$$

gdzie:

- $\lambda$  - współczynnik oporów liniowych,
- $l$  - długość rurociągu,
- $d$  - średnica rurociągu,
- $\bar{v}$  - średnia prędkość przepływu,
- $g$  - przyspieszenie ziemskie.

Wartość współczynnika oporów liniowych  $\lambda$  zależy od liczby Reynoldsa  $Re$  i chropowatości względnej  $k/d$  przewodu.

$$\lambda = f\left(Re, \frac{k}{d}\right) \quad (5.45)$$

gdzie:

$$Re = \frac{\bar{v} \cdot d}{\nu}$$

$d$  - wewnętrzna średnica przewodu,

$\nu$  - kinematyczny współczynnik lepkości,

$k$  - chropowatość bezwzględna.

Zależność ta ma inną postać w przypadku przepływu laminarnego i inną przy przepływie turbulentnym, niemniej jednak wzór (5.45) obowiązuje w obydwu przypadkach [35].

W ruchu laminarnym (uwarstwionym) ( $Re < Re_{kr} = 2\,320$ ) siły lepkości odgrywają decydującą rolę. Pomiedzy warstwami nie zachodzi wymiana elementów cieczy, a energia jest tracona jedynie na pokonanie oporów ślizgania się warstw po sobie. Chropowatość ścianek przewodów nie odgrywa żadnej roli, a więc  $\lambda$  zależy wyłącznie od liczby  $Re$ , czyli  $\lambda = f(Re)$ . Związek ten opisany jest wzorem Hagen-Poiseuille:

$$\lambda = 64/Re \tag{5.46}$$

Po podstawieniu powyższej zależności do wzoru Darcy'ego-Weisbacha (5.44) otrzymuje się w przypadku ruchu laminarnego liniowy związek strat energetycznych z prędkością.

Przyjmuje się, że przy wartości  $Re = 2\,320$  ruch laminarny przechodzi w turbulentny (burzliwy). Przejście to jest gwałtowne. Istotą ruchu turbulentnego są poprzeczne, pulsacyjne ruchy elementów cieczy i związane z tym przenoszenie pędu między warstwami. Zjawisko to jest źródłem strat energetycznych.

Dla liczb  $Re \in (2\,320, 4\,000)$  może utrzymywać się jeszcze ruch laminarny, lecz pod wpływem jakichkolwiek zaburzeń mechanicznych zmienia się on w ruch burzliwy i nie wraca do poprzedniej postaci. Przedział ten stanowi tzw. strefę przejściową między obydwoimi ruchami. W strefie tej wartość współczynnika  $\lambda$  nie zależy od szorstkości ścianek przewodów, a więc  $\lambda = f(Re)$ .

Jeżeli  $\frac{k}{d} \leq 0,001$  i liczba  $Re \in \left(4\,000, \frac{d}{k}\right)$  [30] przepływ w ruchu burzliwym ma cha-

rakter przepływu w przewodach hydraulicznie gładkich (nierówności ich ścianek całkowicie pokrywa przyścienna warstwa laminarna). W strefie tej opory ruchu zależne są wyłącznie od

liczby  $Re$ , czyli  $\lambda = f(Re)$ . Straty energetyczne w przewodach proporcjonalne są do prędkości w potęgę „1,75”.

Do obliczania wartości  $\lambda$  przy  $4\,000 < Re \leq 100\,000$  służy wzór empiryczny Blasiusa:

$$\lambda = 0,3164 \cdot Re^{-0,25} \quad (5.47)$$

a przy  $Re > 100\,000$  uwikłany wzór Prandtla-Karmana w postaci:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2 \cdot \log \frac{Re \cdot \sqrt{\lambda}}{2,51} \quad (5.48)$$

lub wzór Leesa:

$$\lambda = 0,072 + 0,6104 \cdot Re^{-0,35} \quad (5.49)$$

Jeżeli  $\frac{k}{d} > 0,001$  i liczba  $Re \in \left(\frac{d}{k}, \frac{2\,000 \cdot d}{k}\right)$  [30] chropowatość ma częściowy

wpływ na opory ruchu, tzn.  $\lambda = f(Re, k/d)$ . Strefa ta nosi nazwę strefy zmiennej chropowatości hydraulicznej. Straty energetyczne w tego typu przewodach są proporcjonalne do prędkości w potęgę „1,75 ÷ 2,0”.

Wartość  $\lambda$  w tym przypadku oblicza się ze wzoru Colebrooka White'a:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \cdot \log \left( \frac{2,51}{Re} \cdot \frac{1}{\sqrt{\lambda}} + \frac{k}{3,71 \cdot d} \right) \quad (5.50)$$

lub z nowszego wzoru Lehmana:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -1,94 \cdot \log \left[ \left( \frac{4,26}{Re \cdot \sqrt{\lambda}} \right)^{1,1} + \left( \frac{k}{3,71 \cdot d} \right)^{1,03} \right] \quad (5.51)$$

Ta strefa przepływów, zwana również strefą zależności podkwadratowej, ma największe zastosowanie praktyczne w obliczeniach parametrów przewodów ciśnieniowych.

Przy znacznych wartościach liczby  $Re \geq \frac{2000 \cdot d}{k}$  [30] współczynnik  $\lambda$  nie zależy od liczby  $Re$  a tylko od chropowatości względnej przewodu  $k/d$ , a więc  $\lambda = f(k/d)$ . Straty na długości są w tym przypadku proporcjonalne do kwadratu średniej prędkości przepływu. Jest to więc strefa kwadratowej zależności oporów ruchu od prędkości. Wzorem na opory ruchu jest w tym przypadku wzór Nikuradsego o następującej postaci:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2 \cdot \log \frac{3,71 \cdot d}{k} \quad (5.52)$$

Graficzna ilustracja omawianych stref ruchu jest szeroko publikowana w literaturze w postaci wykresu Moody'ego (np. [73]).

W rurociągach ruch wody jest ruchem burzliwym. Opory ruchu, w zależności od materiałów z których wykonane są rury zależą wyłącznie od liczby  $Re$  (w przypadku rur z tworzyw sztucznych) lub w pewnym stopniu zależą też od chropowatości materiału (w przypadku rur żeliwnych i stalowych).

Dla rur wykonanych z tworzyw sztucznych do wyznaczenia współczynnika oporu hydraulicznego stosuje się więc wzory od (5.47) do (5.49), zaś dla rur żeliwnych i stalowych najbardziej odpowiednim wzorem jest wzór Colebrooka-White'a (5.50), który dla  $\nu = 1,31 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$  po przekształceniach przyjmuje formę:

$$\frac{1}{2 \cdot \sqrt{\lambda}} = 5,287 - \log \left( \frac{d}{Q} \cdot \frac{1}{2 \cdot \sqrt{\lambda}} + 52200 \cdot \frac{k}{d} \right) \quad (5.53)$$

lub wzory:

- Waldena

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \cdot \log \left( \frac{6,1}{Re^{0,915}} + \frac{0,268 \cdot k}{d} \right) \quad (5.54)$$

oraz

- Altszula

$$\lambda = 0,11 \cdot \left( \frac{68}{Re} + \frac{k}{d} \right)^{0,25} \quad (5.55)$$

W powyższych wzorach wartości współczynnika chropowatości bezwzględnej  $k$  zależy od stanu żeliwa lub stali z których wykonane są przewody np.:

- dla nowych przewodów magistralnych  $k = 0,1$  mm,
- dla nowych przewodów sieci rozdzielczej o dużej liczbie odgałęzień  $k = 0,4$  mm,
- dla przewodów po kilku- do kilkunastoletniej eksploatacji, zardzewiałych, przewodów lewarowych, przewodów oczyszczonych po wieloletniej eksploatacji  $k = 1,5$  mm,
- dla przewodów po wieloletniej eksploatacji, silnie skorodowanych  $k = 3,0$  mm.

#### 5.2.1.1.2. Straty miejscowe (na przeszkodzie) [11, 75, 76]

W sieciach wodociągowych straty miejscowe są niewielkie w porównaniu z liniowymi. Praktycznie pomija się je, powiększając co najwyżej straty liniowe o kilka procent. Jedynie przy dużej liczbie kształtek i armatury straty miejscowe mogą osiągać znacznie większe wartości, np. w przypadku pompowni. W wewnętrznych instalacjach wodociągowych straty miejscowe kształtują się na poziomie 10÷30% strat liniowych, przy czym w obliczeniach zwykle przyjmuje się ich wartość równą 15%. W przypadku opróżniania przewodów wodociągowych straty lokalne odgrywają istotną rolę w przebiegu procesu odpływu, konieczne jest więc ich uwzględnienie w modelu matematycznym opisującym ten proces.

Najistotniejszymi stratami lokalnymi są straty związane z nagłym poszerzeniem lub zwężeniem przekroju przewodu, zmianami kierunku ruchu w przewodzie (załamania lub zagięcia rurociągu o małym promieniu krzywizny) lub też spowodowane wbudowanymi w rurociąg urządzeniami powodującymi duże opory dla przepływu wody. Urządzeniami tego typu są np.: zasowy, zawory odcinające, urządzenia odwadniające i odpowietrzające, przyrządy miernicze [11].

Wysokość strat miejscowych określa wzór Weisbacha:

$$h_p = \zeta_p \cdot \frac{\bar{v}^2}{2g} \quad (5.56)$$

gdzie:

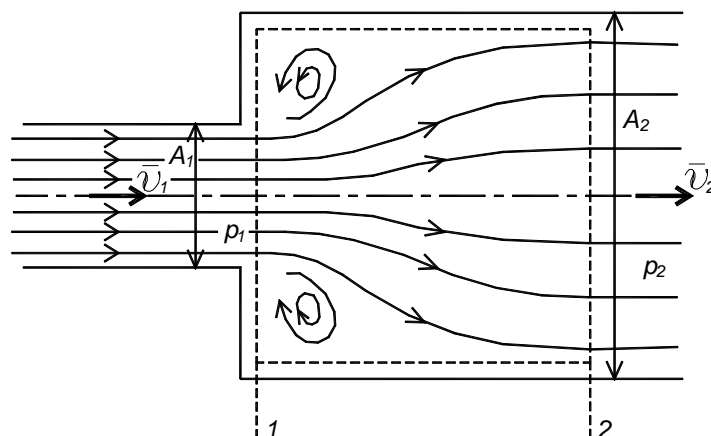
$\zeta_p$  - współczynnik straty na przeszkodzie,

$\bar{v}$  - prędkość przepływu za przeszkodą lub w szczególnych przypadkach prędkość przepływu przed przeszkodą.

Wartości współczynnika  $\zeta_p$  występujących we wzorze wyznacza się najczęściej w oparciu o formuły empiryczne.

#### Współczynnik strat miejscowych przy nagłym zwiększeniu średnicy przekroju przewodu [11]

Straty przy nagłym zwiększeniu średnicy przekroju poprzecznego przewodu są wywołane zmniejszeniem prędkości przepływu oraz zwiększeniem tarcia. W tym przypadku wielkość strat miejscowych można określić na drodze teoretycznej, a nie wyłącznie na drodze doświadczalnej.



**Rys. 5.6.** Nagłe rozszerzenie przekroju przepływowego przewodu

Wzorem służącym do wyznaczenia wysokości straty przy zwiększeniu średnicy przekroju jest wzór Bordy-Carnota:

$$h_{p\ rp} = \frac{(\bar{v}_1 - \bar{v}_2)^2}{2g} \quad (5.57)$$

gdzie:

$h_{p\ rp}$  - wysokość straty miejscowej spowodowanej nagłym rozszerzeniem przekroju przewodu,

$\bar{v}_1, \bar{v}_2$  - średnie prędkości dla obu przyjętych przekrojów (zob. rys.5.6).

Przy wykorzystywaniu powyższego wzoru do wyznaczania wysokości straty miejscowej spowodowanej gwałtownym rozszerzeniem przewodu  $h_{p\ rp}$  wyraża się go wyłącznie w zależności od prędkości  $\bar{v}_1$ , zastępując prędkość  $\bar{v}_2$  poprzez jej związek z  $\bar{v}_1$  wynikający z równania ciągłości dla ruchu ustalonego. W efekcie otrzymuje się zależność (5.57) w postaci:

$$h_{p\ rp} = \left(1 - \frac{A_1}{A_2}\right)^2 \cdot \frac{\bar{v}_1^2}{2g} \quad (5.58)$$

skąd wynika wzór na  $\zeta_{p\ rp}$ :

$$\zeta_{p\ rp} = \left(1 - \frac{A_1}{A_2}\right)^2 \quad (5.59)$$

Formuła (5.58) wyraża wysokość straty energii spowodowanej nagłym zwiększeniem przekroju poprzecznego przewodu w zależności od prędkości przed przeszkodą. Można przekształcić ją tak, aby wysokość tej straty była uzależniona od wysokości prędkości za przeszkodą:

$$h_{p\ rp} = \left(\frac{A_2}{A_1} - 1\right)^2 \cdot \frac{\bar{v}_2^2}{2g} \quad (5.60)$$

W tym przypadku współczynnik oporu wynosi:

$$\zeta_{p_{rp}} = \left( \frac{A_2}{A_1} - 1 \right)^2 \quad (5.61)$$

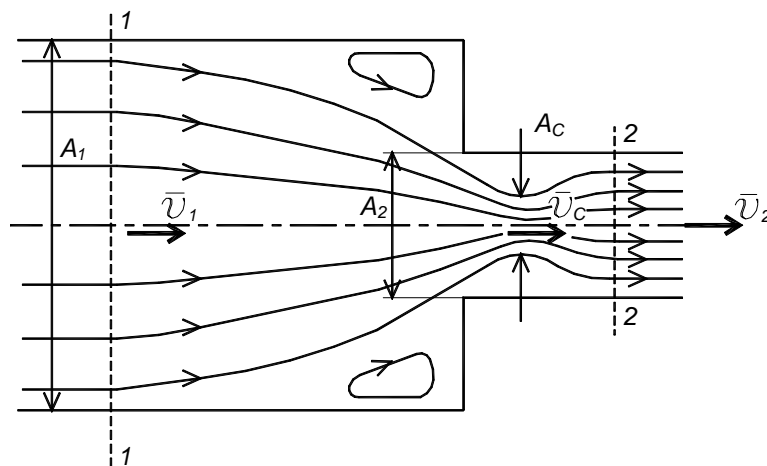
Wzorem empirycznym służącym do wyznaczenia wysokości straty lokalnej spowodowanej nagłym rozszerzeniem przekroju poprzecznego przewodu jest wzór w postaci:

$$h_{e p_{rp}} = 1,098 \cdot \frac{(\bar{v}_1 - \bar{v}_2)^{1,919}}{2g} \quad (5.62)$$

dający wartości nieznacznie odbiegające od wartości uzyskanych przy użyciu wzoru Bordy-Carnota.

Współczynnik strat miejscowych przy nagłym zwężeniu przekroju przewodu [75]

Straty powstałe przy nagłym zmniejszeniu średnicy przekroju poprzecznego przewodu są spowodowane uderzeniami hydraulicznymi i tworzącymi się wirami w przewodzie przed jego zwężeniem (rys. 5.7). Utworzone wiry umiejscawiają się w przestrzeniach martwych oraz następuje zmiana przebiegu strug na skutek dławienia przepływu.



**Rys. 5.7.** Nagłe zwężenie przekroju przepływowego przewodu



Wzór pozwalający na wyznaczenie wysokości straty energetycznej  $h_{p\ zp}$  ma postać:

$$h_{p\ zp} = \frac{(\bar{v}_c - \bar{v}_2)^2}{2g} \quad (5.63)$$

gdzie:

$h_{p\ zp}$  - wysokość straty miejscowej spowodowanej nagłym zwężeniem przekroju przewodu,

$\bar{v}_c$  - średnia prędkość przepływu w przekroju  $A_c$  przewężenia strugi (zob. rys.5.7),

$\bar{v}_2$  - średnia prędkość dla przyjętego przekroju drugiego.

Korzystając z równania ciągłości i wprowadzając współczynnik zwężenia strugi (kontrakcji)  $\chi = \frac{A_c}{A_2}$ , prędkość  $\bar{v}_c$  wyraża się jako:

$$\bar{v}_c = \frac{A_2}{A_c} \cdot \bar{v}_2 = \frac{1}{\chi} \cdot \bar{v}_2 \quad (5.64)$$

Wzór na wysokość straty energetycznej  $h_{p\ zp}$  przyjmuje zatem postać:

$$h_{p\ zp} = \left( \frac{1}{\chi} - 1 \right)^2 \cdot \frac{\bar{v}_2^2}{2g} \quad (5.65)$$

skąd wynika, że współczynnik oporu wynosi:

$$\zeta_{p\ zp} = \left( \frac{1}{\chi} - 1 \right)^2 \quad (5.66)$$

W praktyce najczęściej do wyznaczania współczynnika oporu stosuje się formułę Weisbacha:

$$\zeta_{p_{zp}} = \zeta_o + \left(\frac{1}{\chi} - 1\right)^2 \quad (5.67)$$

W powyższym wzorze stała  $\zeta_o = 0,04$  odpowiada stratom spowodowanym oddziaływaniem krawędzi dławiącej na masę płynącej cieczy, natomiast człon  $\left(\frac{1}{\chi} - 1\right)^2$  uwzględnia straty wywołane zwężeniem i ponownym rozszerzeniem się strugi.

Współczynnik strat miejscowych w przekroju połączenia przewodów opróżnianych i przewodu spustowego

Miejsca, w których rurociąg rozgałęzia się na kilka przewodów lub w których przewody łączą się w jeden przewód zbiorczy są tzw. węzłami sieci. Najczęstszymi przypadkami jest łączenie się dwóch przewodów lub rozdzielania się jednego przewodu na dwa. Fragmenty rurociągu odpowiadające węzłom nazywa się trójkami (zob. rys. 5.8).

Współczynnik oporu miejscowego  $\zeta_{p_t}$  jest funkcją następujących parametrów:

- przy łączeniu się strumieni cieczy

$$\zeta_{p_t} = \zeta \left( \frac{Q_l}{Q_m}, \frac{Q_k}{Q_m}, \frac{A_l}{A_m}, \frac{A_k}{A_m}, \phi_{km} \right) \quad (5.68)$$

- przy dzieleniu się strumieni cieczy

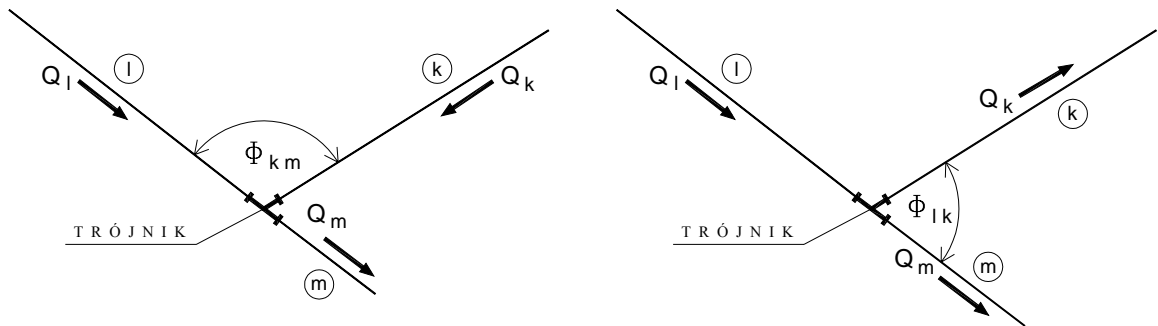
$$\zeta_{p_t} = \zeta \left( \frac{Q_k}{Q_l}, \frac{Q_m}{Q_l}, \frac{A_k}{A_l}, \frac{A_m}{A_l}, \phi_{lk} \right) \quad (5.69)$$

gdzie:

$Q_k, Q_l, Q_m$  - natężenie przepływu w przewodach  $k, l$  i  $m$ ,

- $A_k, A_l, A_m$  - pole przekrojów poprzecznych przewodów  $k, l$  i  $m$ ,
- $\phi_{km}$  - kąt zawarty między osią przewodu głównego  $m$  i osią przewodu odgałęzionego  $k$ ,
- $\phi_{lk}$  - kąt zawarty między osią przewodu głównego  $l$  i osią przewodu odgałęzionego  $k$ .

Straty hydrauliczne na trójniku wyznacza się oddzielnie dla drogi przepływu pomiędzy przewodem odgałęzionym i przewodem głównym dla przypadków a) i b) pokazanych na rysunku 5.8.



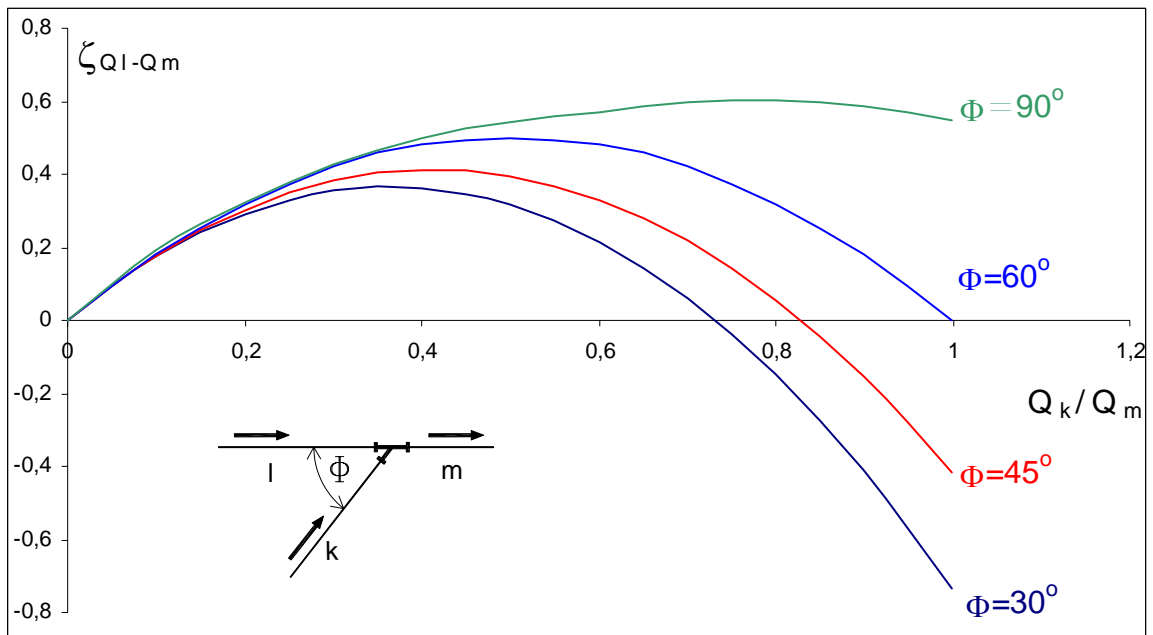
**Rys. 5.8.** Przepływ przez trójnik

- a) trójnik skośny zbieżny  
b) trójnik skośny rozbieżny

Współczynniki strat  $\zeta_{pt\ Q_l-Q_m}$ ,  $\zeta_{pt\ Q_k-Q_m}$ ,  $\zeta_{pt\ Q_l-Q_m}$  oraz  $\zeta_{pt\ Q_l-Q_k}$  wyznacza się analitycznie lub doświadczalnie. Ich wartości zależne od stosunku  $Q_k / Q_m$  lub  $U_m / U_l$  oraz  $U_k / U_l$  i kąta pomiędzy odgałęzionymi przewodami pokazano dla przypadku trójnika skośnego zbieżnego na rysunkach 5.9 i 5.10, zaś dla trójnika skośnego rozbieżnego na rysunkach 5.11 oraz 5.12<sup>1)</sup>.

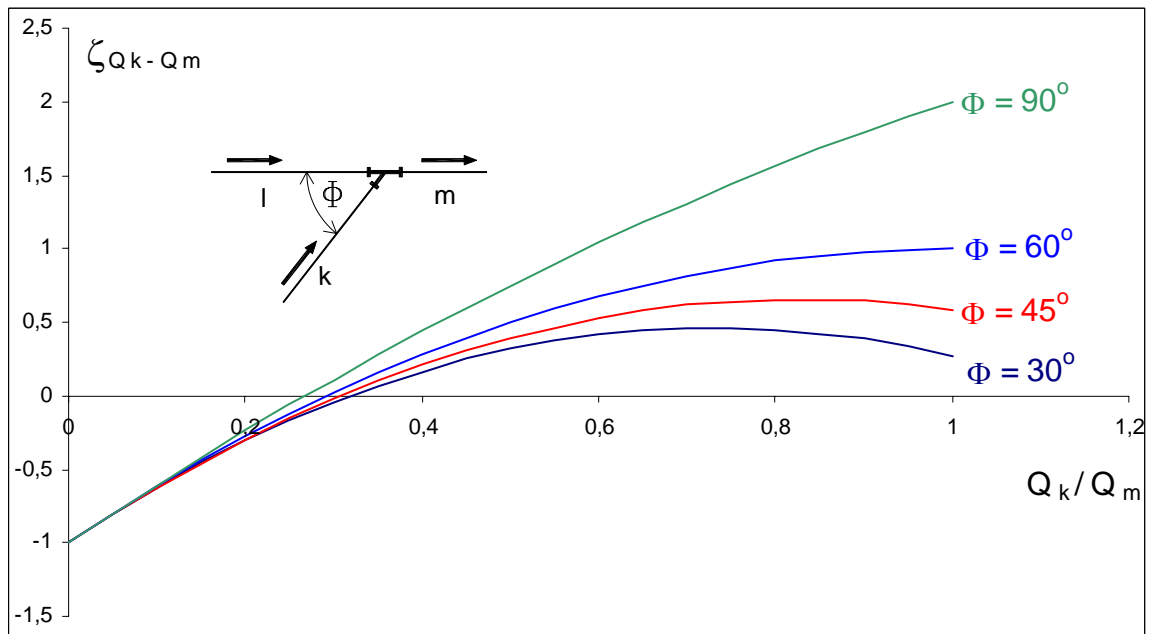
Ujemne wartości współczynnika  $\zeta_{pt}$  pojawiające się na rysunkach 5.9 oraz 5.10. są efektem zjawiska wzrostu ciśnienia w przewodzie głównym w stosunku do ciśnienia w odgałęzieniach tego przewodu. Zjawisko to wiąże się z kwestią tzw. przemiany energetycznej w miejscu zmian przekroju przewodu.

<sup>1)</sup> Prezentowane wykresy sporządzono na podstawie normy PN-76/M-34034



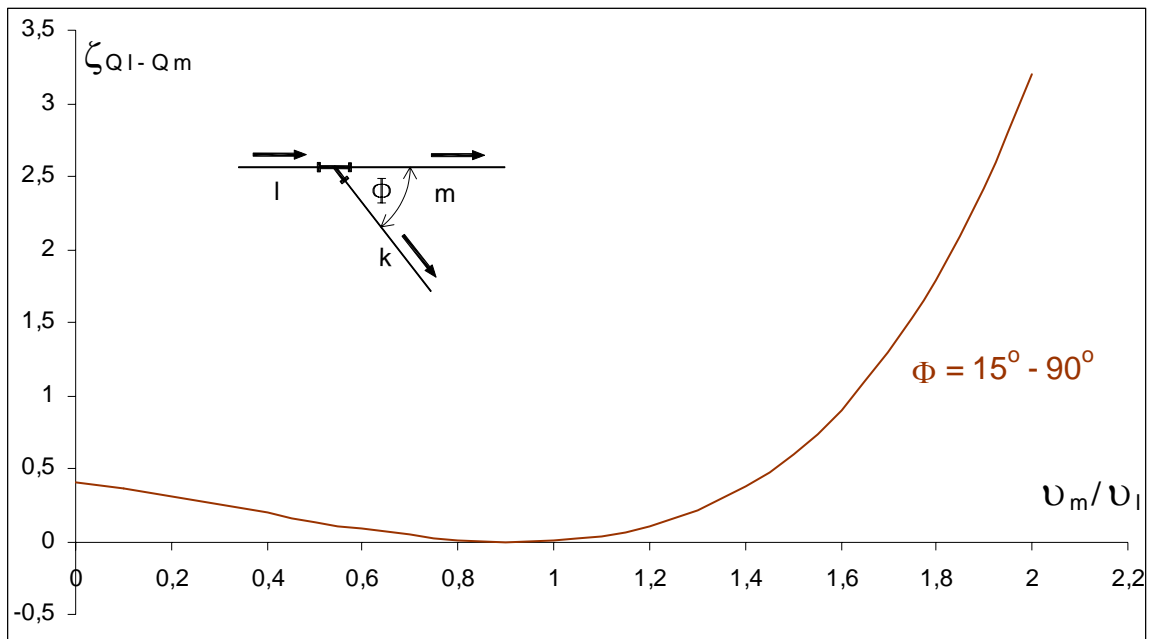
Rys. 5.9. Współczynnik miejscowych strat ciśnienia  $\zeta_{pt\ Ql-Qm}$  dla trójnika skośnego

zbieżnego przy  $A_k/A_m = 1$

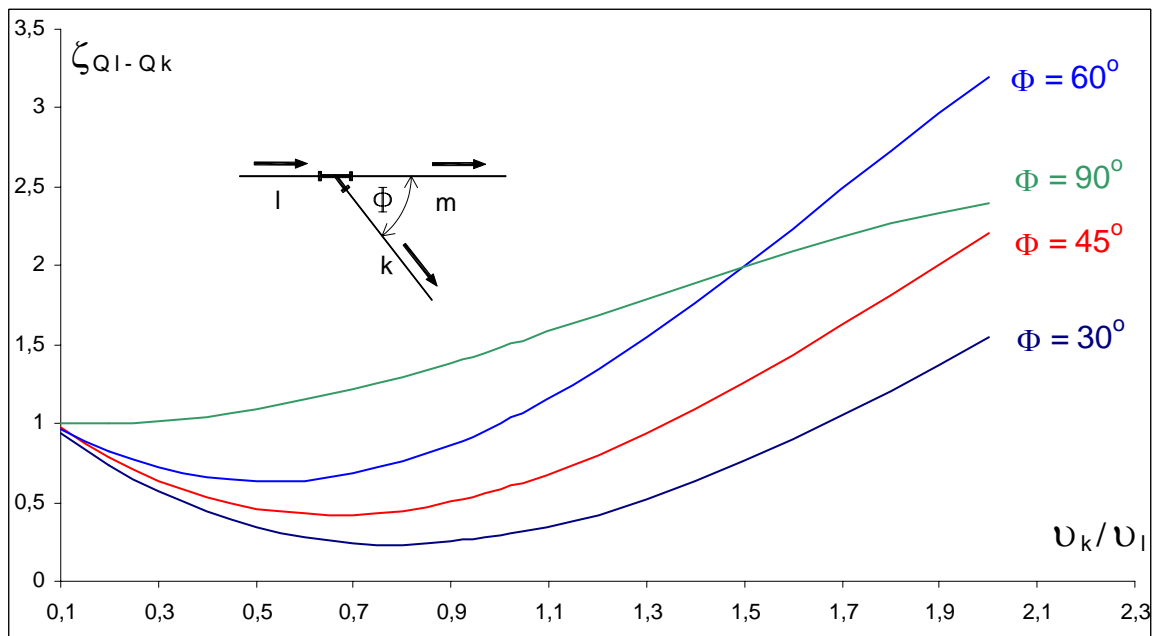


Rys. 5.10. Współczynnik miejscowych strat ciśnienia  $\zeta_{pt\ Qk-Qm}$  dla trójnika skośnego

zbieżnego przy  $A_k/A_m = 1$



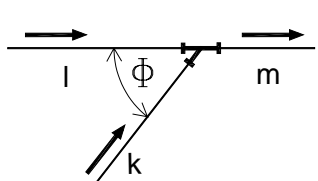
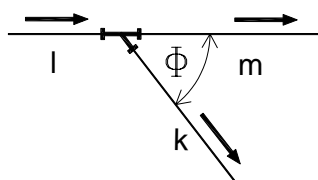
Rys. 5.11. Współczynnik miejscowych strat ciśnienia  $\zeta_{pt\ Ql-Qm}$  dla trójnika skośnego rozbieżnego



Rys. 5.12. Współczynnik miejscowych strat ciśnienia  $\zeta_{pt\ Ql-Qk}$  dla trójnika skośnego rozbieżnego

W tabeli poniżej zestawiono, stosowane w praktyce, współczynniki strat miejscowych dla trójkąta skośnego zbieżnego oraz dla trójkąta rozbieżnego.

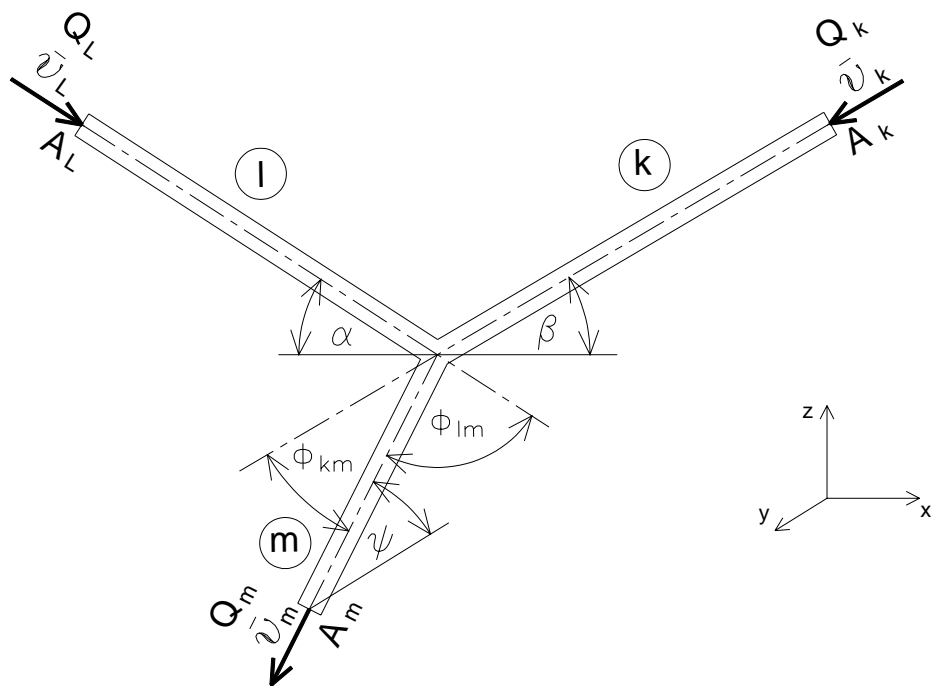
**Tabela 5.1.** Współczynnik miejscowych strat ciśnienia dla trójkąta skośnego zbieżnego i rozbieżnego<sup>1)</sup>

Lp.	Nazwa elementu	Współczynnik miejscowych strat ciśnienia $\xi$
1	<p>Trójkąt skośny zbieżny</p> <p><math>A_l = A_m</math></p> <p><math>A_l + A_k &gt; A_m</math></p> <p><math>\phi = 30^\circ</math></p> 	$\xi_{k-m} = 1 + \left( \frac{Q_k}{Q_m} \frac{A_m}{A_k} \right)^2 - 2 \cdot \left( 1 - \frac{Q_k}{Q_m} \right)^2 - 1,74 \cdot \frac{A_m}{A_k} \cdot \left( \frac{Q_k}{Q_m} \right)^2$ $\xi_{l-m} = 1 - \left( 1 - \frac{Q_k}{Q_m} \right)^2 - 1,74 \cdot \frac{A_m}{A_k} \cdot \left( \frac{Q_k}{Q_m} \right)^2$ <p>względem prędkości <math>\bar{v}_m</math></p>
2	<p>Trójkąt skośny rozbieżny</p> <p><math>A_l = A_m</math></p> <p><math>A_k + A_m &gt; A_l</math></p> <p><math>\phi = 30^\circ</math></p> 	$\xi_{l-k} = \tilde{A} \cdot \left[ 1 + \left( \frac{\bar{v}_k}{\bar{v}_l} \right)^2 - 1,732 \cdot \left( \frac{\bar{v}_k}{\bar{v}_l} \right) \right]$ $\xi_{l-m} = 0,4 \cdot \left( 1 - \frac{\bar{v}_m}{\bar{v}_l} \right)^2$ <p>względem prędkości <math>\bar{v}_l</math></p> <p>wartości współczynnika <math>\tilde{A}</math> w zależności od <math>\frac{\bar{v}_k}{\bar{v}_l}</math></p> <p>dla <math>\frac{\bar{v}_k}{\bar{v}_l} \leq 0,8</math>    <math>\tilde{A}=1,0</math></p> <p>dla <math>\frac{\bar{v}_k}{\bar{v}_l} &gt; 0,8</math>    <math>\tilde{A}=0,9</math></p>

<sup>1)</sup> według normy PN-76/M-34034 dla wybranej wartości  $\phi$

Poniżej podano uniwersalne (dla dowolnej wartości kąta  $\phi$ ) wzory określające współczynnik strat miejscowych dla trójników zbieżnych i rozbieżnych. Wzory te są wzorami autorskimi. Należy podkreślić, że trójniki są typowymi rozgałęzieniami przewodów stosowanymi w układach służących do opróżniania rurociągów. Prezentowane niżej wzory od 5.70 do 5.79 zostały uwzględnione w programie komputerowym, opracowanym w niniejszej rozprawie.

1) Trójnik skośny zbieżny



Rys. 5.13. Trójnik skośny zbieżny – schemat pomocniczy<sup>1)</sup>

a) Dla odcinka  $l - m$  (rys. 5.13)

$$\xi_{lm} = 1 + \left( \frac{Q_l}{Q_m} \cdot \frac{A_m}{A_l} \right)^2 - 2 \cdot \left( 1 - \frac{Q_l}{Q_m} \right)^2 - 2 \cdot \cos(\phi_{lm}) \cdot \frac{A_m}{A_l} \cdot \left( \frac{Q_l}{Q_m} \right)^2 \quad (5.70)$$

<sup>1)</sup> przewody  $l$  i  $k$  leżą w płaszczyźnie pionowej  $xz$   
przewód  $m$  leży w płaszczyźnie pionowej  $yz$

lub równoważnie:

$$\xi_{lm} = 1 + \left( \frac{\bar{v}_l}{\bar{v}_m} \right)^2 - 2 \cdot \left( 1 - \frac{\bar{v}_l}{\bar{v}_m} \cdot \left( \frac{d_l}{d_m} \right)^2 \right)^2 - 2 \cdot \cos(\phi_{lm}) \cdot \left( \frac{\bar{v}_l}{\bar{v}_m} \right)^2 \cdot \left( \frac{d_l}{d_m} \right)^2 \quad (5.71)$$

gdzie:

$$\phi_{lm} = \frac{\pi}{2} - \arcsin[\sin(\psi) \cdot \sin(\alpha)] \quad (5.72)$$

w którym:

$\psi$  - kąt nachylenia przewodu  $m$  do płaszczyzny poziomej  $xy$ ,

$\alpha$  - kąt nachylenia przewodu  $l$  do płaszczyzny poziomej  $xy$

b) Dla odcinka  $k - m$  (rys. 5.13)

$$\xi_{km} = 1 + \left( \frac{Q_k}{Q_m} \cdot \frac{A_m}{A_k} \right)^2 - 2 \cdot \left( 1 - \frac{Q_k}{Q_m} \right)^2 - 2 \cdot \cos(\phi_{km}) \cdot \frac{A_m}{A_k} \cdot \left( \frac{Q_k}{Q_m} \right)^2 \quad (5.73)$$

albo

$$\xi_{km} = 1 + \left( \frac{\bar{v}_k}{\bar{v}_m} \right)^2 - 2 \cdot \left( 1 - \frac{\bar{v}_k}{\bar{v}_m} \cdot \left( \frac{d_k}{d_m} \right)^2 \right)^2 - 2 \cdot \cos(\phi_{km}) \cdot \left( \frac{\bar{v}_k}{\bar{v}_m} \right)^2 \cdot \left( \frac{d_k}{d_m} \right)^2 \quad (5.74)$$

gdzie:

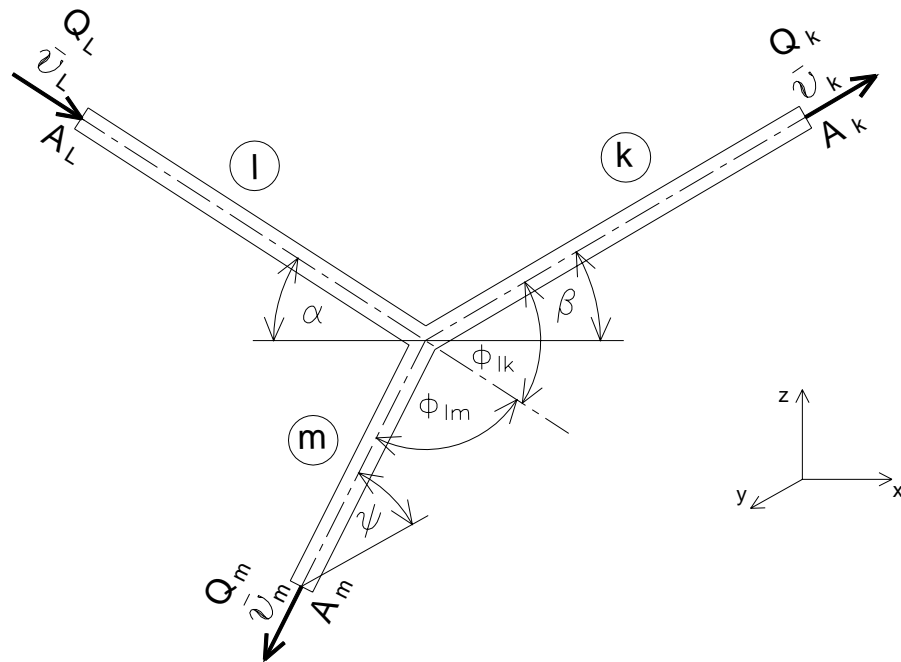
$$\phi_{km} = \frac{\pi}{2} - \arcsin[\sin(\psi) \cdot \sin(\beta)] \quad (5.75)$$

w którym:

$\beta$  - kąt nachylenia przewodu  $k$  do płaszczyzny poziomej  $xy$



2) Trójkąt skośny rozbieżny



Rys. 5.14. Trójkąt skośny rozbieżnego – schemat pomocniczy<sup>1)</sup>

a) Dla odcinka  $l - m$  (rys. 5.14)

$$\xi_{lm} = \text{wsp } lm \cdot \left[ 1 + \left( \frac{\bar{v}_m}{\bar{v}_l} \right)^2 - 2 \cdot \frac{\bar{v}_m}{\bar{v}_l} \cdot \cos(\phi_{lm}) \right] \quad (5.76)$$

gdzie:

$$\phi_{lm} = \frac{\pi}{2} - \arcsin[\sin(\psi) \cdot \sin(\alpha)] \quad (5.77)$$

b) Dla odcinka  $l - k$  (rys. 5.14)

$$\xi_{lk} = \text{wsp } lk \cdot \left[ 1 + \left( \frac{\bar{v}_k}{\bar{v}_l} \right)^2 - 2 \cdot \frac{\bar{v}_k}{\bar{v}_l} \cdot \cos(\phi_{lk}) \right] \quad (5.78)$$

<sup>1)</sup> przewody  $l$  i  $k$  leżą w płaszczyźnie pionowej  $xz$   
przewód  $m$  leży w płaszczyźnie pionowej  $yz$

gdzie:

$$\phi_{lk} = |\alpha + \beta| \quad (5.79)$$

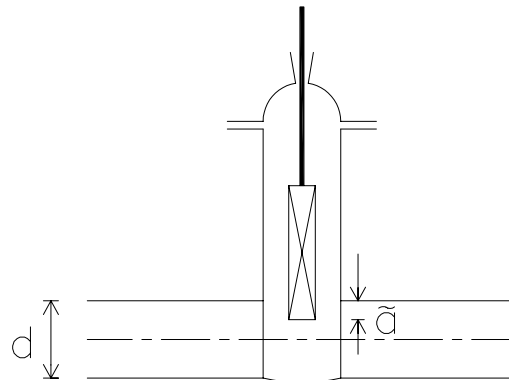
Wartości współczynników  $wsp\ lm$  lub  $wsp\ lk$  w zależności odpowiednio od  $\frac{\bar{v}_m}{\bar{v}_l}$  lub  $\frac{\bar{v}_k}{\bar{v}_l}$  podane są w tabeli 5.2.

**Tabela 5.2.** Wartości współczynników  $wsp\ lm$  i  $wsp\ lk$

$\frac{\bar{v}_m}{\bar{v}_l}$	$\leq 0,8$	$>0,8$
$wsp\ lm$	1,0	0,9
$\frac{\bar{v}_k}{\bar{v}_l}$	$\leq 0,8$	$>0,8$
$wsp\ lk$	1,0	0,9

Współczynnik strat miejscowych dla zasuwy [39]

Uwzględniono tu jedynie straty na zasuwach płaskich stosowanych w rurociągach spustowych. Niektóre wartości współczynnika strat na zasuwie  $\zeta_{p_z}$  w zależności od stosunku przymknięcia zasuwy  $\tilde{a}$  do średnicy  $d$  rurociągu podano w tabeli 5.3.



**Rys. 5.15.** Zasuwa płaska na rurociągu

**Tabela 5.3.** Współczynnik miejscowych strat ciśnienia na zasuwie

$S = \tilde{a}/d$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,75
$\zeta_{p_z}$	<b>0,15</b>	<b>0,3</b>	<b>0,8</b>	<b>1,5</b>	<b>2,8</b>	<b>5,3</b>	<b>12</b>	<b>22</b>	<b>30</b>

### 5.2.1.2. Straty hydrauliczne w ruchu nieustalonym [15, 73]

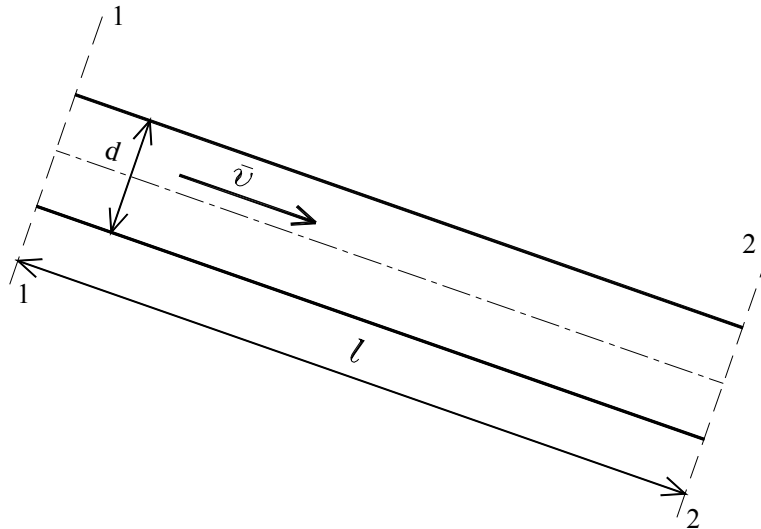
Opory inercjalne (bezwładności cieczy) związane są ze zjawiskiem uderzenia hydraulicznego. Zjawisko to występuje przy gwałtownych zmianach prędkości przepływu w dowolnym przekroju poprzecznym rurociągu. Spowodowane jest ono bezwładnością cieczy znajdującej się w rurociągu, której prędkość przepływu ulega gwałtownej zmianie. Na przebieg zjawiska uderzenia hydraulicznego znaczny wpływ wywiera podatność cieczy na ściśliwość oraz sprężystość ścianek rurociągu.

W przypadku uderzenia hydraulicznego powstającego w rurociągu przy nagłym zatrzymaniu przepływu (przy zamykaniu zasuw) następuje natychmiastowe zmniejszenie panującej prędkości  $\bar{v}_0$  do zera. Kolejne napływające z prędkością  $\bar{v}_0$  warstwy wytracają prędkość, co powoduje wystąpienie sił bezwładności:

$$m \cdot a = \alpha \cdot \frac{\gamma \cdot A}{g} \cdot \int_0^l \frac{\partial v}{\partial t} ds \quad (5.80)$$

gdzie:

- $m$  - masa cieczy,
- $a$  - przyspieszenie cieczy,
- $\alpha$  - współczynnik Coriolisa,
- $\gamma$  - ciężar właściwy cieczy,
- $A$  - pole powierzchni poprzecznego przekroju rurociągu,
- $g$  - przyspieszenie ziemskie,
- $l$  - odległość pomiędzy przekrojami 1 i 2 (rys. 5.16),
- $v$  - prędkość cieczy,
- $t$  - czas.



**Rys. 5.16.** Fragment rurociągu – schemat pomocniczy

Zgodnie z prawem zachowania energii w obszarze wyhamowanej cieczy nastąpi znaczny wzrost energii potencjalnej, czyli wzrost ciśnienia. Zwiększone ciśnienie spowoduje sprężyste odkształcenie cieczy i ścian rurociągu. Ciecz zostanie ściśnięta, co wyrazi się zwiększeniem gęstości, natomiast ścianki rurociągu zostaną rozciągnięte, powodując wzrost średnicy przewodu. Granica obszaru podwyższonego ciśnienia, czyli sprężystych deformacji cieczy i ścian, przemieszcza się z pewną prędkością  $c$  ( $c \gg \bar{v}_o$ ) w kierunku przeciwnym do prędkości  $\bar{v}_o$ . Prędkość  $c$  jest prędkością rozprzestrzeniania obszaru sprężystej deformacji (prędkością czoła fali podwyższonego ciśnienia w rurociągu). Gdy czoło fali osiągnie koniec rurociągu nastąpi rozprężenie cieczy i ścian rurociągu oraz pojawi się fala powrotna poruszająca się zgodnie z pierwotnym ruchem cieczy do zasuw, która na skutek oporów tarcia ulega stopniowemu osłabieniu.

Po podzieleniu obu stron równania (5.80) przez  $A \cdot \gamma$  otrzymujemy wzór na opory inercyjne:

$$h_i = \frac{\alpha}{g} \cdot \int_0^l \frac{\partial v}{\partial t} ds \quad (5.81)$$

Przy założeniu stałego przyspieszenia na długości rurociągu, czyli  $\frac{\partial v}{\partial t} = const$ , powyższy wzór przyjmuje postać:

$$h_i = \frac{\alpha}{g} \cdot \frac{\partial v}{\partial t} \cdot \int_0^l ds \quad (5.82)$$

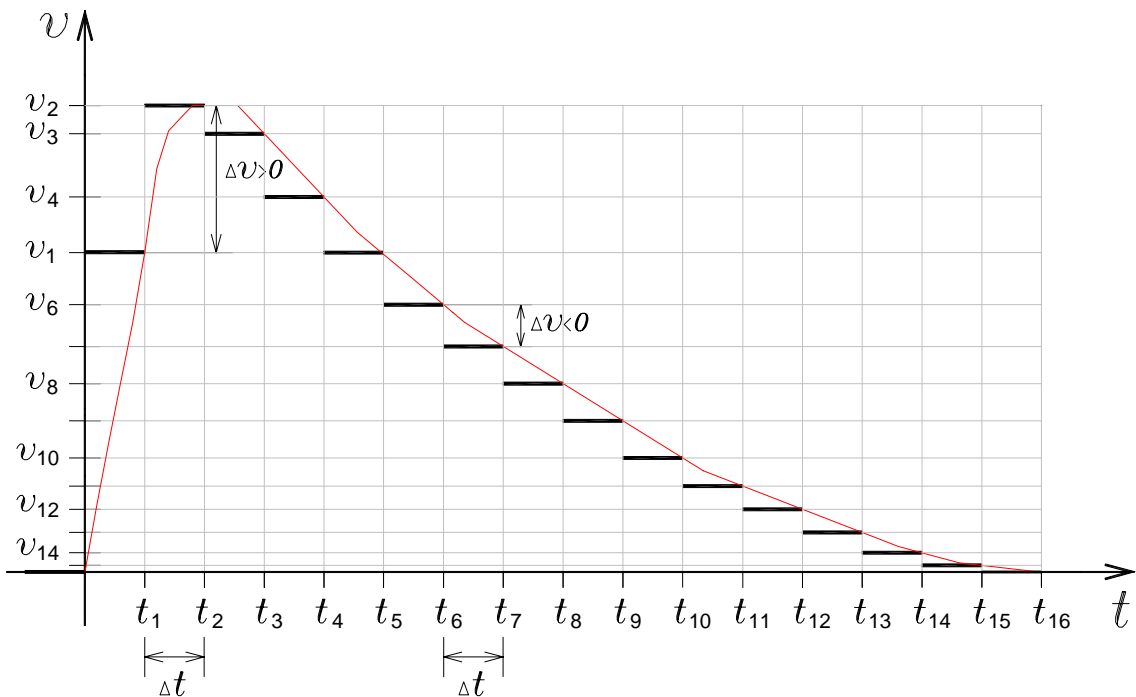
W przypadku niestabilnego ruchu traktowanego jako ruch dyskretnie zmienny w czasie opory inercjalne mają postać:

$$h_i = \alpha \cdot \frac{l}{g} \cdot \frac{\Delta v}{\Delta t} \quad (5.83)$$

gdzie:

$\Delta v$  - przyrost prędkości w zadanym kroku czasowym (patrz rys. 5.17),

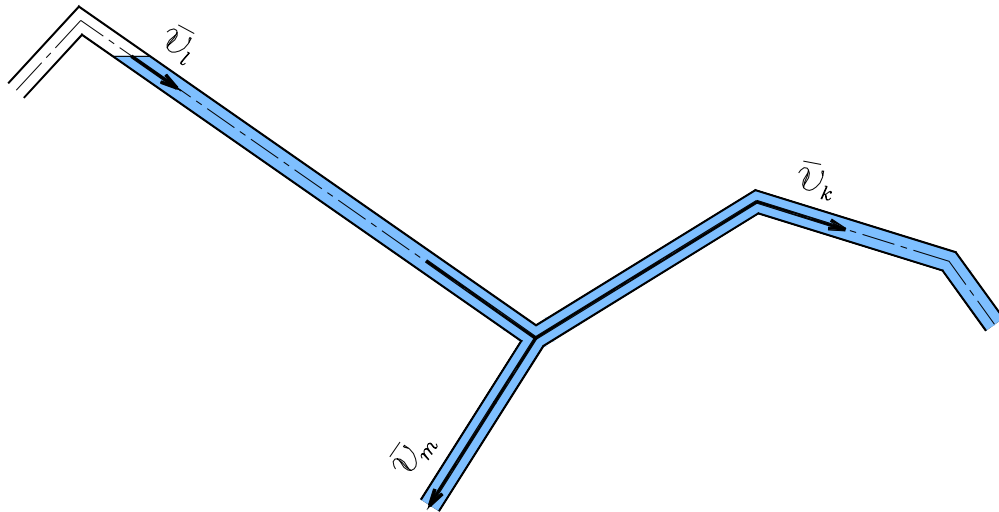
$\Delta t$  - obliczeniowy krok czasowy.



Rys. 5.17. Wykres zależności prędkości przepływu wody w rurociągu od czasu







**Rys. 5.20.** Przepływ z przewodu  $l$  do następnego fragmentu przewodu  $k$  (przypadek 1)

Brak przepływu w przewodzie  $k$  (przypadek 2) wystąpi, gdy przewód ten będzie całkowicie wypełniony wodą i gdy zamknięty zostanie zawór zamontowany w najwyższym punkcie przewodu  $k$ .

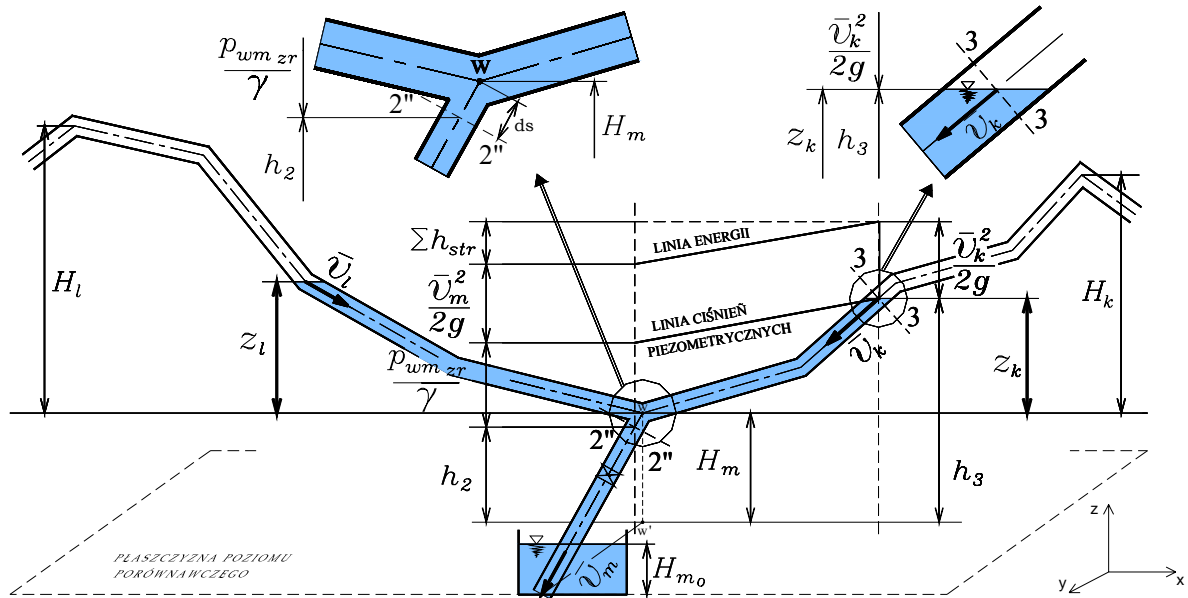
Odptyw z przewodu  $k$  przez przewód  $m$  (przypadek 3) będzie miał miejsce gdy warunek (5.84) nie będzie spełniony oraz gdy różnica pomiędzy wysokością linii energii w przekroju znajdującym się na poziomie zwierciadła wody w przewodzie  $k$  a przekrojem usytuowanym w przewodzie spustowym w odległości  $ds$  od punktu rozgałęzienia osi przewodu będzie dodatnia (rys. 5.21). Spełniony jest wówczas warunek:

$$\frac{p_{wmzr}}{\gamma} + \frac{\bar{v}_m^2}{2g} < z_k + \frac{\bar{v}_k^2}{2g} \quad (5.85)$$

gdzie:

$p_{wmzr}$  - nadciśnienie w przekroju 2''-2'' (rys. 5.21)





**Rys. 5.21.** Linie ciśnienia piezometrycznych i energii przy przepływie wody z przewodu  $k$  do przewodu  $m$

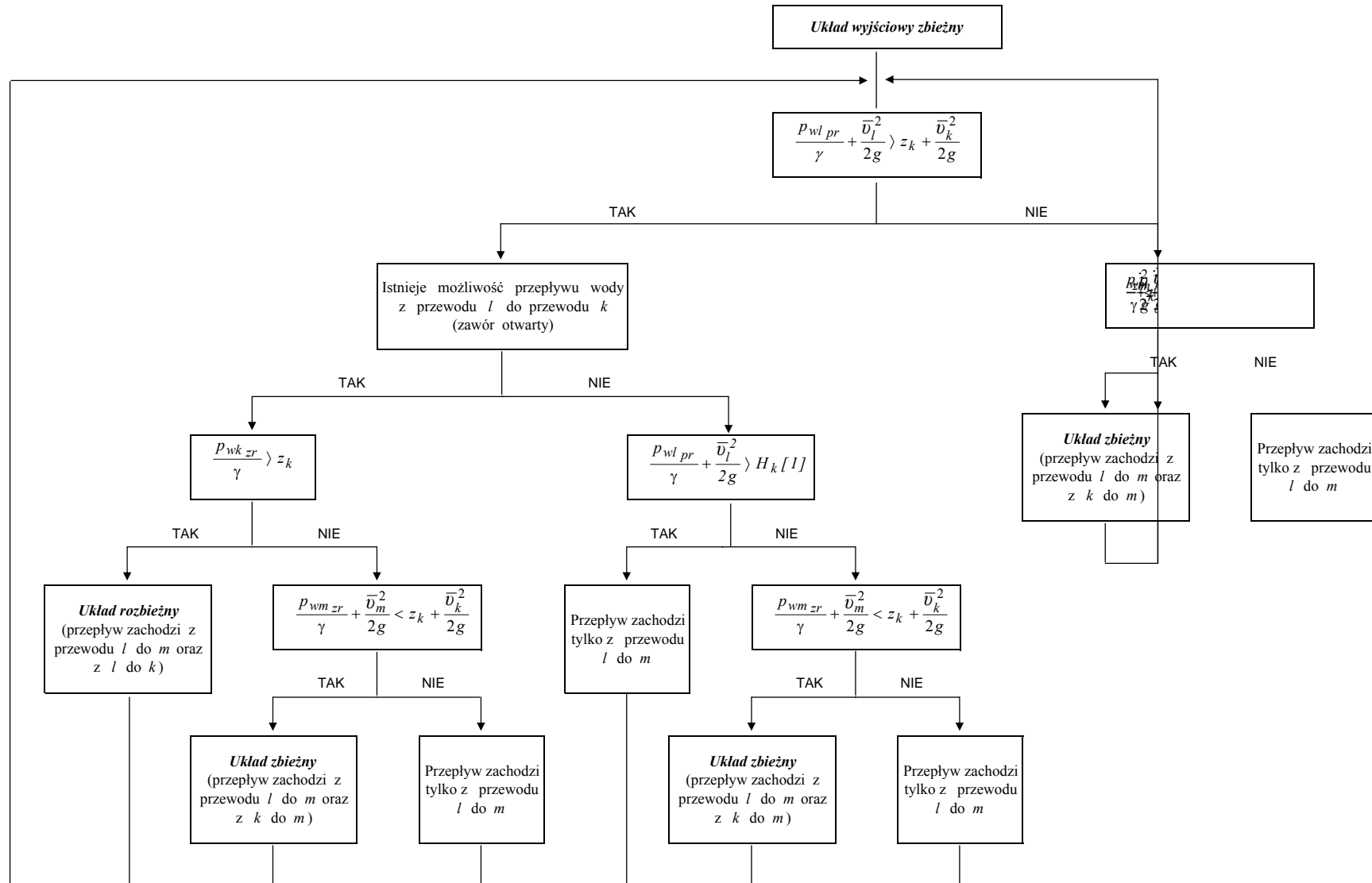
Reasumując, w rozważanym układzie trzech przewodów woda może odpływać z przewodów  $l$  i  $k$  lub tylko z przewodu  $l$  do przewodu  $m$ , albo też z przewodu  $l$  do przewodów  $k$  i  $m$ . Pierwsze dwa z wymienionych wyżej przypadków przepływu, przez analogię z nazewnictwem stosowanym dla trójników, nazwano w pracy *układem zbieżnym*, natomiast trzeci *układem rozbieżnym*.

Formułując model matematyczny procesu opróżniania przewodów rurociągu przyjęto założenie, że w chwili początkowej istnieje układ zbieżny.

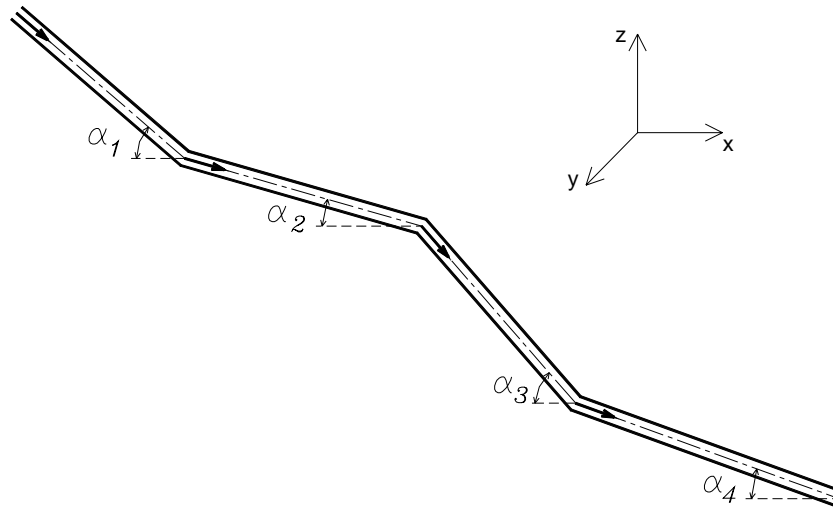
Model matematyczny uwzględnia różne kierunki przepływów wody podczas opróżniania rurociągu, które pokazane są na rysunku 5.22.

W modelu matematycznym opróżniania rurociągu wzięto również pod uwagę fakt, że na rozważanych rurociągach istnieją straty na długości przewodów (na tarcie), straty lokalne oraz opory inercyjne.

Straty lokalne spowodowane rozgałęzieniem przewodów określane były zgodnie z przedstawionymi w poprzednim rozdziale wzorami dla trójnika skośnego zbieżnego lub dla trójnika rozbieżnego (kąt  $\phi$  między osią przewodu głównego i osią jego rozgałęzienia może być dowolny). Ze względu na to, że przewody  $l$  (rys. 5.23) i  $k$  mogą biec wzdłuż łamanej linii, uwzględniono straty lokalne spowodowane zmianą kierunku tych przewodów. Wzięto także pod uwagę wysokość straty na zasuwie usytuowanej na przewodzie spustowym.



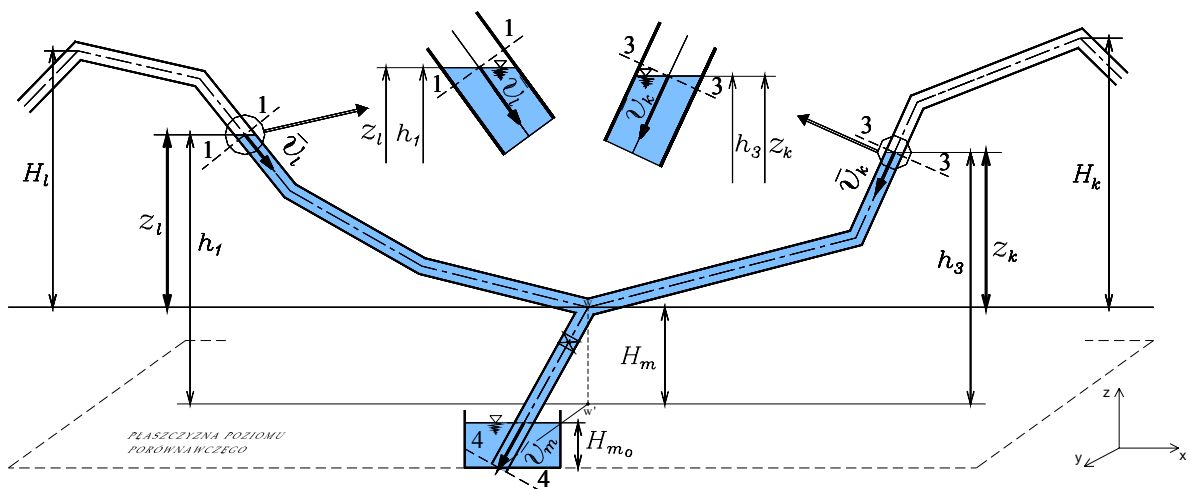
Rys. 5.22. Rozważane przypadki opróżniania rurociągów



Rys. 5.23. Możliwy bieg przewodu  $l$

### 5.2.2.1. Opróżnianie rurociągu w przypadku zbieżnego układu przewodów

Budując model matematyczny oparto się na równaniu Bernoulliego (5.42) zapisanego dla przekrojów przewodów  $l$  i  $m$  oraz  $k$  i  $m$  (patrz rysunek 5.24). W obu przypadkach poziom porównawczy usytuowany został na wysokości wylotu odcinka spustowego.



Rys.5.24. Przekroje obliczeniowe przyjęte dla przypadku zbieżnego układu przewodów

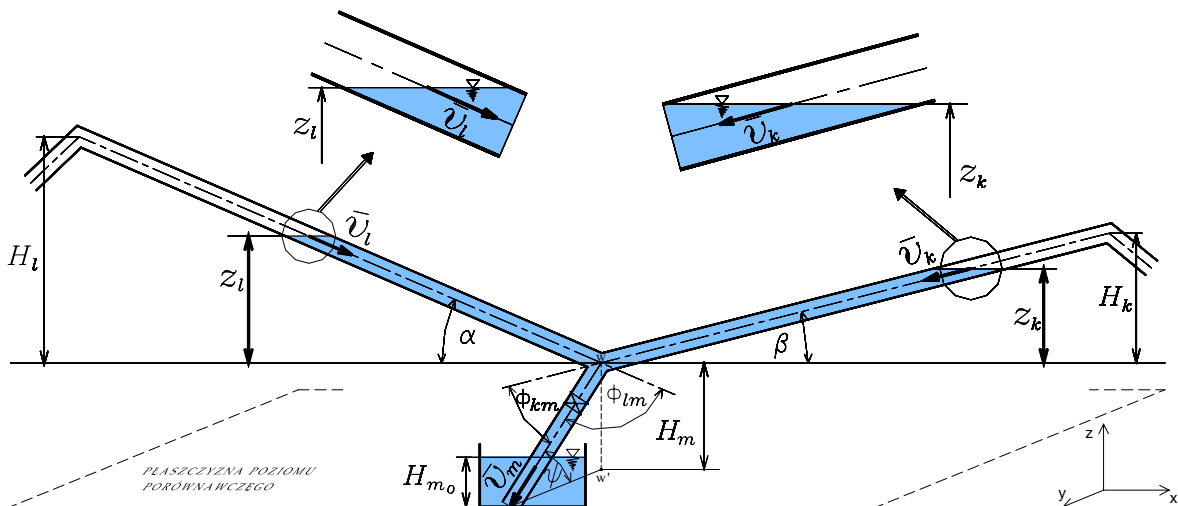
Biorąc pod uwagę przekroje 1-1 i 4-4 mamy:

$$z_l + H_m + \frac{p_a}{\gamma} + \frac{\bar{v}_l^2}{2g} = 0 + H_{m_o} + \frac{p_a}{\gamma} + \frac{\bar{v}_l^2}{2g} \cdot \left( \lambda_l \cdot \frac{l_l}{d_l} + \zeta_{v_l-v_l} \right) + \frac{\bar{v}_m^2}{2g} \cdot \left( 1 + \lambda_m \cdot \frac{l_m}{d_m} + \zeta_{v_l-v_m} + \zeta_{zas} \right) + \alpha \cdot \frac{l_l}{g} \cdot \frac{\Delta U_l}{\Delta t} + \alpha \cdot \frac{l_m}{g} \cdot \frac{\Delta U_m}{\Delta t} \quad (5.86)$$

W równaniu tym  $l_l$  jest długością odcinka przewodu  $l$  od poziomu zwierciadła wody do punktu rozgałęzienia. W przypadku, gdy przewód ten układa się wzdłuż linii prostej (patrz rysunek 5.25):

$$l_l = \frac{z_l}{\sin \alpha} \quad (5.87)$$

zaś współczynnik  $\zeta_{v_l-v_l}$  strat lokalnych spowodowanych zmianą kierunku przewodu jest równy zero.



Rys. 5.25. Pomocniczy schemat do obliczeń (przewody  $l$  i  $k$  w linii prostej)

W przypadku, gdy przewód  $l$  rurociągu układa się wzdłuż linii łamanej, długość  $l_l$  (po przyjęciu numeracji odcinków jak na rysunku 5.26) wyraża wzór:

$$l_l = \frac{z_l - H_{l_{nol+1}}}{\sin \alpha_{nol}} + \sum_{j=nol+1}^{lol} \frac{H_{l_j} - H_{l_{j+1}}}{\sin \alpha_j} \quad (5.88)$$

gdzie:

$nol$  - numer odcinka przewodu  $l$  rurociągu, w którym aktualnie znajduje się poziom zwierciadła wody (na rysunku 5.26  $nol = 2$ ),

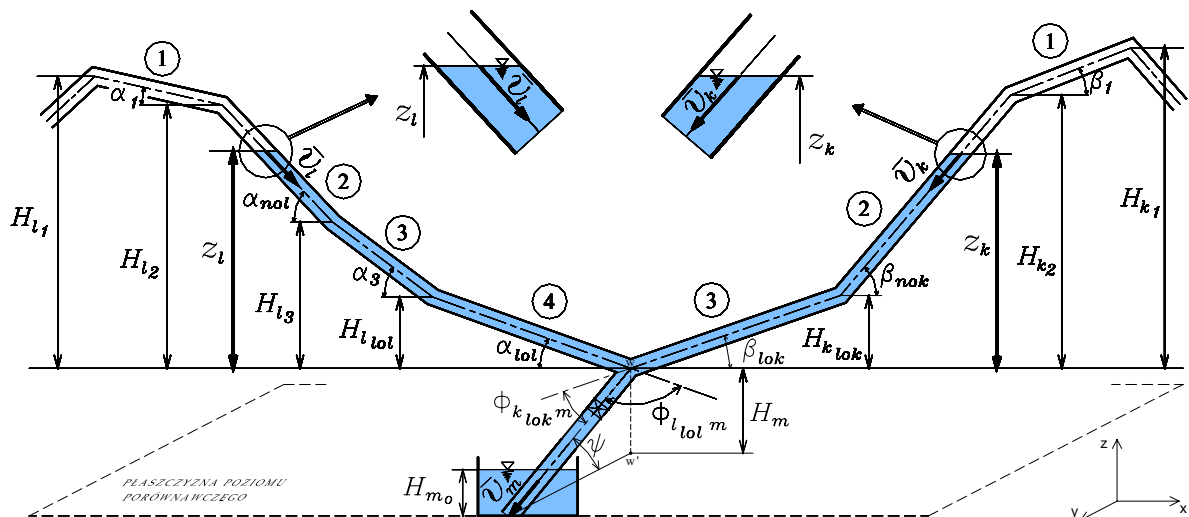
$lol$  - liczba odcinków przewodu  $l$  (na rysunku 5.26  $lol = 4$ ),

$\alpha_j$  - kąty nachylenia do płaszczyzny poziomej  $xy$  poszczególnych odcinków przewodu  $l$ ,

$j = nol, nol + 1, \dots lol$ .

Współczynnik strat miejscowych  $\zeta_{v_l-v_l}$  dla przewodu  $l$  układającego się wzdłuż linii łamanej obliczana jest zgodnie z wzorem:

$$\zeta_{v_l-v_l} = \sum_{j=nol}^{lol-1} (2 - 2 \cdot \cos |\alpha_j - \alpha_{j+1}|) \quad (5.89)$$



Rys. 5.26. Pomocniczy schemat do obliczeń (łamane przewody  $l$  i  $k$ )

Dla zaznaczonych na rysunku 5.24 przekrojów 3-3 i 4-4 przewodów  $k$  i  $m$  otrzymuje się:

$$z_k + H_m + \frac{p_a}{\gamma} + \frac{\bar{v}_k^2}{2g} = 0 + H_{m_o} + \frac{p_a}{\gamma} + \frac{\bar{v}_k^2}{2g} \cdot \left( \lambda_k \cdot \frac{l_k}{d_k} + \zeta_{v_k-v_k} \right) + \frac{\bar{v}_m^2}{2g} \cdot \left( 1 + \lambda_m \cdot \frac{l_m}{d_m} + \zeta_{v_k-v_m} + \zeta_{zas} \right) + \alpha \cdot \frac{l_k}{g} \cdot \frac{\Delta v_k}{\Delta t} + \alpha \cdot \frac{l_m}{g} \cdot \frac{\Delta v_m}{\Delta t} \quad (5.90)$$

Dla przewodu  $k$  prostego:

$$l_k = \frac{z_k}{\sin \beta} \quad (5.91)$$

i

$$\zeta_{v_k-v_k} = 0 \quad (5.92)$$

a dla łamanego:

$$l_k = \frac{z_k - H_{k_{nok+1}}}{\sin \beta_{nok}} + \sum_{j=nok+1}^{lok} \frac{H_{k_j} - H_{k_{j+1}}}{\sin \beta_j} \quad (5.93)$$

oraz

$$\zeta_{v_k-v_k} = \sum_{j=nok}^{lok-1} \left( 2 - 2 \cdot \cos |\beta_j - \beta_{j+1}| \right) \quad (5.94)$$

gdzie:

$nok$  - numer odcinka przewodu  $k$  rurociągu, w którym aktualnie znajduje się poziom zwierciadła wody (zob. rys. 5.26),

$lok$  - liczba odcinków przewodu  $k$  (rys. 5.26),

$\beta_j$  - kąty nachylenia do płaszczyzny poziomej  $xy$  poszczególnych odcinków przewodu  $k$ ,

$j = nok, nok + 1, \dots, lok$ .

W węźle  $W$  połączenia przewodów  $l, k$  i  $m$ :

$$Q_l + Q_k = Q_m \quad (5.95)$$

lub inaczej:

$$\bar{v}_l \cdot d_l^2 + \bar{v}_k \cdot d_k^2 = \bar{v}_m \cdot d_m^2 \quad (5.96)$$

Równania (5.86), (5.90) (po przekształceniu) oraz (5.96) tworzą układ:

$$\left\{ \begin{array}{l} z_l + H_m - H_{m_o} = \frac{\bar{v}_l^2}{2g} \cdot \frac{1}{d_l} \cdot \lambda_l \cdot \left( \frac{z_l - H_{l_{nol+1}}}{\sin \alpha_{nol}} + \sum_{j=nol+1}^{lol} \frac{H_{l_j} - H_{l_{j+1}}}{\sin \alpha_j} \right) + \\ \frac{\bar{v}_l^2}{2g} \cdot \sum_{j=nol}^{lol-1} (2 - 2 \cdot \cos |\alpha_j - \alpha_{j+1}|) - \frac{\bar{v}_l^2}{2g} + \frac{\bar{v}_m^2}{2g} \cdot \left( 1 + \lambda_m \cdot \frac{l_m}{d_m} + \zeta_{v_l-v_m} + \zeta_{zas} \right) + \\ \alpha \cdot \frac{l_l}{g} \cdot \frac{\Delta U_l}{\Delta t} + \alpha \cdot \frac{l_m}{g} \cdot \frac{\Delta U_m}{\Delta t} \\ z_k + H_m - H_{m_o} = \frac{\bar{v}_k^2}{2g} \cdot \frac{1}{d_k} \cdot \lambda_k \cdot \left( \frac{z_k - H_{k_{nok+1}}}{\sin \beta_{nok}} + \sum_{j=nok+1}^{lok} \frac{H_{k_j} - H_{k_{j+1}}}{\sin \beta_j} \right) + \\ \frac{\bar{v}_k^2}{2g} \cdot \sum_{j=nok}^{lok-1} (2 - 2 \cdot \cos |\beta_j - \beta_{j+1}|) - \frac{\bar{v}_k^2}{2g} + \frac{\bar{v}_m^2}{2g} \cdot \left( 1 + \lambda_m \cdot \frac{l_m}{d_m} + \zeta_{v_k-v_m} + \zeta_{zas} \right) + \\ \alpha \cdot \frac{l_k}{g} \cdot \frac{\Delta U_k}{\Delta t} + \alpha \cdot \frac{l_m}{g} \cdot \frac{\Delta U_m}{\Delta t} \\ \bar{v}_l \cdot d_l^2 + \bar{v}_k \cdot d_k^2 = \bar{v}_m \cdot d_m^2 \end{array} \right. \quad (5.97)$$

w którym:

$$l_m = \frac{H_m - z_m}{\sin \psi} \quad (5.98)$$

gdzie:

$H_m$  - wzniesienie węzła  $W$  nad poziom porównawczy,

$z_m$  - wzniesienie wylotu rurociągu spustowego nad poziom porównawczy ( $z_m = 0$ )

$\psi$  - kąt nachylenia osi przewodu  $m$  do płaszczyzny poziomej  $xy$ .

Dla uproszczenia zapisu układu (5.97) przyjmuje się następujące oznaczenia:

$$\frac{1}{2g} \cdot \frac{\lambda_l}{d_l} \cdot \left( \frac{z_l - H_{l_{nol+1}}}{\sin \alpha_{nol}} + \sum_{j=nol+1}^{lol} \frac{H_{l_j} - H_{l_{j+1}}}{\sin \alpha_j} \right) + \frac{1}{2g} \cdot \left[ \sum_{j=nol}^{lol-1} (2 - 2 \cdot \cos |\alpha_j - \alpha_{j+1}|) - 1 \right] = \text{wsp1} \quad (5.99)$$

$$\frac{1}{2g} \cdot \frac{\lambda_k}{d_k} \cdot \left( \frac{z_k - H_{k_{nok+1}}}{\sin \beta_{nok}} + \sum_{j=nok+1}^{lok} \frac{H_{k_j} - H_{k_{j+1}}}{\sin \beta_j} \right) + \frac{1}{2g} \cdot \left[ \sum_{j=nok}^{lok-1} (2 - 2 \cdot \cos |\beta_j - \beta_{j+1}|) - 1 \right] = \text{wsp2} \quad (5.100)$$

$$\frac{1}{2g} \cdot \left( 1 + \lambda_m \cdot \frac{H_m - z_m}{d_m \cdot \sin \psi} + \zeta_{zas} \right) = \text{wsp3} \quad (5.101)$$

$$\frac{1}{2g} \cdot \zeta_{v_l-v_m} = \text{wsp} \zeta_{v_l-v_m} \quad (5.102)$$

$$\frac{1}{2g} \cdot \zeta_{v_k-v_m} = \text{wsp} \zeta_{v_k-v_m} \quad (5.103)$$

Współczynniki oporów liniowych  $\lambda_l$ ,  $\lambda_k$  i  $\lambda_m$  wyrażone są wzorem Altszula (5.55), czyli:

$$\lambda_l = 0,11 \cdot \left( \frac{68 \cdot v}{v_l \cdot d_l} + \frac{k}{d_l} \right)^{0,25} \quad (5.104)$$

$$\lambda_k = 0,11 \cdot \left( \frac{68 \cdot v}{v_k \cdot d_k} + \frac{k}{d_k} \right)^{0,25} \quad (5.105)$$



$$\lambda_m = 0,11 \cdot \left( \frac{68 \cdot v}{v_m \cdot d_m} + \frac{k}{d_m} \right)^{0,25} \quad (5.106)$$

Po wprowadzeniu powyższych oznaczeń układ (5.97) przyjmuje postać:

$$\begin{cases} z_l + H_m - H_{m_o} = \bar{v}_l^2 \cdot \text{wsp1} + \bar{v}_m^2 \cdot (\text{wsp3} + \text{wsp}\zeta_{v_l-v_m}) + \\ \quad \alpha \cdot \frac{l_l}{g} \cdot \frac{\Delta v_l}{\Delta t} + \alpha \cdot \frac{l_m}{g} \cdot \frac{\Delta v_m}{\Delta t} \\ z_k + H_m - H_{m_o} = \bar{v}_k^2 \cdot \text{wsp2} + \bar{v}_m^2 \cdot (\text{wsp3} + \text{wsp}\zeta_{v_k-v_m}) + \\ \quad \alpha \cdot \frac{l_k}{g} \cdot \frac{\Delta v_k}{\Delta t} + \alpha \cdot \frac{l_m}{g} \cdot \frac{\Delta v_m}{\Delta t} \\ \bar{v}_l \cdot d_l^2 + \bar{v}_k \cdot d_k^2 = \bar{v}_m \cdot d_m^2 \end{cases} \quad (5.107)$$

Jednocześnie z wyrażen (5.71) i (5.74) zapisanych dla przewodów układu zbieżnego wynika, że:

$$\zeta_{v_l-v_m} = 1 + \left( \frac{\bar{v}_l}{\bar{v}_m} \right)^2 - 2 \cdot \left( 1 - \frac{\bar{v}_l}{\bar{v}_m} \cdot \left( \frac{d_l}{d_m} \right)^2 \right)^2 - 2 \cdot \cos \phi_{l_{lok} m} \cdot \left( \frac{\bar{v}_l}{\bar{v}_m} \right)^2 \cdot \left( \frac{d_l}{d_m} \right)^2 \quad (5.108)$$

$$\zeta_{v_k-v_m} = 1 + \left( \frac{\bar{v}_k}{\bar{v}_m} \right)^2 - 2 \cdot \left( 1 - \frac{\bar{v}_k}{\bar{v}_m} \cdot \left( \frac{d_k}{d_m} \right)^2 \right)^2 - 2 \cdot \cos \phi_{k_{lok} m} \cdot \left( \frac{\bar{v}_k}{\bar{v}_m} \right)^2 \cdot \left( \frac{d_k}{d_m} \right)^2 \quad (5.109)$$

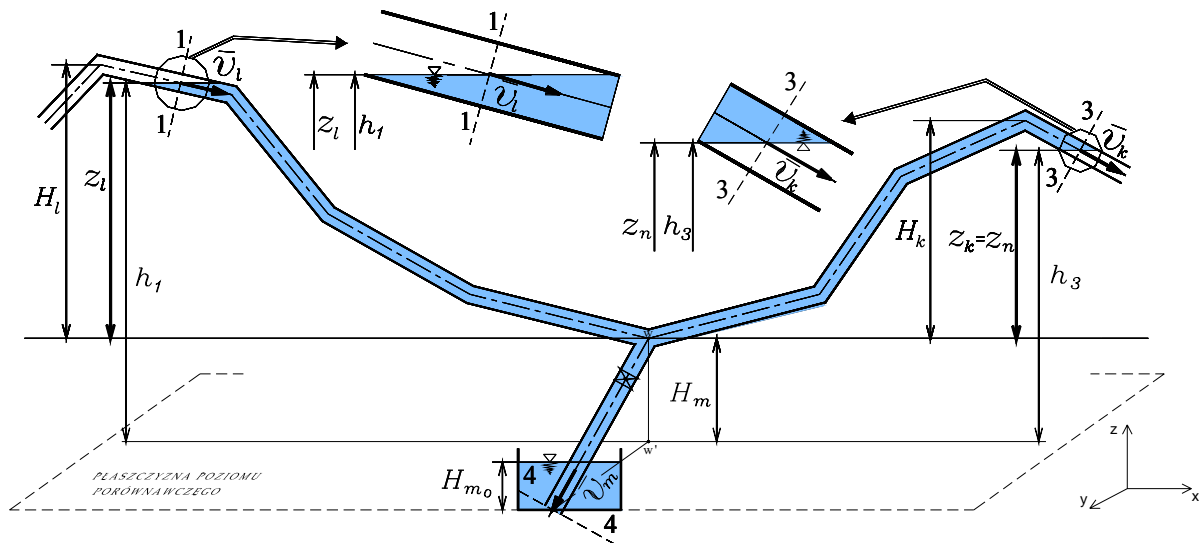
gdzie:

$$\phi_{l_{lok} m} = \frac{\pi}{2} - \arcsin(\sin \psi \cdot \sin \alpha_{lok}) \quad (5.110)$$

$$\phi_{k_{lok} m} = \frac{\pi}{2} - \arcsin(\sin \psi \cdot \sin \beta_{lok}) \quad (5.111)$$

### 5.2.2.2. Opróżnianie rurociągu w przypadku rozbieżnego układu przewodów

Budując model matematyczny, podobnie jak w przypadku zbieżnego układu przewodów, oparto się na równaniu Bernoulliego (5.42) zapisanego dla przekrojów przewodów  $l$  i  $m$  oraz  $l$  i  $k$ , przyjmując poziom porównawczy na wysokości wylotu odcinka spustowego (zob. rys. 5.27).

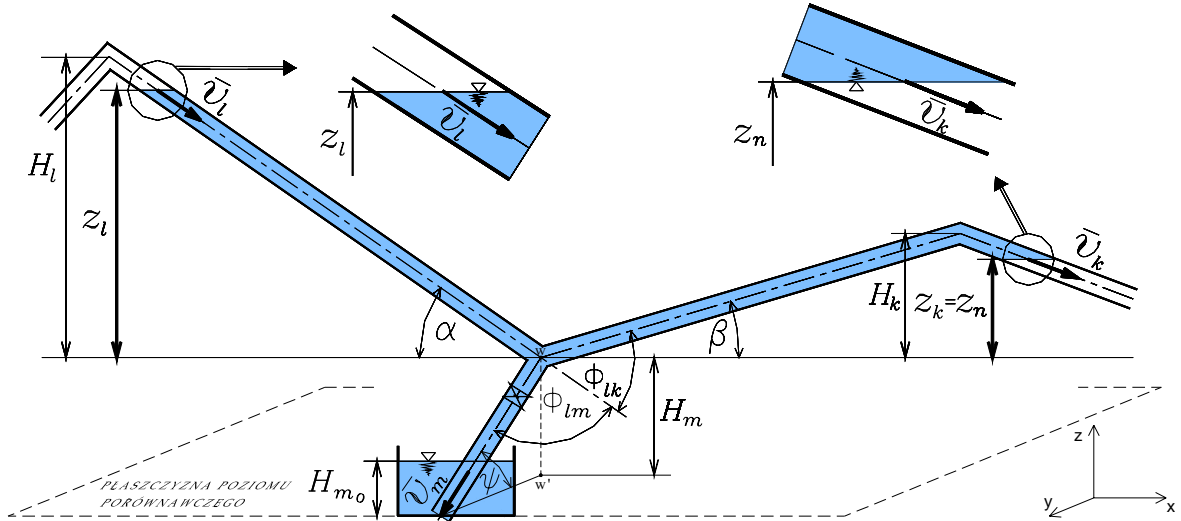


Rys. 5.27. Przekroje obliczeniowe przyjęte dla przypadku rozbieżnego układu przewodów

Biorąc pod uwagę przekroje 1-1 i 4-4 mamy:

$$z_l + H_m + \frac{p_a}{\gamma} + \frac{\bar{v}_l^2}{2g} = 0 + H_{m_o} + \frac{p_a}{\gamma} + \frac{\bar{v}_l^2}{2g} \cdot \left( \lambda_l \cdot \frac{l_l}{d_l} + \zeta_{v_l-v_l} + \zeta_{v_l-v_m} \right) + \frac{\bar{v}_m^2}{2g} \cdot \left( 1 + \lambda_m \cdot \frac{l_m}{d_m} + \zeta_{zas} \right) + \alpha \cdot \frac{l_l}{g} \cdot \frac{\Delta v_l}{\Delta t} + \alpha \cdot \frac{l_m}{g} \cdot \frac{\Delta v_m}{\Delta t} \quad (5.112)$$

W przypadku, w którym przewody  $l$  i  $k$  rurociągu układają się wzdłuż linii prostej (patrz rysunek 5.28) wielkość  $l_l$  w powyższym równaniu określa formuła (5.87), zaś  $\zeta_{v_l-v_l}$  jest równe zero.



Rys. 5.28. Pomocniczy schemat do obliczeń (przewody  $l$  i  $k$  w linii prostej)

Dla przewodów  $l$  i  $k$  rurociągu układających się wzdłuż linii łamanej (patrz rysunek 5.29) długość odcinka  $l_l$  rurociągu, wzdłuż którego odbywa się przepływ, wyrażona jest za pomocą równania (5.88), natomiast wartość współczynnika strat miejscowych  $\zeta_{v_l-v_l}$  obliczana jest zgodnie z wzorem (5.89).

Dla zaznaczonych na rysunku 5.27 przekrojów 1-1 i 3-3 przewodów  $l$  i  $k$  równanie Bernoulliego przyjmuje postać:

$$z_l + H_m + \frac{p_a}{\gamma} + \frac{\bar{v}_l^2}{2g} = z_k + H_m + \frac{p_a}{\gamma} + \frac{\bar{v}_k^2}{2g} \cdot \left( 1 + \lambda_k \cdot \frac{l_k}{d_k} + \zeta_{v_k-v_k} \right) + \frac{\bar{v}_l^2}{2g} \cdot \left( \lambda_l \cdot \frac{l_l}{d_l} + \zeta_{v_l-v_l} + \zeta_{v_l-v_k} \right) + \alpha \cdot \frac{l_l}{g} \cdot \frac{\Delta v_l}{\Delta t} + \alpha \cdot \frac{l_k}{g} \cdot \frac{\Delta v_k}{\Delta t} \quad (5.113)$$

W powyższym równaniu  $l_l$  oraz  $\zeta_{v_l-v_l}$  dla odcinka  $l$  w postaci linii łamanej wyrażone są odpowiednio wzorami (5.88) i (5.89) lub dla prostego przewodu  $l$  odpowiednio wyrażeniami (5.87) oraz  $\zeta_{v_l-v_l} = 0$ , natomiast  $l_k$  oraz  $\zeta_{v_k-v_k}$  dla odcinka  $k$  w postaci linii łamanej opisują formuły (5.93) i (5.94) lub dla prostego przewodu  $k$  odpowiednio (5.91) oraz (5.92).

W węzle  $W$  połączenia przewodów  $l$ ,  $k$  i  $m$ :

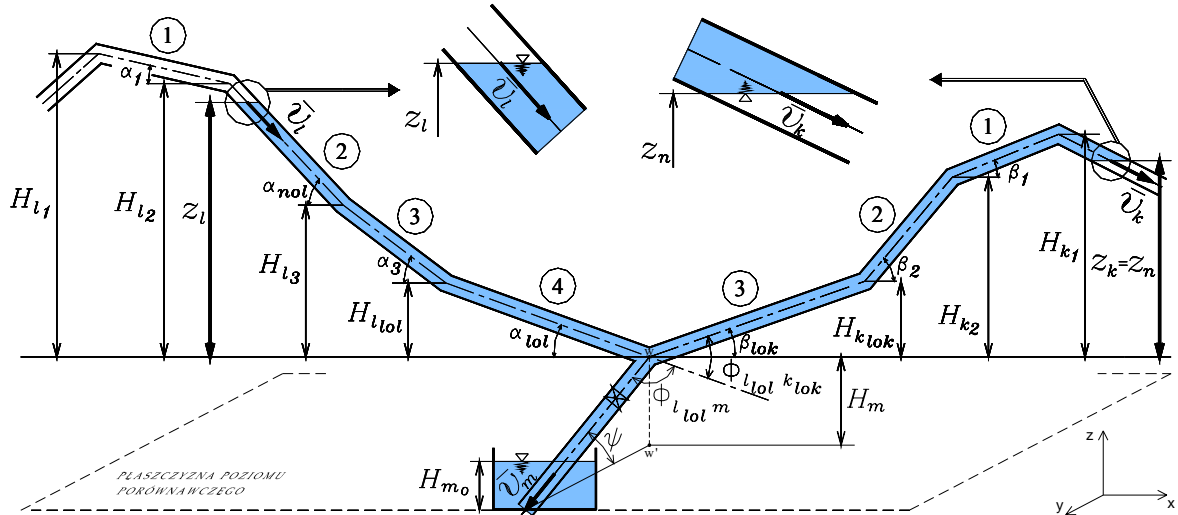
$$Q_l = Q_k + Q_m \quad (5.114)$$

lub inaczej:

$$\bar{v}_l \cdot d_l^2 = \bar{v}_k \cdot d_k^2 + \bar{v}_m \cdot d_m^2 \quad (5.115)$$

Przekształcone równania (5.112), (5.113) oraz (5.115) tworzą układ:

$$\left\{ \begin{array}{l} z_l + H_m - H_{m_0} = \frac{\bar{v}_l^2}{2g} \cdot \frac{1}{d_l} \cdot \lambda_l \cdot \left( \frac{z_l - H_{l_{nol+1}}}{\sin \alpha_{nol}} + \sum_{j=nol+1}^{lol} \frac{H_{l_j} - H_{l_{j+1}}}{\sin \alpha_j} \right) + \frac{\bar{v}_l^2}{2g} \cdot \zeta_{v_l-v_m} - \\ \frac{\bar{v}_l^2}{2g} + \frac{\bar{v}_l^2}{2g} \cdot \sum_{j=nol}^{lol-1} (2 - 2 \cdot \cos |\alpha_j - \alpha_{j+1}|) + \frac{\bar{v}_m^2}{2g} \cdot \left( 1 + \lambda_m \cdot \frac{l_m}{d_m} + \zeta_{zas} \right) + \\ \alpha \cdot \frac{l_l}{g} \cdot \frac{\Delta U_l}{\Delta t} + \alpha \cdot \frac{l_m}{g} \cdot \frac{\Delta U_m}{\Delta t} \\ z_l - z_k = \frac{\bar{v}_l^2}{2g} \cdot \frac{1}{d_l} \cdot \lambda_l \cdot \left( \frac{z_l - H_{l_{nol+1}}}{\sin \alpha_{nol}} + \sum_{j=nol+1}^{lol} \frac{H_{l_j} - H_{l_{j+1}}}{\sin \alpha_j} \right) + \frac{\bar{v}_l^2}{2g} \cdot \zeta_{v_l-v_k} - \\ \frac{\bar{v}_l^2}{2g} + \frac{\bar{v}_l^2}{2g} \cdot \sum_{j=nol}^{lol-1} (2 - 2 \cdot \cos |\alpha_j - \alpha_{j+1}|) + \frac{\bar{v}_k^2}{2g} \cdot \sum_{j=nok}^{lok-1} (2 - 2 \cdot \cos |\beta_j - \beta_{j+1}|) + \\ \frac{\bar{v}_k^2}{2g} \cdot \left( 1 + \frac{1}{d_k} \cdot \lambda_k \cdot \left( \frac{z_k - H_{k_{nok+1}}}{\sin \beta_{nok}} + \sum_{j=nok+1}^{lok} \frac{H_{k_j} - H_{k_{j+1}}}{\sin \beta_j} \right) \right) + \\ \alpha \cdot \frac{l_l}{g} \cdot \frac{\Delta U_l}{\Delta t} + \alpha \cdot \frac{l_k}{g} \cdot \frac{\Delta U_k}{\Delta t} \\ \bar{v}_l \cdot d_l^2 = \bar{v}_k \cdot d_k^2 + \bar{v}_m \cdot d_m^2 \end{array} \right. \quad (5.116)$$



Rys. 5.29. Pomocniczy schemat do obliczeń (łamane przewody  $l$  i  $k$ )

Dla uproszczenia zapisu układu (5.116) przyjmuje się oznaczenia podobnie jak dla układu zbieżnego (wzory od (5.99) do (5.102)) oraz:

$$\frac{1}{2g} \cdot \zeta_{v_l-v_k} = \text{wsp} \zeta_{v_l-v_k} \quad (5.117)$$

Po wprowadzeniu przyjętych oznaczeń układ (5.116) przyjmuje postać:

$$\left\{ \begin{array}{l} z_l + H_m - H_{m_o} = \bar{v}_l^2 \cdot (\text{wsp}1 + \text{wsp} \zeta_{v_l-v_m}) + \bar{v}_m^2 \cdot \text{wsp}3 + \\ \quad \alpha \cdot \frac{l_l}{g} \cdot \frac{\Delta v_l}{\Delta t} + \alpha \cdot \frac{l_m}{g} \cdot \frac{\Delta v_m}{\Delta t} \\ z_l - z_k = \bar{v}_k^2 \cdot \left( \text{wsp}2 + \frac{2}{2g} \right) + \bar{v}_l^2 \cdot (\text{wsp}1 + \text{wsp} \zeta_{v_l-v_k}) + \\ \quad \alpha \cdot \frac{l_l}{g} \cdot \frac{\Delta v_l}{\Delta t} + \alpha \cdot \frac{l_k}{g} \cdot \frac{\Delta v_k}{\Delta t} \\ \bar{v}_l \cdot d_l^2 = \bar{v}_k \cdot d_k^2 + \bar{v}_m \cdot d_m^2 \end{array} \right. \quad (5.118)$$

Współczynniki strat lokalnych zgodnie z (5.76) i (5.78) wyrażone są następująco:

$$\zeta_{v_l-v_m} = \text{wsp } lm \cdot \left[ 1 + \left( \frac{\bar{v}_m}{\bar{v}_l} \right)^2 - 2 \cdot \frac{\bar{v}_m}{\bar{v}_l} \cdot \cos \phi_{l \text{ } lol \text{ } m} \right], \quad (5.119)$$

$$\zeta_{v_l-v_k} = \text{wsp } lk \cdot \left[ 1 + \left( \frac{\bar{v}_k}{\bar{v}_l} \right)^2 - 2 \cdot \frac{\bar{v}_k}{\bar{v}_l} \cdot \cos \phi_{l \text{ } lol \text{ } k \text{ } lok} \right] \quad (5.120)$$

gdzie:

$\phi_{l \text{ } lol \text{ } m}$  opisane jest wzorem (5.110),

natomiast:

$$\phi_{l \text{ } lol \text{ } k \text{ } lok} = |\alpha_{lol} + \beta_{lok}| \quad (5.121)$$

Wartości współczynników „wsp *lm*” lub „wsp *lk*” podane są w tabeli 5.2.

*6. Rozwiązanie układu równań modelu  
(zbieżny układ przewodów)*

Ze względu na to, że równania układu (5.107) są względem niewiadomych  $\bar{v}_l, \bar{v}_k, \bar{v}_m$  nieliniowe, do jego rozwiązania użyto iteracyjną metodę Newtona. Jej zastosowanie wymaga zapisania układu w postaci:

$$\left\{ \begin{array}{l} F_1(\bar{v}_l, \bar{v}_k, \bar{v}_m) = \text{wsp1} \cdot \bar{v}_l^2 + (\text{wsp3} + \text{wsp}\zeta_{\mathcal{U}_l - \mathcal{U}_m}) \cdot \bar{v}_m^2 - (z_l + H_m - H_{m_o}) \\ \quad + \alpha \cdot \frac{l_l}{g} \cdot \frac{\Delta \mathcal{U}_l}{\Delta t} + \alpha \cdot \frac{l_m}{g} \cdot \frac{\Delta \mathcal{U}_m}{\Delta t} = 0 \\ F_2(\bar{v}_l, \bar{v}_k, \bar{v}_m) = \text{wsp2} \cdot \bar{v}_k^2 + (\text{wsp3} + \text{wsp}\zeta_{\mathcal{U}_k - \mathcal{U}_m}) \cdot \bar{v}_m^2 - (z_k + H_m - H_{m_o}) \\ \quad + \alpha \cdot \frac{l_k}{g} \cdot \frac{\Delta \mathcal{U}_k}{\Delta t} + \alpha \cdot \frac{l_m}{g} \cdot \frac{\Delta \mathcal{U}_m}{\Delta t} = 0 \\ F_3(\bar{v}_l, \bar{v}_k, \bar{v}_m) = d_l^2 \cdot \bar{v}_l + d_k^2 \cdot \bar{v}_k - d_m^2 \cdot \bar{v}_m = 0 \end{array} \right. \quad (6.1)$$

Przyjmując początkowe przybliżenie rozwiązania  $x^{(0)} = \begin{pmatrix} \bar{v}_l^{(0)} \\ \bar{v}_k^{(0)} \\ \bar{v}_m^{(0)} \end{pmatrix}$  wyznacza się kolejne

jego przybliżenia  $x^{(p+1)} = \begin{pmatrix} \bar{v}_l^{(p+1)} \\ \bar{v}_k^{(p+1)} \\ \bar{v}_m^{(p+1)} \end{pmatrix}$  zgodnie z wzorem:

$$x^{(p+1)} = x^{(p)} - W^{-1}(x^{(p)}) \cdot F(x^{(p)}), \quad p = 0, 1, 2, \dots \quad (6.2)$$

W powyższym wzorze  $F(x^{(p)}) = \begin{pmatrix} F_1(x^{(p)}) \\ F_2(x^{(p)}) \\ F_3(x^{(p)}) \end{pmatrix}$  jest wektorem wartości lewych stron po-

szczególnych równań układu (6.1) wyznaczonych w punkcie  $x^{(p)}$ .  $W^{-1}(x^{(p)})$  jest macierzą



odwrotną do macierzy  $W(x^{(p)}) = \begin{pmatrix} w_{11} & w_{12} & w_{13} \\ w_{21} & w_{22} & w_{23} \\ w_{31} & w_{32} & w_{33} \end{pmatrix}$ , utworzonej z wartości pochodnych

funkcji  $F_i$ ,  $i = 1, 2, 3$  względem niewiadomych wyznaczonych dla  $p$ -tego przybliżenia

rozwiązania, a więc  $w_{ij} = \frac{\partial F_i}{\partial x_j^{(p)}}$ ,  $j = 1, 2, 3$ . Dokładna postać wyrażeń określających poszczególne współczynniki przedstawiona jest poniższymi wzorami od (6.3) do (6.11).

$$w_{11} = \frac{\partial F_1}{\partial v_l} = 2 \cdot \bar{v}_l \cdot \text{wsp}1 + \frac{\partial \text{wsp}1}{\partial \bar{v}_l} \cdot \bar{v}_l^2 + \frac{\partial \text{wsp} \zeta_{v_l - v_m}}{\partial \bar{v}_l} \cdot \bar{v}_m^2 + \frac{\alpha \cdot l_l}{g} \cdot \frac{1}{\Delta t} \quad (6.3)$$

$$w_{12} = \frac{\partial F_1}{\partial v_k} = 0 \quad (6.4)$$

$$w_{13} = \frac{\partial F_1}{\partial v_m} = 2 \cdot \bar{v}_m \cdot (\text{wsp}3 + \text{wsp} \zeta_{v_l - v_m}) + \bar{v}_m^2 \cdot \left( \frac{\partial \text{wsp}3}{\partial \bar{v}_m} + \frac{\partial \text{wsp} \zeta_{v_l - v_m}}{\partial \bar{v}_m} \right) + \frac{\alpha \cdot l_m}{g} \cdot \frac{1}{\Delta t} \quad (6.5)$$

$$w_{21} = \frac{\partial F_2}{\partial v_l} = 0 \quad (6.6)$$

$$w_{22} = \frac{\partial F_2}{\partial v_k} = \frac{\partial \text{wsp}2}{\partial \bar{v}_k} \cdot \bar{v}_k^2 + 2 \cdot \bar{v}_k \cdot \text{wsp}2 + \bar{v}_m^2 \cdot \frac{\partial \text{wsp} \zeta_{v_k - v_m}}{\partial \bar{v}_k} + \frac{\alpha \cdot l_k}{g} \cdot \frac{1}{\Delta t} \quad (6.7)$$

$$w_{23} = \frac{\partial F_2}{\partial v_m} = 2 \cdot \bar{v}_m \cdot (\text{wsp}3 + \text{wsp} \zeta_{v_k - v_m}) + \bar{v}_m^2 \cdot \left( \frac{\partial \text{wsp}3}{\partial \bar{v}_m} + \frac{\partial \text{wsp} \zeta_{v_k - v_m}}{\partial \bar{v}_m} \right) + \frac{\alpha \cdot l_m}{g} \cdot \frac{1}{\Delta t} \quad (6.8)$$

$$w_{31} = \frac{\partial F_3}{\partial v_l} = d_l^2 \quad (6.9)$$

$$w_{32} = \frac{\partial F_3}{\partial v_k} = d_k^2 \quad (6.10)$$

$$w_{33} = \frac{\partial F_3}{\partial \bar{v}_m} = -d_m^2 \quad (6.11)$$

Pochodne  $\frac{\partial w_{sp}}{\partial \bar{v}}$  występujące we wzorach (6.3), (6.5), (6.7) i (6.8) określone są następująco:

$$\begin{aligned} \frac{\partial w_{sp} \zeta_{\mathcal{U}_l - \mathcal{U}_m}}{\partial \bar{v}_l} &= \frac{1}{2g} \cdot \frac{\partial \zeta_{\mathcal{U}_l - \mathcal{U}_m}}{\partial \bar{v}_l} = \\ & \frac{1}{2g} \cdot \left[ 2 \cdot \frac{\bar{v}_l}{\bar{v}_m^2} + 4 \cdot \left[ \frac{1}{\bar{v}_m} \cdot \left( \frac{d_l}{d_m} \right)^2 - \frac{\bar{v}_l}{\bar{v}_m^2} \cdot \left( \frac{d_l}{d_m} \right)^4 \right] - 2 \cdot \cos(\phi_{l \text{ lok } m}) \cdot 2 \cdot \frac{\bar{v}_l}{\bar{v}_m^2} \cdot \left( \frac{d_l}{d_m} \right)^2 \right] \end{aligned} \quad (6.12)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial w_{sp} \zeta_{\mathcal{U}_k - \mathcal{U}_m}}{\partial \bar{v}_k} &= \frac{1}{2g} \cdot \frac{\partial \zeta_{\mathcal{U}_k - \mathcal{U}_m}}{\partial \bar{v}_k} = \\ & \frac{1}{2g} \cdot \left[ 2 \cdot \frac{\bar{v}_k}{\bar{v}_m^2} + 4 \cdot \left[ \frac{1}{\bar{v}_m} \cdot \left( \frac{d_k}{d_m} \right)^2 - \frac{\bar{v}_k}{\bar{v}_m^2} \cdot \left( \frac{d_k}{d_m} \right)^4 \right] - 2 \cdot \cos(\phi_{k \text{ lok } m}) \cdot 2 \cdot \frac{\bar{v}_k}{\bar{v}_m^2} \cdot \left( \frac{d_k}{d_m} \right)^2 \right] \end{aligned} \quad (6.13)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial w_{sp} \zeta_{\mathcal{U}_l - \mathcal{U}_m}}{\partial \bar{v}_m} &= \frac{1}{2g} \cdot \frac{\partial \zeta_{\mathcal{U}_l - \mathcal{U}_m}}{\partial \bar{v}_m} = \\ & \frac{1}{2g} \cdot \left[ -2 \cdot \frac{\bar{v}_l^2}{\bar{v}_m^3} - 4 \cdot \left[ \frac{\bar{v}_l}{\bar{v}_m^2} \cdot \left( \frac{d_l}{d_m} \right)^2 - \frac{\bar{v}_l^2}{\bar{v}_m^3} \cdot \left( \frac{d_l}{d_m} \right)^4 \right] + 4 \cdot \cos(\phi_{l \text{ lok } m}) \cdot \left( \frac{\bar{v}_l^2}{\bar{v}_m^3} \right) \cdot \left( \frac{d_l}{d_m} \right)^2 \right] \end{aligned} \quad (6.14)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial w_{sp} \zeta_{\mathcal{U}_k - \mathcal{U}_m}}{\partial \bar{v}_m} &= \frac{1}{2g} \cdot \frac{\partial \zeta_{\mathcal{U}_k - \mathcal{U}_m}}{\partial \bar{v}_m} = \\ & \frac{1}{2g} \cdot \left[ -2 \cdot \frac{\bar{v}_k^2}{\bar{v}_m^3} - 4 \cdot \left[ \frac{\bar{v}_k}{\bar{v}_m^2} \cdot \left( \frac{d_k}{d_m} \right)^2 - \frac{\bar{v}_k^2}{\bar{v}_m^3} \cdot \left( \frac{d_k}{d_m} \right)^4 \right] + 4 \cdot \cos(\phi_{k \text{ lok } m}) \cdot \left( \frac{\bar{v}_k^2}{\bar{v}_m^3} \right) \cdot \left( \frac{d_k}{d_m} \right)^2 \right] \end{aligned} \quad (6.15)$$

$$\frac{\partial w_{sp1}}{\partial \bar{v}_l} = -\frac{1}{2g} \cdot \frac{l_l}{d_l} \cdot 0,11 \cdot 0,25 \cdot \left( \frac{68 \cdot v}{d_l \cdot \bar{v}_l} + \frac{k}{d_l} \right)^{-0,75} \cdot \left( \frac{68 \cdot v}{d_l \cdot \bar{v}_l^2} \right) \quad (6.16)$$

$$\frac{\partial w_{sp2}}{\partial \bar{v}_k} = -\frac{1}{2g} \cdot \frac{l_k}{d_k} \cdot 0,11 \cdot 0,25 \cdot \left( \frac{68 \cdot v}{d_k \cdot \bar{v}_k} + \frac{k}{d_k} \right)^{-0,75} \cdot \left( \frac{68 \cdot v}{d_k \cdot \bar{v}_k^2} \right) \quad (6.17)$$

$$\frac{\partial w_{sp3}}{\partial \bar{v}_m} = -\frac{1}{2g} \cdot \frac{l_m}{d_m} \cdot 0,11 \cdot 0,25 \cdot \left( \frac{68 \cdot v}{d_m \cdot \bar{v}_m} + \frac{k}{d_m} \right)^{-0,75} \cdot \left( \frac{68 \cdot v}{d_m \cdot \bar{v}_m^2} \right) \quad (6.18)$$

W celu wyznaczenia kolejnego rozwiązania  $x^{(p+1)}$  równanie (6.2) przekształca się do postaci:

$$W(x^{(p)}) \cdot \left( x_{44}^{(p+1)} - x_{43}^{(p)} \right) = -F(x^{(p)}) \quad (6.19)$$

$DX^{(p)}$

w której niewiadomą jest wektor  $DX^{(p)}$ . Po obliczeniu jego współrzędnych przybliżenie  $x^{(p+1)}$  rozwiązania układu (6.1) wyznacza się jako  $x^{(p+1)} = x^{(p)} + DX^{(p)}$ .

Proces iteracyjny kończy się, gdy różnica  $x^{(p+1)} - x^{(p)}$  pomiędzy dwoma kolejnymi przybliżeniami rozwiązania jest dostatecznie mała według uznania przez prowadzącego obliczenia.

Po znalezieniu prędkości  $\bar{v}_l, \bar{v}_k, \bar{v}_m$  stanowiących przybliżone rozwiązanie układu (6.1), wyznacza się niewiadome wartości wysokości ciśnień względnych  $\frac{P_{wl pr}}{\gamma}$  (nadcisnień) w przewodzie  $l$  w odległości  $ds$  przed punktem rozgałęzienia osi przewodu oraz  $\frac{P_{wm zr}}{\gamma}$  (nadcisnień) w przewodzie  $m$  w odległości  $ds$  za punktem rozgałęzienia osi przewodu.

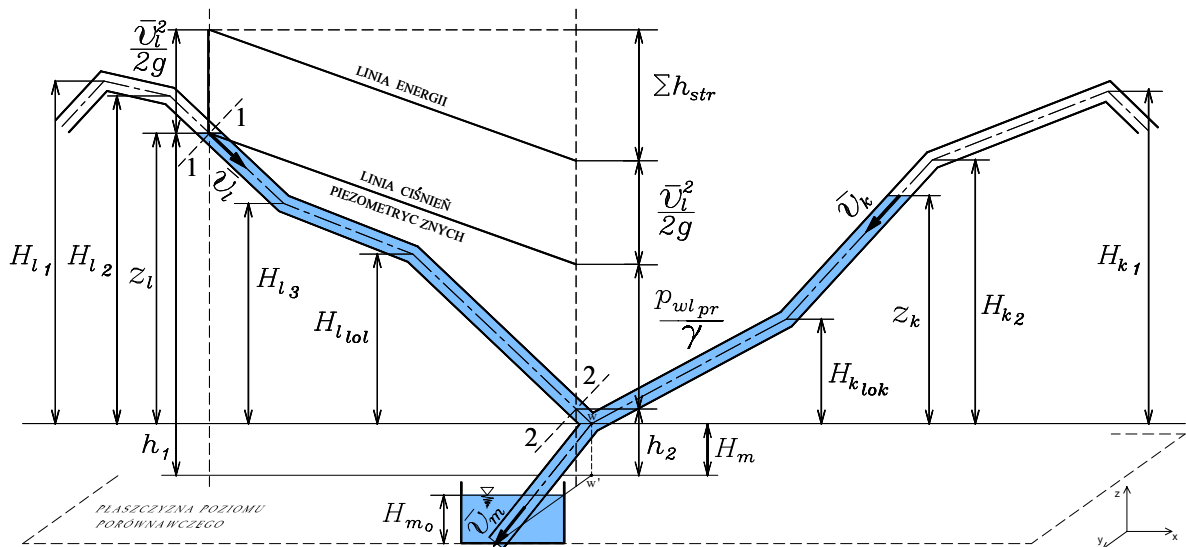
Obie wysokości ciśnienia oblicza się przy użyciu równania Bernoulliego zakładając, że poziom porównawczy znajduje się na wysokości wylotu odcinka spustowego  $m$ . Przy wyznaczeniu  $\frac{P_{wl pr}}{\gamma}$  równanie Bernoulliego zapisuje się dla przekrojów 1-1 i 2-2, pokazanych na rysunku 6.1, uwzględniając straty na długości przewodu  $l$ , lokalne spowodowane zmianami kierunku przepływu w gałęzi  $l$  oraz opory inercjalne. Przy powyższych ustaleniach otrzymujemy:

$$H_m + z_l + \frac{p_a}{\gamma} + \frac{\bar{v}_l^2}{2g} = \quad (6.20)$$

$$H_m + \frac{p_a}{\gamma} + \frac{p_{wl\,pr}}{\gamma} + \frac{\bar{v}_l^2}{2g} + \lambda_l \cdot \frac{l_l}{d_l} \cdot \frac{\bar{v}_l^2}{2g} + \frac{\bar{v}_l^2}{2g} \cdot \zeta_{v_l-v_l} + \alpha \cdot \frac{l_l}{g} \cdot \frac{\Delta v_l}{\Delta t}$$

skąd po przekształceniu:

$$\frac{p_{wl\,pr}}{\gamma} = z_l - \frac{\bar{v}_l^2}{2g} \cdot \left( \lambda_l \cdot \frac{l_l}{d_l} + \zeta_{v_l-v_l} \right) - \alpha \cdot \frac{l_l}{g} \cdot \frac{\Delta v_l}{\Delta t} \quad (6.21)$$



**Rys. 6.1.** Rysunek objaśniający do równania (6.21) z zaznaczonymi przekrojami 1-1 i 2-2

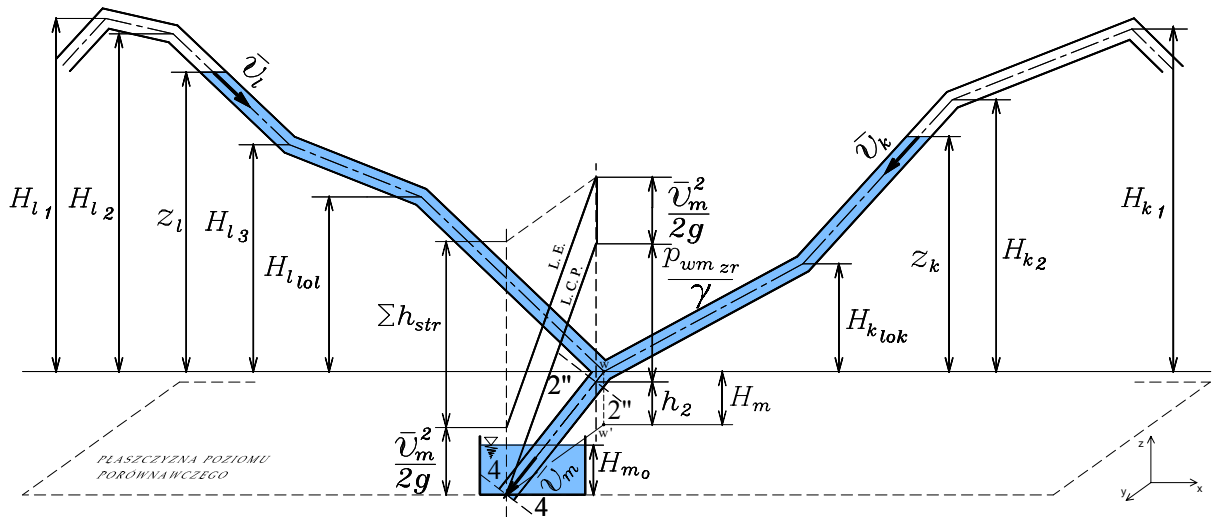
Dla wyznaczenia  $\frac{p_{wm\,zr}}{\gamma}$  równanie Bernoulliego zapisane zostało dla przewodu spustowego  $m$ , na którym pierwszy przekrój przyjęto w odległości  $ds$  za punktem rozgałęzienia osi przewodu, a drugi na wysokości wylotu rurociągu spustowego  $m$  (rys.6.2). Po uwzględnieniu straty na długości przewodu  $m$  i lokalnej na zasuwie oraz oporów inercjalnych, równanie to przyjmuje następującą postać:

$$H_m + \frac{p_a}{\gamma} + \frac{p_{wmzr}}{\gamma} + \frac{\bar{v}_m^2}{2g} = \quad (6.22)$$

$$0 + H_{m_o} + \frac{p_a}{\gamma} + \frac{\bar{v}_m^2}{2g} + \lambda_m \cdot \frac{l_m}{d_m} \cdot \frac{\bar{v}_m^2}{2g} + \frac{\bar{v}_m^2}{2g} \cdot \zeta_{zas} + \alpha \cdot \frac{l_m}{g} \cdot \frac{\Delta v_m}{\Delta t}$$

Z równania tego:

$$\frac{p_{wmzr}}{\gamma} = H_{m_o} - H_m + \frac{\bar{v}_m^2}{2g} \cdot \left( \lambda \cdot \frac{l_m}{d_m} + \zeta_{zas} \right) + \alpha \cdot \frac{l_m}{g} \cdot \frac{\Delta v_m}{\Delta t} \quad (6.23)$$



Rys. 6.2. Rysunek objaśniający do równania (6.23) z zaznaczonymi przekrojami 2''-2'' i 4-4

*7. Rozwiązanie układu równań modelu  
(rozbieżny układ przewodów)*

Równania układu (5.118) są jak poprzednio, nieliniowe względem niewiadomych  $\bar{v}_l, \bar{v}_k, \bar{v}_m$ . Układ ten, zapisany w postaci:

$$\begin{cases} F_1(\bar{v}_l, \bar{v}_k, \bar{v}_m) = (wsp1 + wsp\zeta_{\mathcal{U}_l - \mathcal{U}_m}) \cdot \bar{v}_l^2 + wsp3 \cdot \bar{v}_m^2 - (z_l + H_m - H_{m_o}) \\ \quad + \alpha \cdot \frac{l_l}{g} \cdot \frac{\Delta \mathcal{U}_l}{\Delta t} + \alpha \cdot \frac{l_m}{g} \cdot \frac{\Delta \mathcal{U}_m}{\Delta t} = 0 \\ F_2(\bar{v}_l, \bar{v}_k, \bar{v}_m) = (wsp1 + wsp\zeta_{\mathcal{U}_l - \mathcal{U}_k}) \cdot \bar{v}_l^2 + \left( wsp2 + \frac{2}{2g} \right) \cdot \bar{v}_k^2 - (z_l - z_k) \\ \quad + \alpha \cdot \frac{l_l}{g} \cdot \frac{\Delta \mathcal{U}_l}{\Delta t} + \alpha \cdot \frac{l_k}{g} \cdot \frac{\Delta \mathcal{U}_k}{\Delta t} = 0 \\ F_3(\bar{v}_l, \bar{v}_k, \bar{v}_m) = d_l^2 \cdot \bar{v}_l - d_k^2 \cdot \bar{v}_k - d_m^2 \cdot \bar{v}_m = 0 \end{cases} \quad (7.1)$$

można rozwiązać iteracyjną metodą Newtona, określając następująco współczynniki macierzy  $W(x^{(p)})$ , utworzone z pochodnych funkcji  $F_i$ ,  $i = 1, 2, 3$  względem niewiadomych:

$$w_{11} = \frac{\partial F_1}{\partial \bar{v}_l} = 2 \cdot \bar{v}_l \cdot (wsp1 + wsp\zeta_{\mathcal{U}_l - \mathcal{U}_m}) + \left( \frac{\partial wsp1}{\partial \bar{v}_l} + \frac{\partial wsp\zeta_{\mathcal{U}_l - \mathcal{U}_m}}{\partial \bar{v}_l} \right) \cdot \bar{v}_l^2 + \frac{\alpha \cdot l_l}{g} \cdot \frac{1}{\Delta t} \quad (7.2)$$

$$w_{12} = \frac{\partial F_1}{\partial \bar{v}_k} = 0 \quad (7.3)$$

$$w_{13} = \frac{\partial F_1}{\partial \bar{v}_m} = \frac{\partial wsp\zeta_{\mathcal{U}_l - \mathcal{U}_m}}{\partial \bar{v}_m} \cdot \bar{v}_l^2 + 2 \cdot \bar{v}_m \cdot wsp3 + \bar{v}_m^2 \cdot \frac{\partial wsp3}{\partial \bar{v}_m} + \frac{\alpha \cdot l_m}{g} \cdot \frac{1}{\Delta t} \quad (7.4)$$

$$w_{21} = \frac{\partial F_2}{\partial \bar{v}_l} = 2 \cdot \bar{v}_l \cdot (wsp1 + wsp\zeta_{\mathcal{U}_l - \mathcal{U}_k}) + \bar{v}_l^2 \cdot \left( \frac{\partial wsp1}{\partial \bar{v}_l} + \frac{\partial wsp\zeta_{\mathcal{U}_l - \mathcal{U}_k}}{\partial \bar{v}_l} \right) + \frac{\alpha \cdot l_l}{g} \cdot \frac{1}{\Delta t} \quad (7.5)$$

$$w_{22} = \frac{\partial F_2}{\partial \bar{v}_k} = 2 \cdot \bar{v}_k \cdot \left( wsp2 + \frac{2}{2g} \right) + \bar{v}_k^2 \cdot \frac{\partial wsp\zeta_{\mathcal{U}_l - \mathcal{U}_k}}{\partial \bar{v}_k} + \frac{\partial wsp2}{\partial \bar{v}_k} \cdot \bar{v}_k^2 + \frac{\alpha \cdot l_k}{g} \cdot \frac{1}{\Delta t} \quad (7.6)$$

$$w_{23} = \frac{\partial F_2}{\partial \bar{v}_m} = 0 \quad (7.7)$$

$$w_{31} = \frac{\partial F_3}{\partial \bar{v}_l} = d_l^2 \quad (7.8)$$

$$w_{32} = \frac{\partial F_3}{\partial \bar{v}_k} = -d_k^2 \quad (7.9)$$

$$w_{33} = \frac{\partial F_3}{\partial \bar{v}_m} = -d_m^2 \quad (7.10)$$

Pochodne  $\frac{\partial \text{wsp}\zeta}{\partial \bar{v}}$  występujące we wzorach (7.2), (7.4), (7.5) i (7.6) wyrażone są jak poniżej:

$$\begin{aligned} \frac{\partial \text{wsp}\zeta_{\mathcal{U}_l - \mathcal{U}_m}}{\partial \bar{v}_l} &= \frac{1}{2g} \cdot \frac{\partial \zeta_{\mathcal{U}_l - \mathcal{U}_m}}{\partial \bar{v}_l} = \\ & \frac{1}{2g} \cdot \text{wsp } lm \cdot \left[ -2 \cdot \frac{\bar{v}_m^2}{\bar{v}_l^3} + 2 \cdot \frac{\bar{v}_m}{\bar{v}_l^2} \cdot \cos(\phi_{l_{lol} m}) \right] \end{aligned} \quad (7.11)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial \text{wsp}\zeta_{\mathcal{U}_l - \mathcal{U}_m}}{\partial \bar{v}_m} &= \frac{1}{2g} \cdot \frac{\partial \zeta_{\mathcal{U}_l - \mathcal{U}_m}}{\partial \bar{v}_m} = \\ & \frac{1}{2g} \cdot \text{wsp } lm \cdot \left[ 2 \cdot \frac{\bar{v}_m}{\bar{v}_l^2} - 2 \cdot \frac{1}{\bar{v}_l} \cdot \cos(\phi_{l_{lol} m}) \right] \end{aligned} \quad (7.12)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial \text{wsp}\zeta_{\mathcal{U}_l - \mathcal{U}_k}}{\partial \bar{v}_l} &= \frac{1}{2g} \cdot \frac{\partial \zeta_{\mathcal{U}_l - \mathcal{U}_k}}{\partial \bar{v}_l} = \\ & \frac{1}{2g} \cdot \text{wsp } lk \cdot \left[ -2 \cdot \frac{\bar{v}_k^2}{\bar{v}_l^3} + 2 \cdot \frac{\bar{v}_k}{\bar{v}_l^2} \cdot \cos(\phi_{l_{lol} k_{lok}}) \right] \end{aligned} \quad (7.13)$$



$$\frac{\partial \text{wsp} \zeta_{U_l-U_k}}{\partial \bar{v}_k} = \frac{1}{2g} \cdot \frac{\partial \zeta_{U_l-U_k}}{\partial \bar{v}_k} = \frac{1}{2g} \cdot \text{wsp} lk \cdot \left[ 2 \cdot \frac{\bar{v}_k}{\bar{v}_l^2} - 2 \cdot \frac{1}{\bar{v}_l} \cdot \cos(\phi_{l_{lo}l} k_{lok}) \right] \quad (7.14)$$

Pochodne  $\frac{\partial \text{wsp}1}{\partial \bar{v}_l}$ ,  $\frac{\partial \text{wsp}2}{\partial \bar{v}_k}$  i  $\frac{\partial \text{wsp}3}{\partial \bar{v}_m}$  wyznacza się według wzorów (6.16), (6.17) i (6.18).

Obliczanie kolejnego rozwiązania  $x^{(p+1)}$  odbywa się analogicznie, jak w przypadku rozwiązania układu równań (6.1) dla zbieżnego układu przewodów.

Po wyznaczeniu prędkości  $\bar{v}_l$ ,  $\bar{v}_k$ ,  $\bar{v}_m$  oblicza się niewiadome wartości wysokości ciśnień względnych  $\frac{P_{wk} zr}{\gamma}$  (nadcisnień) w przewodzie  $k$  w odległości  $ds$  za punktem rozgałęzienia osi przewodu,  $\frac{P_{wl} pr}{\gamma}$  (nadcisnień) w przewodzie  $l$  w odległości  $ds$  przed punktem rozgałęzienia osi przewodu oraz  $\frac{P_{wm} zr}{\gamma}$  (nadcisnień) w przewodzie  $m$  w odległości  $ds$  za punktem rozgałęzienia osi przewodu.

Szukane wysokości ciśnienia wyznacza się przy użyciu równania Bernoulliego zakładając, że poziom porównawczy znajduje się na wysokości wylotu odcinka spustowego  $m$ .

Wysokości ciśnienia  $\frac{P_{wl} pr}{\gamma}$  oraz  $\frac{P_{wm} zr}{\gamma}$  oblicza się przy użyciu wzorów (6.21) i (6.23).

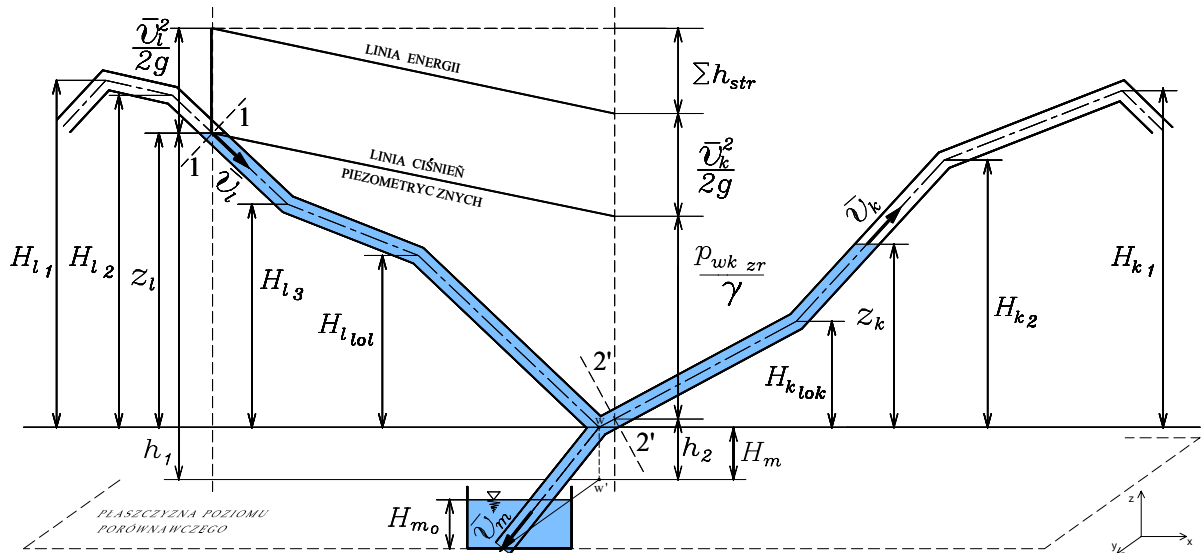
Przy wyznaczeniu  $\frac{P_{wk} zr}{\gamma}$  równanie Bernoulliego zapisuje się dla przekrojów 1-1 i 2'-2', pokazanych na rysunku 7.1, uwzględniając straty na długości przewodu  $l$ , lokalne spowodowane zmianami kierunku przepływu w gałęzi  $l$  oraz opory inercjalne. Przy powyższych ustaleniach otrzymujemy:

$$H_m + z_l + \frac{p_a}{\gamma} + \frac{\bar{v}_l^2}{2g} =$$

$$H_m + \frac{p_a}{\gamma} + \frac{p_{wk\ zr}}{\gamma} + \frac{\bar{v}_k^2}{2g} + \lambda_l \cdot \frac{l_l}{d_l} \cdot \frac{\bar{v}_l^2}{2g} + \frac{\bar{v}_l^2}{2g} \cdot \zeta_{v_l-v_l} + \frac{\bar{v}_l^2}{2g} \cdot \zeta_{v_l-v_k} + \alpha \cdot \frac{l_l}{g} \cdot \frac{\Delta v_l}{\Delta t}$$
(7.15)

skąd po przekształceniu:

$$\frac{p_{wk\ zr}}{\gamma} = z_l - \frac{\bar{v}_l^2}{2g} \cdot \left( \lambda_l \cdot \frac{l_l}{d_l} + \zeta_{v_l-v_l} + \zeta_{v_l-v_k} \right) + \frac{\bar{v}_l^2}{2g} - \frac{\bar{v}_k^2}{2g} - \alpha \cdot \frac{l_l}{g} \cdot \frac{\Delta v_l}{\Delta t}$$
(7.16)



**Rys. 7.1.** Rysunek objaśniający do równania (7.16) z zaznaczonymi przekrojami 1-1 i 2'-2'

*8. Program komputerowy  
i przypadki obliczeniowe*

Po ustaleniu równań modelu matematycznego i metod ich rozwiązań został opracowany autorski komputerowy program obliczeniowy **Delta**, pozwalający na wyznaczenie parametrów ruchu wody w trakcie opróżniania przewodów. Przy użyciu tego programu można wykonywać obliczenia dla układu trzech przewodów wypełnionych wodą, z których dwa, oznaczone literami  $l$  i  $k$  stanowią przewody opróżniane, trzeci zaś oznaczony literą  $m$  jest przewodem spustowym. Program umożliwia uwzględnianie dowolnego spadku przewodów, dowolnej ich średnicy, a także dowolnych kątów między nimi. Jak już wspomniano w rozdziale 5.2.2, zakłada się, że poziom zwierciadła wody w przewodzie  $l$  leży wyżej lub na tej samej wysokości co poziom wody w przewodzie  $k$ : przy opróżnianiu układu woda odpływa z przewodu  $l$ , albo wyłącznie do przewodu  $m$  lub też do przewodów  $m$  i  $k$ .

Dokonując przykładowych obliczeń uwzględniano dwie sytuacje określające warunki przepływu wody przez przewód  $k$ . W pierwszej założono, że istnieje możliwość ruchu wody w przewodzie  $k$  do następnego fragmentu tego przewodu, co jest równoznaczne z sytuacją, że otwarty jest zawór usytuowany w najwyższym punkcie przewodu  $k$  (*wersja 1*). W przypadku drugim przyjmowano, że zawór ten jest zamknięty (*wersja 2*).

W wyniku obliczeń określa się dla kolejnych chwil czasowych poziomy zwierciadeł wody w przewodach  $l$  i  $k$ , wysokość średniej prędkości i ciśnienie w miejscu rozgałęzienia przewodów (w węźle  $W$ ). Czas, po którym zwierciadło wody osiągnie poziom węzła  $W$  jest czasem opróżnienia rurociągu. W oparciu o uzyskane wyniki obliczeń wyznaczono położenia zwierciadła wody w przewodach  $l$  i  $k$ , linie ciśnień piezometrycznych i linie energii wzdłuż przewodów  $l$ ,  $k$  i  $m$  dla wybranych chwil czasu.

Danymi wejściowymi do programu **Delta** są następujące wielkości:

- $d_k, d_l, d_m$  - średnice rurociągu  $k, l$  i  $m$  [m],
- $\Delta t$  - obliczeniowy krok czasowy [s],
- $wer$  - parametr przyjmujący wartość 1, gdy w chwili początkującej proces opróżniania układu przewód  $m$  wypełniony jest wodą lub wartość 2, gdy w chwili tej przewód  $m$  jest pusty [-],
- $S$  - stopień przyknięcia zasuwy na rurociągu odwadniającym  $m$  [-],

- wersja* - parametr przyjmujący wartość 1, gdy zawór znajdujący się w najwyższym punkcie przewodu  $k$  jest otwarty lub wartość 2, gdy zawór ten jest zamknięty [-],
- $l_{o_k}, l_{o_l}$  - liczba odcinków przewodów  $k$  i  $l$  o różnym spadku [-],
- $H_{k_j}$  - wysokość położenia punktu początkującego  $j$ -ty odcinek przewodu  $k$  względem węzła  $W$  (rys. 5.26) [m],
- $H_{l_j}$  - wysokość położenia punktu początkującego  $j$ -ty odcinek przewodu  $l$  względem węzła  $W$  (rys. 5.26) [m],
- $H_m$  - wysokość położenia węzła  $W$  względem poziomego porównawczego (rys. 5.18) [m],
- $H_{m_o}$  - zatopienie wylotu spustu, liczone od środka ciężkości otworu spustowego (rys. 5.18) [m],
- $\alpha_j$  - kąt nachylenia osi  $j$ -tego odcinka przewodu  $l$  do płaszczyzny poziomej  $xy$  (rys. 5.26) [°],
- $\beta_j$  - kąt nachylenia osi  $j$ -tego odcinka przewodu  $k$  do płaszczyzny poziomej  $xy$  (rys. 5.26) [°],
- $\psi$  - kąt nachylenia osi przewodu  $m$  do płaszczyzny poziomej  $xy$  (rys. 5.26) [°]

Dla chwil kończących obliczeniowe kroki czasowe program drukuje następujące wartości:

- $\frac{P_{wk_{pr}}}{\gamma}, \frac{P_{wl_{pr}}}{\gamma}, \frac{P_{wm_{zr}}}{\gamma}$  - wysokości ciśnienia w przekroju znajdującym się na przewodzie  $k, l$  i  $m$  w odległości  $ds$  od punktu rozgałęzienia osi przewodu [m],
- $z_k, z_l$  - poziom zwierciadła wody w przewodach  $k$  i  $l$  [m],
- $\bar{v}_k, \bar{v}_l, \bar{v}_m$  - średnia prędkość przepływu wody odpowiednio w rurociągu  $k, l$  oraz  $m$  [m/s],
- $\zeta_{p_z}$  - wartość współczynnika strat na zasuwie, wynikająca z przyjętego stopnia przymknięcia zasuwy [-],

$E_{k\ pr\ k}, E_{k\ pr\ l},$	- wysokość linii energii w przewodzie $k$ i $l$ w odległości $ds$ od punktu rozgałęzienia osi przewodu [m],
$E_{k\ z\ k}, E_{k\ z\ l},$	- wzniesienie linii energii nad zwierciadło wody w przewodzie $k$ i $l$ dla danej chwili czasowej [m],
$E_{k\ zr\ k}, E_{k\ zr\ m}$	- wysokości linii energii za rozgałęzieniem w przewodzie $k$ i $m$ [m],
$n_{o\ k}, n_{o\ l}$	- numer odcinka przewodu $k$ i $l$ wyznaczonego poziomem zwierciadła wody (rys. 5.26) [-],
$h_{d\ k}, h_{d\ l}$	- wysokości strat liniowych w przewodach $k$ i $l$ [m],
$h_{p\ v\ k-v\ k}, h_{p\ v\ l-v\ l}$	- wysokości strat miejscowych spowodowanych zmianą kierunku odcinków przewodu $k$ i $l$ [m],
$h_{p\ v\ k-v\ m}, h_{p\ v\ l-v\ m}$	- wysokości strat miejscowych przy zmianie drogi przepływu (ruch wody z przewodu $k$ do przewodu $m$ lub z $l$ do $m$ ) [m],
$h_{p\ v\ l-v\ k}$	- wysokość strat miejscowych przy zmianie drogi przepływu (ruch wody z przewodu $l$ do $k$ ) [m]

Obliczenia wykonywano dla trzech różnych rodzajów danych: syntetycznych, rzeczywistych i weryfikacyjnych (rys. 8.1). Dane syntetyczne posłużyły do śledzenia przebiegu procesu opróżniania rurociągu w różnych warunkach hydraulicznych (różne początkowe napełnienia przewodów, otwarty lub zamknięty zawór w najwyższym punkcie przewodu  $k$ ) oraz przy różnej geometrii przewodów i ich wzajemnym usytuowaniu. Obliczenia na danych syntetycznych stanowiły przypadki obliczeniowe od I do V. Na danych rzeczywistych wykonano obliczenia dla rurociągu dosyłowego zapewniającego dostawę wody dla Krakowa (przypadek obliczeniowy VI). Dane trzeciego rodzaju pozwalały na weryfikację wyników obliczeń przez porównanie ich z wynikami empirycznymi, uzyskanymi na podstawie przeprowadzonych przez mnie doświadczeń (przypadki obliczeniowe VII i VIII).

Niezależnie od przypadku obliczeniowego zakładano, że przewody  $l$  i  $k$  w całości wypełnione są wodą. Przyjmowano identyczne średnice przewodów  $l$  i  $k$  ( $d_l = d_k$ ) oraz stałą na długości przewodu wartość współczynnika chropowatości bezwzględnej wynoszącą

$k = 0,4 \text{ mm}$  lub  $k = 0,05 \text{ mm}$ . We wszystkich przypadkach obliczeniowych z wyjątkiem IV zakładano, że otwarta jest zasuwa na rurociągu spustowym, a więc przyjmowano współczynnik  $\zeta_{p_z} = 0,15$  (tabela 5.3).

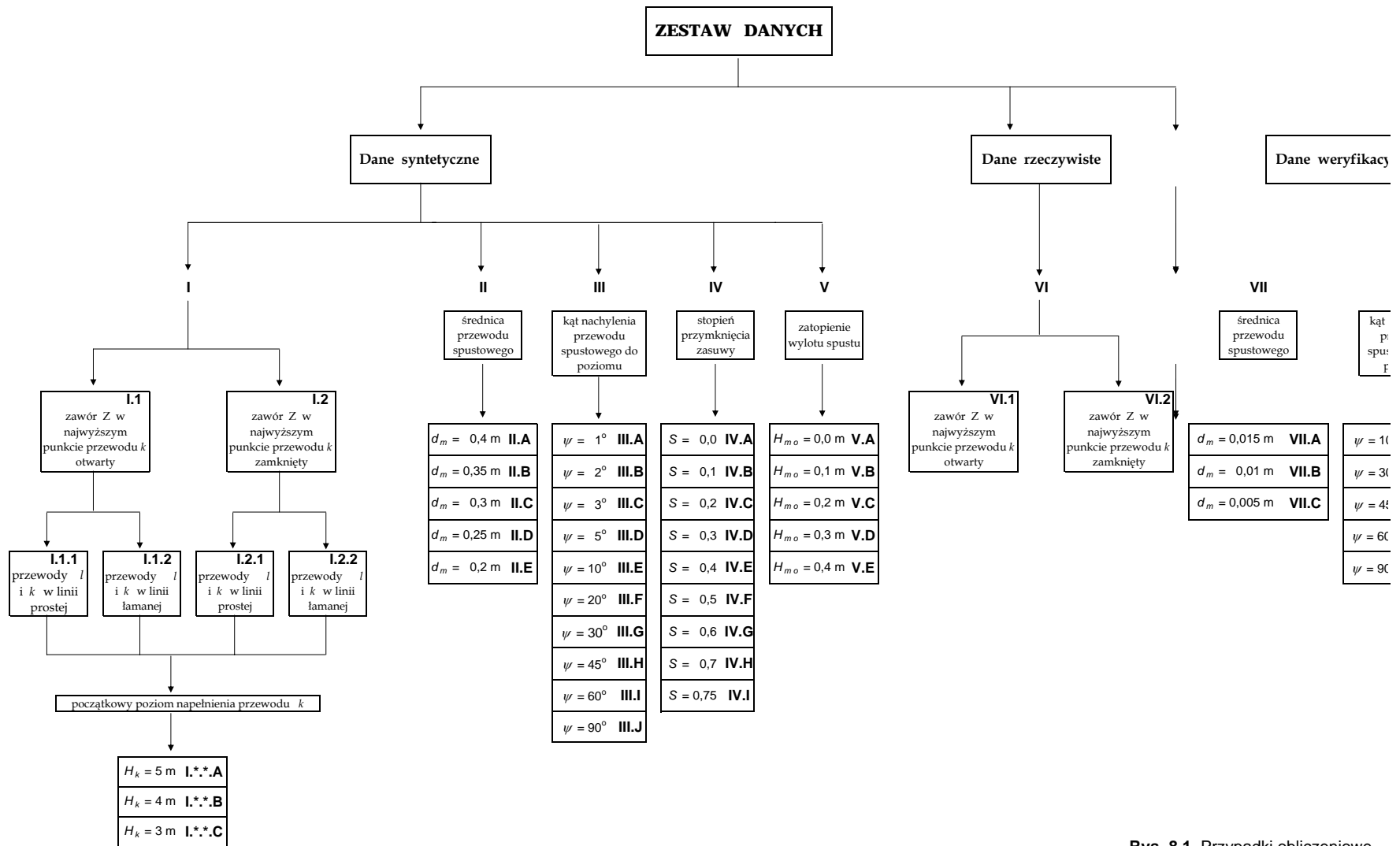
W przypadku obliczeniowym I zakładano, że zawór w najwyższym punkcie przewodu  $k$  jest otwarty (I.1) lub zamknięty (I.2) oraz uwzględniano stałe (np. I.1.1) lub zmienne (np. I.1.2) spadki na długości rurociągu  $l$  i  $k$ . W każdym z powyższych przypadków przyjmowano stały początkowy poziom zwierciadła wody w przewodzie  $l$  oraz trzy różne poziomy tego zwierciadła w przewodzie  $k$ , wykonano więc obliczenia dla dwunastu różnych zestawów danych.

W przypadkach od II do V dane do obliczeń przyjmowano tak, aby móc ocenić, jak wpływa na przebieg procesu opróżniania rurociągu zmiana średnicy przewodu spustowego  $d_m$  (przypadek II), kąta  $\psi$  nachylenia osi przewodu spustowego do płaszczyzny poziomej (przypadek III), stopnia przymknięcia zasuwy  $S$  na przewodzie odwadniającym (przypadek IV) oraz zmiana wysokości  $H_{m_o}$  zatopienia wylotu spustowego (przypadek V). W obliczeniach tych przyjmowano identyczny początkowy poziom zwierciadła wody w przewodzie  $l$  i  $k$  ( $H_l = H_k$ ), stały spadek na ich długości oraz identyczne kąty nachylenia osi przewodów  $l$  i  $k$  do płaszczyzny poziomej ( $\alpha = \beta$ ). Założenie dotyczące początkowej równości poziomu zwierciadeł wody powoduje, że przy opróżnianiu przewodów nie ma możliwości przepływu wody z przewodu  $l$  do  $k$ , zatem to, czy zawór w najwyższym punkcie przewodu  $k$  jest otwarty czy zamknięty nie ma znaczenia.

W VI przypadku obliczeniowym obliczenia zostały wykonane dla rzeczywistego fragmentu rurociągu dosyłowego dla Krakowa. Zakładano, że zawór w najwyższym punkcie przewodu  $k$  jest otwarty (np. VI.1) lub zamknięty (np. VI.2). Przyjęto zmienne spadki na długości przewodu  $l$  i  $k$ .

Tworząc dane weryfikacyjne założono identyczny początkowy poziom zwierciadła wody w przewodzie  $l$  i  $k$  ( $H_l = H_k$ ), stały spadek na ich długości oraz identyczne kąty nachylenia osi przewodów  $l$  i  $k$  do płaszczyzny poziomej ( $\alpha = \beta$ ). W przypadku VII przyjmowano trzy różne średnice rurociągu spustowego  $d_m$ , zaś w przypadku VIII pięć różnych kątów  $\psi$  nachylenia rurociągu spustowego do płaszczyzny poziomej.

W każdym przypadku obliczeniowym literowe oznaczenia dotyczą różnych wartości zmienianego parametru.



Rys. 8.1. Przypadki obliczeniowe



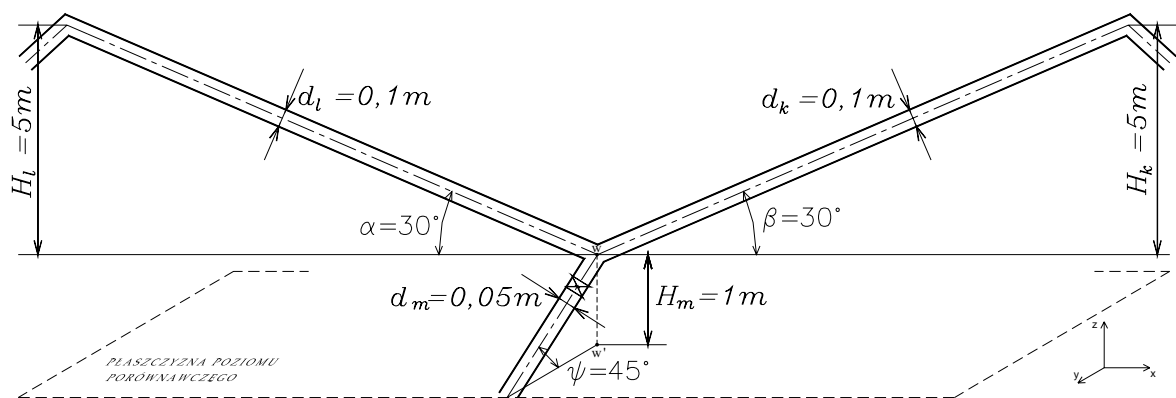
W tabeli 8.1 przedstawione zostały zbiorczo wartości podstawowych danych.

**Tabela 8.1.**

Podstawowe dane dla przypadków obliczeniowych od I do VIII

Przypadki obliczeniowe	Początkowy poziom zwierciadła wody [m]			Kąt nachylenia rurociągu do płaszczyzny poziomej [°]			Średnica rurociągu [m]			$\zeta_{p_z}$ [-]	$\Delta t$ [s]
	$H_l$	$H_k$	$H_m$	$\alpha$	$\beta$	$\psi$	$d_l$	$d_k$	$d_m$		
<b>I</b>	5	5	1	30	30	45	0,1	0,1	0,05	0,15	0,1
<b>II, III, IV, V</b>	30	30	0,4	3	3	3	1	1	0,4	0,15	40
<b>VI</b>	28,4	22,6	0,5	2°32'	2°25'	3	1	1	0,3	0,15	5
<b>VII, VIII</b>	0,85	0,85	0,05	45	45	10	0,015	0,015	0,015	0,15	0,1

We wszystkich zestawach danych pierwszego przypadku obliczeniowego przyjmowano stały początkowy poziom zwierciadła przewodu  $l$  równy  $5,0\text{ m}$ , zaś w przewodzie  $k$  poziom ten zmieniał się przyjmując kolejno wartości:  $5,0\text{ m}$ ,  $4,0\text{ m}$ ,  $3,0\text{ m}$  (tabela 8.2).



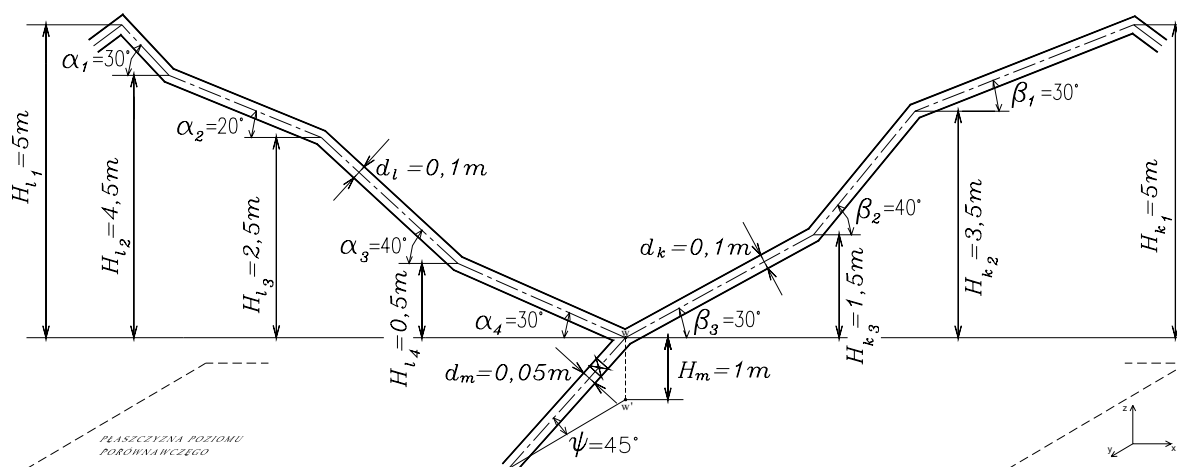
**Rys. 8.2.** I przypadek obliczeniowy

**Tabela 8.2.**

Początkowe poziomy zwierciadła w przewodzie  $k$  dla I przypadku obliczeniowego

Nr przypadku	I.1.1.*, I.1.2.*, I.2.1.*, I.2.2.*		
*	A	B	C
$H_k$ [m]	5	4	3

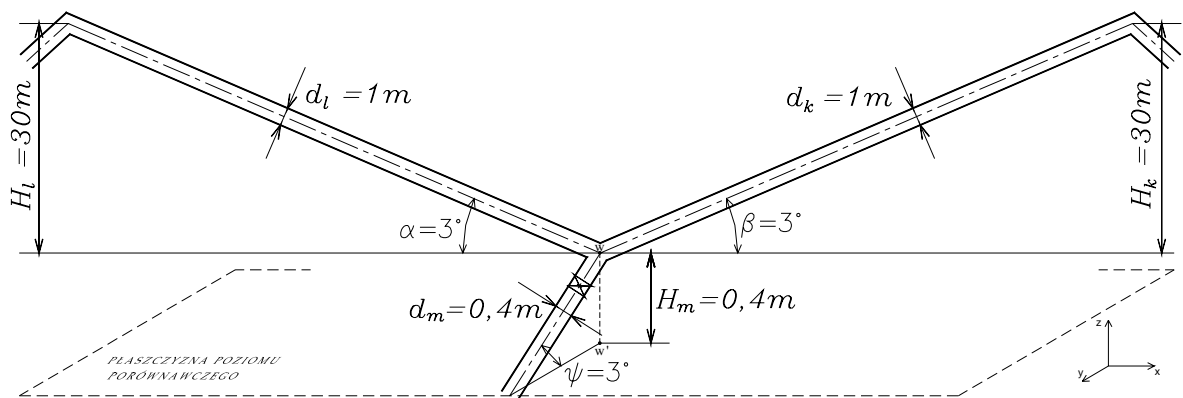
W przypadku, gdy przewody  $l$  i  $k$  układały się wzdłuż linii łamanej zakładano, że przewód  $l$  składa się z czterech odcinków, zaś przewód  $k$  z trzech (rys. 8.3). Dla przewodu  $l$  przyjęto następujące wysokości położenia punktów początkujących kolejne odcinki względem węzła  $W$ :  $H_{l_1} = 5,0\text{ m}$ ,  $H_{l_2} = 4,5\text{ m}$ ,  $H_{l_3} = 2,5\text{ m}$ ,  $H_{l_4} = 0,5\text{ m}$ . Kąty nachylenia tych odcinków do płaszczyzny poziomej były równe:  $\alpha_1 = 30^\circ$ ,  $\alpha_2 = 20^\circ$ ,  $\alpha_3 = 40^\circ$ ,  $\alpha_4 = 30^\circ$  (patrz rys. 8.3). Dla przewodu  $k$  wysokości położenia punktów początkujących kolejne odcinki względem węzła  $W$  wynosiły:  $H_{k_1} = 5,0\text{ m}$ ,  $H_{k_2} = 3,5\text{ m}$ ,  $H_{k_3} = 1,5\text{ m}$ , a kąty nachylenia tych odcinków do płaszczyzny poziomej:  $\beta_1 = 30^\circ$ ,  $\beta_2 = 40^\circ$ ,  $\beta_3 = 30^\circ$  (rys. 8.3).



**Rys. 8.3.** I przypadek obliczeniowy (uzupełnienie)

W drugim przypadku obliczeniowym przyjęto pięć różnych wartości średnic  $d_m$  przewodu spustowego (tabela 8.3). Dane dla trzeciego przypadku zawierają dziesięć różnych kątów  $\psi$  nachylenia rurociągu spustowego do płaszczyzny poziomej (tabela 8.4). W czwartym przypadku obliczeniowym przyjmowano dziewięć różnych stopni przymknięcia  $S$  zasuw rurociągu odwadniającego (tabela 8.5). Dane dla piątego przypadku zawierają pięć różnych wysokości  $H_{m_o}$  zatopienia wylotu spustowego (tabela 8.6).

W każdym z przypadków od II do V obliczenia wykonywano dla czterech różnych wartości przedziału czasowego  $\Delta t$ : 40 s, 20 s, 10 s, 5 s, by móc dokonać oceny wpływu dyskretyzacji czasu na wyniki obliczeń.



Rys. 8.4. II, III, IV i V przypadek obliczeniowy

Tabela 8.3.

Wartości średnic przewodu spustowego  $d_m$  dla II przypadku obliczeniowego

Nr przypadku	II.*				
*	A	B	C	D	E
$d_m$ [m]	0,4	0,35	0,3	0,25	0,2

**Tabela 8.4.**

Wartości kątów  $\psi$  nachylenia rurociągu spustowego do płaszczyzny poziomej dla III przypadku obliczeniowego

Nr przypadku	III.*									
*	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
$\psi$ [°]	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>5</b>	<b>10</b>	<b>20</b>	<b>30</b>	<b>45</b>	<b>60</b>	<b>90</b>

**Tabela 8.5.**

Wartości stopni przymknięcia  $S$  zasuwy rurociągu odwadniającego dla IV przypadku obliczeniowego

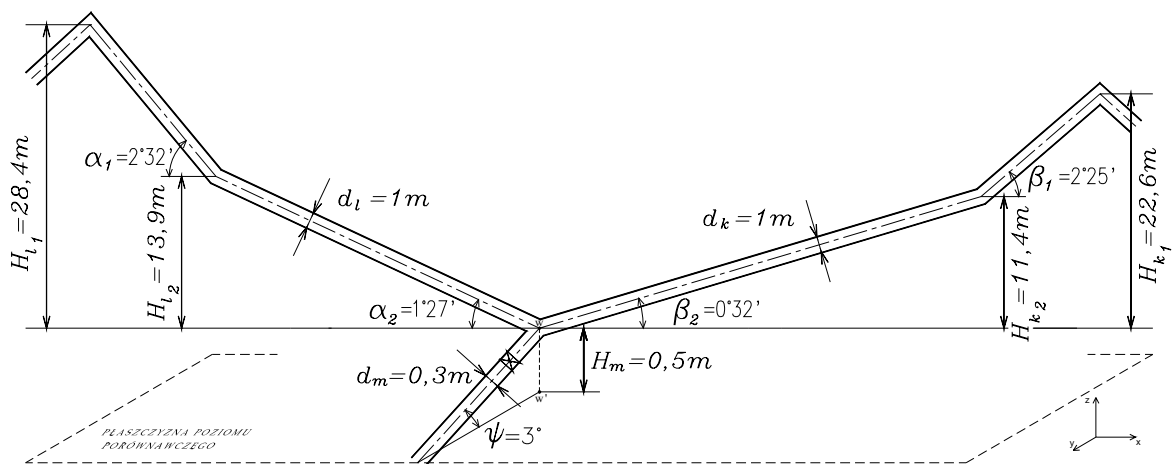
Nr przypadku	IV.*								
*	A	B	C	D	E	F	G	H	I
$S$ [-]	<b>0,0</b>	<b>0,1</b>	<b>0,2</b>	<b>0,3</b>	<b>0,4</b>	<b>0,5</b>	<b>0,6</b>	<b>0,7</b>	<b>0,75</b>

**Tabela 8.6.**

Wartości wysokości zatopienia wylotu spustowego  $H_{m_o}$  dla V przypadku obliczeniowego

Nr przypadku	V.*				
*	A	B	C	D	E
$H_{m_o}$ [m]	<b>0,0</b>	<b>0,1</b>	<b>0,2</b>	<b>0,3</b>	<b>0,4</b>

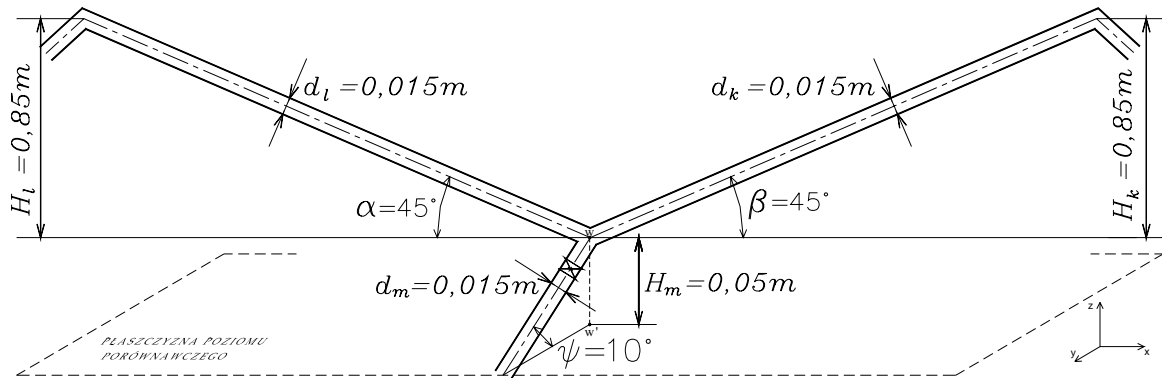
W przypadkach obliczeniowych VI.1 i VI.2 drugiego zestawu danych utworzonego, jak już wspomniano wcześniej, na podstawie rzeczywistych parametrów fragmentu rurociągu zaopatrującego w wodę miasto Kraków, przyjęto przewód  $l$  i  $k$  w postaci linii łamanej. Założono, że przewody  $l$  i  $k$  składają się z dwóch odcinków (rys. 8.5). Dla przewodu  $l$  przyjęto następujące wysokości położenia punktów początkujących kolejne odcinki względem węzła  $W$ :  $H_{l_1} = 28,4\text{ m}$ ,  $H_{l_2} = 13,9\text{ m}$ , a kąty nachylenia tych odcinków do płaszczyzny poziomej były równe:  $\alpha_1 = 2^\circ 32'$ ,  $\alpha_2 = 1^\circ 27'$  (patrz rys. 8.5). Dla przewodu  $k$  wysokości położenia punktów początkujących kolejne odcinki względem węzła  $W$  wynosiły:  $H_{k_1} = 22,6\text{ m}$ ,  $H_{k_2} = 11,4\text{ m}$ , a kąty nachylenia tych odcinków do płaszczyzny poziomej:  $\beta_1 = 2^\circ 25'$ ,  $\beta_2 = 0^\circ 32'$  (rys. 8.5).



Rys.8.5. VI przypadek obliczeniowy

W celu weryfikacji wyników obliczeń wykonano model złożony z dwóch opróżnianych przewodów o długościach  $l = 1, 2\text{ m}$  i średnicy  $d = 15\text{ mm}$  oraz z przewodu spustowego o długości  $l = 0, 3\text{ m}$  i średnicy  $d = 15\text{ mm}$  (rys. 8.6). W badaniach modelowych uwzględniono trzy różne wartości średnic  $d_m$  przewodu spustowego (tabela 8.7) oraz pięć różnych kątów  $\psi$  nachylenia rurociągu spustowego do płaszczyzny poziomej (tabela 8.8). W każdym przypadku mierzony był czas opróżniania układu. Model ten traktowany był jako obiekt w skali 1:1. W weryfikacyjnych zestawach danych przyjmowano wartości parametrów geometrycznych przewodów identyczne jak na modelu fizycznym. W VII i VIII przypadku oblicze-

niowym uwzględniano stosowane w badaniach modelowych odpowiednio różne średnice  $d_m$  przewodu spustowego oraz różne kąty  $\psi$ .



**Rys.8.6.** Przypadki obliczeniowe VII i VIII

**Tabela 8.7.**

Wartości średnic przewodu spustowego  $d_m$  dla VII przypadku obliczeniowego

Nr przypadku	VII.*		
*	A	B	C
$d_m$ [m]	<b>0,015</b>	<b>0,01</b>	<b>0,005</b>

**Tabela 8.8.**

Wartości kątów  $\psi$  nachylenia rurociągu spustowego do płaszczyzny poziomej dla VIII przypadku obliczeniowego

Nr przypadku	VIII.*				
*	A	B	C	D	E
$\psi$ [°]	<b>10</b>	<b>30</b>	<b>45</b>	<b>60</b>	<b>90</b>

## *9. Rezultaty dokonanych obliczeń*

Dla każdego z prezentowanych w poprzednim rozdziale przypadków obliczeniowych wyniki obliczeń przedstawiono w formie tabelarycznej i graficznej.

Tabele od 9.1 do 9.12 dotyczą wyników pierwszego przypadku obliczeniowego i zawierają obliczone dla wybranych chwil czasowych wartości następujących parametrów: położenia zwierciadeł wody w poszczególnych przewodach, średnie prędkości odpływu wody z tych przewodów, wysokości ciśnienia i energii w przekrojach znajdujących się w odległości  $ds$  od punktu rozgałęzienia osi przewodów  $l$ ,  $k$  i  $m$  oraz na poziomie zwierciadła wody w przewodach  $l$  i  $k$ . W tabelach 9.2 i 9.3 dotyczących przypadku obliczeniowego I.1.1.A zawarte są obliczone wartości średniej prędkości przepływu wody w przewodach  $l$ ,  $k$  i  $m$  oraz wysokości oporów inercjalnych. Czas opróżniania rurociągu przy otwartym i zamkniętym zaworze w najwyższym punkcie przewodu  $k$  zestawiono w oddzielnych tabelach 9.13 i 9.14. Na rysunkach od 9.1 do 9.5 oraz od 9.8 do 9.25 przedstawiono zależność od czasu położenia zwierciadła wody w przewodach  $l$  i  $k$  oraz średnią prędkość przepływu w analizowanych przewodach, a także przebieg linii energii w wybranych chwilach czasowych. Rysunki 9.6 i 9.7 dotyczą przypadku obliczeniowego I.1.1.A. i ilustrują wysokość oporów inercjalnych dla obu przewodów opróżnianych i przewodu spustowego.

Dla przypadków obliczeniowych od II do V w tabelach zestawiono czasy opróżniania rurociągów wodnych wyznaczone przy przyjęciu w przypadku II różnych średnic odcinka spustowego  $d_m$  (tabela 9.15), w przypadku III różnych kątów  $\psi$  jego nachylenia do płaszczyzny poziomej (tabela 9.16), w przypadku IV różnych stopni przymknięcia  $S$  zasuw rurociągu odwadniającego (tabela 9.17) oraz w przypadku V różnych wysokości  $H_{m_o}$  zatopienia jego wylotu (tabela 9.18). Ze względu na to, że wszystkie powyższe obliczenia wykonane zostały dla czterech różnych czasowych kroków obliczeniowych, czasy opróżniania rurociągu podane są dla każdego z nich. Na rysunkach dotyczących wymienionych przypadków obliczeniowych przedstawiono zależność czasu opróżniania rurociągu od średnicy  $d_m$  (rys. 9.26), kąta  $\psi$  (rys. 9.27), stopnia przymknięcia  $S$  zasuw (rys. 9.28) oraz wysokości  $H_{m_o}$  zatopienia (rys. 9.29). Rysunki wykonano w oparciu o wyniki uzyskane dla kroku czasowego  $\Delta t = 5 \text{ s}$ .

W tabelach 9.19 i 9.20 zawierających wyniki uzyskane w szóstym przypadku obliczeniowym umieszczono, podobnie jak w pierwszym przypadku, wyznaczone dla wybranych



chwil czasowych procesu opróżniania położenia zwierciadeł wody w poszczególnych przewodach, średnie prędkości przepływu wody w tych przewodach oraz wysokości ciśnienia i energii w przekrojach znajdujących się w odległości  $ds$  od punktu rozgałęzienia osi przewodów  $l$ ,  $k$  i  $m$  oraz na poziomie zwierciadła wody w przewodach  $l$  i  $k$  wyznaczone dla wybranych chwil czasowych. Na rysunkach 9.31 i 9.35 przedstawiono dla każdego z przewodów zależność położenia zwierciadła wody oraz średniej prędkości jej przepływu od czasu. Rysunki 9.32 i 9.36 ilustrują przebieg linii energii w wybranych chwilach czasowych.

Dla przypadków obliczeniowych VII i VIII w tabelach 9.21 i 9.22 ujęty został czas opróżniania rurociągu w zależności od średnicy  $d_m$  odcinka spustowego i kąta  $\psi$  nachylenia przewodu odwadniającego do płaszczyzny poziomej. Na rysunkach dotyczących wymienionych przypadków obliczeniowych przedstawiono zależności czasu opróżniania rurociągu od średnicy  $d_m$  (rys. 9.39) oraz kąta  $\psi$  (rys. 9.40) wyznaczone na podstawie wyników obliczeń oraz wyników doświadczalnych.

Dla zaprezentowania uwzględnianych w obliczeniach strat energii przedstawiono ich wysokości na rysunku 9.30 dla przypadku obliczeniowego II, III, IV i V oraz na rysunkach 9.33, 9.34 i 9.37, 9.38 dla VI przypadku obliczeniowego.

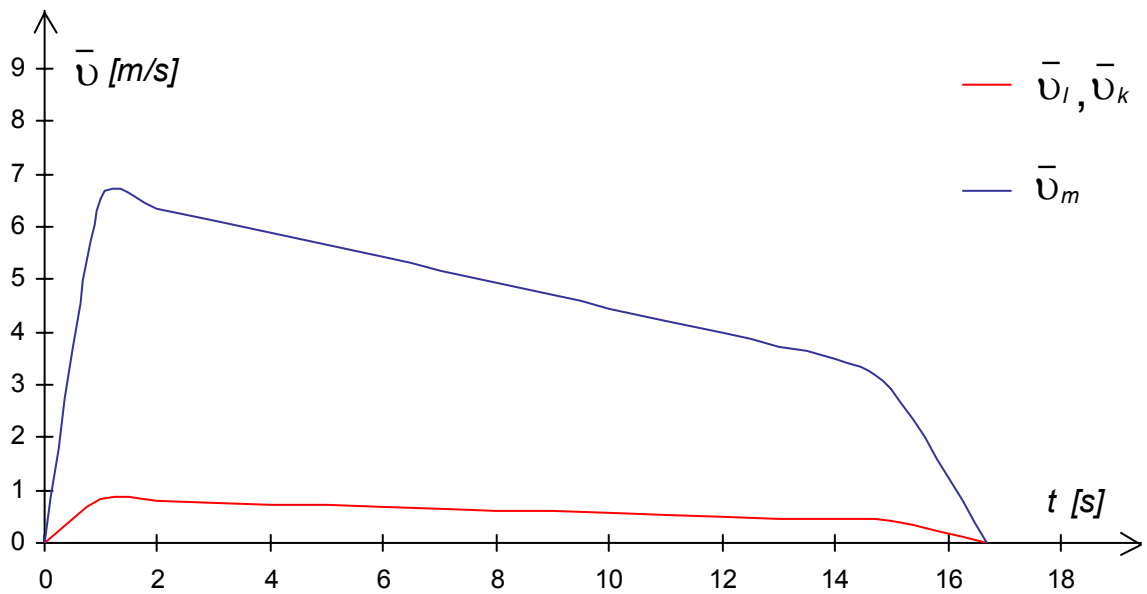
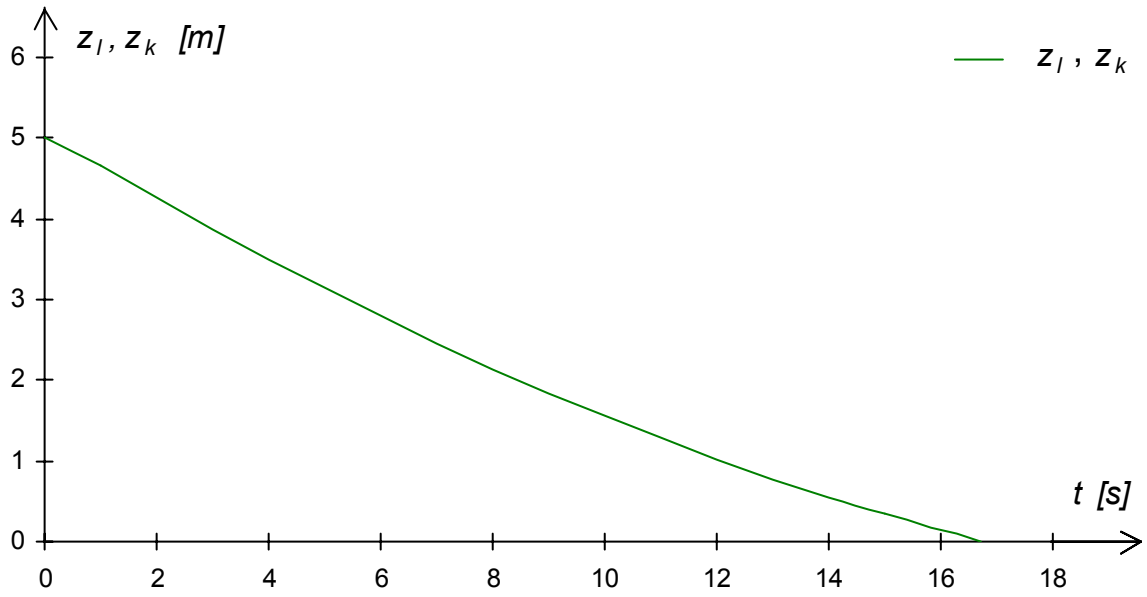
Poniżej przedstawione są tabele oraz rysunki dla kolejnych przypadków obliczeniowych. Dla pierwszego z nich wyniki prezentowane są w następującej kolejności: najpierw wyniki obliczeń uzyskane przy założeniu, że zawór znajdujący się w najwyższym punkcie odcinka  $k$  jest otwarty (tabele dla przypadków obliczeniowych: I.1.1.A, I.1.1.B, I.1.1.C oraz I.1.2.A, I.1.2.B, I.1.2.C), a następnie gdy jest on zamknięty (tabele dla przypadków obliczeniowych: I.2.1.A, I.2.1.B, I.2.1.C oraz I.2.2.A, I.2.2.B, I.2.2.C). W obu powyższych przypadkach najpierw przedstawiane są wyniki uzyskane dla przewodów w postaci linii prostych, a następnie linii łamanych.

**Tabela 9.1.**

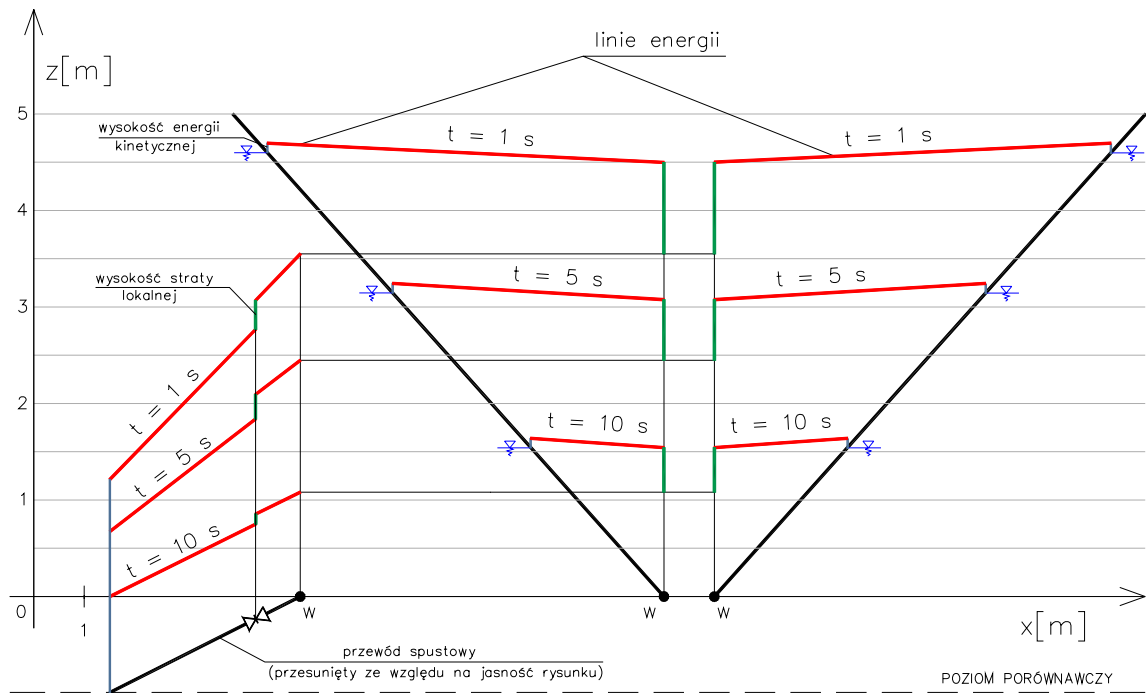
Rezultaty obliczeń dla przypadku obliczeniowego I.1.1.A

Czas	Poziom zwierciadła wody		Prędkość			Wysokość ciśnienia			Wysokość energii <sup>1)</sup>					
	$t$	$z_l$	$z_k$	$\bar{v}_l$	$\bar{v}_k$	$\bar{v}_m$	$\frac{P_{wl\ pr}}{\gamma}$	$\frac{P_{wk\ pr}}{\gamma}$	$\frac{P_{wmzr}}{\gamma}$	$E_{k\ zl}$	$E_{k\ pr\ l}$	$E_{k\ zk}$	$E_{k\ pr\ k}$	$E_{k\ zr\ m}$
[s]	[m]	[m]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
0	5	5	0	0	0	5	5	5	5	5	5	5	5	5
1	4,67	4,67	0,82	0,82	6,54	4,56	4,56	1,39	4,71	4,59	4,71	4,59	3,57	
2	4,27	4,27	0,8	0,8	6,36	4,21	4,21	1,21	4,3	4,25	4,3	4,25	3,27	
3	3,88	3,88	0,77	0,77	6,13	3,83	3,83	1,05	3,91	3,86	3,91	3,86	2,96	
4	3,5	3,5	0,74	0,74	5,89	3,47	3,47	0,89	3,53	3,49	3,53	3,49	2,66	
5	3,14	3,14	0,71	0,71	5,66	3,11	3,11	0,74	3,16	3,14	3,16	3,14	2,37	
6	2,79	2,79	0,68	0,68	5,42	2,77	2,77	0,59	2,81	2,79	2,81	2,79	2,09	
7	2,46	2,46	0,65	0,65	5,18	2,44	2,44	0,45	2,48	2,47	2,48	2,47	1,82	
8	2,14	2,14	0,62	0,62	4,94	2,13	2,13	0,32	2,16	2,15	2,16	2,15	1,56	
9	1,84	1,84	0,59	0,59	4,7	1,83	1,83	0,19	1,86	1,85	1,86	1,85	1,32	
10	1,55	1,55	0,56	0,56	4,46	1,55	1,55	0,07	1,57	1,56	1,57	1,56	1,09	
11	1,28	1,28	0,53	0,53	4,22	1,28	1,28	-0,05	1,29	1,29	1,29	1,29	0,86	
12	1,02	1,02	0,5	0,5	3,98	1,02	1,02	-0,15	1,04	1,04	1,04	1,04	0,65	
13	0,78	0,78	0,47	0,47	3,74	0,78	0,78	-0,26	0,79	0,79	0,79	0,79	0,46	
14	0,55	0,55	0,44	0,44	3,5	0,55	0,55	-0,35	0,56	0,56	0,56	0,56	0,27	
15	0,34	0,34	0,41	0,41	3,26	0,34	0,34	-0,45	0,35	0,35	0,35	0,35	0,1	
16,7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	

<sup>1)</sup> Wartości wysokości energii podane są w stosunku do poziomu położenia punktu węzłowego *W*



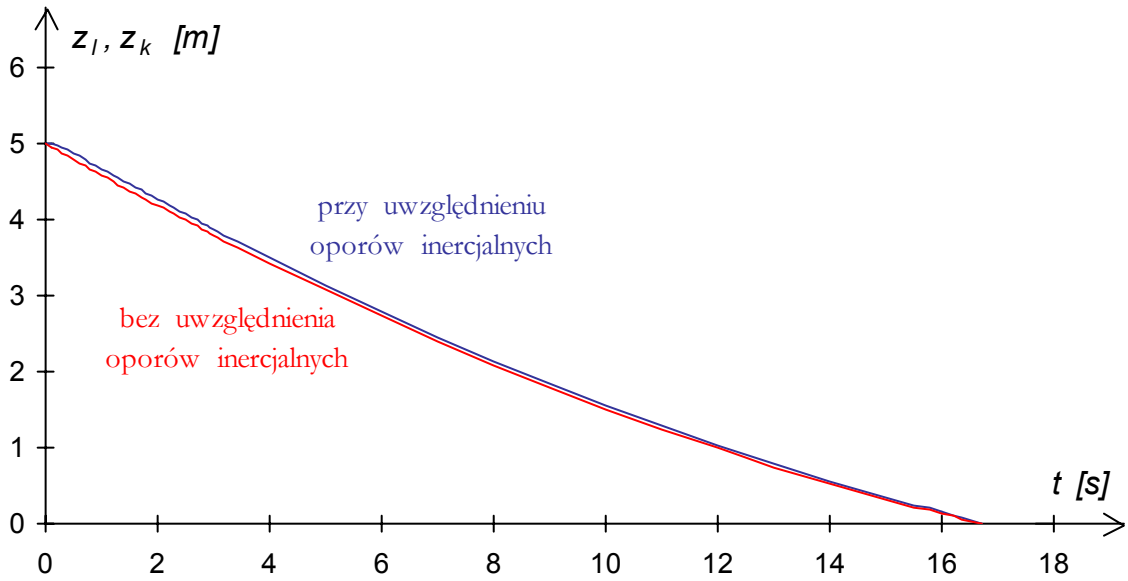
Rys. 9.1. Wyniki obliczeń - przypadek I.1.1.A



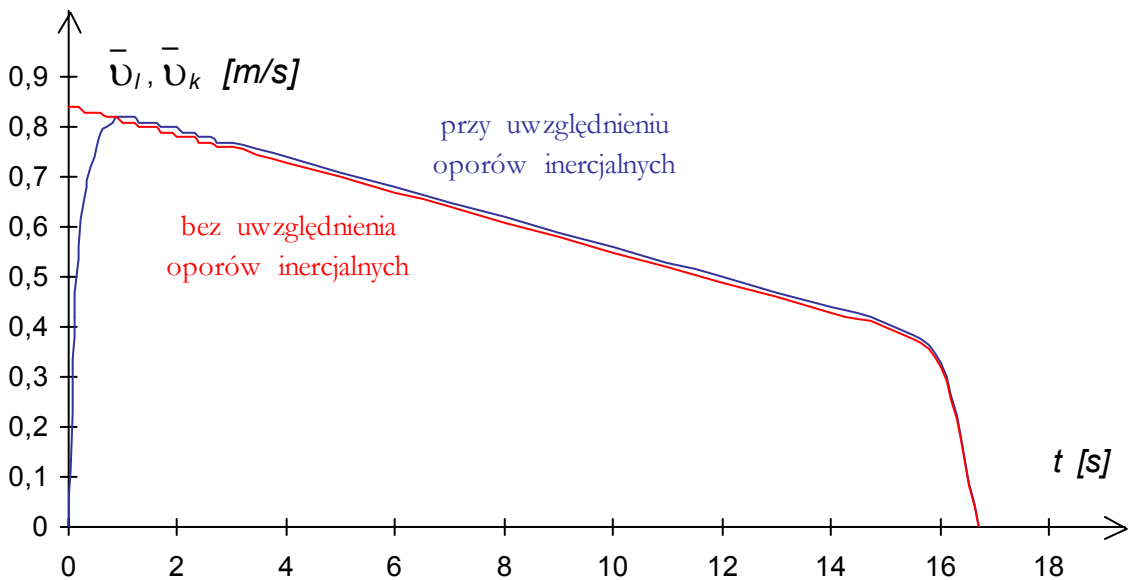
Rys. 9.2. Wyniki obliczeń - przypadek I.1.1.A (c.d.)

Analizując wyniki obliczeń dla przypadku I.1.1.A zestawione w tabeli 9.1 można stwierdzić, że odpływ z przewodów  $l$  i  $k$  zachodzi z identyczną prędkością. Całkowity czas opróżnienia tych rurociągów wynosi 16,7 s.

Dla zilustrowania wpływu oporów inercjalnych na przebieg procesu opróżniania przewodów porównano położenia zwierciadeł wody w przewodach odwadnianych  $l$  i  $k$  (rys. 9.3) oraz średnie prędkości odpływu wody z przewodów  $l$ ,  $k$  i  $m$  (rys. 9.4, 9.5, tabela 9.2) wyznaczone bez uwzględnienia oporów inercjalnych oraz z ich uwzględnieniem. W tabeli 9.3 zestawiono wysokości strat spowodowanych oporami bezwładności cieczy dla omawianych przewodów i zilustrowano je na rysunkach 9.6 oraz 9.7.



**Rys. 9.3.** Położenie linii zwierciadła wody (przypadek obliczeniowy I.1.1.A)



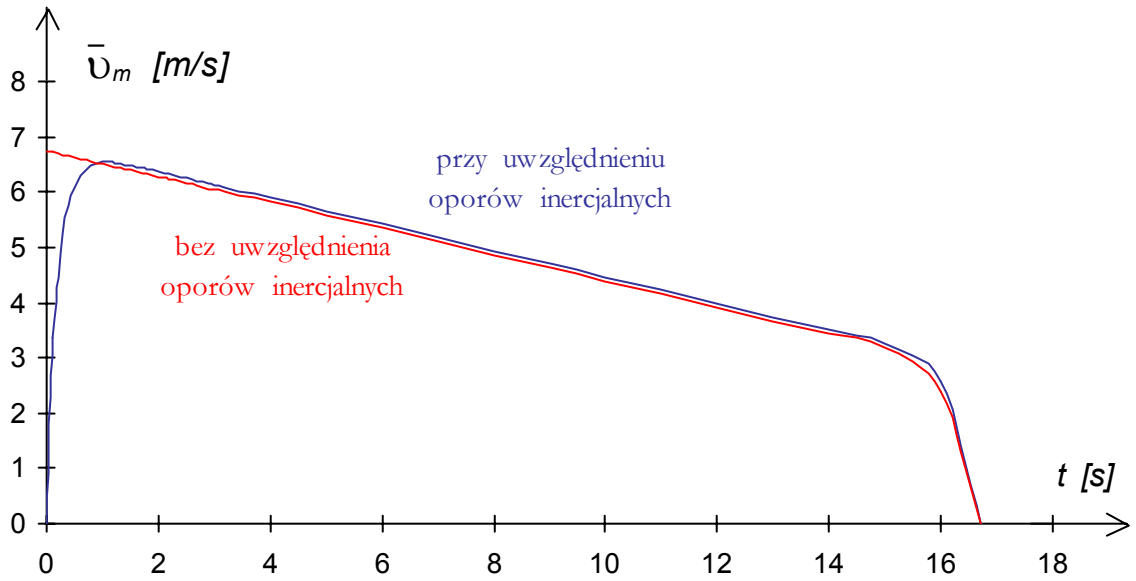
**Rys. 9.4.** Średnie prędkości przepływu wody przez przewody  $l$  i  $k$   
(przypadek obliczeniowy I.1.1.A)

**Tabela 9.2.**

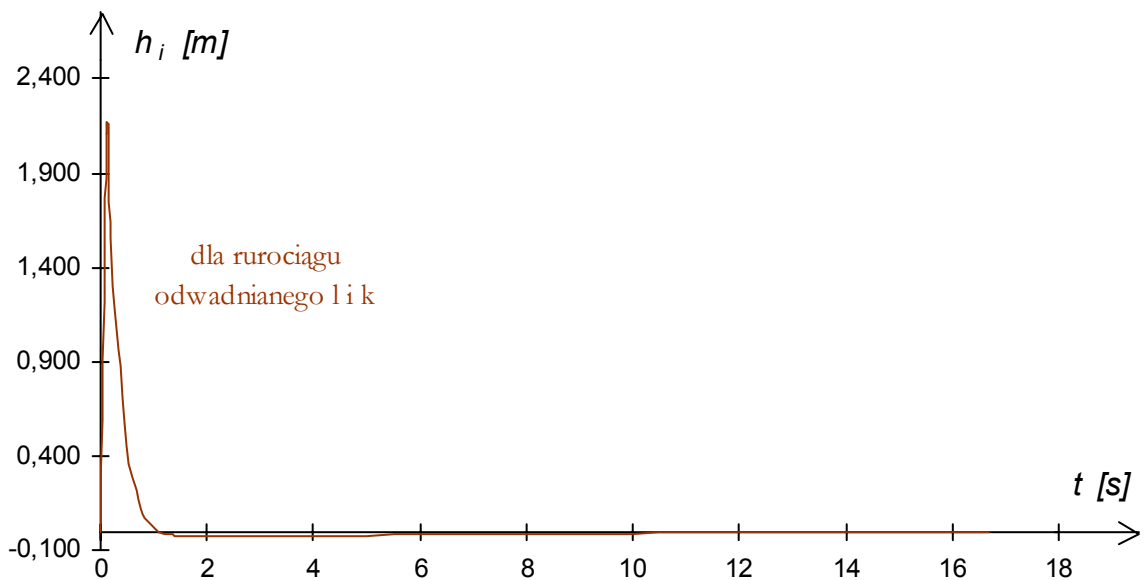
Zestawienie średnich prędkości przepływu wody w przewodach  $l$ ,  $k$  i  $m$  dla przypadku obliczeniowego I.1.1.A z uwzględnieniem oporów inercjalnych i bez ich uwzględnienia

$t$ [s]	Średnia prędkość przepływu wody w przewodach $l$ , $k$ i $m$ dla przypadku obliczeniowego I.1.1.A					
	$\bar{v}_l$	$\bar{v}_l^{* 1)}$	$\bar{v}_k$	$\bar{v}_k^*$	$\bar{v}_m$	$\bar{v}_m^*$
0	0	0,84	0	0,84	0	6,72
0,1	0,42	0,84	0,42	0,84	3,36	6,72
0,2	0,56	0,84	0,56	0,84	4,47	6,7
0,3	0,66	0,83	0,66	0,83	5,25	6,67
0,4	0,72	0,83	0,72	0,83	5,76	6,65
0,5	0,76	0,83	0,76	0,83	6,09	6,63
0,6	0,79	0,83	0,79	0,83	6,3	6,6
0,7	0,8	0,82	0,8	0,82	6,42	6,58
0,8	0,81	0,82	0,81	0,82	6,49	6,56
0,9	0,82	0,82	0,82	0,82	6,52	6,53
1	0,82	0,81	0,82	0,81	6,54	6,51
2	0,8	0,78	0,8	0,78	6,36	6,28
4	0,74	0,73	0,74	0,73	5,89	5,81
6	0,68	0,67	0,68	0,67	5,42	5,34
8	0,62	0,61	0,62	0,61	4,94	4,86
10	0,56	0,55	0,56	0,55	4,46	4,39
12	0,5	0,49	0,5	0,49	3,98	3,91
14	0,44	0,43	0,44	0,43	3,5	3,43
16,7	0	0	0	0	0	0

<sup>1)</sup> Średnia prędkość przepływu wody w przewodzie  $l$  bez uwzględnienia oporów inercjalnych w obliczeniach



**Rys. 9.5.** Średnie prędkości przepływu wody przez przewód spustowy  $m$  (przypadek obliczeniowy I.1.1.A)



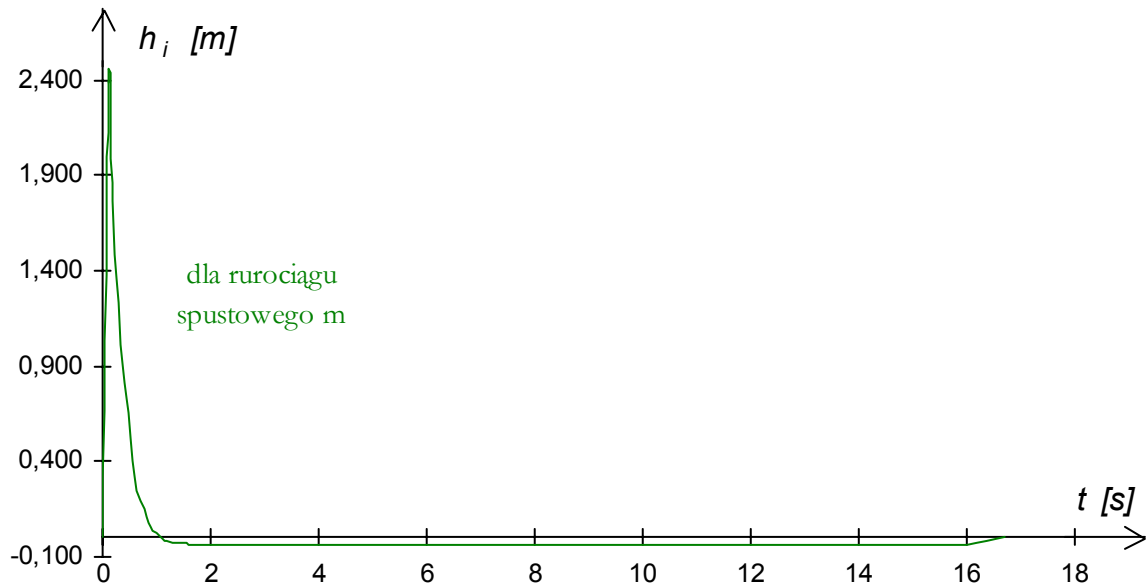
**Rys. 9.6.** Wysokość oporów inercjalnych dla przewodów  $l$  i  $k$  (przypadek obliczeniowy I.1.1.A)

**Tabela 9.3.**

Zestawienie wysokości strat spowodowanych oporami bezwładności cieczy dla przewodów  $l$ ,  $k$  i  $m$  dla przypadku obliczeniowego I.1.1.A

$t$ [s]	Wysokość oporów inercjalnych $h_i$ [m] dla przypadku obliczeniowego I.1.1.A		
	dla przewodu opróżnianego $l$	dla przewodu opróżnianego $k$	dla przewodu spustowego $m$
0	0	0	0
0,1	2,105	2,105	2,387
0,2	1,552	1,552	1,767
0,3	1,072	1,072	1,228
0,4	0,707	0,707	0,815
0,5	0,450	0,450	0,522
0,6	0,277	0,277	0,324
0,7	0,164	0,164	0,194
0,8	0,092	0,092	0,109
0,9	0,046	0,046	0,056
1	0,018	0,018	0,021
2	-0,028	-0,028	-0,037
4	-0,023	-0,023	-0,038
6	-0,019	-0,019	-0,038
8	-0,014	-0,014	-0,038
10	-0,01	-0,01	-0,038
12	-0,007	-0,007	-0,038
14	-0,004	-0,004	-0,038
16,7	0	0	0





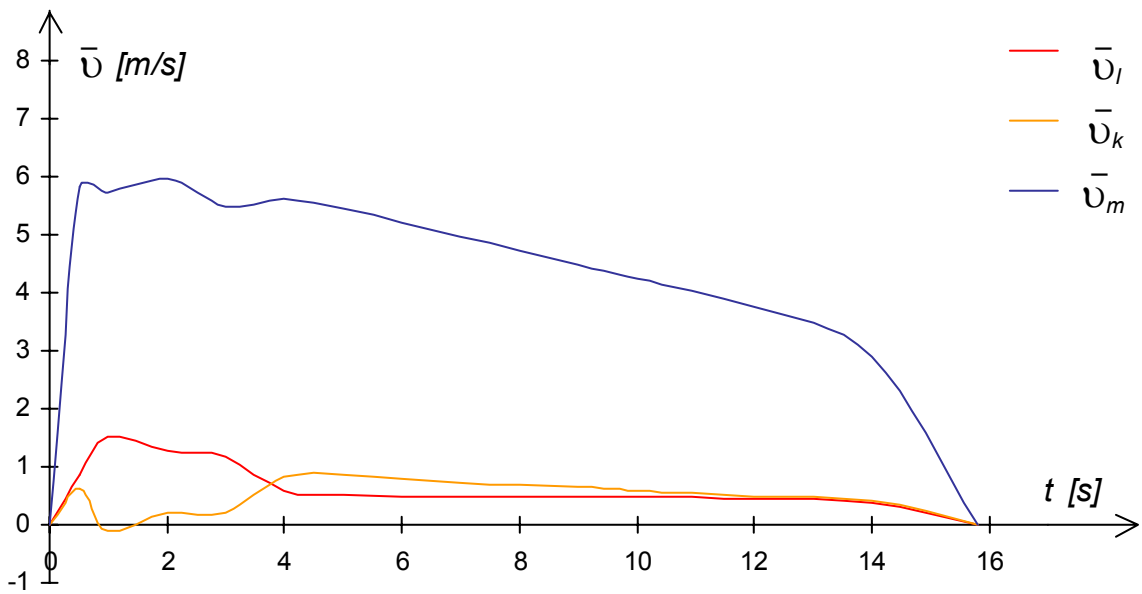
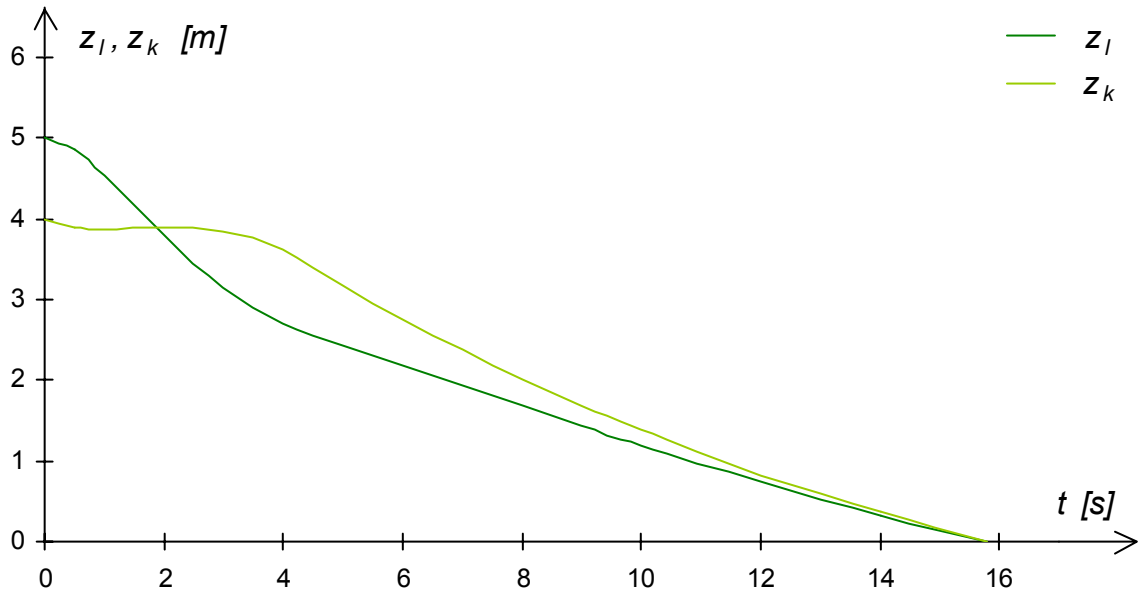
**Rys. 9.7.** Wysokość oporów inercjalnych dla przewodu spustowego  $m$   
(przypadek obliczeniowy I.1.1.A)

Wartości oporów inercjalnych zawarte w tabeli 9.3 oraz zilustrowane na rysunkach 9.6 i 9.7 pozwalają stwierdzić, że opory te mają duże wartości w początkowej fazie opróżniania przewodów  $l$  i  $k$ . Powoduje to znaczne zmniejszenie wielkości średniej prędkości w przewodach  $l$ ,  $k$  i  $m$  w tym okresie.

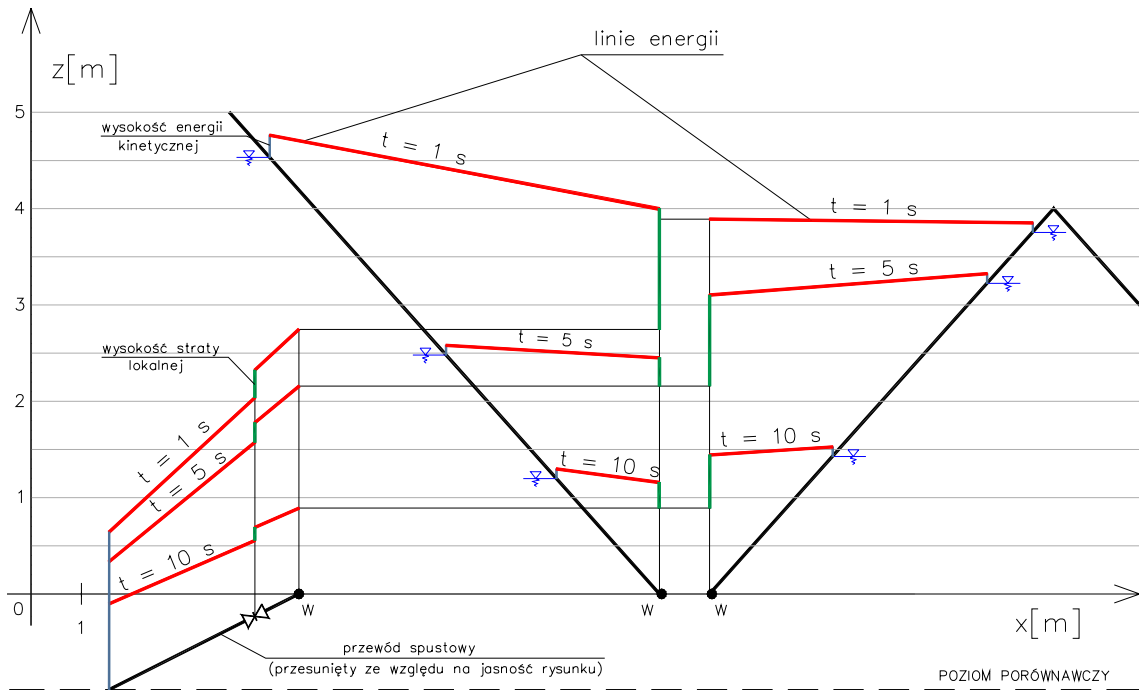
**Tabela 9.4.**

Rezultaty obliczeń dla przypadku obliczeniowego I.1.1.B

Czas <i>t</i>	Poziom zwierciadła wody		Prędkość			Wysokość ciśnienia			Wysokość energii					
	$z_l$	$z_k$	$\bar{v}_l$	$\bar{v}_k$	$\bar{v}_m$	$\frac{P_{wl\ pr}}{\gamma}$	$\frac{P_{wk\ pr}}{\gamma}$	$\frac{P_{wmzr}}{\gamma}$	$E_{k\ z\ l}$	$E_{k\ pr\ l}$	$E_{k\ z\ k}$	$E_{k\ pr\ k}$	$E_{k\ zr\ m}$	
[s]	[m]	[m]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
0	5	4	0	0	0	5	5	5	5	5	5	5	5	5
0,5	4,86	3,89	0,85	0,61	5,83	4,16	3,63	1,4	4,9	4,2	3,91	3,65	3,13	
1	4,54	3,88	1,52	-0,09	5,72	3,89	3,89	1,02	4,65	4,01	3,88	3,9	2,68	
2	3,79	3,9	1,28	0,21	5,96	4,94	2,55	1,63	3,88	5,02	3,9	2,56	3,44	
3	3,15	3,85	1,16	0,22	5,5	2,15	2,13	-0,2	3,3	2,24	3,85	2,13	1,16	
4	2,7	3,61	0,58	0,83	5,63	2,63	3,34	0,75	2,71	2,64	3,64	3,38	2,37	
5	2,43	3,18	0,51	0,86	5,46	2,42	3,14	0,62	2,44	2,43	3,22	3,17	2,14	
6	2,18	2,76	0,5	0,8	5,22	2,16	2,74	0,47	2,19	2,18	2,79	2,78	1,86	
7	1,93	2,37	0,5	0,74	4,97	1,92	2,36	0,33	1,94	1,93	2,4	2,39	1,59	
8	1,68	2,02	0,49	0,69	4,72	1,67	2,01	0,2	1,69	1,68	2,04	2,03	1,34	
9	1,44	1,68	0,48	0,64	4,48	1,43	1,68	0,08	1,45	1,44	1,7	1,7	1,1	
10	1,2	1,38	0,47	0,59	4,23	1,19	1,38	-0,04	1,21	1,2	1,39	1,39	0,87	
12	0,74	0,83	0,44	0,5	3,75	0,74	0,83	-0,25	0,75	0,75	0,84	0,85	0,46	
14	0,33	0,37	0,39	0,43	3,27	0,33	0,37	-0,44	0,33	0,33	0,38	0,38	0,1	
15,8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	



Rys. 9.8. Wyniki obliczeń - przypadek I.1.1.B



**Rys. 9.9.** Wyniki obliczeń - przypadek I.1.1.B (c.d.)

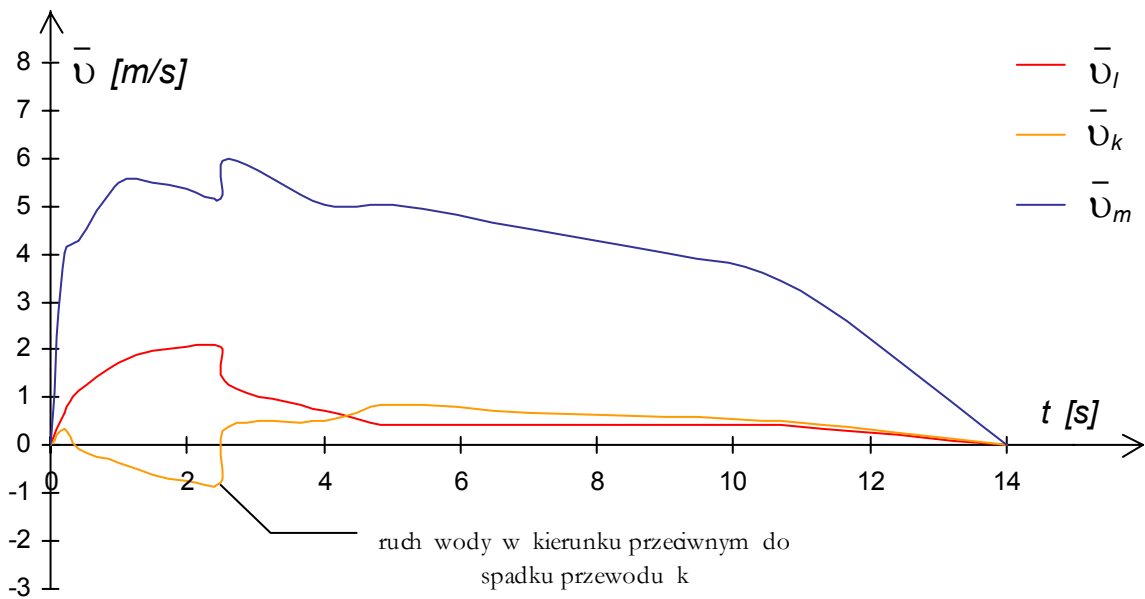
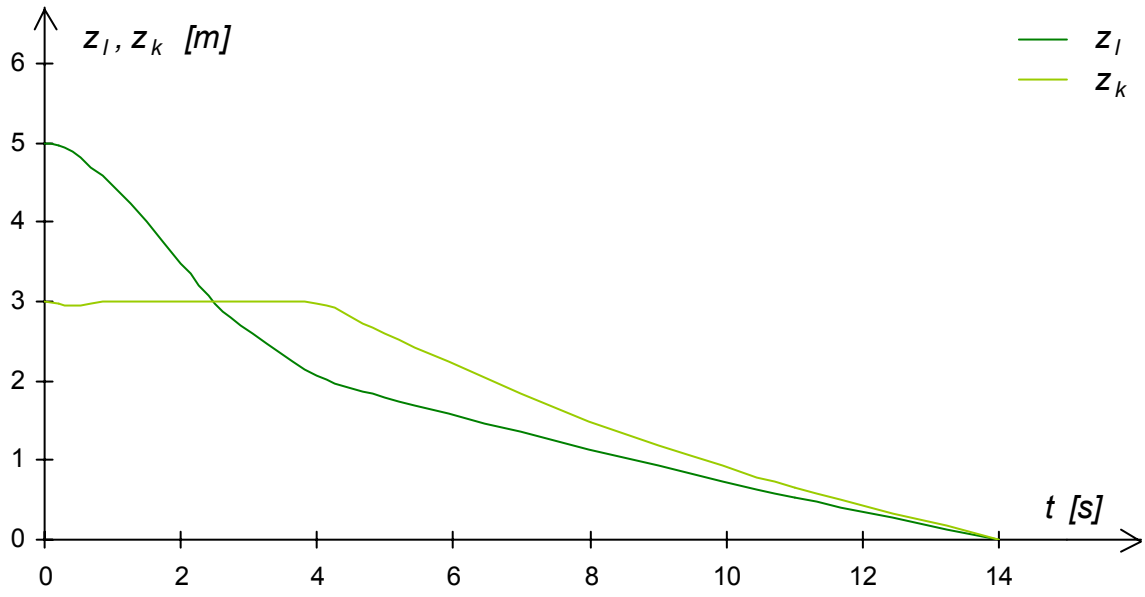
Z wyników obliczeń dla przypadku I.1.1.B można wyciągnąć wniosek, że w początkowej fazie opróżniania rurociągów odpływ wody z przewodu  $k$  praktycznie nie następuje. Woda odpływa tylko z przewodu  $l$  przemieszczając się zarówno do przewodu  $k$ , jak i do  $m$ . Średnia prędkość cofania się wody w przewodzie  $k$  wynosi początkowo 0,09 m/s. (rysunek 9.8). Po około 1,5 sekundach przepływ z przewodu  $l$  do przewodu  $k$  zanika i rozpoczyna się odpływ z przewodu  $k$  do  $m$ . Całkowity czas opróżniania obu rurociągów wynosi 15,8 s.

**Tabela 9.5.**

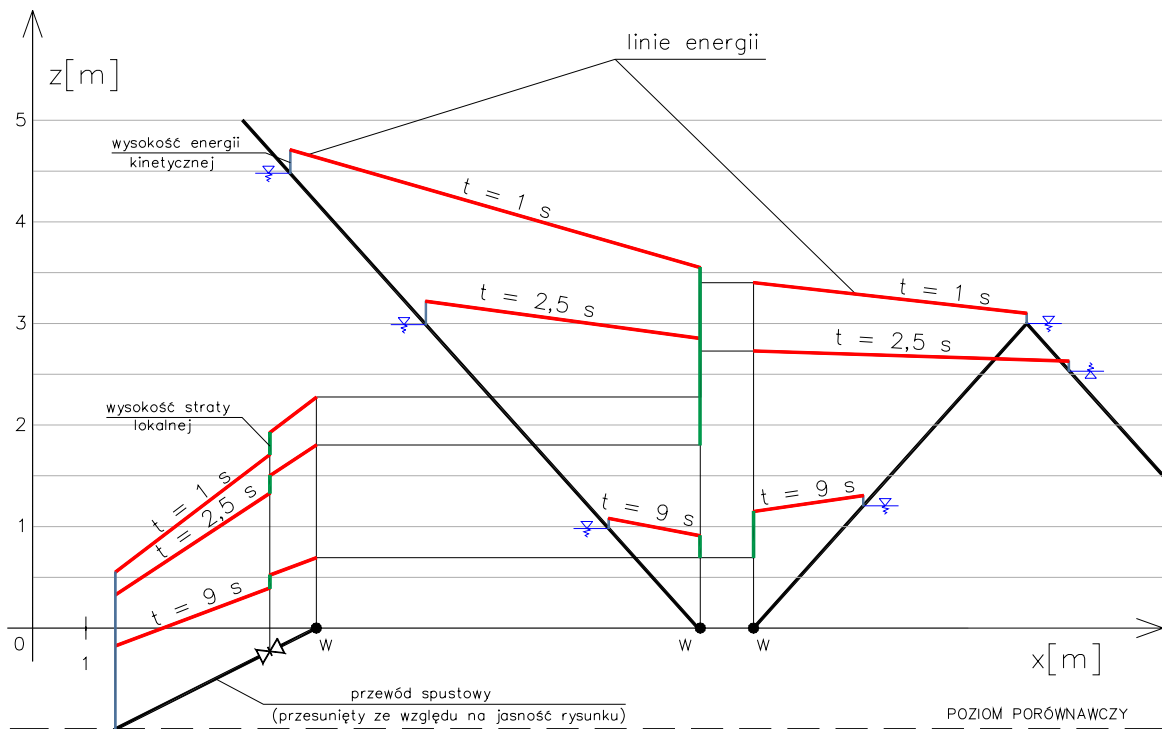
Rezultaty obliczeń dla przypadku obliczeniowego I.1.1.C

Czas	Poziom zwierciadła wody		Prędkość			Wysokość ciśnienia			Wysokość energii				
	$z_l$	$z_k$ ( $z_n^{1)}$ )	$\bar{v}_l$	$\bar{v}_k$	$\bar{v}_m$	$\frac{P_{wl\ pr}}{\gamma}$	$\frac{P_{wk\ pr}}{\gamma}$	$\frac{P_{wmzr}}{\gamma}$	$E_{k\ zl}$	$E_{k\ pr\ l}$	$E_{k\ zk}$	$E_{k\ pr\ k}$	$E_{k\ zr\ m}$
[s]	[m]	[m]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
0	5	3	0	0	0	5	5	5	5	5	5	5	5
0,2	4,96	2,98	0,66	0,35	4,04	2,93	2,45	1,52	4,98	2,95	2,98	2,46	2,36
0,4	4,89	2,94	1,15	-0,1	4,28	3,36	3,3	1,39	4,96	3,39	2,97	3,3	2,55
1	4,46	2,99	1,74	-0,36	5,51	3,37	3,39	0,76	4,61	3,53	3	3,4	2,31
1,5	4	3 (2,91)	1,97	-0,6	5,5	3,21	3,24	0,66	4,19	3,41	2,93	3,26	2,2
2	3,49	3 (2,75)	2,07	-0,73	5,36	2,95	2,97	0,55	3,71	3,17	2,78	3	2,01
2,5	2,97	3 (2,56)	2,07	-0,77	5,17	2,64	2,67	0,42	3,19	2,86	2,59	2,7	1,79
2,6	2,87	2,99	1,28	0,38	6,64	2,37	2,31	0,32	2,8	2,44	2,99	2,31	1,99
4	2,06	2,97	0,74	0,51	5,01	2,04	2,12	0,49	2,09	2,06	2,98	2,13	1,77
5	1,8	2,6	0,43	0,83	5,02	1,8	2,55	0,38	1,81	1,81	2,64	2,58	1,66
7	1,37	1,83	0,43	0,7	4,53	1,36	1,83	0,1	1,38	1,37	1,85	1,85	1,15
9	0,94	1,18	0,42	0,59	4,03	0,94	1,18	-0,13	0,95	0,95	1,2	1,2	0,7
10	0,73	0,9	0,41	0,53	3,79	0,73	0,9	-0,24	0,74	0,74	0,92	0,92	0,49
11	0,53	0,65	0,4	0,49	3,54	0,53	0,65	-0,34	0,54	0,54	0,66	0,66	0,3
14	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

<sup>1)</sup>  $Z_n$  – poziom zwierciadła wody w przewodzie  $n$ , usytuowanym za przewodem  $k$



Rys. 9.10. Wyniki obliczeń - przypadek I.1.1.C



Rys. 9.11. Wyniki obliczeń - przypadek I.1.1.C (c.d.)

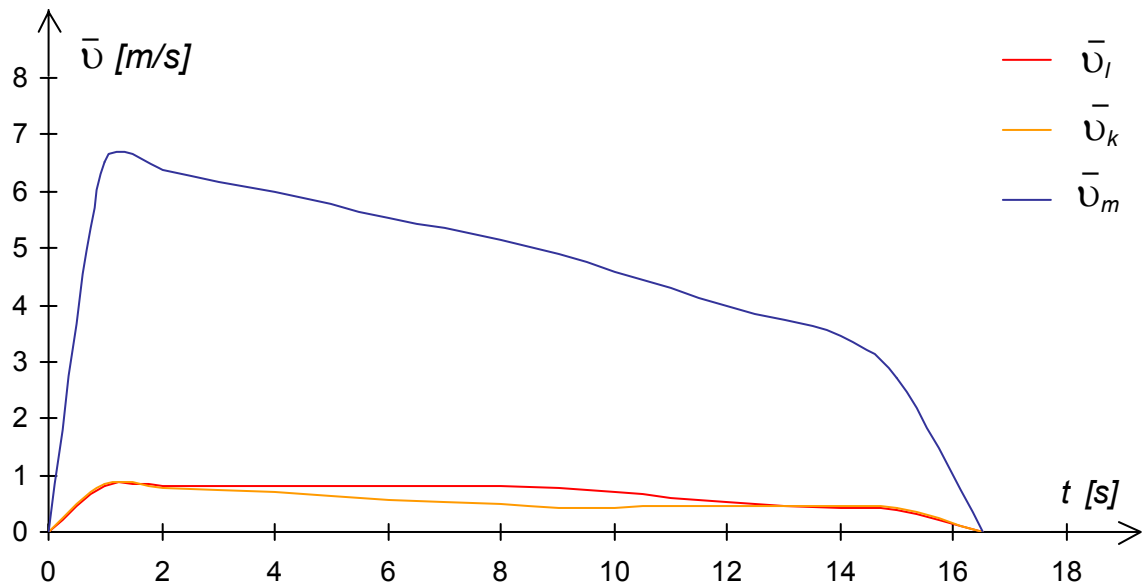
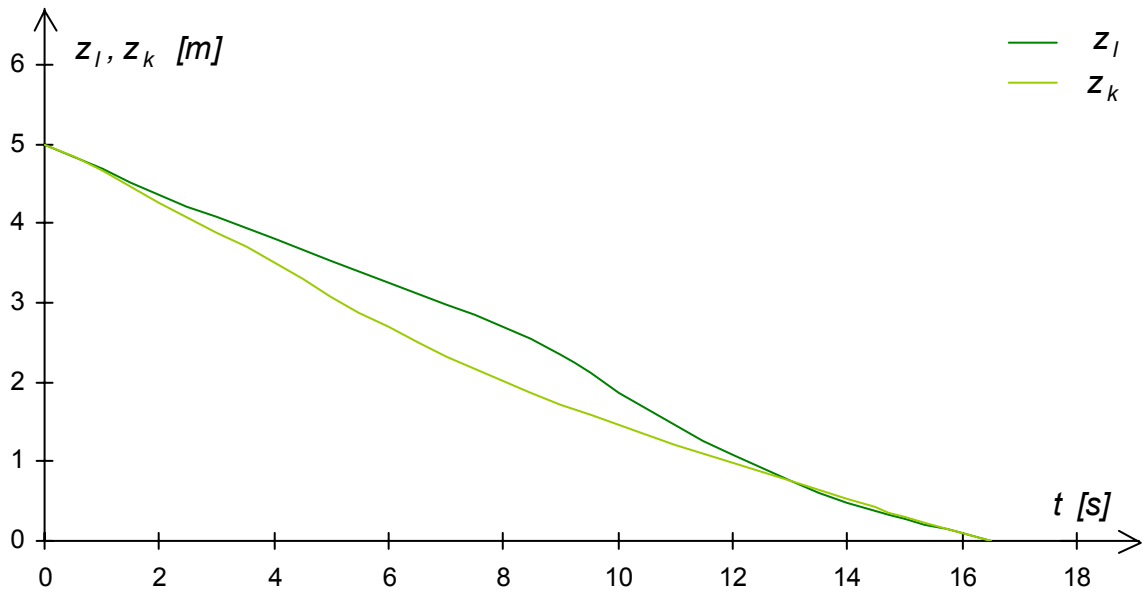
Jak poprzednio, w pierwszej fazie opróżniany jest wyłącznie przewód  $l$ , przy czym średnia początkowa prędkość napływu wody do przewodu  $k$  wynosi  $0,1 \text{ m/s}$  i jest większa w porównaniu z przypadkiem I.1.1.B. Ponieważ zawór w najwyższym punkcie tego przewodu jest otwarty, woda z przewodu  $k$  przepływa do następnego fragmentu tego przewodu. Po upływie  $2,6$  sekund rozpoczyna się odpływ z przewodu  $k$  do  $m$  (rysunek 9.10). Całkowity czas opróżniania obu rurociągów dla przypadku I.1.1.C wynosi  $14 \text{ s}$ .

**Tabela 9.6.**

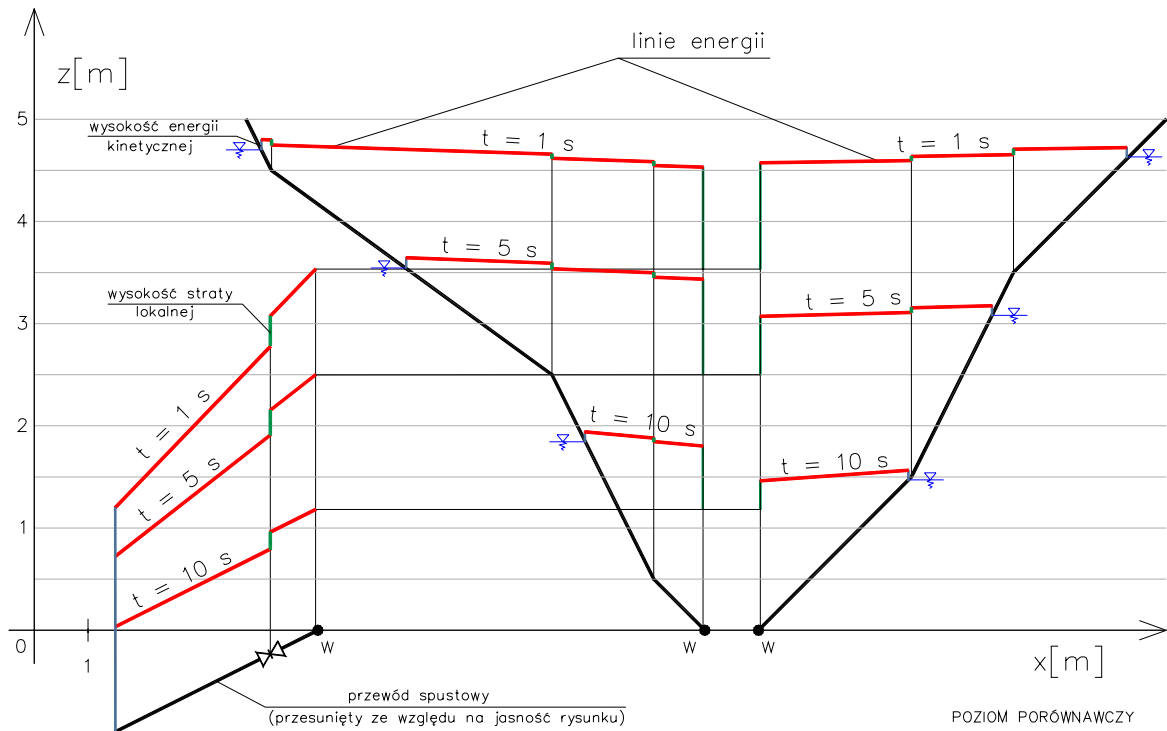
Rezultaty obliczeń dla przypadku obliczeniowego I.1.2.A

Czas	Poziom zwierciadła wody		Prędkość			Wysokość ciśnienia			Wysokość energii					
	$z_l$	$z_k$	$\bar{v}_l$	$\bar{v}_k$	$\bar{v}_m$	$\frac{P_{wl\ pr}}{\gamma}$	$\frac{P_{wk\ pr}}{\gamma}$	$\frac{P_{wmzr}}{\gamma}$	$E_{k\ z\ l}$	$E_{k\ pr\ l}$	$E_{k\ z\ k}$	$E_{k\ pr\ k}$	$E_{k\ zr\ m}$	
[s]	[m]	[m]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
0	5	5	0	0	0	5	5	5	5	5	5	5	5	5
1	4,69	4,66	0,8	0,83	6,53	4,52	4,59	1,39	4,72	4,55	4,69	4,62	3,56	
2	4,35	4,25	0,81	0,79	6,37	4,26	4,22	1,22	4,39	4,29	4,28	4,25	3,29	
3	4,08	3,87	0,8	0,74	6,18	3,99	3,84	1,09	4,11	4,02	3,89	3,87	3,03	
4	3,8	3,51	0,8	0,7	5,98	3,73	3,49	0,96	3,84	3,76	3,53	3,52	2,78	
5	3,53	3,08	0,81	0,64	5,77	3,45	3,08	0,81	3,56	3,48	3,1	3,1	2,51	
6	3,25	2,69	0,81	0,58	5,55	3,18	2,69	0,68	3,29	3,22	2,7	2,7	2,25	
7	2,97	2,33	0,81	0,52	5,34	2,92	2,34	0,55	3,01	2,95	2,35	2,35	2	
8	2,7	2,01	0,81	0,48	5,13	2,65	2,02	0,43	2,73	2,68	2,02	2,02	1,77	
9	2,35	1,72	0,79	0,44	4,91	2,34	1,71	0,29	2,38	2,37	1,73	1,72	1,52	
10	1,87	1,45	0,7	0,44	4,59	1,88	1,44	0,12	1,9	1,9	1,46	1,45	1,2	
11	1,45	1,22	0,61	0,46	4,29	1,45	1,21	-0,02	1,47	1,47	1,23	1,22	0,92	
12	1,08	0,99	0,53	0,47	4	1,08	0,98	-0,15	1,1	1,1	1	1	0,66	
13	0,75	0,76	0,47	0,46	3,72	0,76	0,75	-0,27	0,77	0,77	0,77	0,77	0,43	
14	0,48	0,53	0,41	0,45	3,45	0,48	0,53	-0,38	0,49	0,49	0,54	0,54	0,23	
15	0,28	0,31	0,39	0,41	3,2	0,28	0,31	-0,47	0,28	0,28	0,32	0,32	0,06	
16,5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	





Rys. 9.12. Wyniki obliczeń - przypadek I.1.2.A



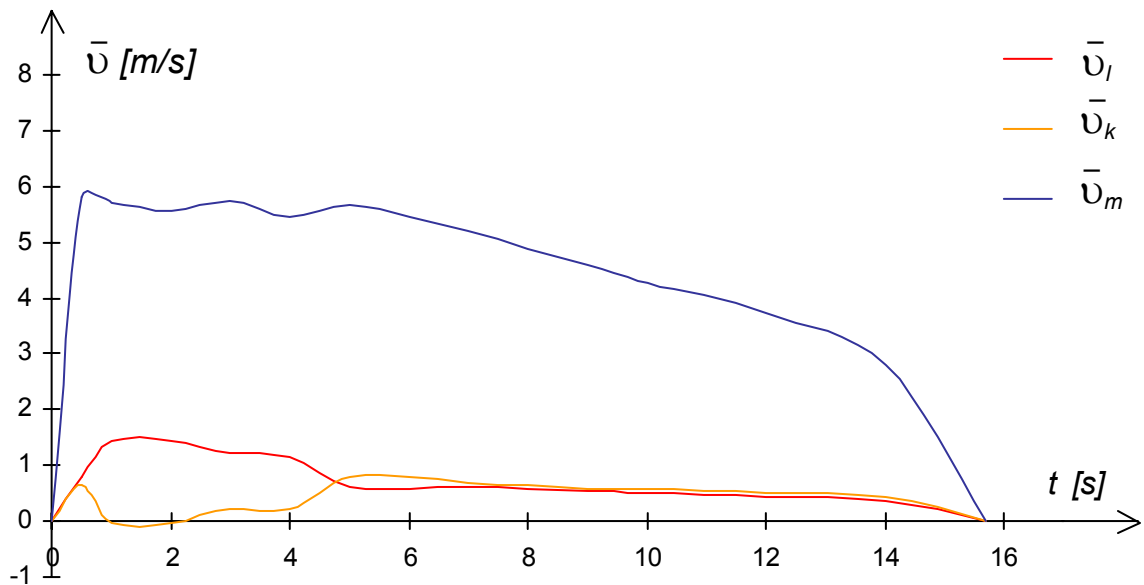
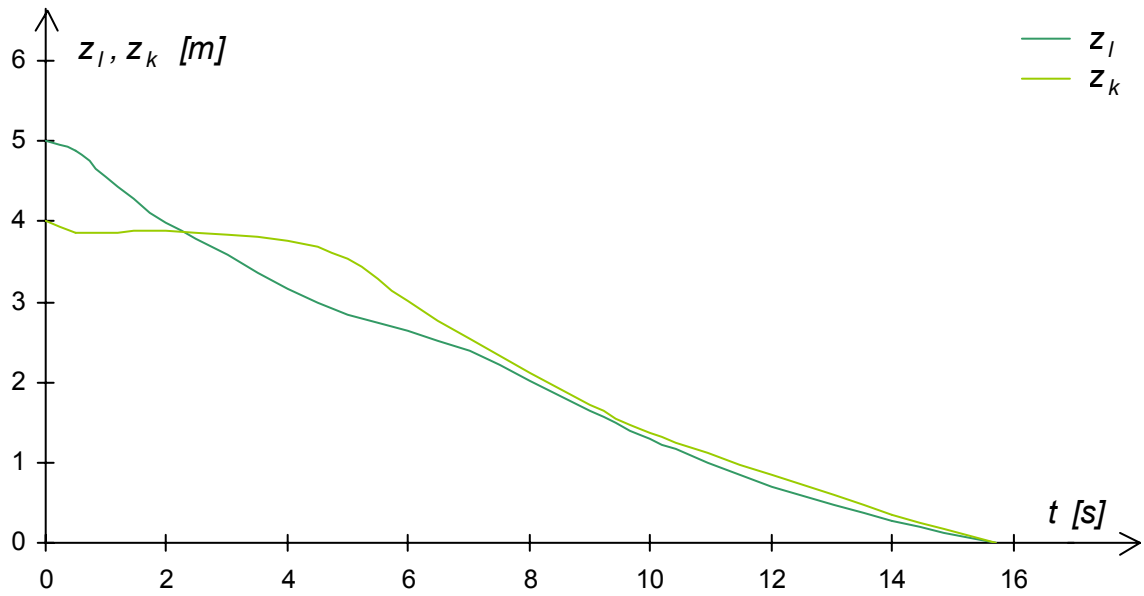
Rys. 9.13. Wyniki obliczeń - przypadek I.1.2.A (c.d.)

W przypadku I.1.2.A w całym procesie opróżniania odbywa się odpływ wody z przewodu  $l$  do  $m$  i  $k$  do  $m$ . Odpływ ten z obu przewodów przebiega ze zbliżoną do siebie prędkością. Całkowity czas opróżniania obu rurociągów wynosi 16,5 s.

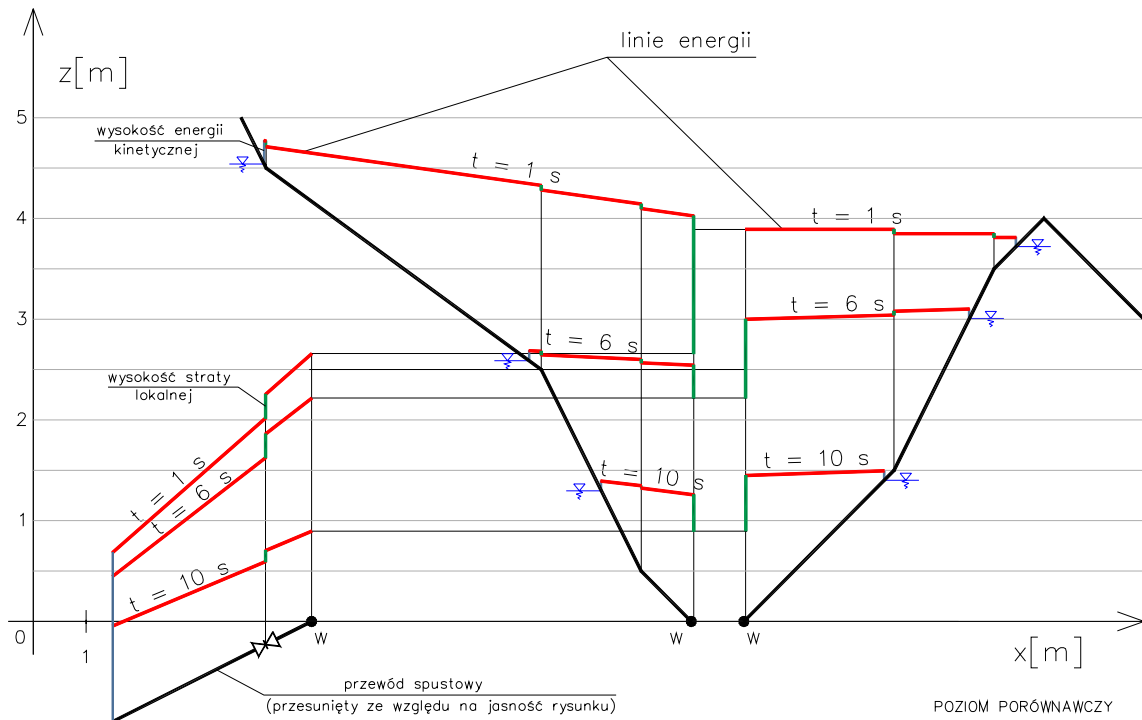
**Tabela 9.7.**

Rezultaty obliczeń dla przypadku obliczeniowego I.1.2.B

Czas	Poziom zwierciadła wody		Prędkość			Wysokość ciśnienia			Wysokość energii				
	$z_l$	$z_k$	$\bar{v}_l$	$\bar{v}_k$	$\bar{v}_m$	$\frac{P_{wl\ pr}}{\gamma}$	$\frac{P_{wk\ pr}}{\gamma}$	$\frac{P_{wmzr}}{\gamma}$	$E_{kz_l}$	$E_{kpr_l}$	$E_{kz_k}$	$E_{kpr_k}$	$E_{kzr_m}$
[s]	[m]	[m]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
0	5	4	0	0	0	5	5	5	5	5	5	5	5
0,5	4,87	3,88	0,81	0,64	5,81	4,06	3,69	1,38	4,9	4,09	3,9	3,71	3,1
1	4,56	3,86	1,44	-0,02	5,69	3,86	3,87	1	4,67	3,97	3,86	3,87	2,65
2	4,04	3,87	1,32	0,2	6,09	2,71	2,71	-0,11	4,2	2,82	3,87	2,71	1,52
3	3,58	3,83	1,22	0,21	5,74	2,4	2,4	-0,12	3,72	2,49	3,82	2,4	1,33
4	3,15	3,77	1,14	0,22	5,47	2,15	2,15	-0,17	3,28	2,23	3,77	2,15	1,17
5	2,85	3,53	0,61	0,81	5,67	2,83	3,34	0,77	2,87	2,85	3,56	3,38	2,41
6	2,65	3,01	0,58	0,78	5,46	2,61	3,02	0,62	2,67	2,63	3,05	3,05	2,14
7	2,4	2,54	0,61	0,69	5,2	2,37	2,54	0,46	2,41	2,39	2,56	2,56	1,83
8	2,01	2,11	0,58	0,64	4,89	2	2,1	0,28	2,03	2,02	2,13	2,13	1,5
9	1,64	1,71	0,55	0,59	4,58	1,64	1,71	0,12	1,66	1,66	1,73	1,73	1,19
10	1,3	1,38	0,51	0,56	4,28	1,3	1,37	-0,02	1,32	1,32	1,39	1,39	0,91
12	0,7	0,84	0,42	0,52	3,74	0,7	0,84	-0,26	0,71	0,71	0,85	0,85	0,45
14	0,27	0,35	0,37	0,44	3,23	0,27	0,36	-0,46	0,27	0,27	0,37	0,37	0,07
15,6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0



Rys. 9.14. Wyniki obliczeń - przypadek I.1.2.B



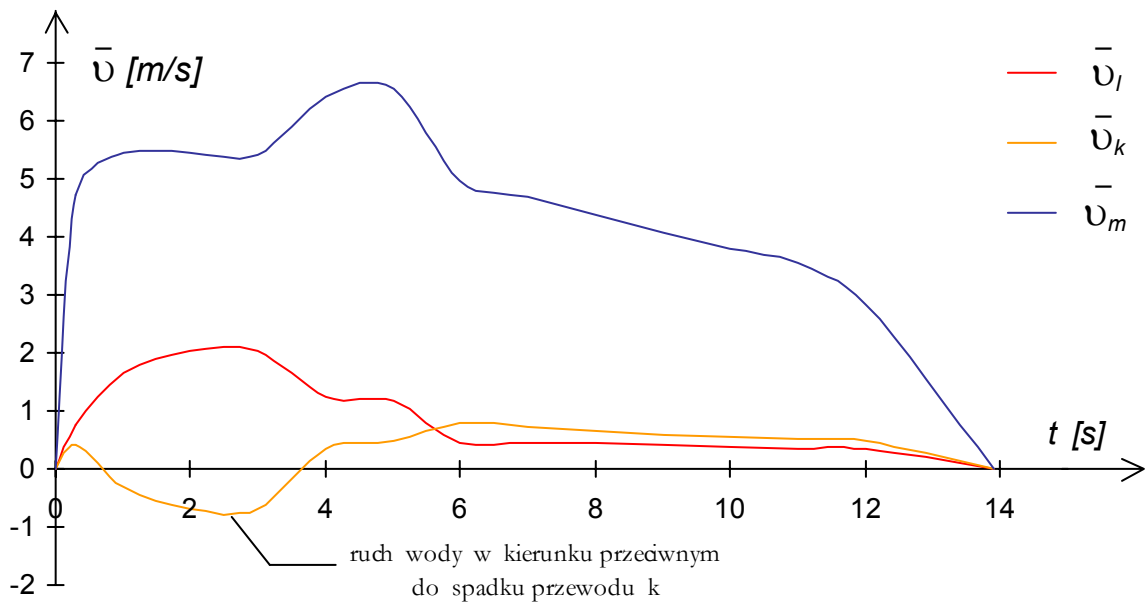
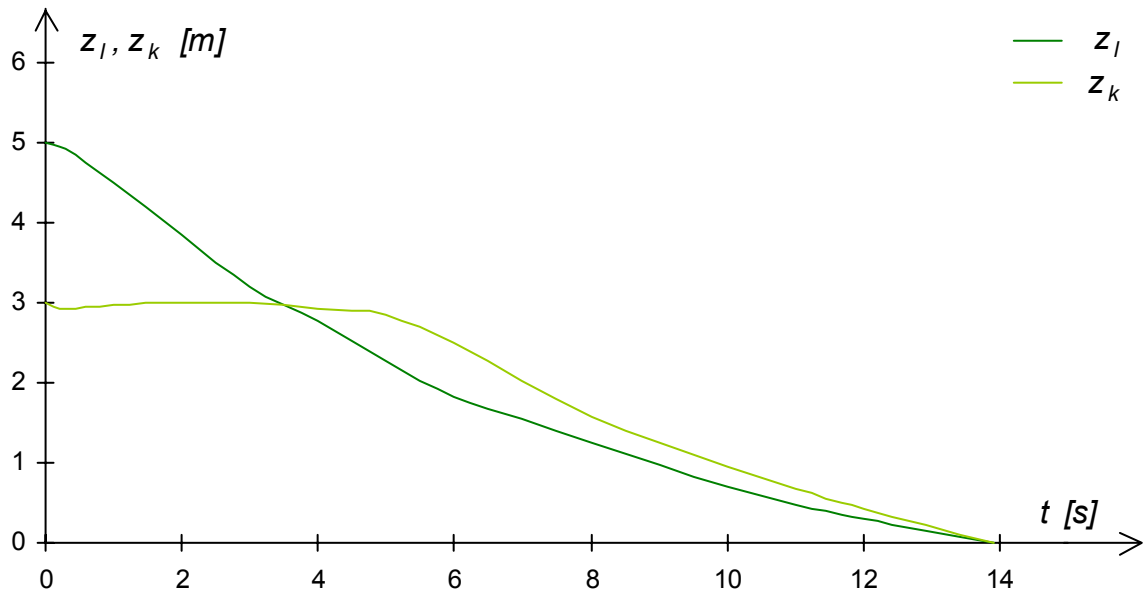
Rys. 9.15. Wyniki obliczeń - przypadek I.1.2.B

Z wyników obliczeń dla przypadku I.1.2.B można wyciągnąć wniosek, że w początkowej fazie opróżniania rurociągów odpływ wody z przewodu  $k$  praktycznie nie następuje. Woda odpływa tylko z przewodu  $l$  przemieszczając się zarówno do przewodu  $k$ , jak i do  $m$ . Średnia prędkość cofania się wody w przewodzie  $k$  wynosi początkowo 0,02 m/s. (rysunek 9.14). Po około 2 sekundach przepływ z przewodu  $l$  do przewodu  $k$  zanika i rozpoczyna się odpływ z przewodu  $k$  do  $m$ . Całkowity czas opróżniania obu rurociągów wynosi 15,6 s.

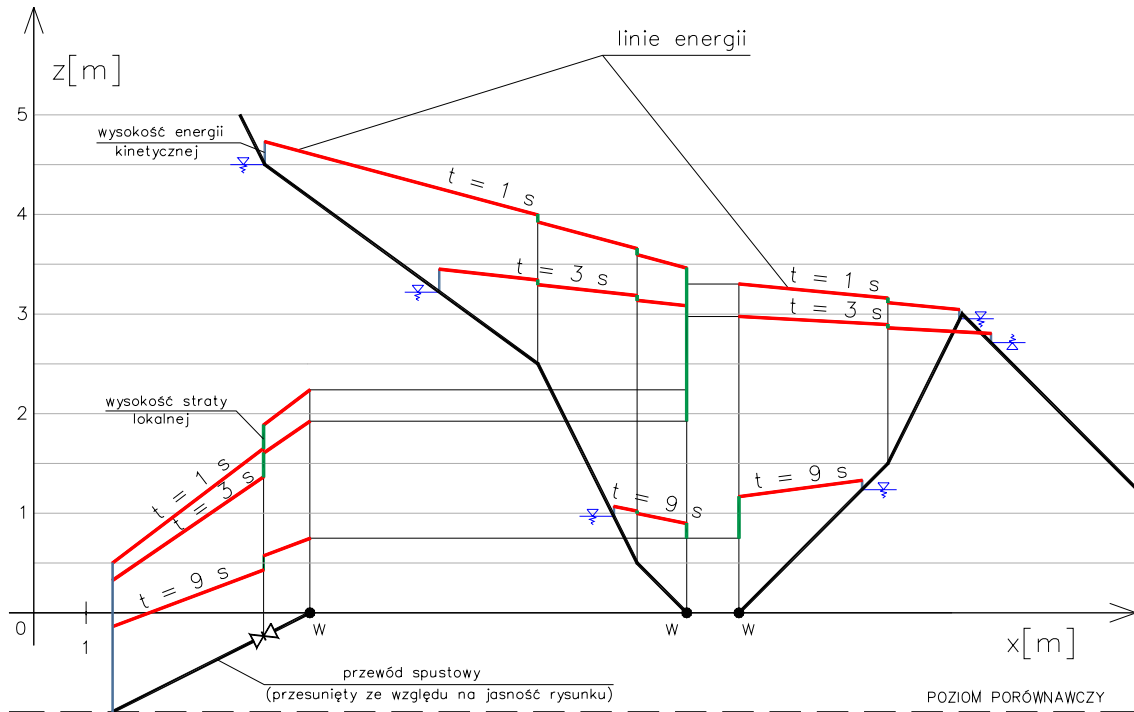
**Tabela 9.8.**

Rezultaty obliczeń dla przypadku obliczeniowego I.1.2.C

Czas	Poziom zwierciadła wody		Prędkość			Wysokość ciśnienia			Wysokość energii				
	$z_l$	$z_k$ ( $z_n$ )	$\bar{v}_l$	$\bar{v}_k$	$\bar{v}_m$	$\frac{P_{wl\ pr}}{\gamma}$	$\frac{P_{wk\ pr}}{\gamma}$	$\frac{P_{wm\ zr}}{\gamma}$	$E_{k\ z\ l}$	$E_{k\ pr\ l}$	$E_{k\ z\ k}$	$E_{k\ pr\ k}$	$E_{k\ zr\ m}$
[s]	[m]	[m]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
0	5	3	0	0	0	5	5	5	5	5	5	5	5
0,3	4,93	2,95	0,75	0,43	4,71	3,24	2,67	1,35	4,96	3,27	2,95	2,68	2,49
1	4,49	2,97	1,67	-0,3	5,45	3,29	3,31	0,72	4,63	3,44	2,97	3,31	2,24
2	3,85	<sup>3</sup> (2,85)	2,05	-0,69	5,46	3,15	3,32	0,65	4,06	3,36	3,04	3,35	2,16
3	3,22	<sup>3</sup> (2,72)	2,05	-0,7	5,43	3,05	2,97	0,48	3,42	3,26	2,75	2,99	1,98
4	2,77	2,93	1,25	0,35	6,4	2,14	2,64	-0,04	2,85	2,22	2,93	2,64	2,04
5	2,27	2,86	1,16	0,48	6,56	1,56	2,2	-0,03	2,34	1,63	2,87	2,3	0,76
6	1,83	2,51	0,46	0,78	4,98	1,85	2,44	0,35	1,87	1,86	2,54	2,47	1,61
7	1,54	2,02	0,45	0,73	4,69	1,53	2,02	0,18	1,55	1,54	2,05	2,04	1,3
8	1,25	1,57	0,44	0,65	4,37	1,25	1,58	0,01	1,26	1,25	1,61	1,6	0,99
9	0,97	1,25	0,42	0,6	4,08	0,97	1,24	-0,11	0,98	0,98	1,26	1,26	0,74
10	0,71	0,96	0,39	0,56	3,81	0,71	0,95	-0,23	0,72	0,72	0,97	0,97	0,51
11	0,47	0,68	0,36	0,52	3,54	0,47	0,68	-0,34	0,48	0,48	0,7	0,7	0,3
12	0,3	0,43	0,35	0,47	3,29	0,29	0,44	-0,43	0,3	0,3	0,45	0,45	0,12
13,9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0



Rys. 9.16. Wyniki obliczeń - przypadek I.1.2.C



Rys. 9.17. Wyniki obliczeń - przypadek I.1.2.C

Jak w poprzednim przypadku, w pierwszej fazie opróżniany jest wyłącznie przewód  $l$ , przy czym średnia początkowa prędkość napływu wody do przewodu  $k$  wynosi 0,3 m/s. Ponieważ zawór w najwyższym punkcie tego przewodu jest otwarty, woda z przewodu  $k$  przepływa do następnego fragmentu tego przewodu. Po upływie 4 sekund rozpoczyna się odpływ z przewodu  $k$  do  $m$  (rysunek 9.16). Całkowity czas opróżniania obu rurociągów w przypadku I.1.2.C wynosi 13,9 s.

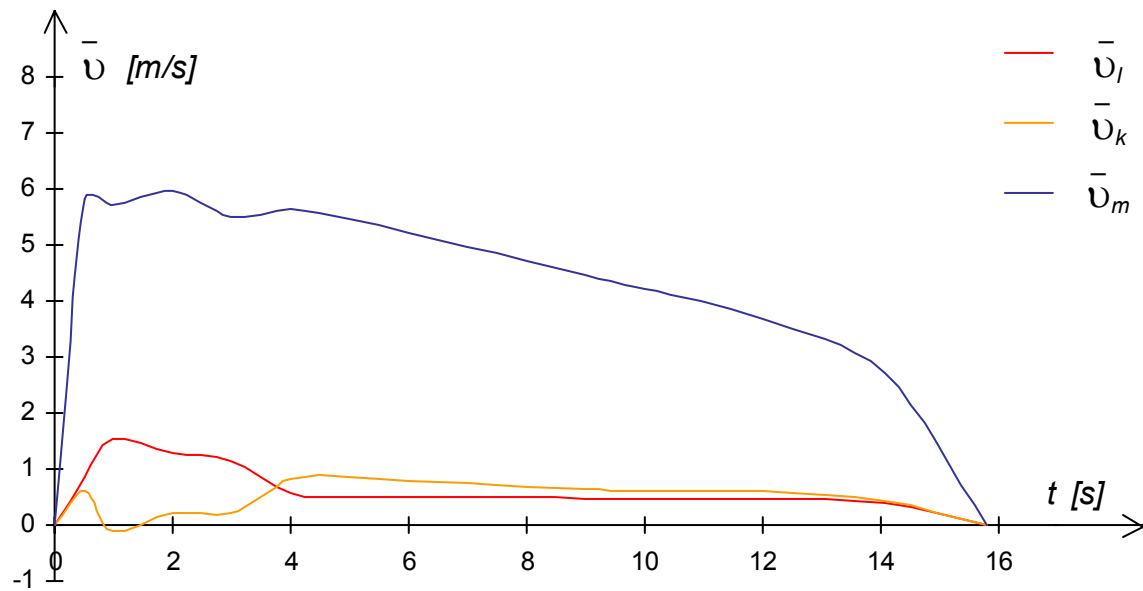
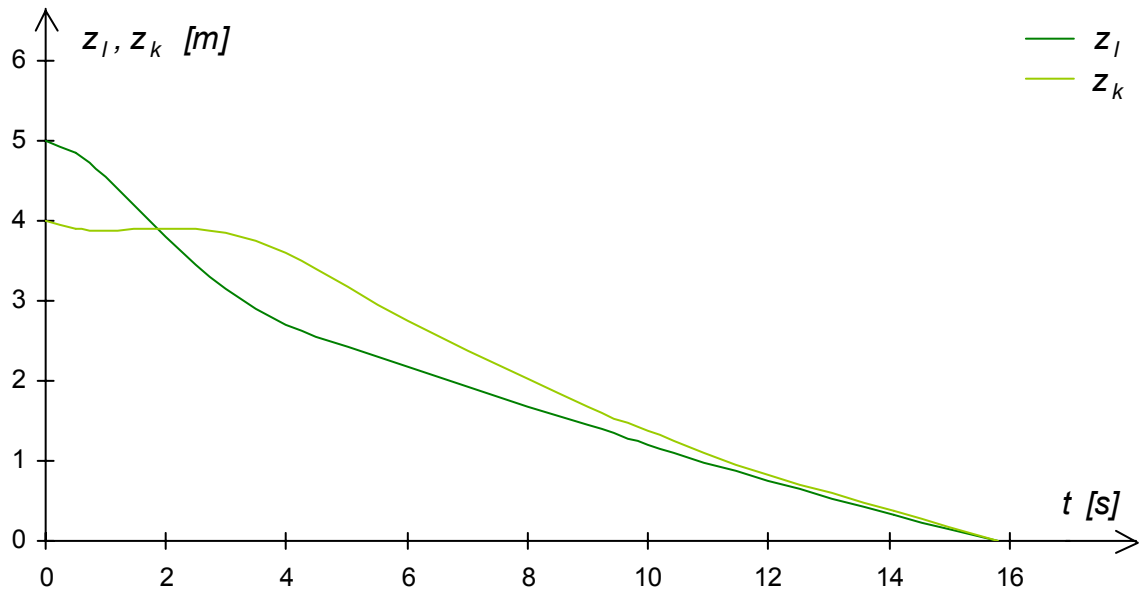


W przypadku I.2.1.A można zauważyć, że wyniki obliczeń są identyczne jak dla przypadku I.1.1.A, gdyż ze względu na początkową równość zwierciadeł wody w obu przewodach w całym procesie opróżniania odbywa się odpływ wody z przewodu  $l$  do  $m$  oraz z  $k$  do  $m$ .

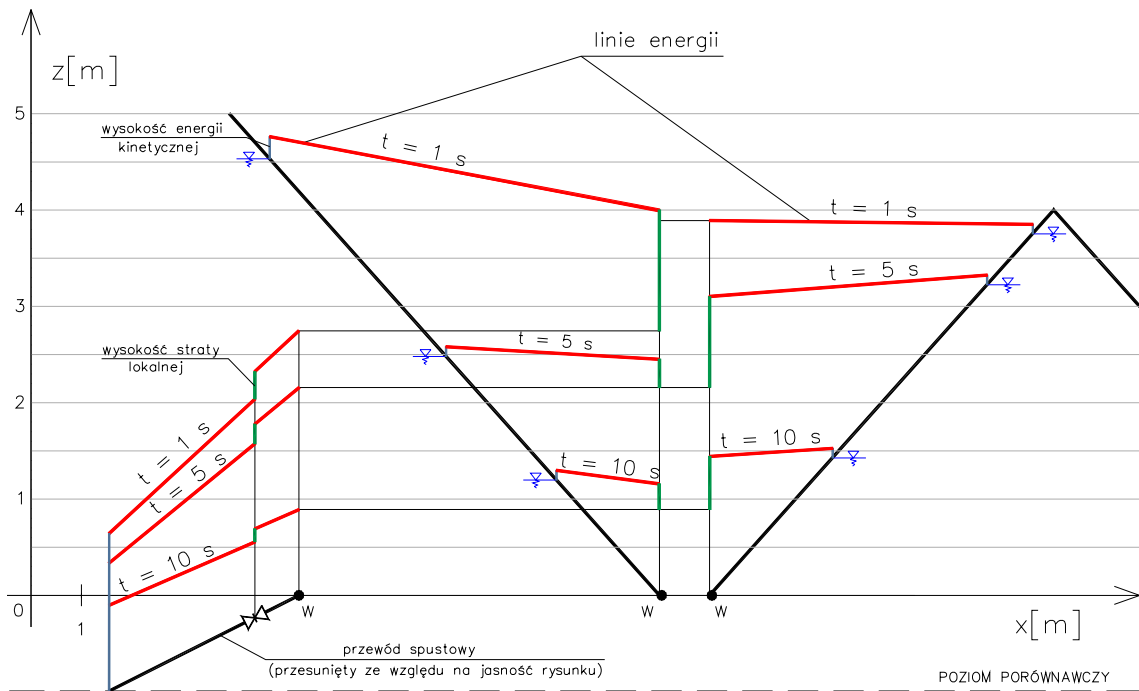
**Tabela 9.9.**

Rezultaty obliczeń dla przypadku obliczeniowego I.2.1.B

Czas	Poziom zwierciadła wody		Prędkość			Wysokość ciśnienia			Wysokość energii					
	$z_l$	$z_k$	$\bar{v}_l$	$\bar{v}_k$	$\bar{v}_m$	$\frac{P_{wl\ pr}}{\gamma}$	$\frac{P_{wk\ pr}}{\gamma}$	$\frac{P_{wmzr}}{\gamma}$	$E_{k\ z\ l}$	$E_{k\ pr\ l}$	$E_{k\ z\ k}$	$E_{k\ pr\ k}$	$E_{k\ zr\ m}$	
[s]	[m]	[m]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
0	5	4	0	0	0	5	5	5	5	5	5	5	5	5
0,5	4,86	3,89	0,85	0,61	5,83	4,16	3,63	1,4	4,9	4,2	3,91	3,65	3,13	
1	4,54	3,88	1,52	-0,09	5,72	3,89	3,89	1,02	4,65	4,01	3,88	3,9	2,68	
2	3,79	3,9	1,28	0,21	5,96	4,94	2,55	1,63	3,88	5,02	3,9	2,56	3,44	
3	3,15	3,85	1,16	0,22	5,5	2,15	2,13	-0,2	3,3	2,24	3,85	2,13	1,16	
4	2,7	3,61	0,58	0,83	5,63	2,63	3,34	0,75	2,71	2,64	3,64	3,38	2,37	
5	2,43	3,18	0,51	0,86	5,46	2,42	3,14	0,62	2,44	2,43	3,22	3,17	2,14	
6	2,18	2,76	0,5	0,8	5,22	2,16	2,74	0,47	2,19	2,18	2,79	2,78	1,86	
7	1,93	2,37	0,5	0,74	4,97	1,92	2,36	0,33	1,94	1,93	2,4	2,39	1,59	
8	1,68	2,02	0,49	0,69	4,72	1,67	2,01	0,2	1,69	1,68	2,04	2,03	1,34	
9	1,44	1,68	0,48	0,64	4,48	1,43	1,68	0,08	1,45	1,44	1,7	1,7	1,1	
10	1,2	1,38	0,47	0,59	4,23	1,19	1,38	-0,04	1,21	1,2	1,39	1,39	0,87	
12	0,74	0,83	0,44	0,5	3,75	0,74	0,83	-0,25	0,75	0,75	0,85	0,85	0,46	
14	0,33	0,37	0,39	0,43	3,27	0,33	0,37	-0,44	0,33	0,33	0,38	0,38	0,1	
15,8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	



Rys. 9.18. Wyniki obliczeń - przypadek I.2.1.B



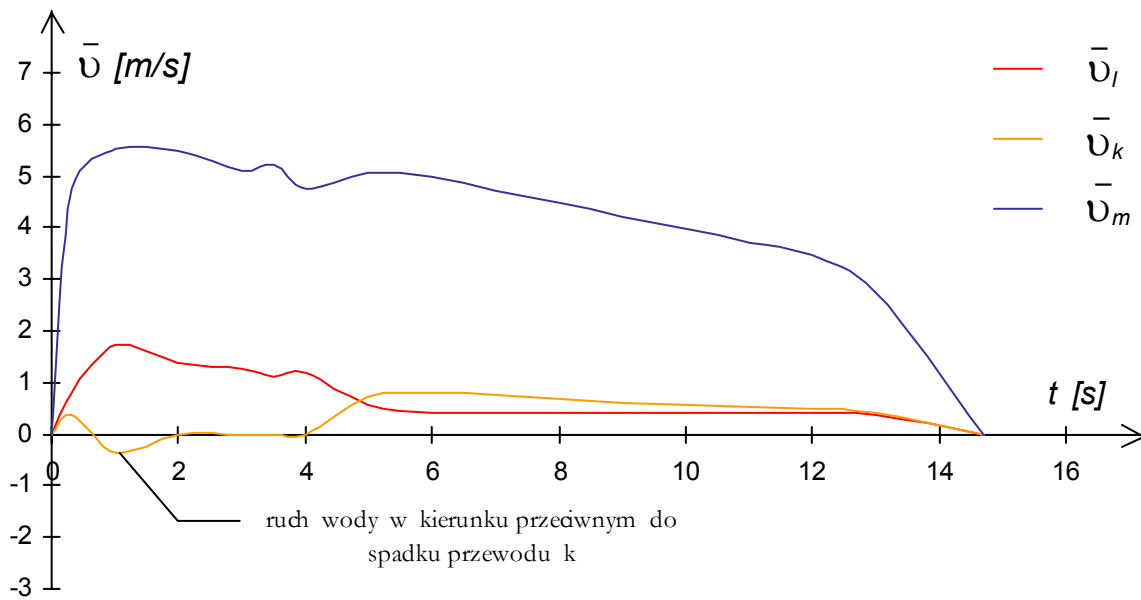
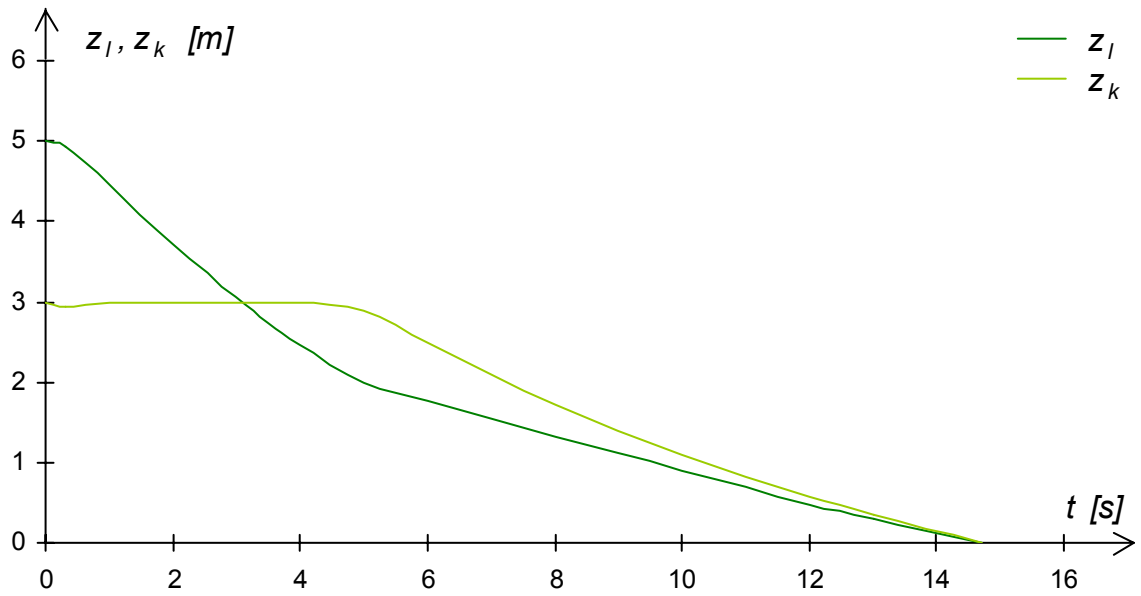
Rys. 9.19. Wyniki obliczeń - przypadek I.2.1.B (c.d.)

Wyniki obliczeń dla przypadku I.2.1.B wskazują, że na początku procesu opróżniania rurociągów odpływ wody z przewodu  $k$  praktycznie nie zachodzi, woda odpływa z przewodu  $l$  do  $m$ . Po około 2 sekundach rozpoczyna się odpływ z przewodu  $k$  do  $m$ . Całkowity czas opróżniania obu rurociągów wynosi 15,8 s.

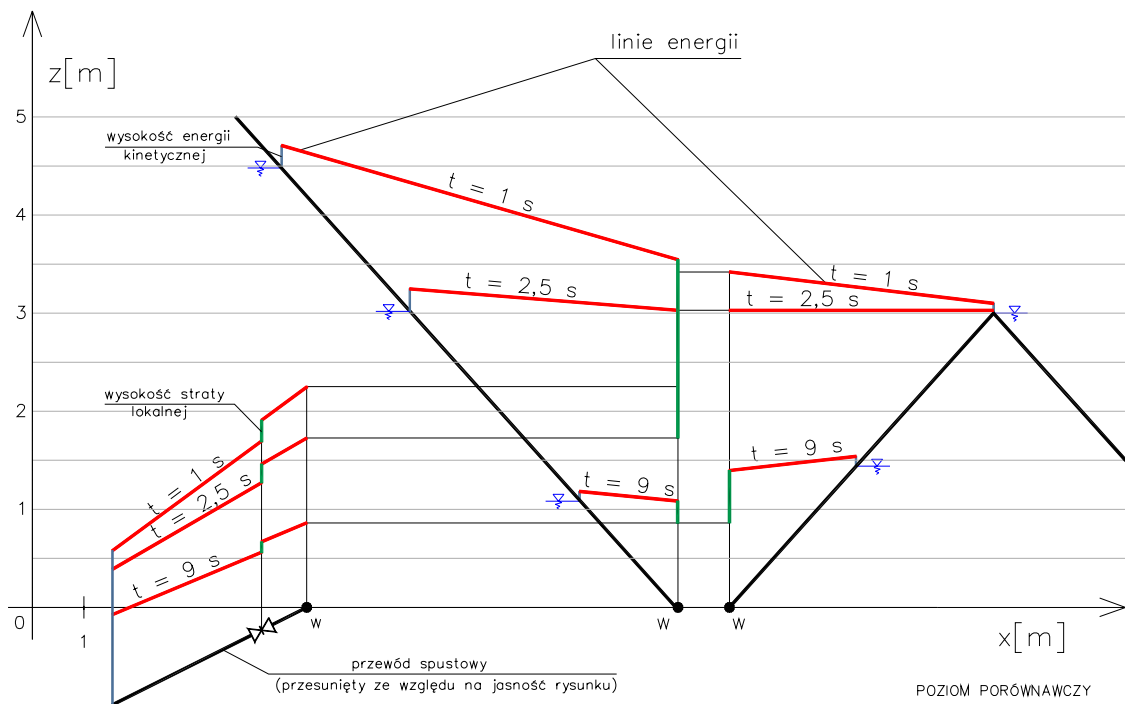
**Tabela 9.10.**

Rezultaty obliczeń dla przypadku obliczeniowego I.2.1.C

Czas	Poziom zwierciadła wody		Prędkość			Wysokość ciśnienia			Wysokość energii					
	$z_l$	$z_k$	$\bar{v}_l$	$\bar{v}_k$	$\bar{v}_m$	$\frac{P_{wl\ pr}}{\gamma}$	$\frac{P_{wk\ pr}}{\gamma}$	$\frac{P_{wmzr}}{\gamma}$	$E_{k\ z\ l}$	$E_{k\ pr\ l}$	$E_{k\ z\ k}$	$E_{k\ pr\ k}$	$E_{k\ zr\ m}$	
[s]	[m]	[m]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
0	5	3	0	0	0	5	5	5	5	5	5	5	5	5
0,3	4,93	2,94	0,8	0,39	4,76	3,36	2,64	1,39	4,96	3,39	2,97	2,65	2,65	2,55
1	4,46	2,99	1,74	-0,36	5,51	3,37	3,39	0,76	4,61	3,53	3	3,4	3,4	2,3
2	3,71	3	1,38	0	5,5	3,58	3,68	0,63	3,81	3,68	3,68	3,68	3,68	2,17
3	3,05	3	1,28	0	5,12	2,96	3,04	0,4	3,13	3,04	3,04	3,04	3,04	1,73
4	2,46	2,99	1,19	0,1	4,75	1,67	1,67	-0,06	2,53	1,74	2,99	1,74	1,74	1,09
5	1,99	2,88	0,55	0,72	5,08	1,99	2,51	0,45	2	1,99	2,91	2,54	2,54	1,76
6	1,76	2,48	0,43	0,81	4,97	1,75	2,46	0,34	1,77	1,76	2,52	2,49	2,49	1,6
7	1,54	2,09	0,43	0,75	4,72	1,53	2,09	0,2	1,55	1,54	2,12	2,11	2,11	1,33
8	1,32	1,73	0,43	0,68	4,47	1,32	1,73	0,07	1,33	1,33	1,75	1,75	1,75	1,09
9	1,11	1,4	0,43	0,62	4,22	1,1	1,4	-0,05	1,12	1,11	1,42	1,42	1,42	0,86
10	0,89	1,1	0,42	0,57	3,97	0,89	1,11	-0,16	0,9	0,9	1,12	1,12	1,12	0,64
11	0,68	0,83	0,41	0,52	3,72	0,68	0,83	-0,27	0,69	0,69	0,85	0,85	0,85	0,44
12	0,48	0,58	0,4	0,47	3,48	0,48	0,58	-0,36	0,49	0,49	0,59	0,59	0,59	0,25
13	0,29	0,35	0,38	0,43	3,24	0,29	0,35	-0,45	0,3	0,3	0,36	0,36	0,36	0,08
14,7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0



Rys. 9.20. Wyniki obliczeń - przypadek I.2.1.C



**Rys. 9.21.** Wyniki obliczeń - przypadek I.2.1.C (c.d.)

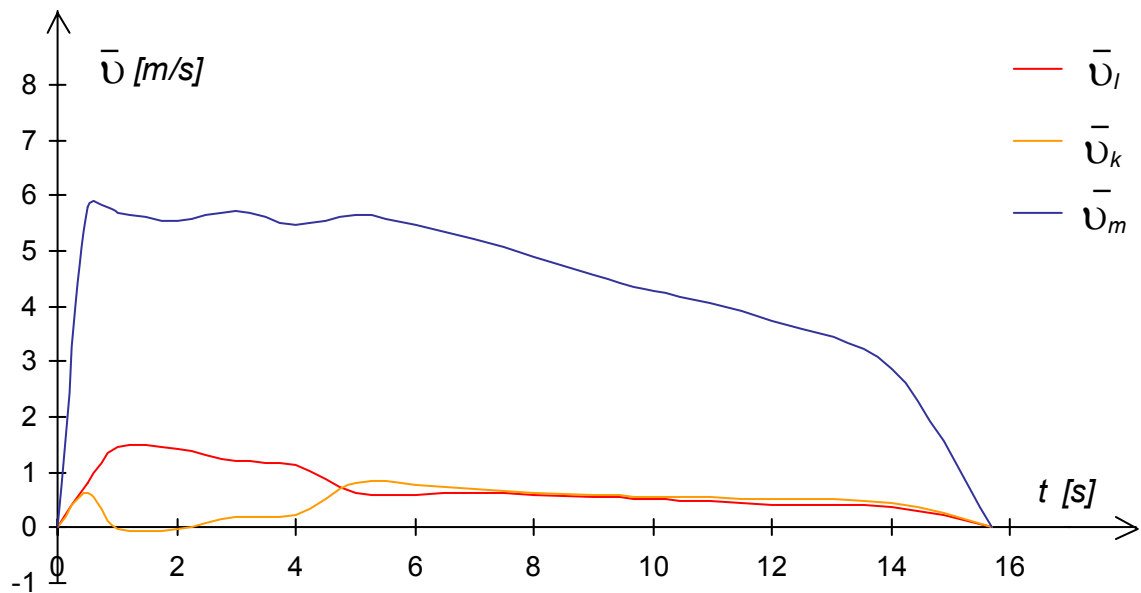
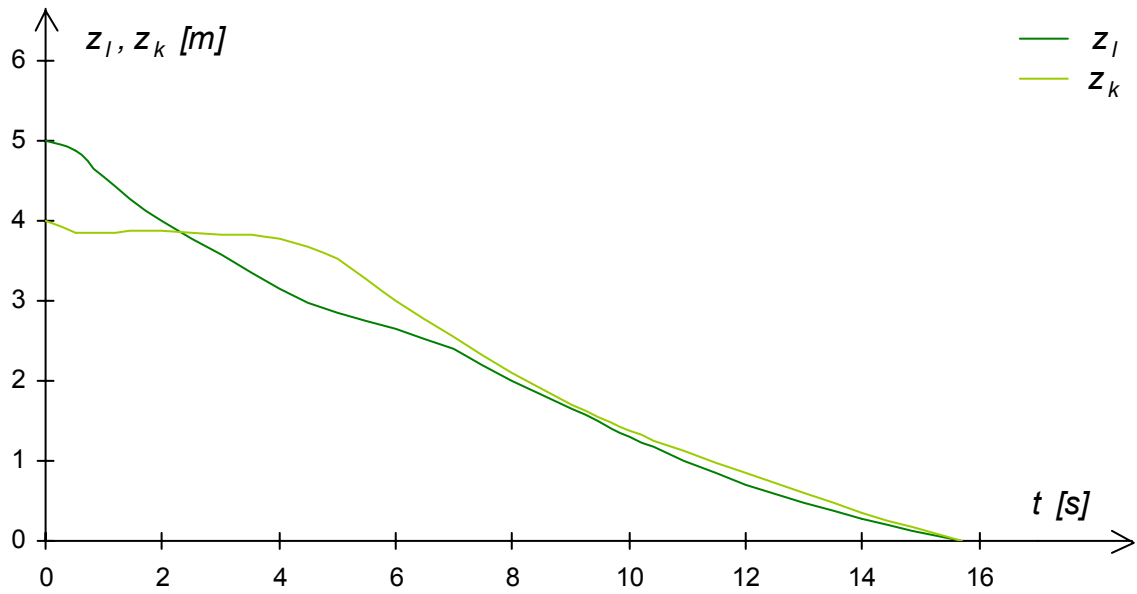
W przypadku obliczeniowym I.2.1.C podobnie jak poprzednio, w pierwszej fazie opróżniania rurociągów odpływ wody z przewodu  $k$  praktycznie nie zachodzi, woda odpływa przez około 4 sekund wyłącznie z przewodu  $l$  do  $m$ . Po upływie tego czasu rozpoczyna się odpływ z przewodu  $k$  do  $m$  (rysunek 9.20). Całkowity czas opróżniania obu rurociągów wynosi 14,7 s.

Wyniki obliczeń dla przypadku I.2.2.A są identyczne jak dla przypadku I.1.2.A. W całym procesie opróżniania zachodzi odpływ wody z przewodu  $l$  do  $m$  oraz z  $k$  do  $m$ . W obu przewodach  $l$  i  $k$  średnia prędkość ruchu wody jest identyczna.

**Tabela 9.11.**

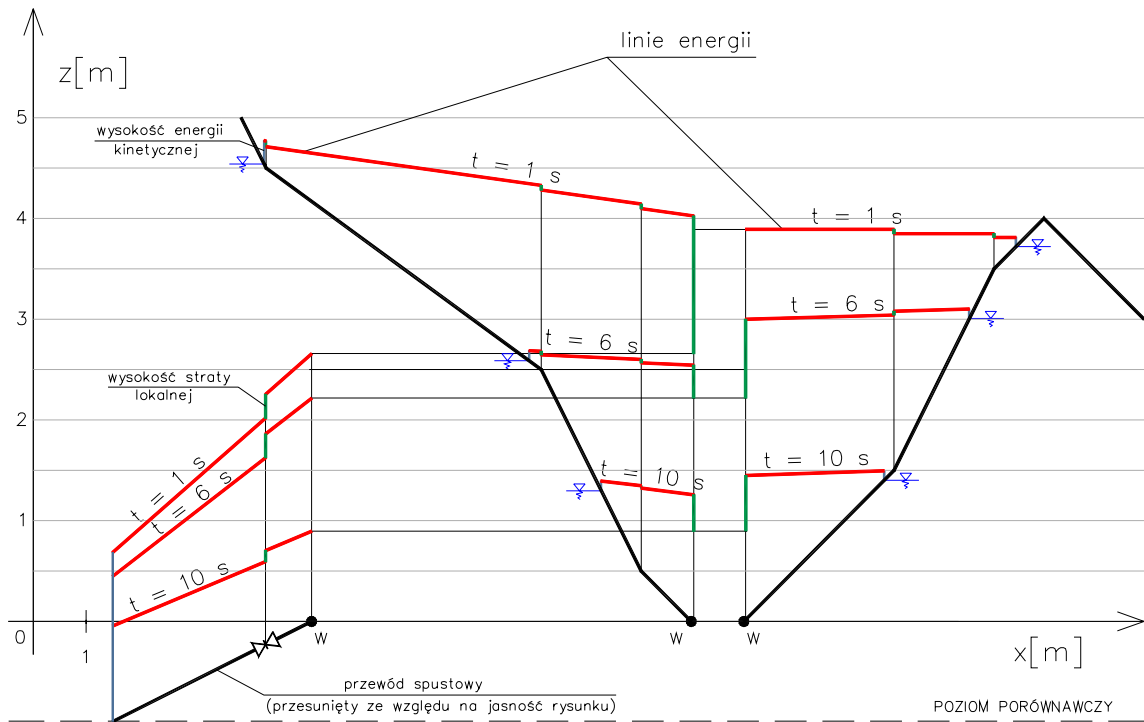
Rezultaty obliczeń dla przypadku obliczeniowego I.2.2.B

Czas <i>t</i>	Poziom zwierciadła wody		Prędkość			Wysokość ciśnienia			Wysokość energii					
	$z_l$	$z_k$	$\bar{v}_l$	$\bar{v}_k$	$\bar{v}_m$	$\frac{P_{wl\ pr}}{\gamma}$	$\frac{P_{wk\ pr}}{\gamma}$	$\frac{P_{wm\ zr}}{\gamma}$	$E_{k\ z\ l}$	$E_{k\ pr\ l}$	$E_{k\ z\ k}$	$E_{k\ pr\ k}$	$E_{k\ zr\ m}$	
[s]	[m]	[m]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
0	5	4	0	0	0	5	5	5	5	5	5	5	5	5
0,5	4,87	3,88	0,81	0,64	5,81	4,06	3,69	1,38	4,9	4,09	3,9	3,71	3,1	
1	4,56	3,86	1,44	-0,02	5,69	3,86	3,87	1	4,67	3,97	3,86	3,87	2,65	
2	4,04	3,87	1,32	0,2	6,09	2,71	2,71	-0,11	4,2	2,82	3,87	2,71	1,52	
3	3,58	3,83	1,22	0,21	5,74	2,4	2,4	-0,12	3,72	2,49	3,82	2,4	1,33	
4	3,15	3,77	1,14	0,22	5,47	2,15	2,15	-0,17	3,28	2,23	3,77	2,15	1,17	
5	2,85	3,53	0,61	0,81	5,67	2,83	3,34	0,77	2,87	2,85	3,56	3,38	2,41	
6	2,65	3,01	0,58	0,78	5,46	2,61	3,02	0,62	2,67	2,63	3,05	3,05	2,14	
7	2,4	2,54	0,61	0,69	5,2	2,37	2,54	0,46	2,41	2,39	2,56	2,56	1,83	
8	2,01	2,11	0,58	0,64	4,89	2	2,1	0,28	2,03	2,02	2,13	2,13	1,5	
9	1,64	1,71	0,55	0,59	4,58	1,64	1,71	0,12	1,66	1,66	1,73	1,73	1,19	
10	1,3	1,38	0,51	0,56	4,28	1,3	1,37	-0,02	1,32	1,32	1,39	1,39	0,91	
12	0,7	0,84	0,42	0,52	3,74	0,7	0,84	-0,26	0,71	0,71	0,85	0,85	0,45	
14	0,27	0,35	0,37	0,44	3,23	0,27	0,36	-0,46	0,27	0,27	0,37	0,37	0,07	
15,6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	



Rys. 9.22. Wyniki obliczeń - przypadek I.2.2.B





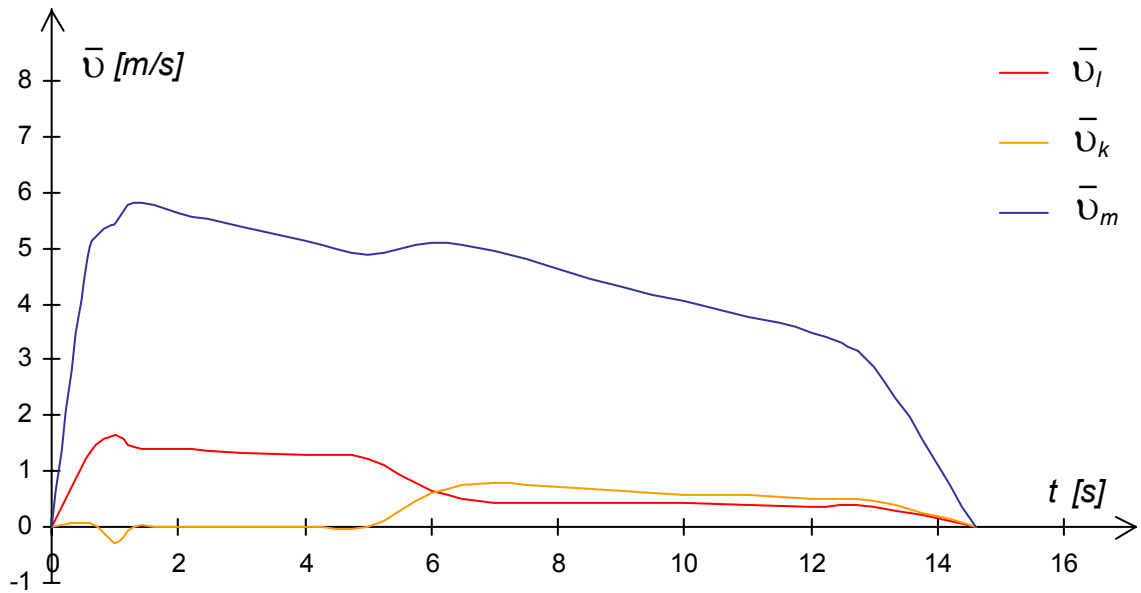
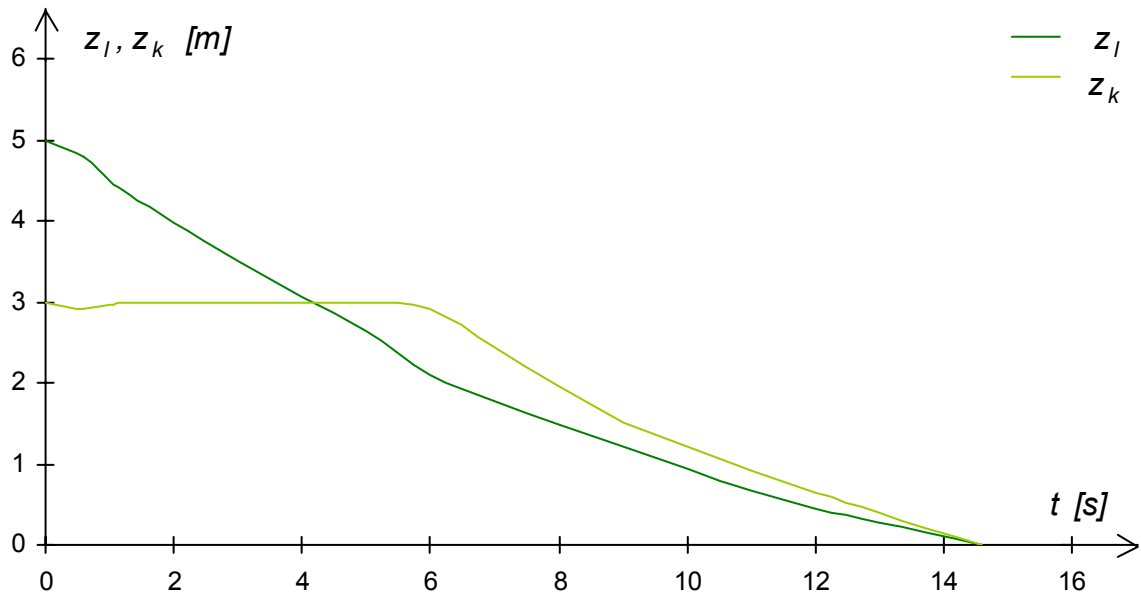
**Rys. 9.23.** Wyniki obliczeń - przypadek I.2.2.B (c.d.)

Wyniki obliczeń dla przypadku I.2.2.B wskazują, że na początku procesu opróżniania rurociągów odpływ wody z przewodu  $k$  praktycznie nie zachodzi, woda odpływa z przewodu  $l$  do  $m$ . Po około 2 sekundach rozpoczyna się odpływ z przewodu  $k$  do  $m$ . Całkowity czas opróżniania obu rurociągów wynosi 15,6 s.

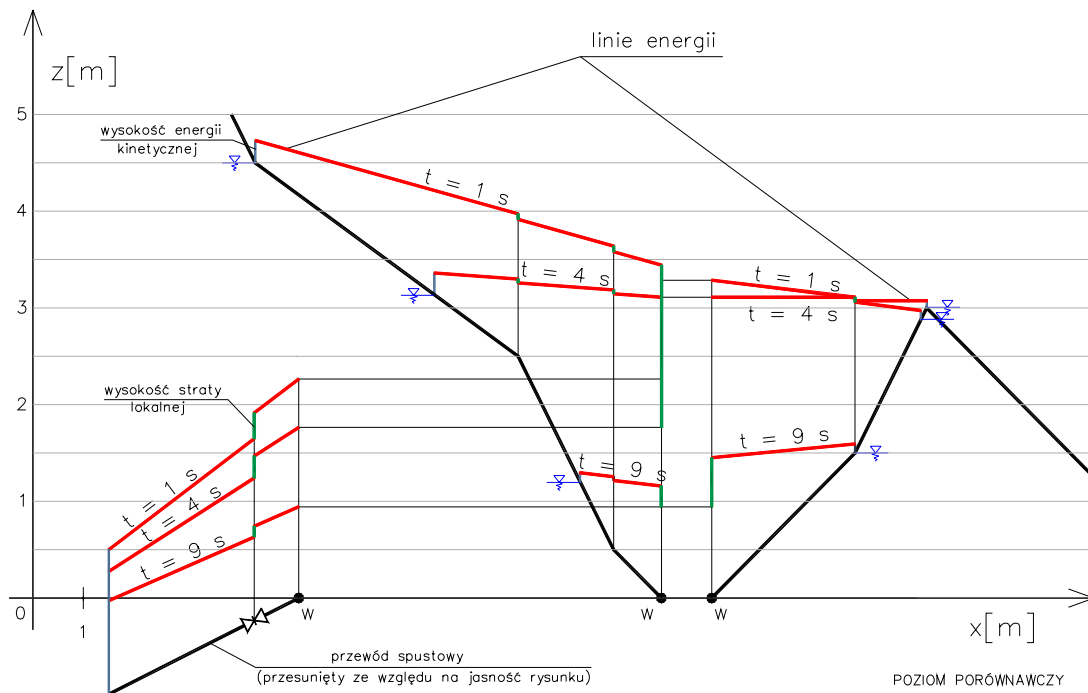
**Tabela 9.12.**

Rezultaty obliczeń dla przypadku obliczeniowego I.2.2.C

Czas	Poziom zwierciadła wody		Prędkość			Wysokość ciśnienia			Wysokość energii				
	$z_l$	$z_k$	$\bar{v}_l$	$\bar{v}_k$	$\bar{v}_m$	$\frac{P_{wl\ pr}}{\gamma}$	$\frac{P_{wk\ pr}}{\gamma}$	$\frac{P_{wmzr}}{\gamma}$	$E_{k\ z\ l}$	$E_{k\ pr\ l}$	$E_{k\ z\ k}$	$E_{k\ pr\ k}$	$E_{k\ zr\ m}$
[s]	[m]	[m]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
0	5	3	0	0	0	5	5	5	5	5	5	5	5
0,6	4,78	2,92	1,34	-0,08	5,01	3,12	3,12	0,91	4,87	3,21	2,92	3,12	2,19
1	4,49	2,97	1,67	-0,3	5,45	3,29	3,31	0,72	4,63	3,44	2,97	3,31	2,24
1,3	4,31	3	1,45	0	5,8	3,3	3,86	0,71	4,54	3,86	3,86	3,86	2,25
2	3,97	3	1,41	0	5,63	3,36	3,46	0,72	4,07	3,46	3,46	3,46	2,34
3	3,5	3	1,34	0	5,37	3,34	3,43	0,57	3,59	3,43	3,43	3,43	2,04
4	3,05	3	1,28	0	5,12	2,94	3,02	0,42	3,13	3,02	3,02	3,02	1,75
5	2,64	2,99	1,22	0,01	4,87	1,82	1,82	-0,06	2,72	1,9	2,99	1,9	1,15
6	2,1	2,92	0,65	0,62	5,08	2,1	2,37	0,47	2,12	2,1	2,94	2,39	1,79
7	1,77	2,44	0,44	0,8	4,96	1,77	2,42	0,32	1,78	1,77	2,47	2,45	1,58
8	1,49	1,95	0,44	0,72	4,64	1,48	1,95	0,15	1,5	1,49	1,98	1,97	1,25
9	1,2	1,51	0,44	0,64	4,32	1,2	1,51	0,01	1,21	1,21	1,54	1,53	0,94
10	0,93	1,2	0,42	0,59	4,04	0,93	1,2	-0,14	0,94	0,94	1,22	1,21	0,7
11	0,67	0,91	0,39	0,56	3,77	0,67	0,91	-0,25	0,68	0,68	0,93	0,92	0,47
12	0,44	0,64	0,36	0,51	3,5	0,44	0,64	-0,36	0,45	0,45	0,66	0,65	0,27
13	0,27	0,39	0,35	0,46	3,25	0,26	0,4	-0,45	0,27	0,27	0,41	0,41	0,09
14,6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0



Rys. 9.24. Wyniki obliczeń - przypadek I.2.2.C



**Rys. 9.25.** Wyniki obliczeń - przypadek I.2.2.C

W przypadku obliczeniowym I.2.2.C przez około 5 sekund od rozpoczęcia opróżniania przewodu woda odpływa tylko z przewodu *l* do *m*. Następnie rozpoczyna się odpływ z przewodu *k* do *m* (rysunek 9.24). Całkowity czas opróżniania obu rurociągów wynosi 14,6 s.

Wyniki obliczeń wykonanych na danych syntetycznych dla I przypadku obliczeniowego przy założeniu, że otwarty jest zawór w najwyższym punkcie przewodu *k* wskazują, że w przypadkach I.1.1.A oraz I.1.2.A w całym procesie opróżniania zachodzi odpływ wody z przewodu *k* przez przewód *m*. W sytuacji, gdy poziom zwierciadła wody w przewodzie *k* jest niższy niż poziom zwierciadła w przewodzie *l* (przypadki I.1.1.B, I.1.1.C, I.1.2.B i I.1.2.C) w początkowej fazie opróżniania układu praktycznie nie występuje odpływ wody z przewodu *k* (tabele 9.4, 9.5, 9.7, 9.8), woda przepływa z przewodu *l* zarówno do przewodu *k* jak i do przewodu *m*.

Gdy zawór w najwyższym punkcie przewodu *k* jest zamknięty wówczas w przypadkach I.2.1.A oraz I.2.2.A, podobnie jak w przypadkach I.1.1.A oraz I.1.2.A, w całym procesie opróżniania ma miejsce odpływ wody z przewodu *k* przez przewód *m*. Jeśli poziom zwierciadła wody w przewodzie *k* jest niższy niż poziom zwierciadła w przewodzie *l* (przypadki I.2.1.B, I.2.1.C, I.2.2.B i I.2.2.C) na początku procesu opróżniania rurociągów prak-

tycznie nie występuje odpływ wody z przewodu  $k$  (tabele 9.9–9.12), nie występuje także przepływ wody z przewodu  $l$  do  $k$ .

Czas opróżnienia uzyskany z wykonanych obliczeń na danych syntetycznych dla I przypadku obliczeniowego zestawiono w tabelach 9.13 i 9.14.

**Tabela 9.13.**

Czas opróżnienia przewodu dla przypadków obliczeniowych I.1.1.\* oraz I.2.1.\*

*	Początkowy poziom $H_k$ napełnienia przewodu $k$ [m]	Czas opróżnienia rurociągów [s]	
		Przypadek I.1.1.*	Przypadek I.2.1.*
A	5,0	<b>16,7</b>	<b>16,7</b>
B	4,0	<b>15,8</b>	<b>15,8</b>
C	3,0	<b>14,0</b>	<b>14,7</b>

**Tabela 9.14.**

Czas opróżnienia przewodu dla przypadków obliczeniowych I.1.2.\* oraz I.2.2.\*

*	Początkowy poziom napełnienia przewodu $k$ [m]	Czas opróżnienia rurociągów [s]	
		Przypadek I.1.2.*	Przypadek I.2.2.*
A	5,0	<b>16,5</b>	<b>16,5</b>
B	4,0	<b>15,6</b>	<b>15,6</b>
C	3,0	<b>13,9</b>	<b>14,6</b>

Wyniki obliczeń zawarte w tabelach 9.13 oraz 9.14 pozwalają na stwierdzenie, że czas opróżniania rurociągu w przypadku otwartego zaworu w najwyższym punkcie odcinka  $k$  (tab. 9.13 i 9.14) jest krótszy w porównaniu z czasem opróżniania, gdy zawór ten jest zamknięty (tab. 9.13 i 9.14). Sytuacja ta spowodowana jest tym, że w przypadku otwartego zaworu, przy

różnym początkowym napełnieniu przewodów część wody odpływa do następnego fragmentu przewodu  $k$ , co zmniejsza ilość odpływającej wody przez analizowany rurociąg spustowy.

W tabeli 9.15 podano czas opróżnienia rurociągu  $l$  i  $k$  uzyskany w II przypadku obliczeniowym, a więc przy uwzględnieniu różnych średnic  $d_m$  przewodu spustowego. Obliczenia zostały przeprowadzone dla czterech różnych kroków czasowych, aby móc ocenić wpływ kroku  $\Delta t$  na wynik tych obliczeń (rys. 9.26).

W kolejnej tabeli 9.16 (III przypadek obliczeniowy) zamieszczone są czasy opróżnienia rurociągów  $l$  i  $k$  uzyskane przy przyjęciu w obliczeniach różnych kątów  $\psi$  nachylenia przewodu odwadniającego do płaszczyzny poziomej oraz przy różnych obliczeniowych krokach czasowych  $\Delta t$  (zob. także rys. 9.27).

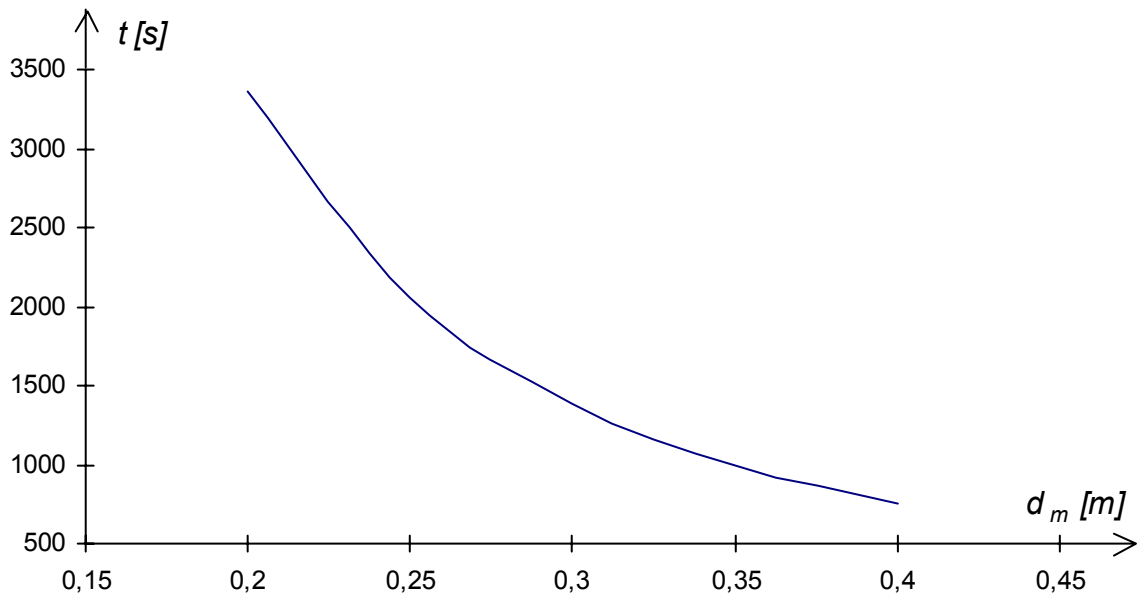
Tabela 9.17 zawiera czas opróżnienia rurociągu  $l$  i  $k$  w IV przypadku obliczeniowym, przy różnym stopniu przymknięcia zasuw  $S$  na przewodzie odwadniającym i przy różnym obliczeniowym kroku czasowym  $\Delta t$  (zob. rys. 9.28).

W kolejnej tabeli 9.18 (V przypadek obliczeniowy) zamieszczone są czasy opróżnienia rurociągów  $l$  i  $k$  uzyskane dla przyjętych w obliczeniach różnych wysokości zatopienia wylotu spustowego  $H_{m_o}$ , przy różnych obliczeniowych krokach czasowych  $\Delta t$  (zob. także rys. 9.29).

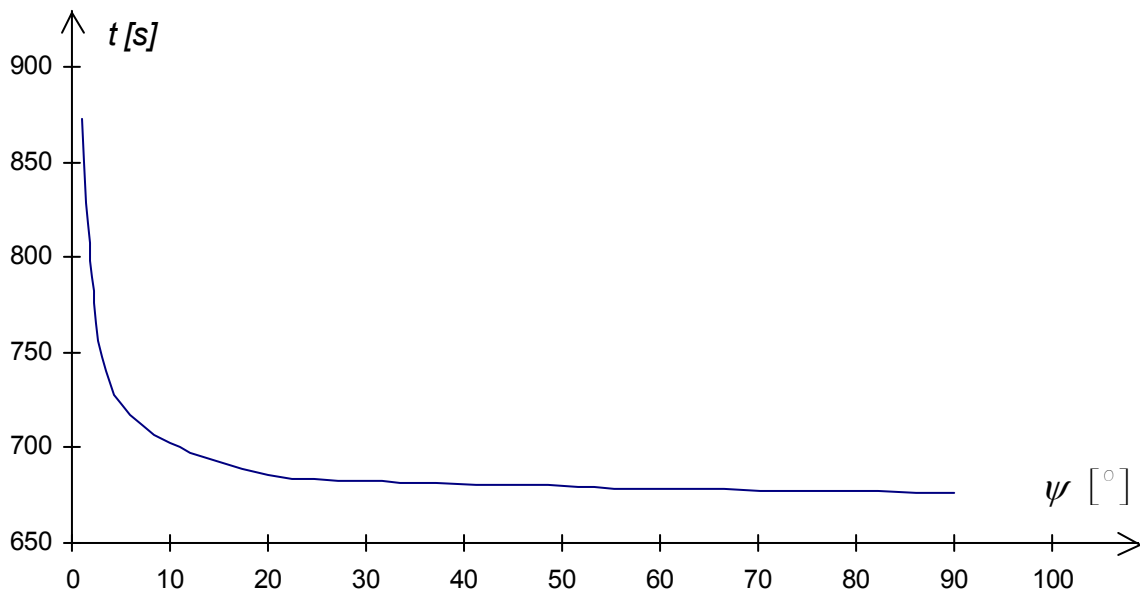
**Tabela 9.15.**

Czas opróżnienia rurociągów  $l$  i  $k$  w zależności od średnicy  $d_m$  przewodu spustowego (II przypadek obliczeniowy)

przypadek obliczeniowy	$d_m$ [m]	Czas opróżnienia rurociągu dla II przypadku obliczeniowego przy różnych obliczeniowych krokach czasowych $\Delta t$			
		$\Delta t = 40$ s	$\Delta t = 20$ s (błąd względny)	$\Delta t = 10$ s (błąd względny)	$\Delta t = 5$ s (błąd względny)
II.A	<b>0,4</b>	<b>700</b>	<b>730</b> (4,1%)	<b>745</b> (2%)	<b>751</b> (0,8%)
II.B	<b>0,35</b>	<b>940</b>	<b>970</b> (3,1%)	<b>985</b> (1,5%)	<b>993</b> (0,8%)
II.C	<b>0,3</b>	<b>1340</b>	<b>1365</b> (1,8%)	<b>1375</b> (0,7%)	<b>1382</b> (0,5%)
II.D	<b>0,25</b>	<b>2010</b>	<b>2030</b> (1%)	<b>2045</b> (0,7%)	<b>2053</b> (0,4%)
II.E	<b>0,2</b>	<b>3300</b>	<b>3330</b> (0,9%)	<b>3350</b> (0,6%)	<b>3355</b> (0,2%)



**Rys. 9.26.** Zależność czasu opróżnienia rurociągu od średnicy przewodu spustowego (II przypadek obliczeniowy)



**Rys. 9.27.** Zależność czasu opróżniania rurociągu od kąta nachylenia przewodu odwadniającego do płaszczyzny poziomej (III przypadek obliczeniowy)

**Tabela 9.16.**

Czas opróżnienia rurociągów  $l$  i  $k$  w zależności od kąta  $\psi$  nachylenia przewodu spustowego do płaszczyzny poziomej (III przypadek obliczeniowy)

przypadek obliczeniowy	$\psi$ [°]	Czas opróżniania rurociągu dla III przypadku obliczeniowego przy różnych obliczeniowych krokach czasowych $\Delta t$			
		$\Delta t = 40$ s (błąd względny)	$\Delta t = 20$ s (błąd względny)	$\Delta t = 10$ s (błąd względny)	$\Delta t = 5$ s (błąd względny)
III.A	<b>1</b>	<b>820</b>	<b>850</b> (3,5%)	<b>865</b> (1,7%)	<b>873</b> (0,9%)
III.B	<b>2</b>	<b>740</b>	<b>770</b> (3,9%)	<b>785</b> (2%)	<b>790</b> (0,6%)
III.C	<b>3</b>	<b>700</b>	<b>730</b> (4,1%)	<b>745</b> (2%)	<b>748</b> (0,4%)
III.D	<b>5</b>	<b>680</b>	<b>710</b> (4,2%)	<b>720</b> (1,4%)	<b>723</b> (0,4%)
III.E	<b>10</b>	<b>660</b>	<b>690</b> (4,3%)	<b>700</b> (1,4%)	<b>703</b> (0,4%)
III.F	<b>20</b>	<b>650</b>	<b>680</b> (4,4%)	<b>690</b> (1,5%)	<b>694</b> (0,6%)
III.G	<b>30</b>	<b>648</b>	<b>668</b> (3%)	<b>678</b> (1,5%)	<b>683</b> (0,7%)
III.H	<b>45</b>	<b>645</b>	<b>665</b> (3%)	<b>675</b> (1,5%)	<b>680</b> (0,7%)
III.I	<b>60</b>	<b>643</b>	<b>663</b> (3%)	<b>673</b> (1,5%)	<b>678</b> (0,7%)
III.J	<b>90</b>	<b>640</b>	<b>660</b> (3%)	<b>671</b> (1,6%)	<b>676</b> (0,7%)

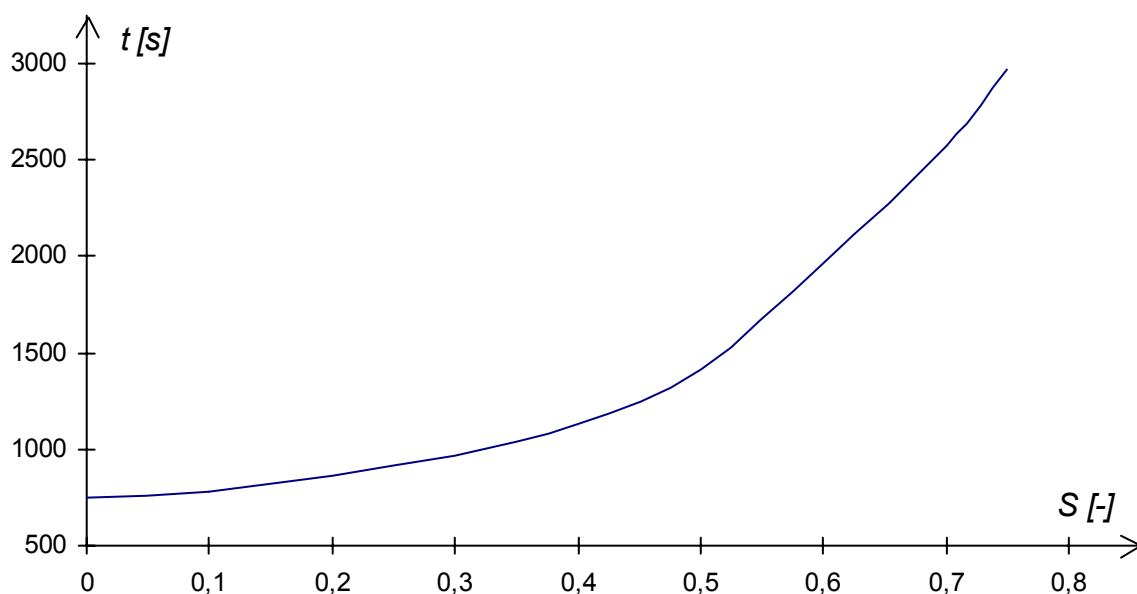
Jak wynika z tabeli 9.16 oraz z rysunku 9.27 zmiana kąta  $\psi$  w granicach od 30° do 90° powoduje niewielkie różnice czasu opróżniania rurociągów  $l$  i  $k$ .



**Tabela 9.17.**

Czas opróżnienia rurowciągu  $l$  i  $k$  przy różnym stopniu przymknięcia zasowy  $S$  na przewodzie  $m$  (IV przypadek obliczeniowy)

przypadek obliczeniowy	$S$ [-]	Czas opróżniania rurowciągu dla IV przypadku obliczeniowego przy różnych obliczeniowych krokach czasowych $\Delta t$			
		$\Delta t = 40 s$ (błąd względny)	$\Delta t = 20 s$ (błąd względny)	$\Delta t = 10 s$ (błąd względny)	$\Delta t = 5 s$ (błąd względny)
IV.A	<b>0</b>	<b>700</b>	<b>730</b> (4,1%)	<b>745</b> (2%)	<b>753</b> (1,1%)
IV.B	<b>0,1</b>	<b>730</b>	<b>760</b> (4%)	<b>775</b> (1,9%)	<b>783</b> (1%)
IV.C	<b>0,2</b>	<b>820</b>	<b>850</b> (3,5%)	<b>860</b> (1,2%)	<b>867</b> (0,8%)
IV.D	<b>0,3</b>	<b>930</b>	<b>950</b> (2,1%)	<b>960</b> (1,1%)	<b>968</b> (0,8%)
IV.E	<b>0,4</b>	<b>1090</b>	<b>1110</b> (1,8%)	<b>1125</b> (1,3%)	<b>1134</b> (0,8%)
IV.F	<b>0,5</b>	<b>1370</b>	<b>1390</b> (1,4%)	<b>1402</b> (0,9%)	<b>1409</b> (0,5%)
IV.G	<b>0,6</b>	<b>1920</b>	<b>1940</b> (1%)	<b>1952</b> (0,6%)	<b>1960</b> (0,4%)
IV.H	<b>0,7</b>	<b>2530</b>	<b>2550</b> (0,8%)	<b>2562</b> (0,5%)	<b>2570</b> (0,3%)
IV.I	<b>0,75</b>	<b>2920</b>	<b>2945</b> (0,9%)	<b>2960</b> (0,5%)	<b>2969</b> (0,3%)

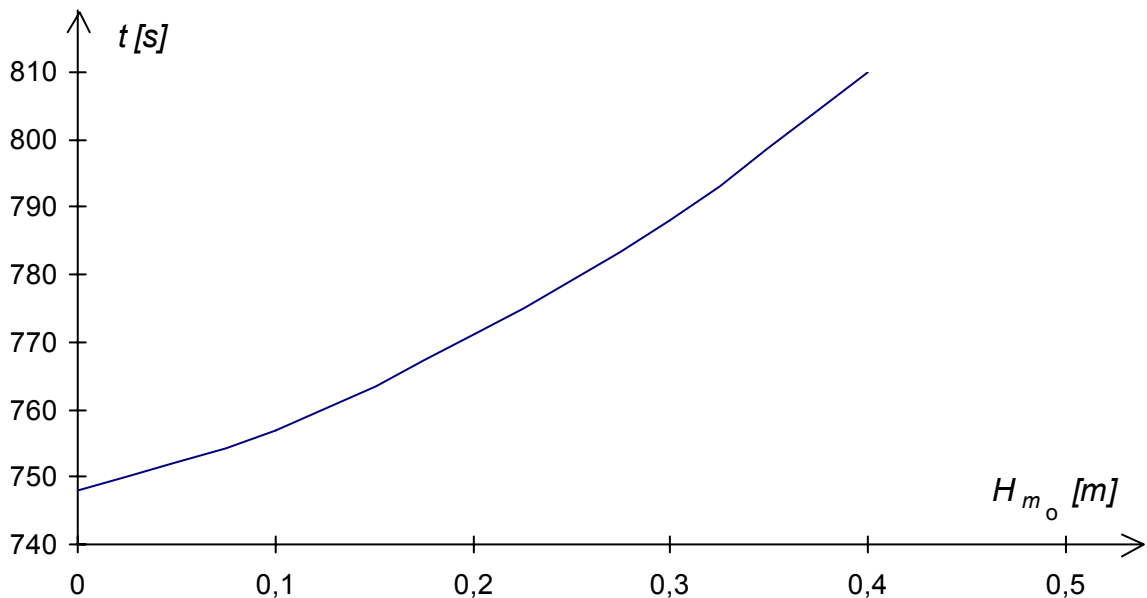


**Rys. 9.28.** Zależność czasu opróżniania rurowciągu  $l$  i  $k$  od stopnia przymknięcia zasowy na przewodzie spustowym (IV przypadek obliczeniowy)

**Tabela 9.18.**

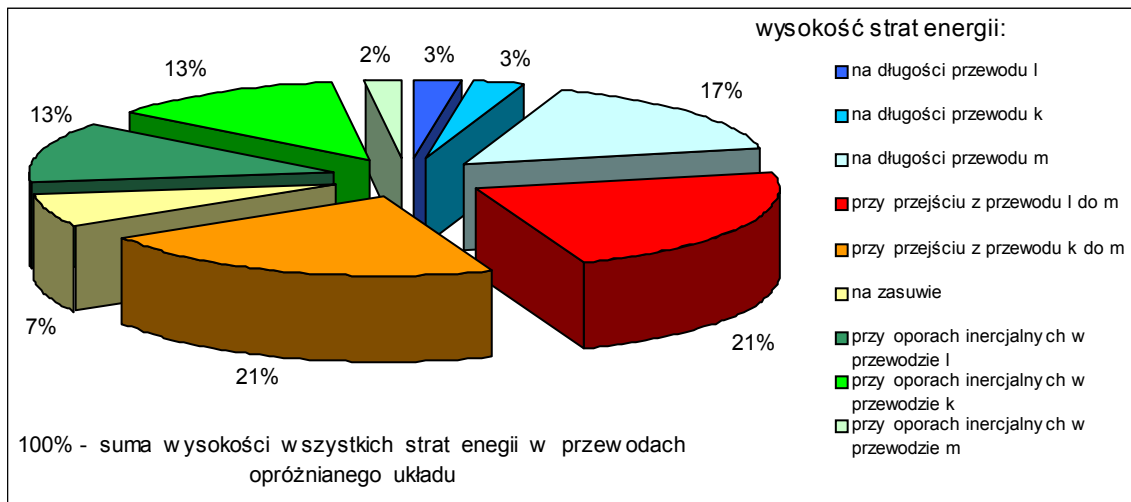
Czas opróżnienia rurociągów  $l$  i  $k$  w zależności od zatopienia wylotu spustowego  $H_{m_o}$   
(V przypadek obliczeniowy)

przypadek obliczeniowy	$H_{m_o}$ [m]	Czas opróżnienia rurociągu dla V przypadku obliczeniowego przy różnych obliczeniowych krokach czasowych $\Delta t$			
		$\Delta t = 40$ s (błąd względny)	$\Delta t = 20$ s (błąd względny)	$\Delta t = 10$ s (błąd względny)	$\Delta t = 5$ s (błąd względny)
V.A	<b>0,0</b>	<b>700</b>	<b>730</b> (4,1%)	<b>745</b> (2%)	<b>748</b> (0,4%)
V.B	<b>0,1</b>	<b>710</b>	<b>741</b> (4,2%)	<b>752</b> (1,5%)	<b>757</b> (0,7%)
V.C	<b>0,2</b>	<b>720</b>	<b>750</b> (4%)	<b>763</b> (1,7%)	<b>771</b> (1%)
V.D	<b>0,3</b>	<b>730</b>	<b>763</b> (4,3%)	<b>780</b> (2,2%)	<b>788</b> (1%)
V.E	<b>0,4</b>	<b>745</b>	<b>782</b> (4,7%)	<b>801</b> (2,4%)	<b>810</b> (1,1%)



**Rys. 9.29.** Zależność czasu opróżnienia rurociągów  $l$  i  $k$  od zatopienia wylotu spustowego  
(V przypadek obliczeniowy)

Na rysunku 9.30 przedstawione zostały wysokości strat energii wyznaczone dla podstawowego zestawu danych, wspólnego dla przypadków obliczeniowych II, III, IV i V (patrz tabela 8.1) po 5 sekundach procesu opróżniania układu przewodów  $l$  i  $k$ .



**Rys. 9.30.** Wysokość strat energii w przewodach  $l$ ,  $k$  i  $m$  dla przypadków obliczeniowych II, III, IV i V po 5 sekundach procesu opróżniania układu przewodów

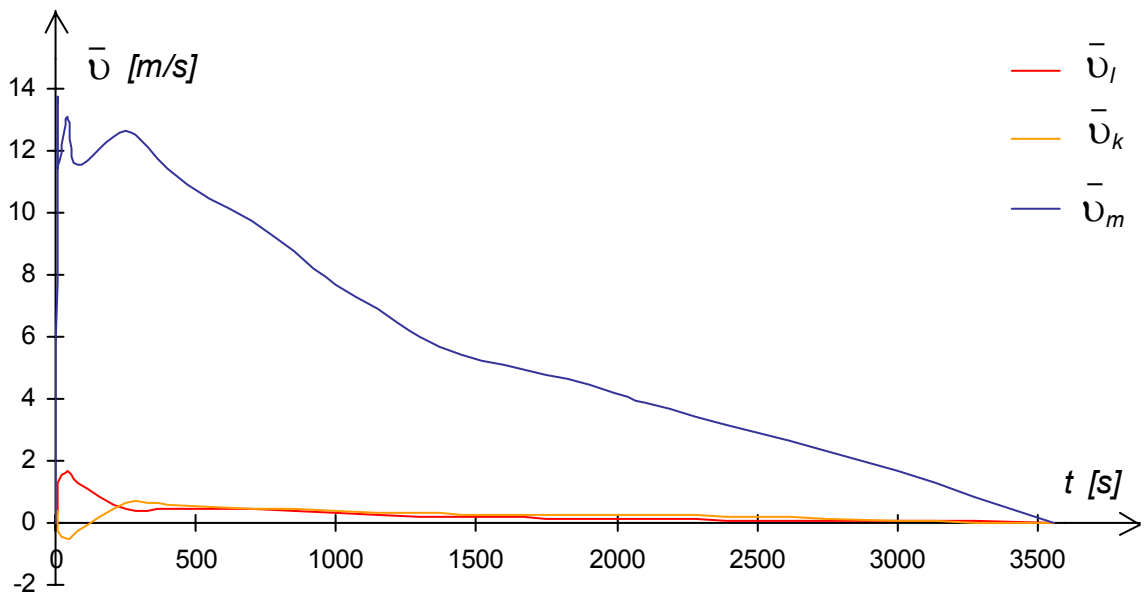
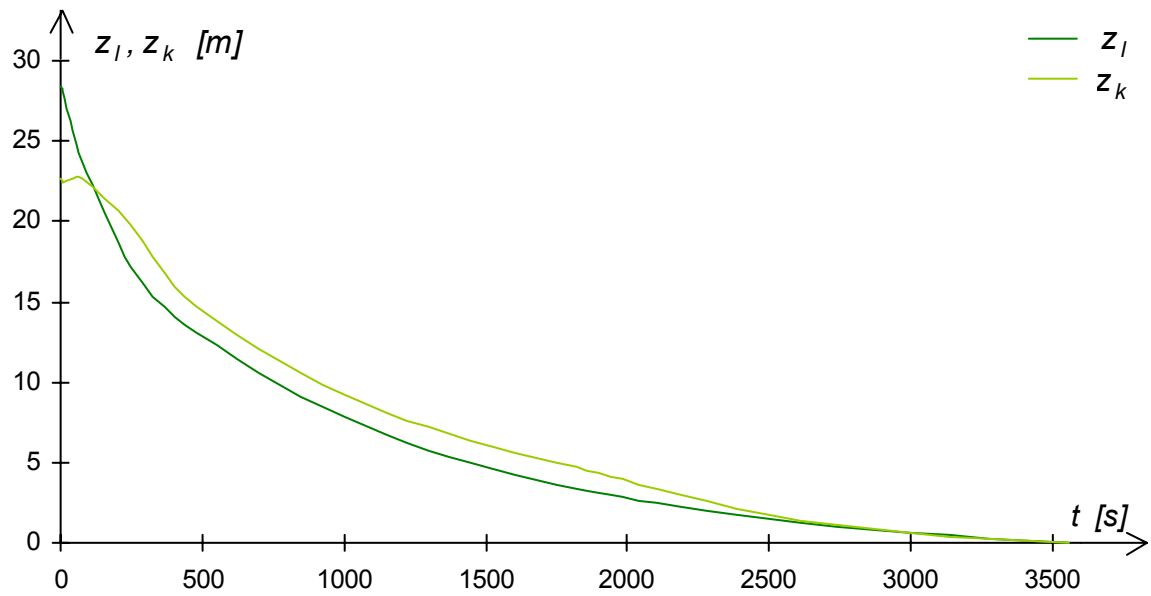
Widać, że po pięciu sekundach od rozpoczęcia opróżniania układu przewodów straty energetyczne na długości każdego z przewodów opróżnianych wynoszą po 3%, zaś przewodu spustowego stanowią około 17% wszystkich strat. Sumaryczna strata zarówno na długości przewodów  $l$  i  $m$  jak i  $l$  i  $k$  wynosi więc po 20%. Małe straty na długości przewodu  $l$  i  $k$  wynikają ze stosunkowo małej prędkości wody w rurociągach opróżnianych w porównaniu z prędkością w rurociągu spustowym. Straty lokalne spowodowane zmianą kierunku przepływu przy przejściu z przewodu odwadnianego do przewodu spustowego wynoszą po około 21%. Strata lokalna występująca na rurociągu spustowym w przekroju zasuw przy jej minimalnym przymknięciu ( $S = 0,0$ ) stanowi około 7% wszystkich strat. Opory inercjalne w przewodzie  $l$  i  $k$  wynoszą po 13%, natomiast w przewodzie spustowym  $m$  stanowią 2% wszystkich strat.

Poniżej przedstawione zostały wyniki obliczeń wykonanych na danych rzeczywistych dla VI przypadku obliczeniowego uzyskane dla fragmentu rurociągu dosyłowego złożonego z trzech przewodów  $l$ ,  $k$  i  $m$  (patrz tabele 9.19 i 9.20), zapewniającego dostawę czystej wody dla wodociągu miasta Krakowa. W obliczeniach uwzględniony został otwarty (VI.1) i zamknięty (VI.2) zawór w najwyższym punkcie przewodu  $k$ .

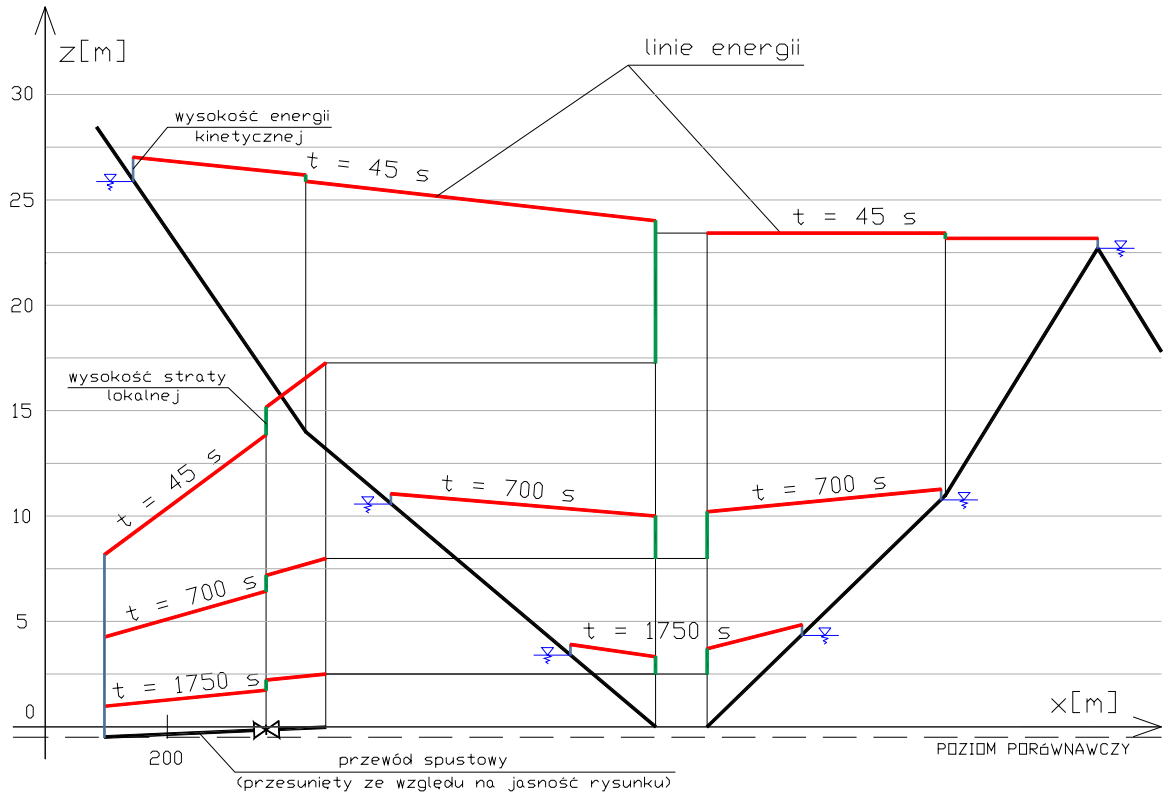
**Tabela 9.19.**

Rezultaty obliczeń dla przypadku obliczeniowego VI.1

Czas	Poziom zwierciadła wody		Prędkość			Wysokość ciśnienia			Wysokość energii				
	$z_l$	$z_k$ ( $z_n$ )	$\bar{v}_l$	$\bar{v}_k$	$\bar{v}_m$	$\frac{P_{wl\ pr}}{\gamma}$	$\frac{P_{wk\ pr}}{\gamma}$	$\frac{P_{wmzr}}{\gamma}$	$E_{kz l}$	$E_{kpr l}$	$E_{kz k}$	$E_{kpr k}$	$E_{kzr m}$
[s]	[m]	[m]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
0	28,4	22,6	0	0	0	28,4	28,4	28,4	28,4	28,4	28,4	28,4	28,4
5	28,26	22,53	0,8	0,42	13,55	24,34	18,59	7,87	28,29	24,37	22,54	18,59	17,23
10	28,09	22,45	1,29	-0,26	11,44	23,2	23,22	4,53	28,17	23,28	22,45	23,22	11,21
45	25,7	22,6	1,68	-0,5	13,15	23,48	23,54	6,74	25,84	23,62	22,66	23,55	15,56
75	23,62	22,6 (22,45)	1,31	-0,27	11,56	22,4	22,46	4,15	23,7	22,48	22,45	22,46	10,97
250	17,16	20,24	0,48	0,67	12,68	17,06	19,77	6,23	17,18	17,07	20,26	19,79	14,43
400	14,11	15,26	0,44	0,59	11,46	14,03	14,93	5	14,11	14,04	15,27	14,95	11,7
550	12,32	12,83	0,45	0,49	10,46	12,23	12,66	4,08	12,33	12,24	12,84	12,67	9,66
700	10,62	11,07	0,43	0,45	9,74	10,58	10,85	3,47	10,63	10,58	11,08	10,86	8,3
850	9,12	10,42	0,36	0,47	9,28	9,09	10,2	3,1	9,13	9,1	10,43	10,21	7,49
1000	7,83	8,75	0,31	0,38	7,67	7,82	8,53	2,78	7,84	7,82	8,75	8,53	5,77
1150	6,73	8,06	0,27	0,35	6,89	6,71	7,86	2,49	6,73	6,72	8,06	7,86	4,91
1300	5,78	7,36	0,23	0,31	6	5,77	7,17	2,23	5,79	5,77	7,36	7,17	4,07
1450	4,96	6,66	0,2	0,29	5,44	4,96	6,49	1,98	4,97	4,96	6,66	6,49	3,49
1600	4,25	5,97	0,17	0,29	5,11	4,25	5,82	1,75	4,26	4,25	5,97	5,82	3,08
1750	3,64	5,3	0,15	0,28	4,78	3,63	5,17	1,53	3,64	3,63	5,3	5,17	2,7
1900	3,09	4,64	0,13	0,27	4,44	3,09	4,53	1,32	3,1	3,09	4,64	4,53	2,33
2100	2,47	3,79	0,11	0,24	3,89	2,47	3,71	1,07	2,47	2,47	3,79	3,71	1,84
2500	1,49	2,25	0,08	0,18	2,89	1,49	2,21	0,61	1,49	1,49	2,25	2,21	1,04
3000	0,61	0,66	0,06	0,09	1,67	0,61	0,65	0,14	0,61	0,61	0,66	0,65	0,28
3560	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0



Rys. 9.31. Wyniki obliczeń - przypadek VI.1



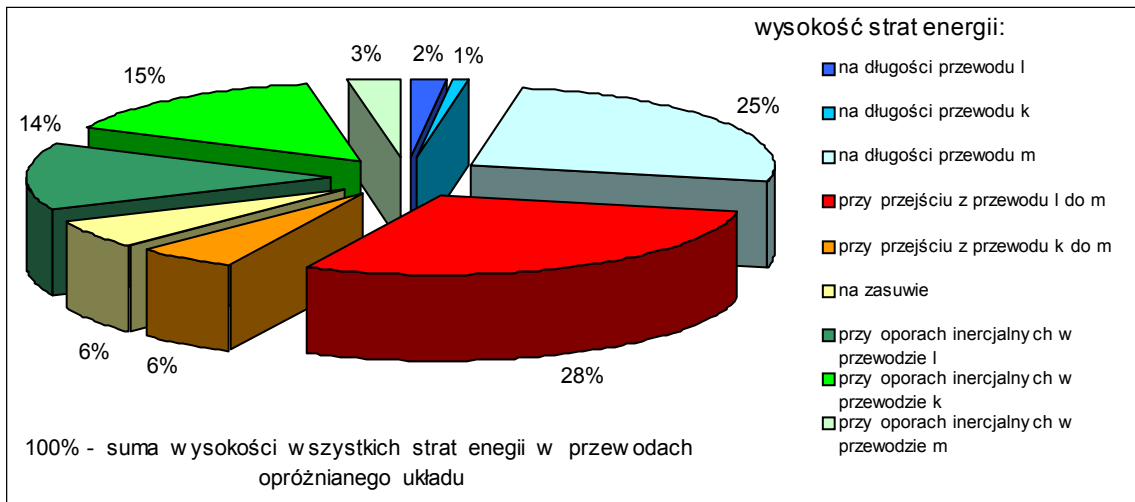
Rys. 9.32. Wyniki obliczeń - przypadek VI.1 (c.d.)

Można zauważyć, że w przypadku obliczeniowym VI.1 przez około 80 sekund opróżnia się wyłącznie przewód  $l$ , przy czym średnia początkowa prędkość napływu wody do przewodu  $k$  wynosi 0,26 m/s. Ponieważ zawór w najwyższym punkcie tego przewodu jest otwarty, woda z przewodu  $k$  przepływa do następnego fragmentu tego przewodu. Następnie rozpoczyna się odpływ z przewodu  $k$  do  $m$  (rysunek 8.31). Całkowity czas opróżniania obu rurociągów wynosi 3560 s (około 60 minut).

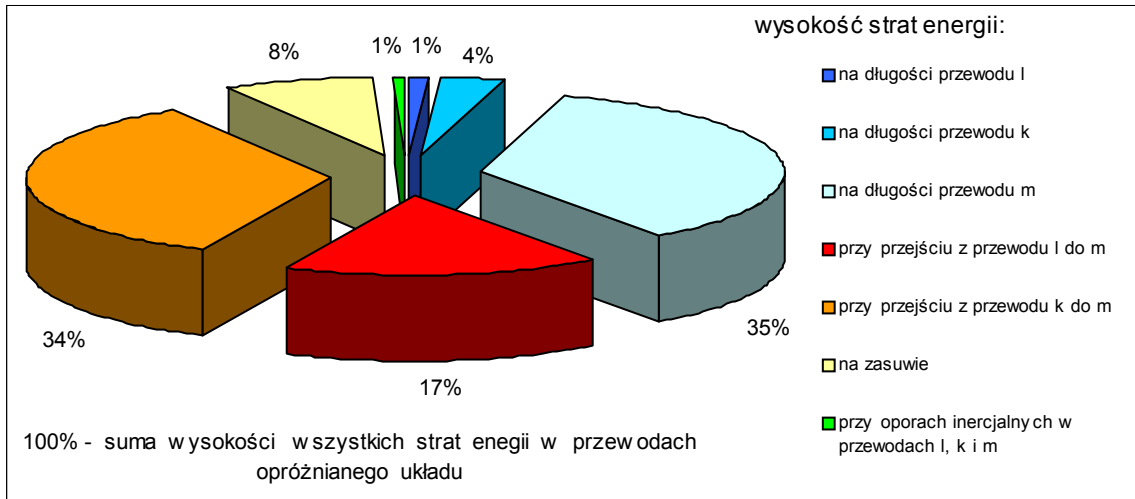
Na rysunkach 9.33 oraz 9.34 przedstawione zostały wyrażone w procentach wartości wysokości strat energii wyznaczone dla przypadku obliczeniowego VI.1. Pierwszy z rysunków ilustruje wysokości strat energii występujących po pięciu sekundach procesu opróżniania układu. Rysunek 9.34 przedstawia wysokości tych strat po 250 sekundach od rozpoczęcia opróżniania rurociągów  $l$  i  $k$ .

Jak wynika z rysunku 9.33 strata energetyczna na długości przewodu dłuższego i spustowego stanowi łącznie około 27% wszystkich strat, natomiast strata na długości przewodu krótszego wynosi 1% strat. Zmiana kierunku przepływu między przewodami odwadnianymi a przewodem spustowym powoduje 28% (rurociąg  $l$ ) i 6% (rurociąg  $k$ ) wszystkich strat. Strata

lokalna występująca na rurociągu spustowym w przekroju zasuwę przy jej minimalnym przymknięciu ( $S = 0,0$ ) stanowi około 6% strat. Opory inercyjne w przewodzie  $l$ ,  $k$  i  $m$  wynoszą odpowiednio 14%, 15% i 3% wszystkich strat.



**Rys. 9.33.** Wysokość strat energii w przewodach  $l$ ,  $k$  i  $m$  dla przypadku obliczeniowego VI.1 po 5 sekundach procesu opróżniania układu przewodów



**Rys. 9.34.** Wysokość strat energii w przewodach  $l$ ,  $k$  i  $m$  dla przypadku obliczeniowego VI.1 po 250 sekundach opróżniania

Rysunek 9.34 wykonany dla przypadku obliczeniowego VI.1 pokazuje, że po 250 sekundach strata energetyczna na długości przewodu opróżnianego  $l$  i przewodu spustowego  $m$  stanowi w sumie około 36% wszystkich strat, w przypadku przewodu opróżnianego  $k$  i spustowego  $m$  wynosi 39%, przy czym aż 35% z nich przypada na rurociąg spustowy. Wynika to

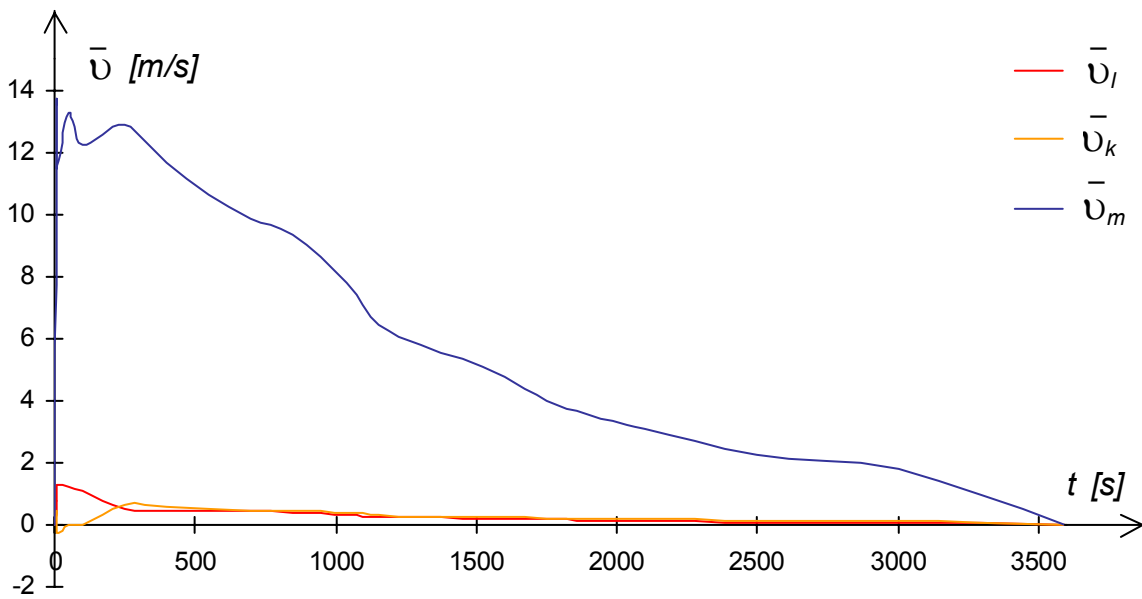
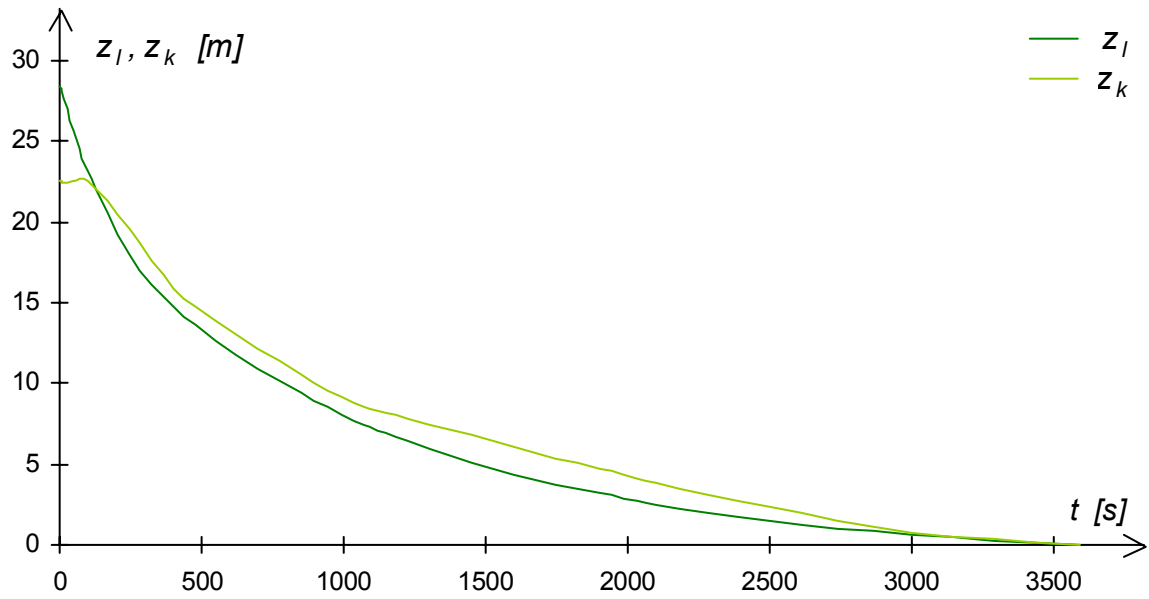
ze stosunkowo małych prędkości w rurowciągach opróżnianych (0,48 m/s, 0,67 m/s) w porównaniu z prędkością w rurowciągu spustowym (12,68 m/s). Zmiana kierunku przepływu między przewodami odwadnianymi a przewodem spustowym przynosi 17% (rurowciąg *l*) i 34% (rurowciąg *k*) wszystkich strat. Strata lokalna występująca na rurowciągu spustowym w przekroju zasuw przy jej minimalnym przyknięciu ( $S = 0,0$ ) stanowi około 8% strat. Opory inercjalne w przewodzie *l*, *k* i *m* wynoszą w sumie około 1% wszystkich strat.

**Tabela 9.20.**

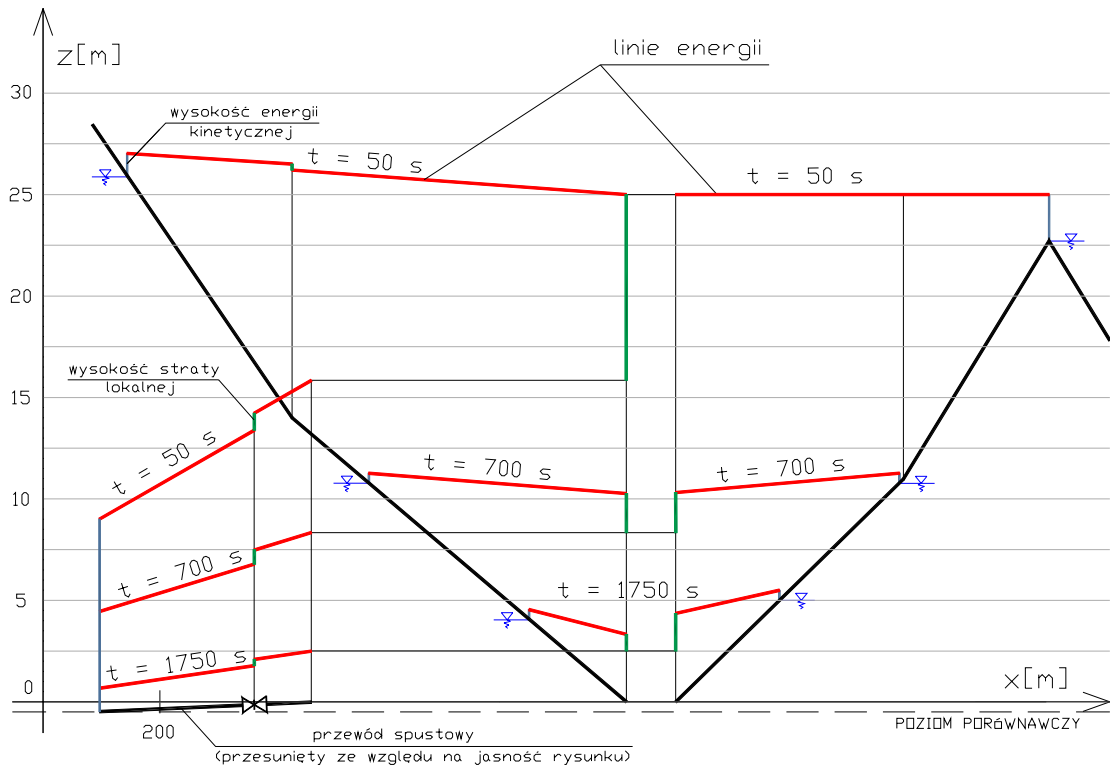
Rezultaty obliczeń dla przypadku obliczeniowego VI.2

Czas	Poziom zwierciadła wody		Prędkość			Wysokość ciśnienia			Wysokość energii				
	$z_l$	$z_k$	$\bar{v}_l$	$\bar{v}_k$	$\bar{v}_m$	$\frac{P_{wl\ pr}}{\gamma}$	$\frac{P_{wk\ pr}}{\gamma}$	$\frac{P_{wmzr}}{\gamma}$	$E_{k\ z\ l}$	$E_{k\ pr\ l}$	$E_{k\ z\ k}$	$E_{k\ pr\ k}$	$E_{k\ zr\ m}$
[s]	[m]	[m]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
0	28,4	22,6	0	0	0	28,4	28,4	28,4	28,4	28,4	28,4	28,4	28,4
5	28,26	22,53	0,8	0,42	13,55	24,34	18,59	7,87	28,29	24,37	22,54	18,59	17,23
10	28,09	22,45	1,29	-0,26	11,44	23,2	23,22	4,53	28,17	23,28	22,45	23,22	11,21
50	25,72	22,6	1,19	0	13,24	24,82	24,9	6,83	25,79	24,9	24,9	24,9	15,77
100	23,14	22,6	1,1	0,02	12,23	22,37	22,28	7,4	23,19	22,43	22,6	22,28	15,02
250	17,98	20,55	0,5	0,66	12,85	17,85	20,09	6,41	17,99	17,87	20,57	20,11	14,84
400	14,76	16,62	0,46	0,59	11,64	14,68	16,29	5,17	14,78	14,69	16,63	16,31	12,08
550	12,66	13,17	0,46	0,49	10,6	12,57	12,99	4,2	12,68	12,58	13,18	13	9,92
700	10,93	11,15	0,44	0,44	9,82	10,87	10,93	3,53	10,94	10,88	11,16	10,94	8,44
850	9,38	10,51	0,38	0,46	9,35	9,35	10,28	3,16	9,38	9,35	10,52	10,29	7,61
1000	8,05	8,84	0,32	0,38	7,78	8,03	8,62	2,83	8,05	8,04	8,85	8,63	5,92
1150	6,92	8,15	0,28	0,3	6,44	6,9	7,95	2,54	6,92	6,9	8,17	7,96	4,65
1300	5,94	7,46	0,24	0,28	5,78	5,93	7,27	2,27	5,94	5,93	7,47	7,28	3,97
1450	5,1	6,76	0,21	0,27	5,33	5,09	6,59	2,02	5,1	5,09	6,78	6,6	3,47
1600	4,37	6,07	0,18	0,25	4,78	4,36	5,92	1,78	4,37	4,36	6,09	5,93	2,95
1750	3,73	5,39	0,16	0,2	4	3,73	5,26	1,56	3,73	3,73	5,41	5,27	2,38
1900	3,18	4,73	0,14	0,18	3,56	3,18	4,62	1,36	3,18	3,18	4,74	4,63	2,01
2100	2,54	3,88	0,12	0,16	3,11	2,54	3,79	1,1	2,54	2,54	3,89	3,8	1,6
2500	1,54	2,33	0,08	0,12	2,22	1,54	2,28	0,63	1,54	1,54	2,34	2,29	0,88
3000	0,64	0,72	0,06	0,1	1,78	0,64	0,71	0,16	0,64	0,64	0,73	0,71	0,32
3590	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0





Rys. 9.35. Wyniki obliczeń - przypadek VI.2

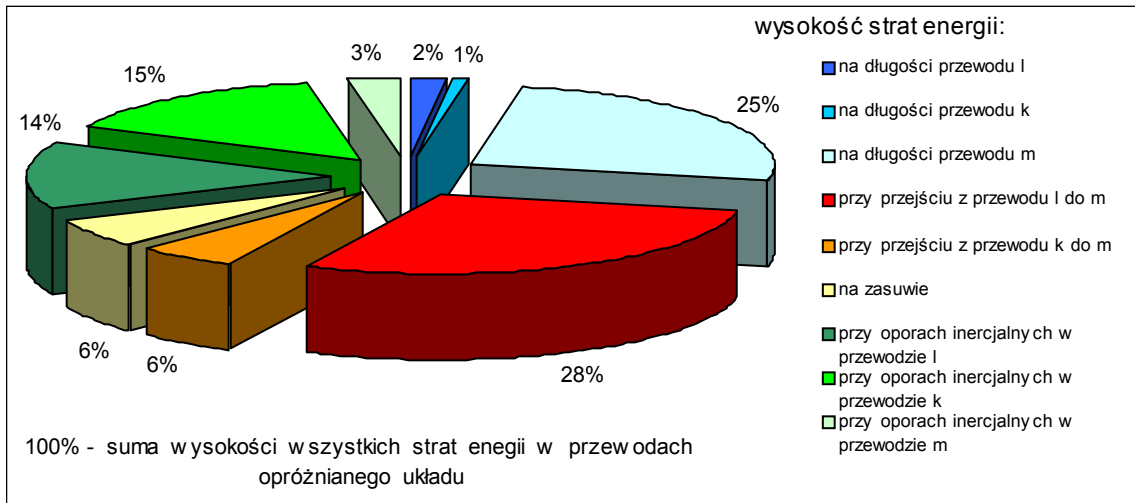


Rys. 9.36. Wyniki obliczeń - przypadek VI.2 (c.d.)

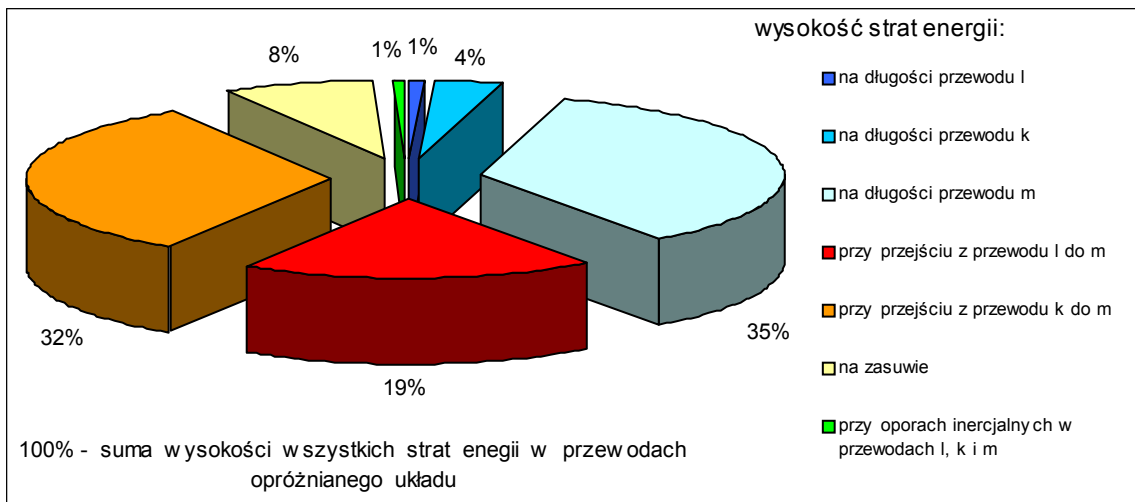
W przypadku obliczeniowym VI.2, w pierwszej fazie opróżniania rurociągów odpływ wody z przewodu  $k$  praktycznie nie zachodzi, woda odpływa przez około 100 sekund wyłącznie z przewodu  $l$  do  $m$ . Po tym okresie rozpoczyna się odpływ z przewodu  $k$  do  $m$  (rysunek 9.35). Całkowity czas opróżniania obu rurociągów wynosi 3590 s (około 60 minut).

Porównując wyniki obliczeń dla przypadków VI.1 i VI.2 widać, że czas opróżniania rurociągów  $l$  i  $k$  przy otwartym zaworze w najwyższym punkcie odcinka  $k$  jest minimalnie krótszy niż wówczas gdy zawór ten jest zamknięty.

Procentowe wartości wysokości strat energii dla przypadku obliczeniowego VI.2 pokazano na rysunkach 9.37 oraz 9.38. Pierwszy z nich ilustruje wysokości strat występujących tuż po rozpoczęciu opróżniania układu przewodów, drugi przedstawia wysokości strat energii po 250 sekundach opróżniania.



Rys. 9.37. Wysokość strat energii w przewodach  $l$ ,  $k$  i  $m$  dla przypadku obliczeniowego VI.2 w chwili rozpoczęcia opróżniania układu przewodów



Rys. 9.38. Wysokość strat energii w przewodach  $l$ ,  $k$  i  $m$  dla przykładu obliczeniowego VI.2 po 250 sekundach opróżniania

Jak wynika z rysunków 9.37 i 9.38 wartości strat energetycznych są porównywalne z wartościami tych strat uzyskanymi dla przypadku obliczeniowego VI.1 (minimalne różnice rzędu 2% pojawiają się po 250 sekundach opróżniania rurociągów).

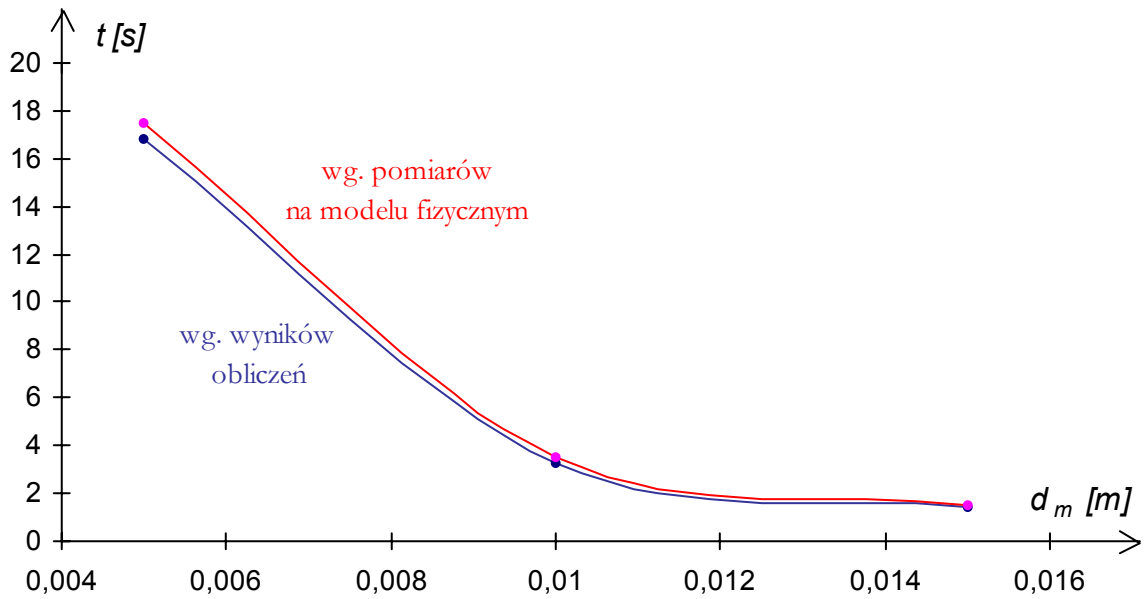
Poniżej przedstawione są wyniki obliczeń dla przypadków obliczeniowych VII i VIII służących, jak już wspomniano przy omawianiu przypadków obliczeniowych, do weryfikacji wyników uzyskanych po przeprowadzeniu doświadczenia opisanego w rozdziale 8 (str. 101). Wyniki te w postaci czasu ( $t_p$ ) opróżniania rurociągu wyznaczone na podstawie programu obliczeniowego przy przyjęciu różnych średnic  $d_m$  (przypadek obliczeniowy VII) oraz różnych kątów  $\psi$  nachylenia przewodu spustowego do płaszczyzny poziomej (przypadek obliczeniowy VIII) przedstawione są odpowiednio w tabelach 9.21 i 9.22. Dla porównania, w ostatniej kolumnie tabeli umieszczone zostały czasy ( $t_d$ ) wyznaczone doświadczalnie.

**Tabela 9.21.**

Czas opróżniania rurociągów  $l$  i  $k$  w zależności od średnicy  $d_m$  przewodu spustowego (VII przypadek obliczeniowy)

przypadek obliczeniowy	$d_m$ [m]	Czas opróżniania rurociągu dla VII przypadku obliczeniowego		Względny błąd wyników [%]
		$t_p$ [s]	$t_d$ [s]	$\frac{t_d - t_p}{t_d} \cdot 100\%$
VII.A	<b>0,015</b>	<b>1,4</b>	<b>1,5</b>	<b>6,6</b>
VII.B	<b>0,01</b>	<b>3,3</b>	<b>3,5</b>	<b>5</b>
VII.C	<b>0,005</b>	<b>16,8</b>	<b>17,5</b>	<b>4</b>

Zależność czasu opróżniania rurociągu od średnicy przewodu spustowego  $d_m$  została przedstawiona na rysunku 9.39 w postaci dwóch krzywych wyznaczonych na podstawie wyników obliczeń oraz wyników pomiarów na modelu fizycznym.



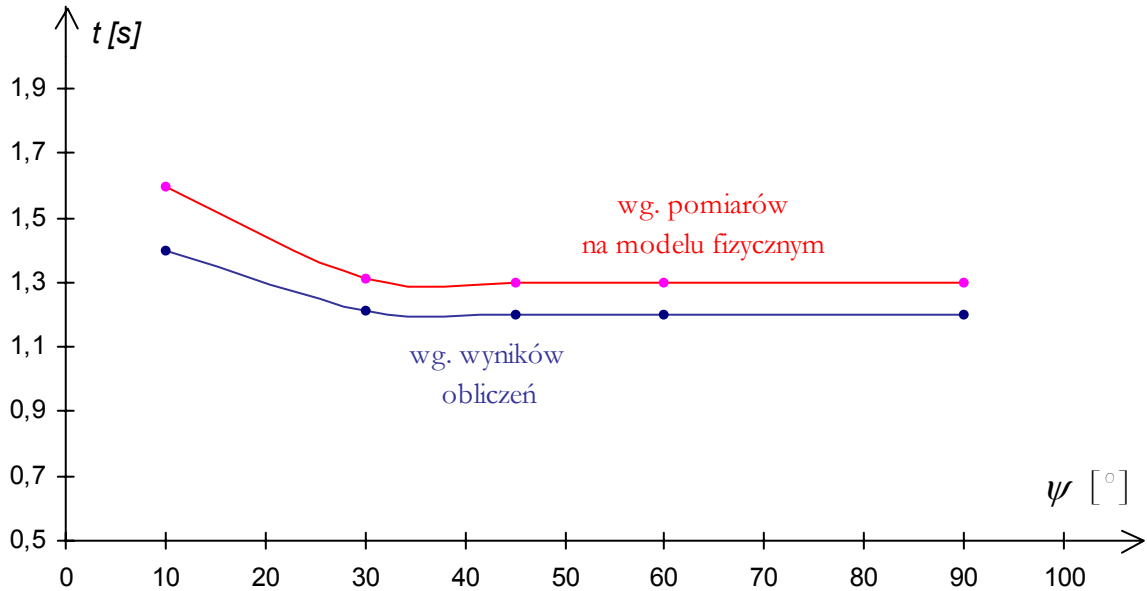
**Rys. 9.39.** Zależność czasu opróżniania rurociągu od średnicy  $d_m$  przewodu spustowego dla VII przypadku obliczeniowego

**Tabela 9.22.**

Czas opróżniania rurociągów  $l$  i  $k$  w zależności od kąta  $\psi$  nachylenia przewodu spustowego do płaszczyzny poziomej dla VIII przypadku obliczeniowego

przypadek obliczeniowy	$\psi$ [°]	Czas opróżniania rurociągu dla VIII przypadku obliczeniowego		Względny błąd wyników [%]
		$t_p$ [s]	$t_d$ [s]	$\frac{t_d - t_p}{t_d} \cdot 100\%$
VIII.A	<b>10</b>	<b>1,4</b>	<b>1,6</b>	<b>12,5</b>
VIII.B	<b>30</b>	<b>1,2</b>	<b>1,3</b>	<b>7,7</b>
VIII.C	<b>45</b>	<b>1,2</b>	<b>1,3</b>	<b>7,7</b>
VIII.D	<b>60</b>	<b>1,2</b>	<b>1,3</b>	<b>7,7</b>
VIII.E	<b>90</b>	<b>1,2</b>	<b>1,3</b>	<b>7,7</b>

Rysunek 9.40 przedstawia zależność czasów  $t_p$  oraz  $t_d$  opróżniania rurociągu od kąta  $\psi$ .



**Rys. 9.40.** Zależność czasu opróżniania rurociągu od kąta  $\psi$  nachylenia przewodu odwadniającego do płaszczyzny poziomej dla VIII przypadku obliczeniowego

Można zauważyć, że błąd względny wyników obliczeń rośnie w miarę zwiększania się średnicy  $d_m$  oraz w miarę zmniejszania się kąta  $\psi$ . Maksymalna wartość tego błędu wynosi 6,6% przy średnicy  $d_m = 0,015\text{ m}$  oraz 12,5% dla kąta  $\psi = 10^\circ$ .

## *10. Podstawowe wnioski*

Sformułowany w pracy matematyczny model odpływu wody podczas opróżniania rurociągów tranzytowych i magistralnych uwzględniający nieustalony charakter ruchu wody stał się podstawą opracowania autorskiego programu komputerowego **Delta**. Dokonane przy jego użyciu symulacje procesu opróżniania rurociągu pozwoliły śledzić ten proces przy różnej długości odcinków przewodu, różnych kątach nachylenia rurociągów i średnicach przewodów oraz przy różnych warunkach zatopienia wylotu przewodu spustowego. W każdym analizowanym przypadku obliczeniowym uwzględniono fakt, że w konkretnych przekrojach przewodów zainstalowane są urządzenia zamykające rurociąg i urządzenia napowietrzające (odpowietrzające).

Program **Delta** może być przydatny przy projektowaniu systemów wodociągowych, gdyż pozwala na wybór rozwiązania gwarantującego najkrótszy czas opróżniania rurociągu, dzięki możliwości wyznaczania tego czasu dla różnych wariantów technicznego rozwiązania układu spustowego.

Analiza uzyskanych wyników obliczeń prowadzi do sformułowania następujących ogólnych wniosków, dotyczących opróżniania dwóch przewodów przez wspólny przewód spustowy:

- w przypadku identycznych rzędnych najwyższego przekroju przewodów ich opróżnianie jest uzależnione od ułożenia przestrzennego przewodów:
  - jeżeli osie opróżnianych przewodów tworzą linię prostą i ich spadki są identyczne, opróżnianie każdego z przewodów odbywa się w tym samym czasie,
  - jeżeli osie opróżnianych przewodów są liniami łamanymi, czas opróżniania każdego z nich zależy od długości przewodu i spadków poszczególnych jego odcinków,
- w przypadku różnych rzędnych najwyższego przekroju przewodów ich opróżnianie zależy od stanu zaworu napowietrzającego znajdującego się w najwyższym punkcie przewodu o niższej rzędnej:
  - gdy zawór napowietrzający jest otwarty, wówczas do momentu zrównania poziomu zwierciadeł w opróżnianych przewodach praktycznie nie występuje odpływ wody z przewodu o mniejszej maksymalnej rzędnej (niższego), woda z przewodu o większej maksymalnej rzędnej (wyższego) odpływa zarówno do przewodu niższego jak i do przewodu spustowego,



- gdy zawór napowietrzający jest zamknięty, w początkowej fazie opróżniania przewodów praktycznie nie występuje odpływ wody z przewodu niższego; woda odpływa przez przewód spustowy wyłącznie z przewodu wyższego.

Można również zauważyć że:

- straty lokalne oraz opory inercjalne odgrywają istotną rolę w przebiegu procesu opróżniania, konieczne jest więc ich uwzględnienie w modelu matematycznym opisującym ten proces,
- z porównania wyników wyznaczonych na podstawie programu obliczeniowego oraz przy pomocy metody inżynierskiej opracowanej przez A. A. Surina generalnie okazuje się, że czas opróżniania rurociągu obliczony programem komputerowym jest krótszy o około 15%. Można zatem stwierdzić, że metoda inżynierska przyjmuje dość duży współczynnik bezpieczeństwa niesprawności przewodów. Ponadto metoda inżynierska ma ograniczone możliwości zastosowania. Można stosować ją wyłącznie dla rurociągów o określonych długościach i średnicach.

W przeciwieństwie do metody inżynierskiej stosowanie modelu matematycznego umożliwia określenia zmiany czasu opróżniania w zależności od wielu różnych parametrów, w szczególności od zmiany średnicy rurociągu spustowego, kąta nachylenia rurociągu odwadniającego, stopnia przyknięcia zasuw na rurociągu spustowym, zatopienia wylotu spustowego.

Literatura

- [1] **Arkuszewski A., Kiciński T., Romańczyk C., Żbikowski A.**, *Budownictwo Wodne*, Wyd. Szkolne i Pedagogiczne, Warszawa 1991
- [2] **Bagiński R.**, *Budowle wodne*, Wyd. Naukowe PWN, Warszawa 1964
- [3] **Baron B.**, *Metody numeryczne w Turbo Pascalu: 3000 równań i wzorów*, Helios, Gliwice 1995
- [4] **Bartosik A.**, *Mechanika Płynów*, Wyd. Politechniki Świętokrzyskiej, Kielce 2002
- [5] **Bębenek B.**, *Zbiór ćwiczeń i zadań z dynamiki cieczy*, Wyd. Politechniki Krakowskiej, Kraków 1982
- [6] **Biuro Projektów Budownictwa Komunalnego w Krakowie, Polskie Zrzeszenie Inżynierów i Techników Sanitarnych-oddział w Krakowie**, *Materiały na Seminarium Projektantów Wodociągów*, Polskie Zrzeszenie Inżynierów i Techników Sanitarnych, Kraków 1982
- [7] **Biuro Projektów Budownictwa Komunalnego w Krakowie, Polskie Zrzeszenie Inżynierów i Techników Sanitarnych-Oddział w Krakowie, Miejskie Przedsiębiorstwo Wodociągów i Kanalizacji w Rzeszowie**, *Materiały na XII Seminarium Projektantów Wodociągów*, Polskie Zrzeszenie Inżynierów i Techników Sanitarnych, Kraków 1983
- [8] **Biuro Projektów Budownictwa Komunalnego w Krakowie, Polskie Zrzeszenie Inżynierów i Techników Sanitarnych-Oddział w Krakowie, Miejskie Przedsiębiorstwo Wodociągów i Kanalizacji w Rzeszowie**, *Materiały na XVI Seminarium Projektantów Wodociągów*, Polskie Zrzeszenie Inżynierów i Techników Sanitarnych, Kraków 1985
- [9] **Bobrowski D.**, *Modele i metody matematyczne teorii niezawodności w przykładach i zadaniach*, Wyd. Naukowo-Techniczne, Warszawa 1985
- [10] **Bobrowski D.**, *Wprowadzenie matematyczne do teorii niezawodności*, Wyd. Politechniki Poznańskiej, Poznań 1977
- [11] **Bukowski J.**, *Mechanika Płynów*, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 1970
- [12] **Burka E., Nałęcz T.**, *Mechanika płynów w przykładach: teoria, zadania, rozwiązania*, Wyd. Naukowe PWN, Warszawa 2002

- [13] **Ciałkowski M.**, *Mechanika Płynów*, Wyd. Politechniki Poznańskiej, Poznań 2000
- [14] **Ciepielowski A., Kiciński T.**, *Budownictwo Wodne*, Wyd. Szkolne i Pedagogiczne, Warszawa 1990
- [15] **Czetwertyński E., Utrysko B.**, *Hydraulika i Hydromechanika*, Wyd. Naukowe PWN, Warszawa 1969
- [16] **Denczew S., Królikowski A.**, *Podstawy nowoczesnej eksploatacji układów wodociągowych i kanalizacyjnych*, Wyd. „Arkady”, Warszawa 2002
- [17] **Dolecka J., Dolecki J., Klepacka B., Usakiewicz A.**, *Wodociągi i kanalizacja. Cz. 1, Wodociągi: materiały pomocnicze do ćwiczeń projektowych*, Dział Wydawnictw i Poligrafii Politechniki Białostockiej, Białystok 1999
- [18] **Duckworth R.**, *Mechanika płynów*, Wyd. Naukowe i Techniczne, Warszawa 1983
- [19] **Dynowska I., Maciejewski M.**, *Dorzecze górnej Wisły*, Wyd. Naukowe PWN, Kraków 1991
- [20] **Dzienis L., Królikowski A.**, *Wodociągi i kanalizacje wiejskie*, Wyd. Politechniki Białostockiej, Białystok 1991
- [21] **Ewertowska Z.**, *Mechanika płynów: tablice i wykresy*, Wyd. Wyższej Szkoły Inżynierii w Koszalinie, Koszalin 1994
- [22] **Gabryszewski T.**, *Wodociągi*, Wyd. „Arkady”, Warszawa 1983
- [23] **Gręplowska Z.**, *Zbiór zadań z przepływów w przewodach pod ciśnieniem*, Wyd. Politechniki Krakowskiej, Kraków 2001
- [24] **Gryboś R.**, *Mechanika płynów z hydrauliką*, Wyd. Politechniki Śląskiej, Gliwice 1995
- [25] **Heidrich Z.**, *Wodociągi*, Wyd. Szkolne i Pedagogiczne, Warszawa 1999
- [26] **Heidrich Z., Roman M., Tabernacki J.**, *Przykłady obliczeń z Wodociągów i Kanalizacji*, Wyd. Szkolne i Pedagogiczne, Warszawa 1983
- [27] **Heidrich Z., Roman M., Tabernacki J.**, *Wodociągi i kanalizacja*, Wyd. Szkolne i Pedagogiczne, Warszawa 1975
- [28] **Instytut Inżynierii i Gospodarki Wodnej Politechniki Krakowskiej**, *Tablice pomocnicze do ćwiczeń z Hydrauliki*, Wyd. Politechniki Krakowskiej, Kraków 1985
- [29] **Instytut Inżynierii i Gospodarki Wodnej Politechniki Krakowskiej, Okręgowa Dyrekcja Gospodarki Wodnej w Krakowie, Regionalny Zarząd Gospodarki Wodnej w Krakowie**, *Gospodarka Wodna w dorzeczu Górnej Wisły*, Kraków 1995
- [30] **Jarosz A., Wołoszyn J.**, *Hydraulika*, Państwowe Wyd. Rolnicze i Leśne, Warszawa 1970

- [31] **Jaźwiński J., Ważyńska-Fiok K.**, *Bezpieczeństwo systemów*, Wyd. Naukowe PWN, Warszawa 1993
- [32] **Jeż P., Książczyński K., Gręplowska Z.**, *Tablice do obliczeń hydraulicznych*, Wyd. Politechniki Krakowskiej, Kraków 1998
- [33] **Kazimierski Z., Orzechowski Z.**, *Mechanika płynów*, Wyd. Politechniki Łódzkiej, Łódź 1993
- [34] **Kielbik M.**, *Budownictwo wodne. Budowle wodne.*, Państwowe Wyd. Rolnicze i Leśne, Warszawa 1968
- [35] **Klugiewicz J.**, *Hydraulika*, Wyd. Uczelniane Akademii Techniczno-Rolniczej, Bydgoszcz 1986
- [36] **Książczyński K. W.**, *Zestawienie pojęć i wzorów stosowanych w budownictwie*, Wyd. Politechniki Krakowskiej, Kraków 2002
- [37] **Kwietniewski M., Roman M., Kloss-Trębaczekiewicz H.**, *Niezawodność Wodociągów i Kanalizacji*, Wyd. „Arkady”, Warszawa 1993
- [38] **Kwietniewski M., Olszewski W., Osuch-Pajdzińska E.**, *Projektowanie elementów systemu zaopatrzenia w wodę*, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 2002
- [39] **Lubczyńska U.**, *Hydraulika*, Wyd. Politechniki Świętokrzyskiej, Kielce 1986
- [40] **Lubczyńska U.**, *Hydraulika stosowana*, Wyd. Politechniki Świętokrzyskiej, Kielce 1996
- [41] **Lubczyńska U.**, *Hydraulika stosowana w Inżynierii Środowiska*, Wyd. Politechniki Świętokrzyskiej, Kielce 2001
- [42] **Lubowiecka T.**, *Niezawodność Systemu Przesyłu Wody*, Wyd. Politechniki Krakowskiej, Kraków 1991
- [43] **Luciński A.**, *Hydraulika*, Wyd. Komunikacyjne, Warszawa 1957
- [44] **Maciejewski M.**, *Hydraulika zbiorników wodociągowych oraz wybranych urządzeń do uzdatniania wody i oczyszczania ścieków*, Politechnika Krakowska, Kraków 1991
- [45] **Malicki A.**, *Ćwiczenia laboratoryjne z mechaniki płynów*, Wyd. Politechniki Lubelskiej, Lublin 2002
- [46] **Michałowski W., Trzop S.**, *Budowa rurociągów dalekiego zasięgu*, Wyd. Naukowo-Techniczne, Warszawa 1982
- [47] **Michałowski W., Trzop S.**, *Rurociągi dalekiego zasięgu*, Wyd. Fundacji „Odyseum”, Warszawa 1995

- [48] **Miejskie Przedsiębiorstwo Wodociągów i Kanalizacji w Krakowie**, *Woda dla Krakowa*, Kraków 1996
- [49] **Mielcarzewicz E.W.**, *Obliczanie systemów zaopatrzenia w wodę*, Wyd. „Arkady”, Warszawa 2000
- [50] **Ministerstwo Rolnictwa. Departament Gospodarki Wodnej i Melioracji**, *Przepisy techniczne, którym powinny odpowiadać obiekty inżynierskie i urządzenia techniczne gospodarki wodnej w zakresie budownictwa hydrotechnicznego*, Wyd. Katalogów i Cenników, Warszawa 1973
- [51] **Mitosek M.**, *Mechanika płynów w inżynierii i ochronie środowiska*, Wyd. Naukowe PWN, Warszawa 2001
- [52] **Orzechowski Z., Prywer J., Zarzycki R.**, *Mechanika płynów w inżynierii środowiska*, Wyd. Naukowo-Techniczne, Warszawa 2001
- [53] **Petrozolin W.**, *Kryteria ekonomicznego doboru średnic przewodów w sieciach wodociągowych*, Zakład Informacji Naukowo-Technicznej i Ekonomicznej, Warszawa 1971
- [54] **Petrozolin W.**, *Projektowanie sieci wodociągowych*, Wyd. „Arkady”, Warszawa 1974
- [55] **Pluciennik S., Wilbik J.**, *Warunki techniczne wykonania i odbioru sieci wodociągowych*, Instal–Technika instalacyjna w budownictwie, Warszawa 2001
- [56] **Polska Akademia Nauk, Akademia Górniczo-Hutnicza im. Stanisława Staszica, Politechnika Krakowska im. Tadeusza Kościuszki**, *Mechanika płynów: IX Krajowa Konferencja*, Wyd. Politechniki Krakowskiej, Kraków 1990
- [57] **Polski Klub Ekologiczny, Akademia Górniczo-Hutnicza, Polskie Towarzystwo Przyjaciół Nauk o Ziemi**, *Woda dla Krakowa: materiały konferencyjne*, Wyd. AGH, Kraków 1997
- [58] **Polski Komitet Normalizacyjny**, *Wodociągi i kanalizacja: zestaw norm Cz.2. Przyłączenia przewodów rurowych*, Wyd. Normalizacyjne, Warszawa 1995
- [59] **Prosnak W. (praca zbiorowa pod redakcją W. Prosnaka)**, *Ćwiczenia laboratoryjne z mechaniki płynów*, Wyd. Politechniki Warszawskiej, Warszawa 1975
- [60] **Prosnak W.J.**, *Hydraulika*, Wyd. Naukowe PWN, Warszawa 1970
- [61] **Prosnak W.J.**, *Mechanika płynów, t.1. Statyka i dynamika cieczy*, Wyd. Naukowe PWN, Warszawa 1971
- [62] **Prystaj A.**, *Zadania z hydrostatyki*, Wyd. Politechniki Krakowskiej, Kraków 1993

- [63] **Puzyrewski R., Sawicki J.**, *Podstawy mechaniki płynów i hydrauliki*, Wyd. Naukowe PWN, Warszawa 2000
- [64] **Regionalny Zarząd Gospodarki Wodnej w Krakowie**, *Woda i Wisła Małopolska*, Kraków 1997
- [65] **Rogała R., Machajski J., Rędownicz W.**, *Hydraulika stosowana. Przykłady obliczeń*, Wyd. Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 1991
- [66] **Roman M. (praca zbiorowa pod kierunkiem M. Romana)**, *Poradnik-Wodociągi i Kanalizacja*, Wyd. „Arkady”, Warszawa 1991
- [67] **Sawicki W.**, *Wodociągi i kanalizacje*, Państwowe Wyd. Rolnicze i Leśne, Warszawa 1985
- [68] **Sielski J.**, *Hydraulika stosowana*, Wyd. Politechniki Gdańskiej, Gdańsk 1978
- [69] **Skibiński J.**, *Hydraulika*, Wyd. Naukowe PWN, Warszawa 1969
- [70] **Sobota J.**, *Hydraulika*, Wyd. AR, Wrocław 2004
- [71] **Surin A. A.**, *Voprosy vodosnabzenija, Gidravliceskij udar v vodoprovodach*, Izd. Transport., Leningrad 1967
- [72] **Szpindor A.**, *Zaopatrzenie w wodę i kanalizacja wsi*, Wyd. „Arkady”, Warszawa 1997
- [73] **Szuster A., Utrysko B.**, *Hydraulika i podstawy Hydromechaniki*, Wyd. Politechniki Warszawskiej, Warszawa 1986
- [74] **Szymkiewicz R.**, *Metody numeryczne w inżynierii wodnej*, Wyd. Politechniki Gdańskiej, Gdańsk 2003
- [75] **Troskoleński A.T.**, *Hydromechanika*, Wyd. Naukowo-Techniczne, Warszawa 1967
- [76] **Tuszko A.**, *Hydraulika i wodociągi*, Wyd. Geologiczne, Warszawa 1971
- [77] **Walden H., Sawicki W.**, *Tablice i nomogramy do obliczania strat ciśnienia w przewodach wodociągowych*, Wyd. „Arkady”, Warszawa 1968
- [78] **Walden H., Stasiak J.**, *Mechanika cieczy i gazów w inżynierii sanitarnej*, Wyd. „Arkady”, Warszawa 1980
- [79] **Walter J., Wojnarowicz S.**, *Wodociągi i kanalizacja*, Wyd. Szkolne i Pedagogiczne, Katowice 1974
- [80] **Wieczysty A.**, *Niezawodność Miejskich Systemów Zaopatrzenia w wodę*, Wyd. Politechniki Krakowskiej, Kraków 1993
- [81] **Zamarin E., Fandiejew W.**, *Budowle i urządzenia wodne*, Państwowe Wyd. Rolnicze i Leśne, Warszawa 1958

- [82] **Zarzycki Z.**, *Opory niestacjonarnego ruchu cieczy w przewodach zamkniętych*, Wyd. Uczelniane Politechniki Szczecińskiej, Szczecin 1996
- [83] **Zawada E., Żbikowski A.**, *Budownictwo Wodne*, Wyd. Szkolne i Pedagogiczne, Warszawa 1991
- [84] **Zierep J.**, *Kryteria podobieństwa i zasady modelowania w mechanice płynów*, Wyd. Naukowe PWN, Warszawa 1978

*Normy:*

- [85] **PN-83/H-02651**, *Armatura i rurociągi. Średnice nominalne*. Wyd. Normalizacyjne, Warszawa 1983
- [86] **PN-92/B-01706**, *Instalacje wodociągowe. Wymagania w projektowaniu.*, Wyd. Normalizacyjne, Warszawa 1992
- [87] **PN-76/M-34034**, *Rurociągi. Zasady obliczeń strat ciśnienia.*, Wyd. Normalizacyjne, Warszawa 1977
- [88] **PN-B-01700**, *Wodociągi i kanalizacja. Urządzenia i sieć zewnętrzna. Oznaczenia graficzne*. Wyd. Normalizacyjne, Warszawa 1999
- [89] **PN-B-10725**, *Wodociągi. Przewody zewnętrzne. Wymagania i badania*. Wyd. Normalizacyjne, Warszawa 1997
- [90] **PN-EN ISO 6708**, *Elementy rurociągów. Definicje i dobór DN (wymiaru nominalnego)*. Wyd. Normalizacyjne, Warszawa 1999
- [91] **PN-EN 1333**, *Elementy rurociągów. Definicje i dobór PN*. Wyd. Normalizacyjne, Warszawa 1999
- [92] **PN-EN ISO 5167-1**, *Pomiary strumienia płynu za pomocą zwężek pomiarowych. Kryzy, dysze i zwężki Venturiego wbudowane w całkowicie wypełnione rurociągi o przekroju kołowym.*, Wyd. Normalizacyjne, Warszawa 2000
- [93] **PN-EN ISO 6412-1**, *Rysunek techniczny. Uproszczone przedstawianie rurociągów. Zasady ogólne i rzutowanie prostokątne*. Wyd. Normalizacyjne, Warszawa 2002
- [94] **PN-EN ISO 6412-2**, *Rysunek techniczny. Uproszczone przedstawianie rurociągów. Rzutowanie izometryczne.*, Wyd. Normalizacyjne, Warszawa 2002
- [95] **PN-EN ISO 6412-3**, *Rysunek techniczny. Uproszczone przedstawianie rurociągów. Elementy końcowe instalacji wentylacyjnych i odwadniających*. Wyd. Normalizacyjne, Warszawa 2002

*Strony internetowe:*

- [96] <http://www.aquacomp.com.pl/lista.htm>
- [97] <http://www.citet.nat.tn/english/water/ressource.html>
- [98] [http://www.desertusa.com/colorado/parker\\_dam/du\\_parkerdam.html](http://www.desertusa.com/colorado/parker_dam/du_parkerdam.html)
- [99] <http://www.epa.gov>
- [100] <http://www.krakow.pl>
- [101] <http://www.krakow.rzgw.gov.pl>
- [102] <http://www.mpwik.krakow.pl>
- [103] <http://www.roee.org.pl>
- [104] <http://www.usbr.gov/dataweb/dams/az10312.htm>
- [105] <http://www.wrotamałopolski.pl>



## Załącznik

<b>1. Elementy systemu zaopatrzenia w wodę</b> .....	2
1.1. Przewody tranzytowe .....	6
1.2. Sieci wodociągowe .....	11
1.3. Uzbrojenie przewodów wodociągowych .....	15
<b>2. Eksploatacja systemów wodociągowych</b> .....	26
2.1. Konserwacja przewodów wodociągowych i ich uzbrojenia .....	26
2.2. Uszkodzenia przewodów wodociągowych .....	27
2.3. Naprawa uszkodzeń przewodów wodociągowych i ich uzbrojenia .....	28
2.4. Regulacja przepływu wody przez przewody wodociągowe .....	28
2.5. Oczyszczanie przewodów z osadów .....	30
<b>3. niezawodność systemu wodociągowego</b> .....	31
3.1. Struktura niezawodnościowa obiektów wodociągowych .....	32
3.2. Stany niezawodności obiektów wodociągowych .....	33
3.3. Wskaźniki niezawodności w systemach wodociągowych .....	34

## 1. Elementy systemu zaopatrzenia w wodę

Pobierana z ujęcia woda po uzdatnieniu doprowadzana jest do zbiornika wyrównawczego (przepływowego), służącego do wyrównywania dostawy i ciśnień wody oraz gromadzenia jej zapasu. Usytuowanie zbiornika i jego napełnienie  $h_z$  musi gwarantować odpowiednią wysokość ciśnienia wody  $H_u \in (H_{wmin}, H_{max})$  u odbiorców przy godzinowym jej zużyciu o natężeniu  $Q_u \in (Q_{min}, Q_{max})$ . Niezbędne jest również w każdych warunkach poboru wody zapewnienie możliwości dysponowania przepływem  $Q_p$  dla celów przeciwpożarowych o wysokości ciśnienia  $H_p \in (H_{poż}, H_{wmin})$ . Spełnienie powyższych warunków wymaga napełnienia zbiornika wodą do poziomu  $h_z = h_p + h_u$ , gdzie  $h_p \in (h_{pmin}, h_{pmax})$ ,  $h_u \in (h_{pmax}, h_{umax})$  [22].

Przesyłanie wody między ujęciem a zbiornikiem wyrównawczym, w zależności od różnicy poziomów wysokościowych między nimi, odbywa się grawitacyjnie lub przy użyciu pomp. Układ grawitacyjny ma miejsce, gdy ujęcie leży powyżej zbiornika wyrównawczego (rys. Z-1.1) [22]. Gdy ujęcie wodociągowe położone jest poniżej zbiornika wyrównawczego stosuje się układ pompowy. W układzie tym woda z ujęcia doprowadzona jest do zbiornika rurociągiem tłocznym przy użyciu pomp. Zbiornik wyrównawczy w tym przypadku nosi nazwę górnego zbiornika przepływowego (rys. Z-1.2). Układ pompowy występuje w ujęciach wód podziemnych oraz większości ujęć powierzchniowych.

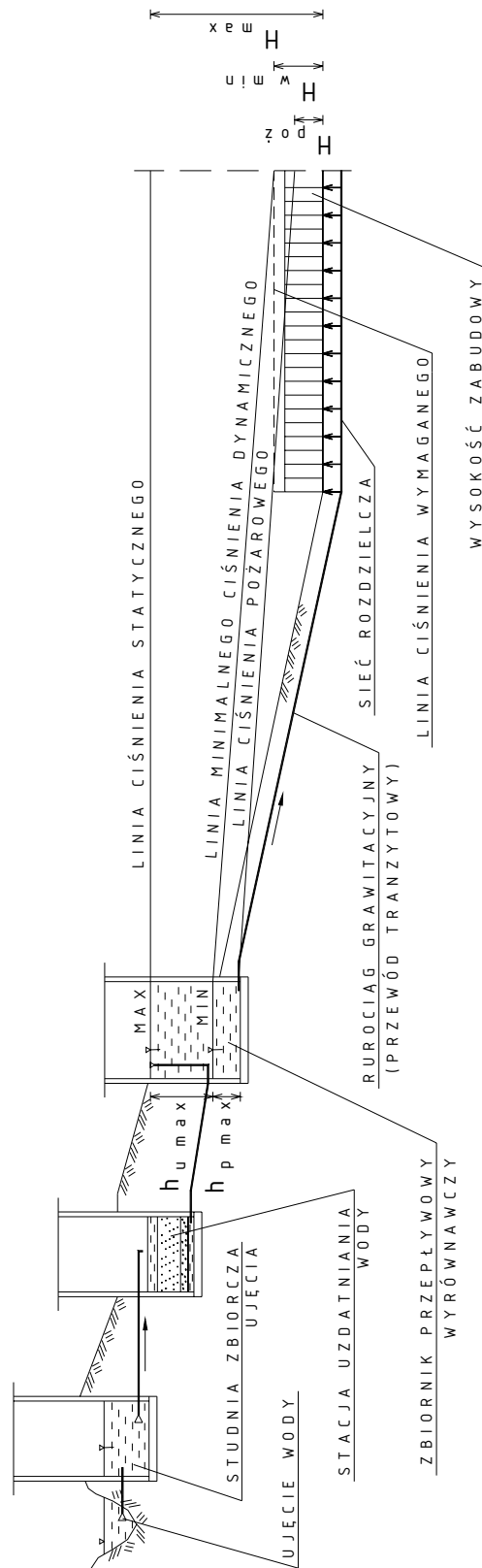
Woda ze zbiornika wyrównawczego przesyłana jest do odbiorców przewodami wodociągowymi. Ze względu na cele jakim służą rozróżnia się przewody tranzytowe, magistralne oraz przewody rozdzielcze.

Z przewodów tranzytowych na ogół nie pobiera się wody. Służą one najczęściej do doprowadzenia wody ze zbiornika wyrównawczego do przewodów magistralnych, którymi woda rozprowadzana jest do poszczególnych dzielnic w mieście oraz do zakładów przemysłowych. Doprowadzanie wody z przewodów magistralnych do poszczególnych budynków mieszkalnych, obiektów przemysłowych i innych pojedynczych odbiorców odbywa się przewodami rozdzielczymi. Przewody magistralne i rozdzielcze tworzą sieć wodociagową [22].

Dla zapewnienia właściwej eksploatacji systemu zaopatrzenia w wodę konieczna jest kontrola jego działania, regulacja jego pracy, konserwacja, naprawy oraz oczyszczanie wszystkich elementów systemu. W tym celu przewody wyposażone są w odpowiednie urządzenia zwane uzbrojeniem.

Projektowanie systemu zaopatrzenia w wodę powinno gwarantować spełnienie odpowiednich warunków technicznych przy możliwie najmniejszych kosztach budowy i eksploatacji systemu. Do wykonywania poszczególnych elementów systemu należy stosować materiały o odpowiedniej wytrzymałości i trwałości. Trasa rurociągów powinna być możliwie najkrótsza i przebiegać wzdłuż istniejących dróg i przewodów innych sieci. Odpowiednio dobrane muszą być także układy sieci oraz wymiary przewodów.

Przy budowie systemu zaopatrzenia w wodę przewody wodociągowe stanowią jedną z głównych i najkosztowniejszych części składowych inwestycji, ponieważ znaczne są ich długości. Koszty przewodów stanowią 60-90% kosztów całego systemu [22].



Rys. Z-1.1. Schemat wodociągu grawitacyjnego



### 1.1. Przewody tranzytowe

W ostatnich dziesięcioleciach, z powodu rosnących potrzeb wodnych w wielu regionach, systematycznie wzrasta konieczność przesyłania wody na znaczne odległości. Wiąże się to z powstawaniem dużych aglomeracji miejsko – przemysłowych oraz rozwojem cywilizacyjnym. Wzrasta zapotrzebowanie na wodę dla celów gospodarczo – bytowych, przemysłowych, a także rolniczych. Wraz ze zwiększonym zużyciem wody przez gospodarstwa domowe, przemysł i rolnictwo woda jest coraz bardziej zanieczyszczana ściekami gospodarczymi oraz związkami chemicznymi. Często więc dla dostarczenia użytkownikom dostatecznej ilości wody o odpowiedniej jakości, trzeba szukać jej ujęć daleko od miejsca zapotrzebowania. Wiąże się to z koniecznością przesyłania wody na znaczne odległości (kilkadziesiąt lub kilkaset kilometrów). Dla zrealizowania tego typu zadań buduje się systemy zaopatrzenia w wodę dalekiego zasięgu. Z reguły zaopatrują one w wodę zbiorowych odbiorców (miasta, osiedla, zakłady przemysłowe), usytuowanych na rozległych obszarach. W systemach tych przewody tranzytowe noszą nazwę dalekiego zasięgu ze względu na znaczne ich długości. Średnica przewodów przekracza 400 mm i wykonane są najczęściej z rur żelbetowych [22].

Rurociągi tranzytowe uzbrojone są w urządzenia przeciwuderzeniowe, przepływomierze, armaturę odpowietrzającą i napowietrzającą umieszczaną w najwyższych jego punktach, armaturę odwadniającą (spusty) usytuowaną w najniższych punktach przewodu [22].

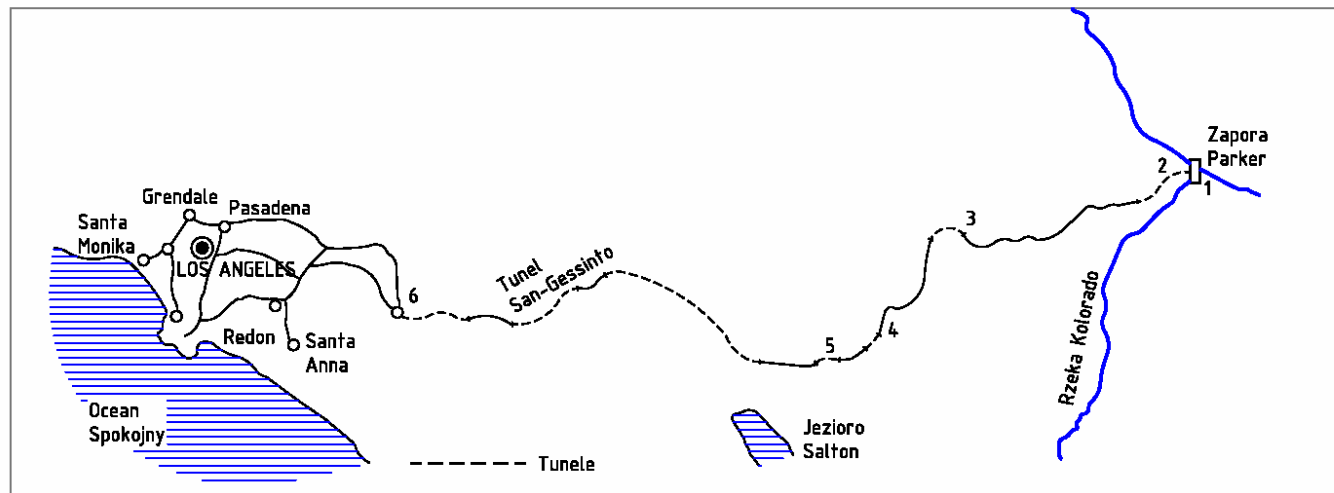
Jednym z najdłuższych na świecie przewodów dalekiego zasięgu jest rurociąg doprowadzający wodę z rzeki Kolorado do miast południowo - zachodniego wybrzeża Stanów Zjednoczonych (rys. Z-1.3). Długość tego rurociągu wynosi około 370 km, a jego średnica wynosi  $\phi = 6710$  mm.

Innym przykładem rurociągu dostarczającym wodę na znaczną odległość jest rurociąg zaopatrujący w wodę miasto Tunis nad morzem Śródziemnym. Transportuje on wodę z rzeki Medzerda, znajdującej się w odległości około 130 km od miasta (rys. Z-1.4).

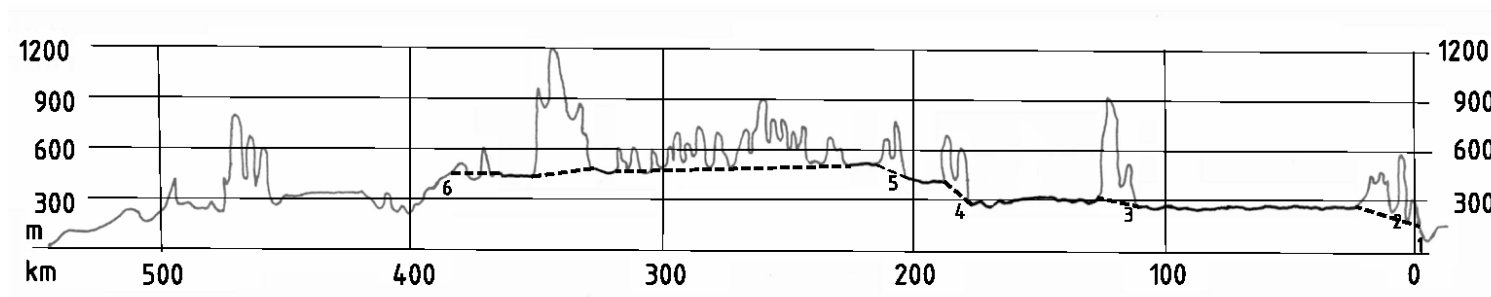
Systemy zaopatrzenia w wodę dalekiego zasięgu znajdują się także na terenie Polski. Powodem ich budowy było pojawienie się obszarów o dużym deficycie wody pitnej, spowodowanym najczęściej złą jej jakością. Obszarami o największym deficycie są rejony aglomeracji katowickiej, bielskiej, krakowskiej oraz kieleckiej.

Do roku 1974 Kraków był zaopatrzony z ujęć wód podziemnych i powierzchniowych zlokalizowanych po zachodniej i wschodniej stronie miasta. Głównymi źródłami wody powierzchniowej były rzeki: Wisła, Sanka, Rudawa i Dłubnia. W 1955 roku oddano do eksploatacji ZUW „Rudawa”. W 1957 roku rozpoczęto wykorzystywanie wody z rzeki Sanki. W 1960 roku oddano do eksploatacji ZUW „Dłubnia”, zaopatrujący w wodę dzielnicę Krakowa - Nową Hutę. Na przestrzeni lat 1965 – 1970 wystąpił duży deficyt wody spowodowany intensywnym rozwojem miasta oraz pogarszającą się jakością wody rzeki Wisły. Konieczne okazało się sięgnięcie po zasoby rzeki Raby i wykorzystanie ujęcia w zbiorniku Dobczyckim, znajdującym się w odległości około 20 km od Krakowa. W latach 1970-1975 zrealizowano system wodociągowy „Raba I” o wydajności 1,1 m<sup>3</sup>/s. Rurociąg tranzytowy ma długość 20 km i średnicę  $\phi = 1000$  mm. Budowa tego systemu nie rozwiązała problemu zaopatrzenia miasta w wodę. Wystąpienie znacznego deficytu wody w Krakowie w latach 80-tych spowodowało konieczność uruchomienia w 1987 roku drugiego systemu doprowadzającego wodę do miasta, zwanego „Raba II”, o wydajności 2,0 m<sup>3</sup>/s. Rurociąg „Raba II” biegnie równolegle do rurociągu „Raba I” (rys. Z-1.5). Średnica jego przewodu wynosi  $\phi = 1400$  mm [48].

a)



b)



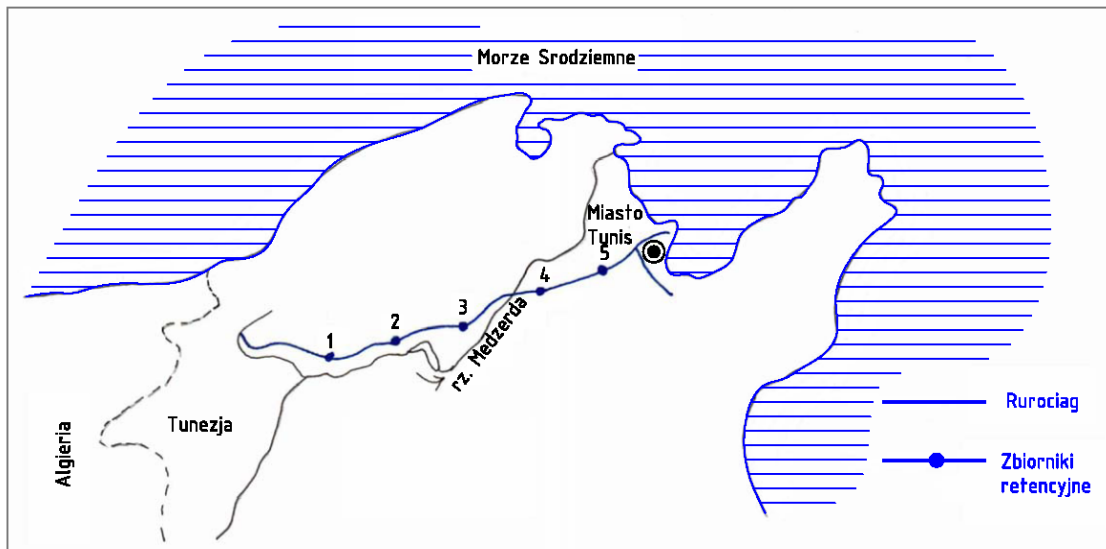
Rys. Z-1.3. Rurociąg „Kolorado”:

a) trasa rurociągu

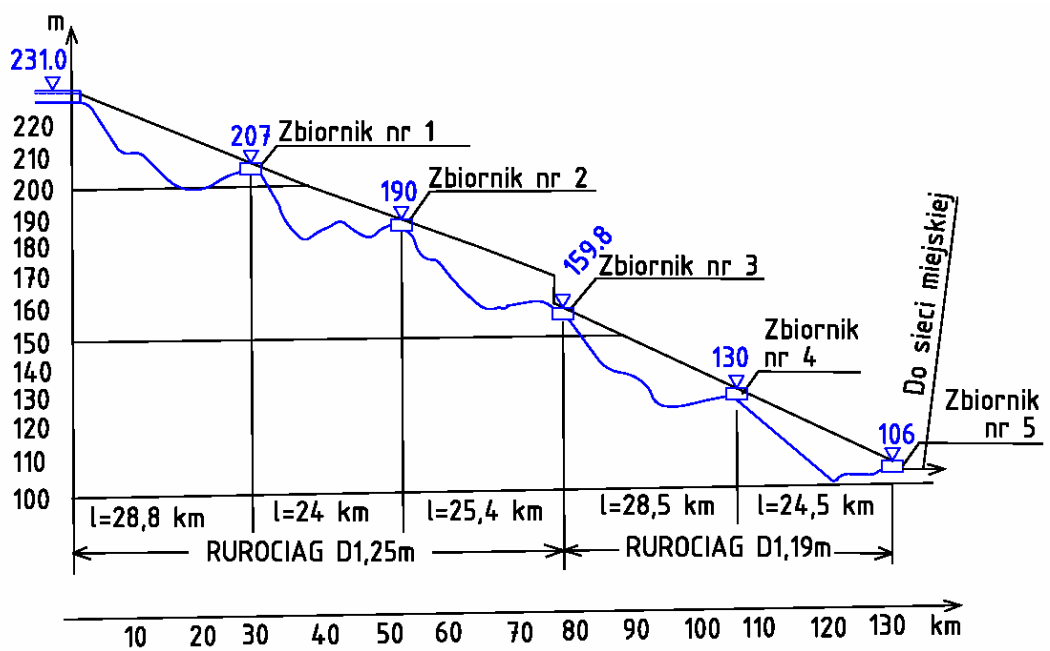
b) profil podłużny rurociągu



a)



b)



Rys. Z-1.4. Zaopatrzenie w wodę miasta Tunis

- a) trasa rurociągu
- b) profil podłużny rurociągu



## 1.2. Sieci wodociągowe

Przy projektowaniu sieci wodociągowej konieczne jest określenie właściwego układu przewodów, który musi być zgodny z topografią terenu obszaru zasilania. Trasa przewodów powinna przebiegać ulicami leżącymi na grzbietach ewentualnych stoków i wyniosłości terenowych, aby uniknąć zbyt dużych strat ciśnień lub nadmiernych ciśnień w przewodach. Najkorzystniejszy pod względem topograficznym jest układ sieci, w którym w przypadku, gdy ciśnienia robocze na całym obszarze zaopatrywania w wodę są podobnej wartości, linie ciśnień dynamicznych układają się mniej więcej równolegle do powierzchni terenu. Przewody magistralne i rozdzielcze należy przeprowadzać możliwie najkrótszą trasą wzdłuż tych ulic, na których znajdują się źródki ciężkości rozbioru wody.

Przewody sieci z zasady układane są w wykopach i zasypywane, co znacznie utrudnia ich remonty i konserwację. Materiały, z których wykonane są przewody i elementy uzbrojenia muszą być właściwej jakości. Przy budowie sieci stosuje się najczęściej rury żeliwne oraz stalowe. W ostatnich latach coraz szersze zastosowanie mają rury z tworzyw sztucznych z polichlorku winylu-PCV oraz polietylenu-PE [54].

Średnice przewodów wyznaczane są tak, aby dla wymaganych przepływów na poszczególnych odcinkach sieci zapewnione były w przewodach prędkości wody mieszczące się w dopuszczalnych granicach oraz zagwarantowane było niezbędne ciśnienie robocze i minimalne dla celów pożarowych. Średnice rurociągów magistralnych wynoszą przeważnie powyżej 200 mm, natomiast rozdzielczych są mniejsze niż 200 mm [54].

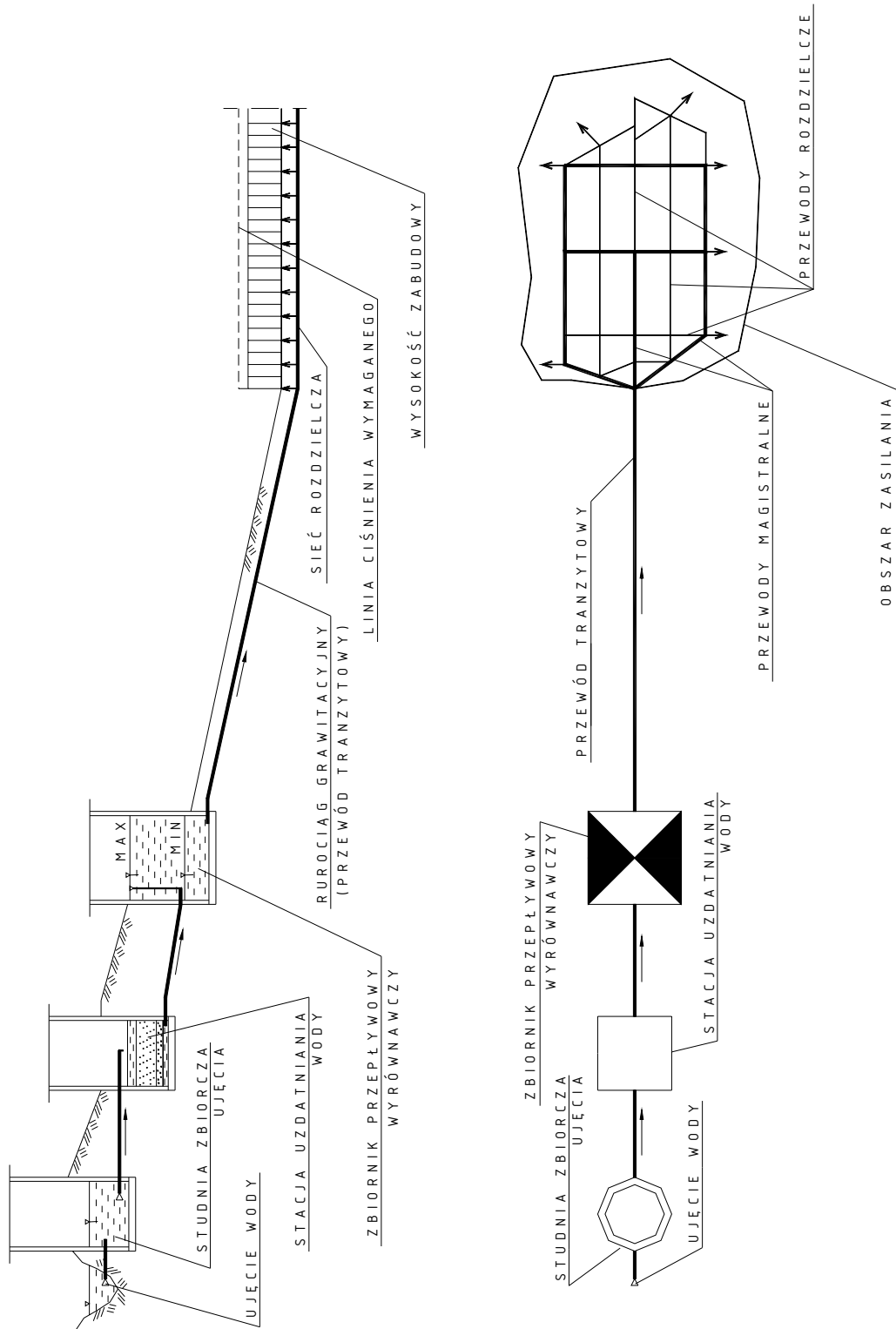
Rozróżnia się dwa rodzaje układów sieciowych: sieci promieniste oraz sieci pierścieniowe [22].

Sieć promienista zwana również siecią końcówkową, rozgałęzioną lub otwartą, składa się z rurociągów magistralnych, które nie są wzajemnie połączone oraz z odchodzących od nich rurociągów rozdzielczych (rys. Z-1.6). Tego typu sieć budowana jest w przypadku, gdy układ terenu nie pozwala na wzajemne powiązanie rurociągów magistralnych. Jest ona hydraulicznie niekorzystna, gdyż w trakcie eksploatacji sieci powstają znaczne spadki wysokości ciśnienia wzdłuż jej przewodów. Powoduje to konieczność stosowania przewodów o dużych średnicach oraz pracy przy wysokich ciśnieniach statycznych w sieci. W układach promienistych występuje zróżnicowanie ciśnienia wody u odbiorców na różnych obszarach za-

opatrzenia w wodę, a w przypadku awarii na skutek braku połączeń między przewodami magistralnymi znaczny obszar zostaje pozbawiony wody [22].

Sieć pierścieniowa zwana również siecią obwodową, obiegową lub zamkniętą, zbudowana jest z przewodów magistralnych tworzących zamknięte pierścienie, co powoduje że do każdego odbiorcy woda może dopływać co najmniej z dwóch stron (rys. Z-1.7). Tego typu układ sieci stosuje się w przypadku terenu mało zróżnicowanego pod względem wysokościowym. Sieć pierścieniowa jest hydraulicznie korzystna, gdyż wzajemne powiązanie przewodów magistralnych i rozdzielczych pozwala na wyrównanie ciśnień w różnych obszarach zaopatrzenia w wodę. Przewody sieci pierścieniowej dzięki ich wzajemnemu powiązaniu pozwalają na oszczędne i ekonomiczne zaprojektowanie średnic rurociągów. Sieć tego typu, w przeciwieństwie do sieci promienistej, zapewnia ciągłość dostawy wody, która w razie awarii może dopłynąć do odbiorców drogą okrężną [22].





Rys. Z-1.7. Schemat wodociągu z siecią pierścieniową (obwodową)

### 1.3. Uzbrojenie przewodów wodociągowych

Dla zapewnienia prawidłowej pracy systemu zaopatrzenia w wodę niezbędne jest montowanie na przewodach urządzeń służących do regulacji ruchu wody w przewodach, poboru wody, zabezpieczenia właściwych warunków jej transportu, odwadniania przewodów oraz wykonywania pomiarów. Urządzenia te zwane uzbrojeniem sieci wodociągowej lub armaturą umieszcza się na przewodach w specjalnych studzienkach lub w skrzynkach.

#### **Uzbrojenie do regulacji ruchu wody**

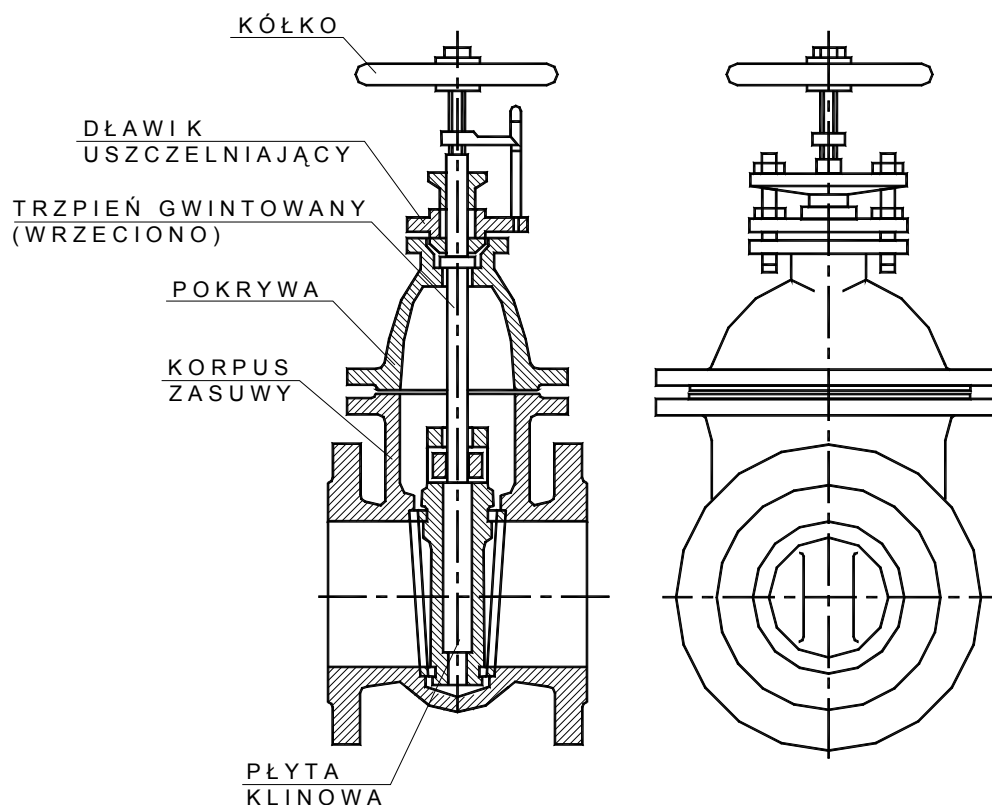
Urządzeniami do sterowania natężenia przepływu w przewodzie są różnego typu zasuwy, zaś do utrzymania właściwego kierunku przepływu stosowane są kłapy zwrotne lub zwrotne zawory klapowe.

Zasuwy sytuuje się:

- na długich, prostych odcinkach przewodów, w odstępach zależnych od rodzaju tych przewodów: na tranzytowych co 2000÷3000 m, na magistralach co 500÷700 m, a na przewodach rozdzielczych co 200÷400 m,
- w przekrojach, w których następuje zmiana średnicy przekroju poprzecznego przewodu,
- przy węzłach sieci, w celu umożliwienia odcięcia odgałęzienia, które uległo awarii,
- na połączeniu przewodów magistralnych z przewodami rozdzielczymi,
- na skrzyżowaniu przewodów z liniami komunikacyjnymi i rzekami.

W przypadkach przewodów wodociągowych o średnicy do 500 mm stosuje się najczęściej zasuwy kielichowe, natomiast dla wszystkich średnic przewodów używane są zasuwy kołnierzowe.

Na rysunku Z-1.8 przedstawiona jest kołnierzowa zasuwa klinowa płaska. Jej częścią ruchomą jest gwintowane wrzeciono wykonane z mosiądzu lub nierdzewnej stali, do którego przymocowana jest tarcza klinowa. Na klinie, w jego żeliwnym korpusie, osadzone są mosiężne pierścienie uszczelniające. Przy zamkniętej zasuwie pierścienie te szczelnie przylegają do pierścieni oporowych. Regulacja zasuwy polega na obracaniu wrzeciona (trzcienia) [22].

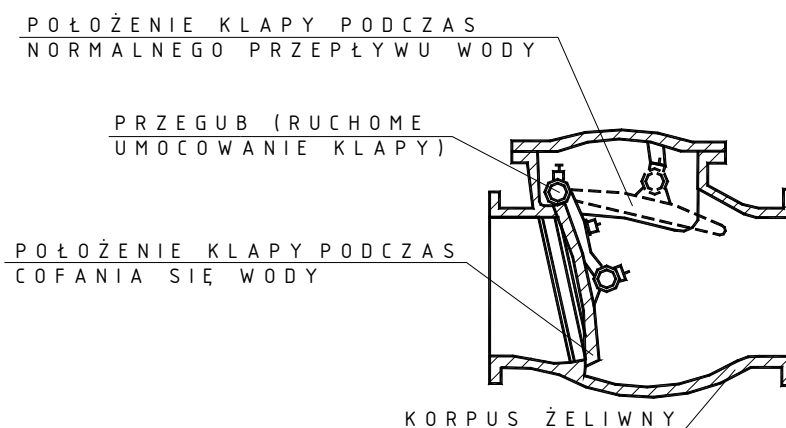


**Rys. Z-1.8.** Kołnierzysta zasuwka klinowa płaska

Kłapy zwrotne umieszczane są na rurociągach tłocznych, aby przeciwdziałać powrotnemu ruchowi wody w przewodzie oraz w pompowniach, w celu zabezpieczenia pomp przed uderzeniem hydraulicznym, spowodowanym np. nagłym zatrzymaniem pompy. Zwrotne zawory klapowe montowane są na przewodach sieci wodociągowej w pobliżu urządzeń pomiarowych np. przy wodomierzu sieciowym, aby uniemożliwić odwrotny przepływ wody przez urządzenia [22].

Kłapa zwrotna (rys. Z-1.9) składa się z żeliwnego korpusu, wewnątrz którego umieszczona jest na zawiasach kłapa zamykająca przepływ. Przepływająca we właściwym kierunku woda łatwo otwiera kłapę. W chwili zatrzymania się wody kłapa pod wpływem własnego ciężaru opada, zamykając jej przepływ [22].





Rys. Z-1.9. Klapa zwrotna

### **Uzbrojenie czerpalne**

Urządzeniami czerpalnymi przeznaczonymi do poboru wody są hydranty oraz źródła uliczne. Hydranty zwane też zaworami pożarowymi służą do poboru wody w czasie pożaru, a także do płukania i odpowietrzania przewodów, na których są umieszczane. Źródła uliczne przeznaczone do czerpania wody przez ludność, stanowią zapasowe punkty zaopatrzenia w wodę. Wykorzystywane są w czasie przerwania dostawy wody na sąsiednich odcinkach sieci wodociągowej, a także jako prowizoryczne rozwiązania do czasu wykonania połączeń domowych.

Hydranty umieszczane są na przewodach rozdzielczych w najwyższych i najniższych punktach profili podłużnych przewodów, aby umożliwić ich odpowietrzanie i przepłukiwanie. Lokalizuje się je także w najwyższych punktach odcinków ograniczonych zasuwami. Odległość między hydrantami nie może przekraczać 150 m, a poza obszarami miejskimi odległość ta powinna być dostosowana do gęstości istniejącej i planowanej zabudowy. Stosuje się je w miejscach umożliwiających łatwy dostęp i sprawną eksploatację [27].

Źródła uliczne rozmieszczane są w odległości co 200 ÷ 300 m. Na terenach, gdzie nie przewiduje się wykonania połączeń domowych, należy je umieszczać w odległościach od 50 do 75 m [27].

### **Uzbrojenie zabezpieczające**

Urządzenia te służą do zabezpieczenia przewodów przed gromadzeniem się w nich powietrza powodującego powstawanie dodatkowych oporów, mogących utrudniać lub nawet przerwać przepływ wody oraz do ochrony przewodów przed możliwością powstawania w nich podciśnienia [54]. Do uzbrojenia tego typu należą odpowietrzniki, pełniące również rolę napowietrzników. Urządzenia zabezpieczające chronią także przewody przed powstawaniem w nich nadmiernych ciśnień wody, powodujących niedopuszczalne naprężenia w ich ściankach. Celowi temu służą zawory redukcyjne, likwidatory uderzeń hydraulicznych oraz zawory bezpieczeństwa [54].

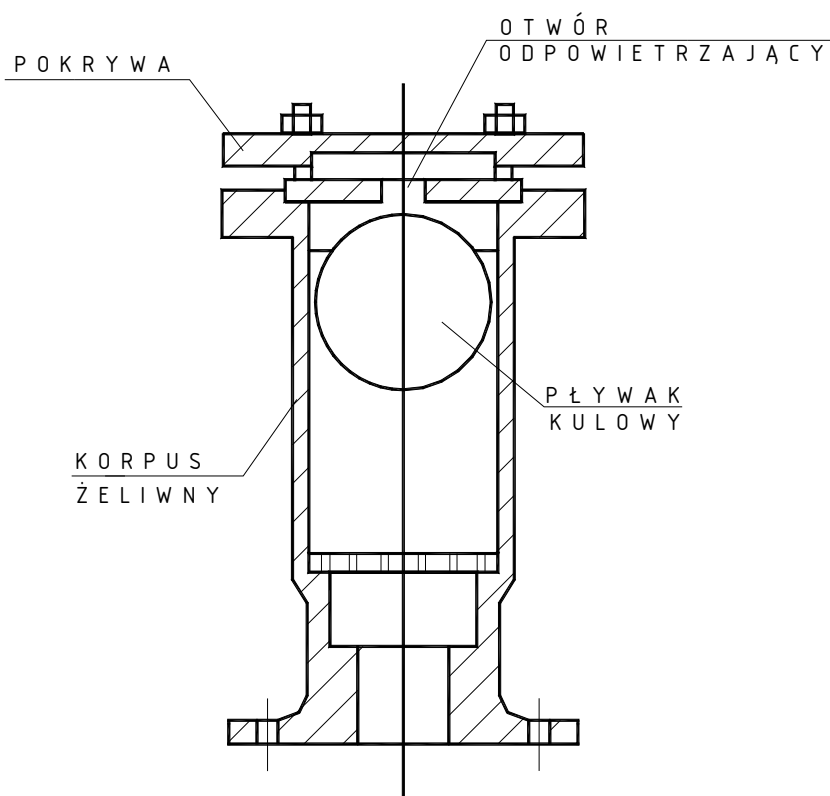
### **Odpowietrzniki, napowietrzniki**

Rolą odpowietrzników jest usuwanie z przewodu wodociągowego powietrza w czasie napełniania go wodą oraz powietrza wydzielającego się z przepływającej wody w trakcie eksploatacji rurociągu. Odpowietrzniki wykorzystywane są również do wpuszczania powietrza w czasie opróżniania przewodów.

Odpowietrzniki instalowane są na przewodach tranzytowych i magistralnych, których średnice przekraczają 250 mm. Umieszcza się je w studzienkach, w najwyższych punktach profilu podłużnego przewodu [54].

Najprostszymi odpowietrznikami są kurki [54]. Na przewodach tranzytowych oraz magistralnych pozbawionych odgałęzień najsprawniej działają odpowietrzniki automatyczne, skonstruowane na zasadzie pływaka kulowego (rys. Z-1.10). Odpowietrzniki jednokulowe można stosować dla przewodów o średnicy do 300 mm. Przy średnicach większych należy stosować odpowietrzniki dwu- i trzykulowe [27].

Działanie automatycznego odpowietrznika polega na dociskaniu ciśnieniem wody pływaka kulowego do otworu odpowietrzającego znajdującego się w pokrywie, powodując jego zamknięcie. W chwili, gdy w korpusie zaczyna gromadzić się powietrze, zwierciadło wody opada, a wraz z nim pływak odsłania otwór, przez który gwałtownie wydostaje się na zewnątrz przewodu nagromadzone w nim powietrze. Opróżnioną przestrzeń wypełnia woda podnosząc pływak, który dociśnięty do pokrywy zamyka otwór odpowietrzający [22].



**Rys. Z-1.10.** Jednokulowy odpowietrznik pływakowy

#### Zawory redukcyjne, likwidatory uderzeń hydraulicznych, zawory bezpieczeństwa

Zawory redukcyjne, zwane reduktorami ciśnień, służą do zmniejszania ciśnienia w przewodzie wodociągowym w czasie jego pracy. Ich działanie polega na wytwarzaniu dodatkowego oporu dla przepływającej wody, na skutek czego ciśnienie w przewodach ulega zmniejszeniu. Zawory redukcyjne instaluje się na przewodach w miejscach początkujących odcinki, w których na skutek różnicy poziomów terenu ciśnienie przewyższa wartości dopuszczalne, a więc w punktach granicznych między strefą niskiego i wysokiego ciśnienia. Zawory te regulują samoczynnie ciśnienie między obu strefami [54].

Likwidatory uderzeń hydraulicznych ograniczają nadmierny wzrost ciśnienia wody występujący w chwili nagłego przerwania jej przepływu (zamknięcie zasuwy, wyłączenie pompy tłoczącej wodę). Ich działanie polega na amortyzowaniu uderzenia hydraulicznego zgromadzonym w nich powietrzem. Urządzenia te umieszcza się najczęściej na początku przewodu tłocznego, za klapą zwrotną pompy tłoczącej wodę [54].

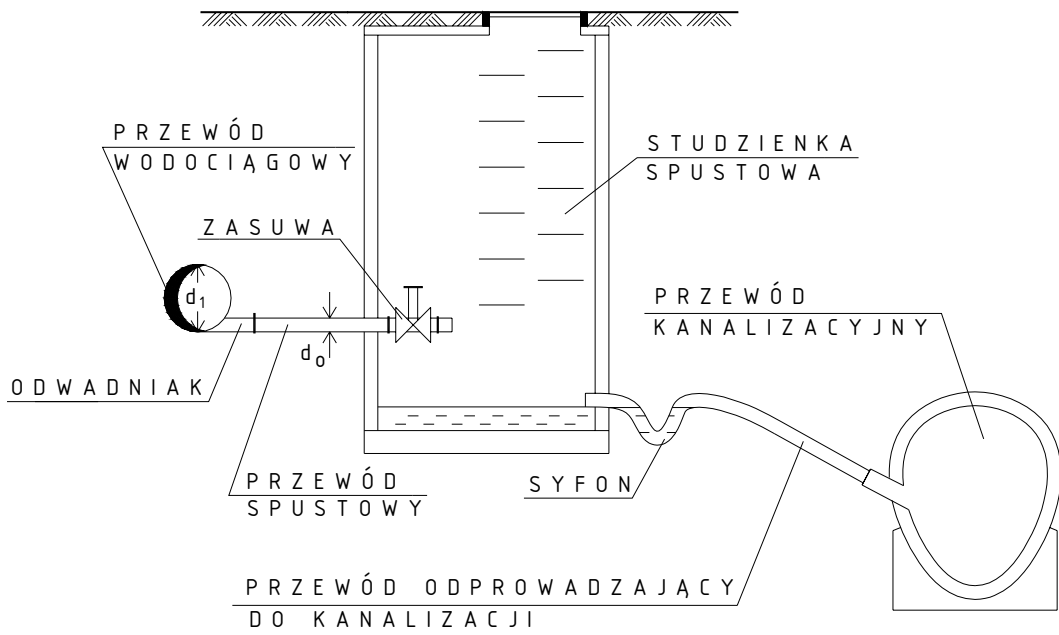
Zawory bezpieczeństwa zabezpieczają przewody tranzytowe, magistralne i rozdzielcze przed powstaniem w nich nadmiernych ciśnień. Działanie ich polega na otwieraniu się w chwili powstania ciśnienia wyższego od roboczego oraz na otwieraniu się pod wpływem obniżonego ciśnienia, na skutek czego powracająca fala wysokiego ciśnienia zastaje otwarty wylot zaworu, co powoduje całkowite zlikwidowanie ciśnienia uderzeniowego. Umieszcza się je przede wszystkim w pompowniach na rurociągach tłocznych [22].

### **Urządzenia do opróżniania rurociągów wodnych**

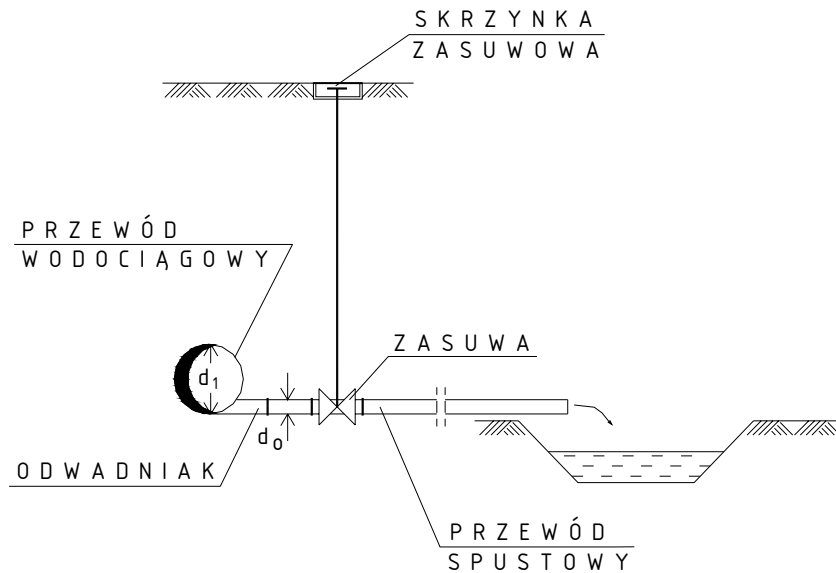
W czasie eksploatacji sieci wodociągowej zachodzi konieczność odwodnienia poszczególnych jej odcinków dla umożliwienia dokonania remontu, wszelkiego rodzaju napraw lub konserwacji. Urządzeniami do opróżniania rurociągów są **zestawy odwadniające (spusty)**. Umieszcza się je na przewodach tranzytowych, magistralach i przewodach rozdzielczych.

Usytuowanie odwodnienia powinno być tak zaprojektowane, aby istniała możliwość całkowitego opróżnienia wszystkich przewodów systemu wodociągowego. Zgodnie z tą zasadą, zestawy odwadniające umieszcza się w najniższych punktach profilu podłużnego przewodów oraz w najniższym punkcie każdego ich odcinka znajdującego się między dwiema kolejnymi zasuwanami [54]. Jeżeli nie ma możliwości umieszczenia spustu w najniższym punkcie profilu podłużnego trasy rurociągów, sytuuje się go nieco wyżej. W tym przypadku do odwodnienia odcinka przewodu położonego poniżej spustu konieczne jest użycie pomp [54].

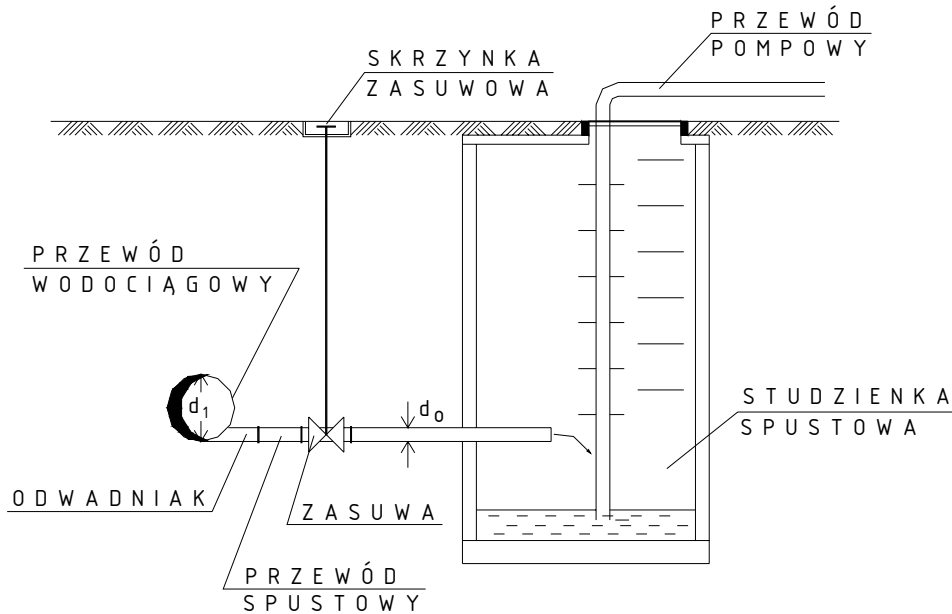
Podstawowym elementem spustu jest przewód odwadniający (spustowy), który połączony jest z opróżnianym przewodem za pomocą kształtki zwanej odwadniakiem (rys. Z - 1.11). Na przewodzie odwadniającym zamontowana jest zasuwa. Zasuwa ta umieszczona jest w studziencie spustowej o wymiarach umożliwiających wejście do niej człowieka lub w specjalnej obudowie, tzw. skrzynce zasuwowej, którą obsługuje się z zewnątrz (rys. Z-1.12). W celu otwarcia lub zamknięcia zasuwy wkłada się i przekręca specjalny klucz o odpowiedniej długości [54].



Rys. Z-1.11. Odwodnienie przewodu wodociągowego (wariant 1)



Rys. Z-1.12. Odwodnienie przewodu wodociągowego (wariant 2)



**Rys. Z-1.13.** Odwodnienie przewodu wodociągowego (wariant 3)

Po otwarciu zasuw, woda wypływa z przewodu spustowego do odbiornika (rowu, najbliższego cieku, systemu kanalizacyjnego) bezpośrednio lub przez studzienkę i przewód odprowadzający. Bezpośrednie odprowadzenie wody ma miejsce w sytuacji, gdy odbiornik znajduje się poniżej spustu (rys. Z-1.12). W tym przypadku odpływ wody odbywa się grawitacyjnie. Gdy odbiornik znajduje się powyżej urządzeń spustowych woda odprowadzana jest najpierw do studzienki, a następnie przy użyciu pomp przewodem odprowadzającym do odbiornika. Tego typu sposób odwodnienia nosi nazwę odwodnienie pośredniego (rys. Z-1.13).

Studzienki stosowane są także zawsze, gdy odbiornikiem wody jest system kanalizacyjny. W tym przypadku na przewodzie odpływowym ze studzienki (rys. Z-1.11) zamontowany jest syfon zabezpieczający przed przedostaniem się gazów z kanalizacji do studzienki oraz do przewodu spustowego, a przewód spustowy i studzienkę umieszcza się na odpowiednio wysokim poziomie w stosunku do przewodu kanalizacyjnego. Zabezpiecza to przed cofaniem się wody ze ściekami z przewodu kanalizacyjnego do studzienki.

Przy projektowaniu zestawu odwadniającego ważne jest odpowiednie dobranie parametrów geometrycznych przewodu spustowego (średnica, spadek itp.), gwarantujące możliwie najkrótszy czas opróżnienia odcinka systemu wodociągowego, przy uwzględnieniu jednocześnie przepustowości odbiornika.

Na ogół zakłada się, że czas opróżniania rurociągu przesyłowego w żadnym przypadku nie powinien przekraczać 2 godzin ( $T_{opr} \leq 2h$ ). W celu dodatkowego skrócenia tego czasu

można w ostatniej fazie opróżniania, gdy prędkość wypływu wody jest niewielka, przyspieszyć jej odpływ przez odpompowywanie wody z rurociągu. Stosowane to jest jednak rzadko i tylko przy dużych średnicach przewodu ( $d > 1500$  mm).

Ze względu na ograniczoną przepustowość odbiornika należy zapewnić takie natężenie odpływu, by nie dopuścić do zatopienia terenu lub jeżeli jest to niemożliwe, zabezpieczyć domy, uprawy, drogi itp., znajdujące się w otoczeniu spustu przed możliwością zalania. Należy również wziąć pod uwagę, że w przypadku zatopienia wylotu ze spustu powstanie zjawisko cofki, co w efekcie spowoduje wydłużenie czasu opróżniania przewodu przesyłowego z wody.

Orientacyjny sposób dobierania średnic przewodów spustowych zależnie od długości i spadków przewodów odwadniających, przy uwzględnianiu wyłącznie średnicy rurociągów odwadnianych, przedstawiony jest w tabeli 1.1. W przypadku średnich długości i spadków przewodów spustowych dobór średnicy odbywa się zgodnie z kolumną 3 tabeli [54]. Dla krótkich przewodów odwadniających o dużym spadku, w celu zachowania odpowiedniego dla odbiornika natężenia odpływu stosuje się zmniejszenie średnicy przewodów przez wstawienie zwężki na odcinku przewodu między odwadniakiem i zasuwą. Dla przewodów długich o małym spadku wskazane jest zwiększenie ich przekrojów poprzecznych.

Ze względu na wykorzystywanie urządzeń odwadniających także do płukania rurociągów, wymiary tych urządzeń muszą umożliwiać zapewnienie odpowiedniej prędkości przepływu wody oczyszczającej rurociąg. Prędkość ta powinna spełniać następujący warunek:

$$v_{pluk} \geq 1,1 \cdot v_{max}$$

gdzie:

- $v_{pluk}$  - prędkość wody w rurociągu w czasie płukania,
- $v_{max}$  - największa prędkość przepływu w czasie eksploatacji, przyjęta do obliczeń hydraulicznych przesyłu wody.

Jeżeli oczyszczanie lub płukanie przewodu przesyłowego wykonywane jest metodami hydropneumatycznymi, to ze względu na to, że woda może zawierać bardzo dużą ilość zawieszin prędkość  $v_{pluk}$  powinna przekraczać  $1,5 \cdot v_{max}$ .

**Tabela 1.1.** Średnice odwodnień dla przewodów wodociągowych

Średnica rurociągu odwadnianego [mm]	Średnica przewodu spustowego [mm]		
	dla krótkiego przewodu odwadniającego o dużym spadzie	dla przewodu o średniej długości i średnim spadzie	dla długiego przewodu odwadniającego o małym spadzie
1	2	3	4
300	150	150	150
400	150	150	150
500	150	150	200
600	150	200	200
700	200	200	300
800	200	300	300
900	300	300	400
1000	300	400	400
1200	400	400	400

### **Uzbrojenie pomiarowe**

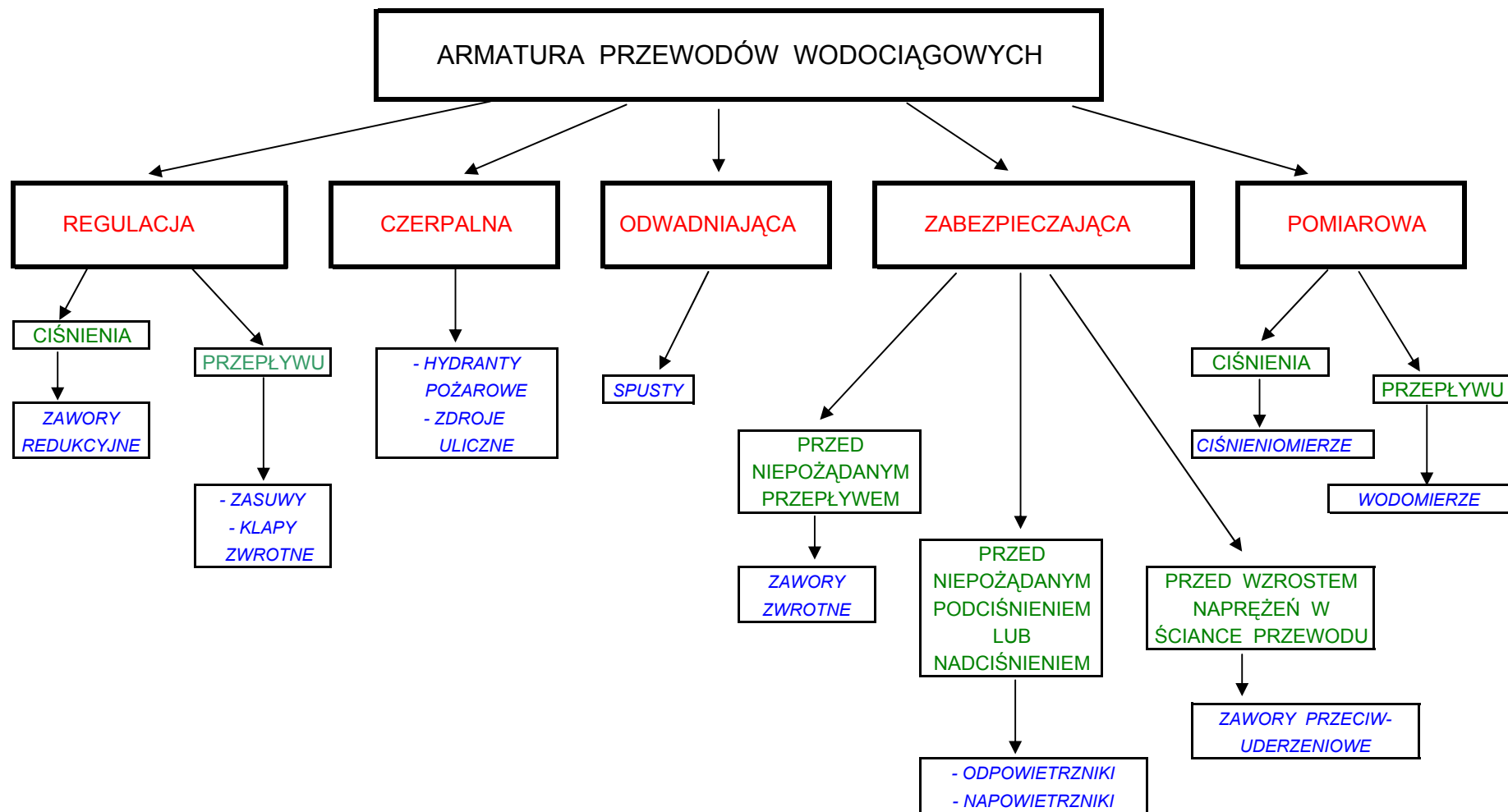
Uzbrojenie pomiarowe stosuje się do pomiaru natężenia przepływu wody (wodomierze, zwane także przepływomierzami) oraz wielkości ciśnienia (manometry) [27].

Wodomierze instalowane są przede wszystkim na ujęciach wody i na stacji pomp głównego przewodu tłoczego oraz na przewodach magistralnych dzielnicowych i osiedlowych. Służą one do pomiaru ilości wody dostarczanej do zaopatrywanego przez nie terenu [27].

Manometry na stałe instaluje się w pompowniach, natomiast doraźnie na sieci wodociągowej dla dokonywania jednorazowego lub w pewnym okresie czasu ciągłego pomiaru ciśnienia [27].

Zestawienie uzbrojenia przewodów wodociągowych omówionego w niniejszym rozdziale przedstawiono na rysunku Z-1.14.





Rys. Z-1.14. Wyposażenie przewodów wodociągowych

## 2. Eksploatacja systemów wodociągowych

Prawidłowa eksploatacja systemów wodociągowych powinna zapewnić dostarczenie wody o odpowiednim ciśnieniu i wymaganej jakości, w ilości zgodnej z zapotrzebowaniem. Konieczne jest więc utrzymanie w odpowiednim stanie i sprawności poszczególnych przewodów systemu oraz ich uzbrojenia. W przypadkach stwierdzenia uszkodzeń lub zużycia elementów systemów dokonuje się ich napraw lub wymiany. Należy też w sposób ciągły regulować przepływ wody przez przewody wodociągowe, zapewniając odpowiednią ilość i ciśnienie wody na poszczególnych ich odcinkach. Konieczne jest także dokonywanie systematycznych kontroli czystości dostarczanej wody, gwarantujących zapewnienie właściwej jej jakości. Przewody wodociągowe oraz ich uzbrojenie muszą być systematycznie oczyszczane z osadów [54].

### 2.1. Konserwacje przewodów wodociągowych i ich uzbrojenia

Konserwacja przewodów wodociągowych zaliczana jest do remontów bieżących. Odbywa się ona bez wyłączenia z eksploatacji poszczególnych ich odcinków.

W ramach konserwacji rurociągów tranzytowych i sieci wodociągowych dokonuje się ich przeglądów w celu zlokalizowania usterek lub przecieków zakłócających sprawne działanie urządzeń wodociągowych, a następnie usuwa się zauważone drobne uszkodzenia lub wymienia zniszczone elementy.

Wśród tego typu czynności eksploatacyjnych najbardziej pracochłonne jest utrzymanie w sprawności uzbrojenia przewodów. Szczególnie dużo czasu wymagają kontrole stanu zasuw i hydrantów oraz ich naprawy, z powodu licznego występowania tych urządzeń w systemie i częstego dostawania się do ich obudowy ziemi lub kamieni.

Konserwacja przewodów obejmuje także kontrolę jakości wody w przewodach oraz ich płukanie. Szczególnie ważne jest systematyczne płukanie końcówek przewodów sieci wodociągowych rozgałęzionych, przez otwieranie zainstalowanych na nich hydrantów.

W końcówkach tych z powodu małych rozbiorów wody istnieją korzystne warunki dla rozwoju mikroustrojów. Powoduje to zanieczyszczenie wody w takim stopniu, że staje się ona niezdatna do użycia.

W ramach robót konserwacyjnych dokonywane są również zabezpieczenia obiektów przewodów wodociągowych na okres zimowy, polegające na ocieplaniu fragmentów obiektów mogących ulegać zamarzaniu.

## 2.2. Uszkodzenia przewodów wodociągowych

Najczęstszymi powodami niesprawności systemu wodociągowego są uszkodzenia rurociągów, które spowodowane są czynnikami fizycznymi lub chemicznymi [37].

Fizyczne przyczyny uszkodzeń mają charakter geologiczny lub konstrukcyjno-eksploatacyjny. Geologiczne przyczyny spowodowane są na przykład podmyciem podparć przewodów przez wody gruntowe, przesuwem gruntu pod przewodem lub osiadaniem gruntu. Do przyczyn konstrukcyjno-eksploatacyjnych zaliczyć można: uderzenia hydrauliczne, niewłaściwe szczeliwo połączeń, wady materiałowe i konstrukcyjne przewodów, niewłaściwa konserwacja armatury, obciążenie dynamiczne przewodów oraz przeciążenie wieloletnią eksploatacją. Fizyczne uszkodzenia mogą również wynikać z nieostrożnego prowadzenia robót ziemnych w pobliżu przewodów wodociągowych lub spowodowane są kataklizmami typu: ruchy ziemi, gwałtowna zmiana warunków atmosferycznych itp.

Liczba uszkodzeń rurociągów zależy także od pór roku. Zwykle najwięcej uszkodzeń przypada na miesiące jesienno-zimowe. Powodem tego są duże różnice temperatur oraz znaczne ujemne ich wartości.

Z punktu widzenia usytuowania rurociągów największa ich awaryjność występuje na terenach eksploatacji górniczej.

Do chemicznych przyczyn uszkodzeń przewodów zalicza się: korozję pochodzenia gruntowego spowodowaną korozyjnymi właściwościami wód gruntowych oraz korozję pochodzenia elektrochemicznego wywoływaną przez prądy błądzące.

### **2.3. Naprawa uszkodzeń przewodów wodociągowych i ich uzbrojenia**

Naprawy uszkodzeń na przewodach wodociągowych wymagają przerwania dopływu wody do odbiorców. W przypadku sieci wodociągowych roboty te stanowią około 30-40% wszystkich realizowanych na nich prac eksploatacyjnych. Do czynności naprawczych zalicza się remonty zapobiegawcze i awaryjne.

Remonty zapobiegawcze mają na celu usunięcie uszkodzeń spowodowanych naturalnym zużyciem przewodów wodociągowych lub ich uzbrojenia, polegających na utracie sprawności, wytrzymałości lub innych cech na skutek upływu czasu. Zalicza się je do remontów planowych, gdyż zaplanowane są z góry pod względem zakresu, miejsca i czasu wykonania. Remonty zapobiegawcze ze względu na zakres wykonywanych robót dzielą się na bieżące i kapitalne.

Liczba remontów awaryjnych może być przewidziana tylko w pewnym przybliżeniu na podstawie obliczeń statystycznych opartych na danych z lat ubiegłych. Kształtuje się ona różnie w zależności od rodzaju przewodów wodociągowych i ich uzbrojenia. W przypadku sieci wodociągowej liczba uszkodzeń występuje przeciętnie 0,4-0,5 razy na 1 km przewodów w ciągu roku. Wśród tego typu uszkodzeń 50-60% stanowią uszkodzenia przewodów rozdzielczych i magistralnych, a 40-50% uszkodzenia połączeń wodociągowych. Uszkodzenie uzbrojenia rurociągów występują przeciętnie 0,8-1,0 razy na 1 km przewodów sieci w ciągu roku.

Pomimo uwzględnienia wszelkich możliwych zabezpieczeń przy projektowaniu przewodów wodociągowych istnieje możliwość wystąpienia awarii w każdym punkcie rurociągu. Wymaga to od projektanta systemu zastosowania właściwych konstrukcji umożliwiających dokonanie naprawy lub wymiany uszkodzonych elementów.

### **2.4. Regulacja przepływu wody przez przewody wodociągowe**

W czasie eksploatacji systemu zaopatrzenia w wodę konieczne jest regulowanie natężenia przepływu wody na poszczególnych jego odcinkach dla zapewnienia odpowiedniej ilo-

ści i ciśnienia wody u odbiorców. W pewnych okolicznościach może również zachodzić konieczność całkowitego wyłączenia z użytkowania niektórych odcinków systemu. Regulacja pracy przewodów przesyłowych i sieciowych odbywa się za pomocą uzbrojenia, w którym najważniejszą rolę odgrywają zasuw.

Zmianę ciśnienia i ilości przepływającej wody stosuje się w sieciach wodociągowych dwustrefowych, w sytuacji gdy w jednej ze stref występuje niedobór wody a w drugiej jej nadmiar. Przymknięcie odpowiednich zasuw na przewodach łączących obie strefy powoduje wyrównanie pracy sieci. Konieczność regulowania ciśnienia wody w sieci ma także miejsce w sytuacji, gdy w czasie rozbudowy poszczególnych dzielnic miasta dobudowywane są osiedla położone poniżej istniejących dzielnic. Przed wybudowaniem magistrali dla nowego dolnego osiedla można skorzystać z sieci osiedla istniejącego, położonego wyżej. Wymaga to jednak regulacji przepływu wody między tymi osiedlami, aby nie dopuścić do zbytowego obniżenia ciśnienia w osiedlu istniejącym.

Wyłączenie (zamknięcie) przewodu następuje w przypadku zaistnienia okoliczności uniemożliwiających normalną pracę odcinka systemu, np. wskutek uszkodzenia przewodu i potrzeby przeprowadzenia naprawy, której nie można wykonać przy czynnym przewodzie. Konieczność wyłączenia przewodu zachodzi również w przypadku przyłączenia do istniejącego rurociągu nowego przewodu stanowiącego jego przedłużenie lub odgałęzienie. Wyłączenie przewodu z pracy dokonuje się przez zamknięcie wszystkich zasuw oddzielających zamykany odcinek rurociągu od odcinków sąsiednich. Wyłączony fragment przewodu wymaga opróżnienia z wody. Sposób opróżnienia zależy od rodzaju istniejącego na przewodzie uzbrojenia. W przypadku gdy na zamkniętym odcinku rurociągu zainstalowany jest przewód odwadniający, opróżnienie następuje przez otwarcie zasuw na tym przewodzie. Przy braku przewodu odwadniającego woda odprowadzana jest z rurociągu bezpośrednio z miejsca uszkodzenia. Po wyłączeniu odcinka rurociągu należy sprawdzić, czy wszystkie zasuw zostały szczelnie zamknięte. Dla zapewnienia całkowitego opróżnienia z wody odcinków rurociągów znajdujących się na przewodach rozdzielczych otwiera się hydranty pożarowe, zaś w przypadku wyłączania odcinków magistral na których nie ma hydrantów, odkręca się śruby mocujące odpowietrzniki.

Po usunięciu przyczyny czasowego wyłączenia przewodów z pracy lub w przypadku podłączania ich do sieci puste rurociągi wypełniane są wodą. Napełnianie przewodów wodą powinno być wykonywane powoli z zachowaniem wszelkich warunków ostrożności, by uniknąć pojawienia się uderzenia hydraulicznego mogącego spowodować uszkodzenie rurociągu.

## 2.5. Oczyszczanie przewodów z osadów

Naturalnym zjawiskiem zachodzącym podczas eksploatacji przewodów wodociągowych jest odkładanie się na ich ściankach osadów, co powoduje zmniejszanie wewnętrznej średnicy rur oraz zwiększanie ich chropowatości. W konsekwencji następuje zmniejszenie przepustowości rurociągu oraz wzrost strat ciśnienia wody w przewodzie. Intensywność odkładania osadów w rurociągach jest znaczna, gdy w przewodzie zawarta jest duża ilość żelaza, manganu oraz węglanu wapnia. Nagromadzone osady usuwa się z przewodu poprzez przepłukiwanie go wodą lub w przypadku osadów trudnych do usunięcia używa się do tego celu sprężonego powietrza. Osady mogą być także rozpuszczane poprzez wprowadzanie do rurociągu roztworu kwasu solnego i siarkowego lub usuwane w sposób mechaniczny.

### 3. Niezawodność systemu wodociągowego

Niezawodność systemu wodociągowego jest to właściwość systemu polegająca na zdolności do dostarczania wody do miejsc jej użytkowania w niezbędnej ilości, o odpowiedniej jakości i wymaganym ciśnieniu w ciągu danego okresu eksploatacji [37].

W czasie eksploatacji systemu wodociągowego mogą ulegać awarii jego elementy takie jak rurociągi, uzbrojenie itp. Z uwagi na znaczną uciążliwość tych awarii dla odbiorców wody coraz większą wagę przywiązuje się do zapewnienia dużej niezawodności systemów wodociągowych przez maksymalne ograniczenie liczby awarii oraz sprawne usuwanie ich skutków.

Przy określaniu koniecznego do spełnienia poziomu niezawodności systemu wodociągowego ustala się kategorię rozważanego systemu w zależności od liczby odbiorców wody, a następnie przyjmuje się dopuszczalne procentowe obniżenie ilości dostarczanej wody oraz czas jego trwania. Systemy wodociągowe, które obsługują powyżej 50 tys. odbiorców zalicza się do kategorii I, przy liczbie użytkowników wody od 5 tys. do 50 tys. klasyfikuje się je do kategorii II, natomiast w przypadku liczby odbiorców mniejszej niż 5 tys. stanowią one kategorię III.

Przy wyznaczeniu niezawodności systemu wodociągowego konieczne jest określenie jego następujących cech:

- zdolność do pracy bez uszkodzeń,
- zdolność do odnowienia zwana sposobnością remontową [16],
- nieuszkodzalność, czyli zdolność do wypełniania wymaganych funkcji w danych warunkach użytkowania w przyjętym okresie czasu,
- trwałość tzn. zdolność do wypełniania wymaganych funkcji w danych warunkach użytkowania i obsługi w okresie od początku eksploatacji systemu do osiągnięcia przez niego tzw. stanu granicznego, czyli stanu nieprzydatności do dalszego użytkowania z przyczyn ekonomicznych, technicznych lub z powodu innych istotnych czynników,
- naprawialność, czyli właściwość charakteryzująca przystosowanie systemu do wykonywania napraw w określonych warunkach eksploatacji z wykorzystaniem odpowiednich metod i środków.

### 3.1. Struktura niezawodnościowa obiektów wodociągowych [37]

W teorii niezawodności rozpatruje się dwa rodzaje obiektów: proste, zwane elementami oraz złożone, zwane też systemami lub układami.

Obiekty proste traktuje się jako niepodzielną całość (bez uwzględniania jego struktury wewnętrznej), chociaż pod względem konstrukcji mogą składać się z różnych obiektów podstawowych. Obiekty złożone są zorganizowanym zbiorem obiektów prostych, służących do wykonywania określonego zadania.

Dla obu rodzajów obiektów wyznacza się ich stany niezawodności, czyli zdarzenia losowe opisujące chwilową jakość ich działania spowodowaną czynnikami losowymi. W przypadku obiektów złożonych określa się dodatkowo strukturę systemów czyli zależność jego uszkodzeń od uszkodzeń elementów wchodzących w skład systemu.

W systemach zaopatrzenia w wodę w zależności od potrzeb oceny niezawodności jako obiekt złożony przyjmuje się cały system, wszystkie podsystemy wodociągowe lub poszczególne urządzenia występujące w systemie oraz następujące struktury niezawodnościowe:

- podstawowe (szeregowo, równoległe lub progowe),
- mieszane, stanowiące połączenie schematów struktur podstawowych, np. szeregowo-równoległe,
- złożone, których nie można utworzyć przez połączenie schematów struktur podstawowych, np. struktura mostkowa.

Szeregową strukturą niezawodności charakteryzują się układy składające się z kolejno występujących po sobie obiektach takich jak ujęcia, stacje uzdatniania, pompownie, przewody przesyłowe, zbiorniki i sieć wodociągowa. W strukturze tej niesprawność jednego elementu powoduje niesprawność całego systemu zaopatrzenia w wodę.

Równoległymi lub progowymi strukturami niezawodnościowymi są pompownie wodociągowe. W przypadku struktury równoległej cały obiekt jest zdalny do użytku, gdy przynajmniej jeden jego element jest sprawny, zaś przy strukturze progowej obiekt jest zdalny do użytku, jeżeli przynajmniej kilka jego elementów jest sprawnych.

Mieszane struktury niezawodnościowe występują w takich obiektach jak stacja uzdatniania wody, zbiorniki wodociągowe, gdzie urządzenia połączone szeregowo tworzą kilka połączeń równoległych.



Złożone struktury niezawodnościowe stanowią przede wszystkim sieci wodociągowe, ujęcia wody oraz układy przewodów przesyłowych.

Każdą z wymienionych wyżej struktur niezawodnościowych systemu opisuje się tzw. funkcją strukturalną systemu  $\Phi[X(t)]$ . Funkcja ta dla systemów składających się z  $n$  elementów ma postać:

$$\Phi[X(t)] = \Phi[x_1(t), x_2(t), \dots, x_n(t)] \quad (3.1)$$

gdzie:

$X(t)$  - wektor stanu systemu,

$t$  - czas,

$x_i(t)$  - stan niezawodności  $i$ -tego elementu systemu,  $i = 1, 2, \dots, n$ .

W przypadku systemów dwustanowych zarówno  $\Phi[X(t)]$  jak i  $x_i(t)$  przyjmują wartości 1 lub 0 w zależności od tego, czy układ jest sprawny czy niesprawny.

### 3.2. Stany niezawodności obiektów wodociągowych [37]

Z analizy procesu funkcjonowania obiektów i urządzeń wodociągowych wynika, że z punktu widzenia niezawodności są to obiekty i urządzenia odnawialne (naprawialne). Oznacza to, że w przypadku uszkodzenia są one naprawiane bądź wymieniane na nowe.

Przy tworzeniu modelu procesu funkcjonowania obiektów wodociągowych wyróżnia się dwa ich podstawowe stany niezawodności: stan sprawności, czyli stan pracy oraz stan niesprawności obejmujący uszkodzenia i odnowy obiektów.

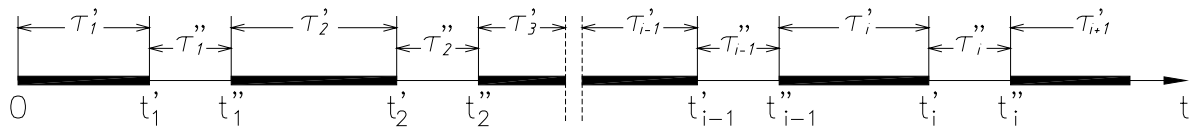
Uszkodzeniem obiektu jest jego przejście ze stanu sprawności w stan niesprawności, zaś odnowa obiektu obejmuje:

- zgłoszenie uszkodzenia obiektu do dyspozytora przedsiębiorstwa wodociągowego,
- rzeczywistą naprawę,
- włączenie obiektu do pracy.

W rzeczywistej naprawie obiektu można wyodrębnić: stan uwzględniający przygotowania obiektu do naprawy, stan oczekiwania na naprawę oraz stan naprawy obejmujący właściwe czynności naprawcze, którego istotnym elementem jest czas opróżniania rurociągu.

### 3.3. Wskaźniki niezawodności w systemach wodociągowych [37, 16]

Proces funkcjonowania obiektów wodociągowych opisuje się za pomocą modelu [37], w którym wyznacza się okresy sprawności obiektu  $\tau'_1, \tau'_2, \dots$ , oraz okresy  $\tau''_1, \tau''_2, \dots$ , podczas których był on niesprawny (zob. rys. Z-3.1).



Rys. Z-3.1. Funkcjonowanie obiektu wodociągowego

Zakłada się, że czasy pracy  $\tau'$  i niesprawności  $\tau''$  są zmiennymi losowymi niezależnymi oraz że wszystkie okresy pracy i niesprawności podlegają jednakowym rozkładom prawdopodobieństwa.

Proces niesprawności obiektu opisuje się za pomocą zmiennej losowej  $v(t)$  oznaczającej liczbę  $i$  uszkodzeń (odnowień), które wystąpiły w okresie od początku obserwacji do chwili  $t$ , tzn. w przedziale  $[0, t]$ . Oczekiwana liczba uszkodzeń w tym okresie, tj.  $E[v(t)]$ , może być wyznaczona na podstawie tzw. funkcji odnowy  $H(t)$ , opisaney następującym wzorem:

$$H(t) = E[v(t)] = \sum_{i=1}^{\infty} i \cdot P_i(t) = \sum_{i=1}^{\infty} i \cdot [F_i(t) - F_{i+1}(t)] = \sum_{i=1}^{\infty} F_i(t) \quad (3.2)$$

w którym  $P_i(t)$  oznacza prawdopodobieństwo zdarzenia polegającego na tym, że do chwili  $t$  nastąpiło dokładnie  $i$  uszkodzeń, zaś  $F_i(t)$  i  $F_{i+1}(t)$  są dystrybuantami zmiennej losowej

$v(t)$  wyrażającymi prawdopodobieństwo wystąpienia odpowiednio co najmniej  $i$  oraz  $i+1$  uszkodzeń, a więc:

$$P_i(t) = P[v(t) = i] = F_i(t) - F_{i+1}(t) \quad (3.3)$$

$$F_i(t) = P[v(t) > i] = P(t_i < t) \quad (3.4)$$

$$F_{i+1}(t) = P[v(t) > i+1] = P(t_{i+1} < t) \quad (3.5)$$

gdzie  $t_i, t_{i+1}$  chwile wystąpienia  $i$ -tego oraz  $i+1$  uszkodzenia.

Dla oceny niezawodności systemu wodociągowego parametry zwane wskaźnikami niezawodnościowymi wyznacza się dla wszystkich obiektów wchodzących w jego skład. Wskaźniki niezawodności opisują ilościowo jedną lub więcej właściwości warunkujących niezawodność danego obiektu. Niektóre wskaźniki określają niezawodność tylko obiektów naprawialnych, inne tylko obiektów nienaprawialnych, dla których nie jest przewidziane wykonywanie napraw. Podstawą określenia wskaźników jest przede wszystkim analiza procesu eksploatacji obiektów. Analizuje się zadania stawiane obiektowi oraz uwzględnia jego specyfikę i wymagany zakres oceny niezawodności.

Poniżej scharakteryzowano najważniejsze wskaźniki niezbędne do oceny niezawodności układu wodociągowego.

**Wskaźnik gotowości  $K_g$**  oznacza prawdopodobieństwo tego, że w dowolnej chwili  $t$  obiekt wchodzący w skład systemu jest sprawny. W praktyce wskaźnik ten oznacza probabilistyczną ocenę dyspozycyjności obiektu, systemu bądź podsystemu w zakresie wykonywania danego zadania.

Zdarzenie polegające na tym, że obiekt będzie sprawny w chwili  $t$  jest sumą logiczną wszystkich możliwych zdarzeń jednostkowych, z których każde można zapisać jako:

$$A_i = (t_i'' < t < t_{i+1}') \quad i = 0, 1, 2, \dots \quad (3.6)$$

Oznacza to, że w chwili  $t$  obiekt jest sprawny, a do tego czasu zaszło  $i$  odnowień. Wskaźnik gotowości obiektu jest sumą prawdopodobieństw wystąpienia zdarzeń  $A_i$ .

$$K_g(t) = \sum_{i=0}^{\infty} P(A_i) \quad (3.7)$$

Średni okres czasu pomiędzy kolejnymi odnowami (oczekiwany czas pracy i niesprawności) jest równy sumie średniego czasu bezawaryjnej pracy między uszkodzeniami  $T_{pb}$  i średniego czasu odnowy  $T_o$ , a więc:

$$E(\tau'_i + \tau''_i) = T_{pb} + T_o \quad (3.8)$$

Rozważając dostatecznie długi okres czasu  $t$  można zauważyć, że zarówno liczba uszkodzeń w tym czasie  $v(t)$  jak i wartość wskaźnika gotowości  $K_g(t)$  dążą do wartości średnich, a mianowicie:

$$v = \lim_{t \rightarrow \infty} v(t) = \frac{1}{T_{pb} + T_o} \quad (3.9)$$

$$K_g = \lim_{t \rightarrow \infty} K_g(t) = \frac{T_{pb}}{T_{pb} + T_o} \quad (3.10)$$

**Średni czas bezawaryjnej pracy**  $T_{pb}$  jest wartością oczekiwaną zmiennej losowej  $T'_{pb}$  określającej czas pracy obiektu między dwoma kolejnymi uszkodzeniami. Średni czas bezawaryjnej pracy jest określony wzorem:

$$T_{pb} = E(T'_{pb}) = \int_0^{\infty} t \cdot f(t) dt \quad (3.11)$$

gdzie:

$f(t)$  - gęstość zmiennej losowej  $T'_{pb}$ .

Średni czas bezawaryjnej pracy  $T_{pb}$  można też wyznaczyć na podstawie danych eksploatacyjnych, korzystając ze wzoru:

$$T_{pb}(t) = \frac{1}{k+z} \cdot \left( \sum_{i=1}^k tp_i + z \cdot t \right) \quad (3.12)$$

gdzie:

$t$  - długość okresu obserwacji,

$k$  - liczba okresów pracy wszystkich obiektów, które uległy uszkodzeniu w czasie  $[0, t]$ ,

$tp_i$  - długość  $i$ -tego okresu pracy obiektów uszkadzających się,

$z$  - liczba obiektów nie uszkadzających się, przy czym:

$$z = n - m$$

gdzie:

$n$  - jest liczbą badanych obiektów,

$m$  - liczba obiektów uszkadzających się.

Średni czas odnowy  $T_o$  jest wartością oczekiwaną zmiennej losowej  $T'_o$  określającej czas odnowy obiektu systemu:

$$T_o = E(T'_o) = \int_0^{\infty} t \cdot f_o(t) dt \quad (3.13)$$

gdzie:

$f_o(t)$  - gęstość zmiennej losowej  $T'_o$ .

Innym sposobem wyznaczania wartości średniego czasu odnowy opartym na danych zebranych podczas eksploatacji urządzeń wodociągowych [16] jest użycie wzoru:

$$T_o = \frac{1}{n_o} \cdot \sum_{i=1}^{n_o} t_{o_i} \quad (3.14)$$

gdzie:

$n_o$  - liczba odnów w badanym okresie,

$t_{o_i}$  - czas trwania  $i$ -tej odnowy.

Średni czas odnowy  $T_o$  można także wyznaczyć jako:

$$T_o = T_{pu} + T_{rp} + T_{nr} + T_{nn} \quad (3.15)$$

gdzie:

$T_{pu}$  - średni okres czasu, jaki upływa od momentu powstania uszkodzenia obiektu do momentu zgłoszenia tego faktu do dyspozytora przedsiębiorstwa wodociągowego,

$T_{rp}$  - średni czas, jaki upływa od momentu przyjęcia przez dyspozytora zgłoszenia do momentu rozpoczęcia prac związanych z jego usunięciem,

$T_{nr}$  - średni okres czasu naprawy rzeczywistej,

$T_{nn}$  - średni czas kontroli obiektu po naprawie i włączenia jego do pracy systemu.

Suma pierwszych dwóch składników wzoru (3.15) opisuje **średni czas oczekiwania na naprawę**  $T_{on}$  :

$$T_{on} = T_{pu} + T_{rp} \quad (3.16)$$

Suma dwóch następnych składników wzoru (3.15) określa **średni czas naprawy**  $T_n$  :

$$T_n = T_{nr} + T_{nn} \quad (3.17)$$

**Parametr strumienia uszkodzeń**  $\omega(t)$  określa prawdopodobieństwo uszkodzenia obiektu w przedziale czasu  $(t, t + \Delta t)$ , na jaki podzielono okres obserwacji, niezależnie od tego, czy w momencie  $t$  obiekt był sprawny, czy też nie. Wartość parametru strumienia uszkodzeń  $\omega(t)$  można wyznaczyć na podstawie danych eksploatacyjnych korzystając ze wzoru:

$$\omega(t) = \frac{n(t, t + \Delta t)}{N \cdot \Delta t} \quad (3.18)$$

gdzie:

$n(t, t + \Delta t)$  - liczba uszkodzeń w przedziale czasu  $\Delta t$ ,

$N$  - liczba badanych obiektów.

**Intensywność odnowy**  $\mu$  oznacza liczbę niesprawności usuwanych w jednostce czasu i przedstawia stosunek prawdopodobieństwa odnowienia obiektu w przedziale czasu  $\Delta t$  pod warunkiem, że w momencie  $t$  obiekt był jeszcze odnawiany, do długości tego przedziału.

$$\mu(t) = \lim_{\Delta t \rightarrow 0} \frac{P_o(\Delta t | t)}{\Delta t} \quad (3.19)$$

$P_o(\Delta t | t)$  oznacza prawdopodobieństwo warunkowe odnowienia obiektu w przedziale czasu  $(t, t + \Delta t)$  przy założeniu, że do momentu  $t$  odnowa nie została zakończona.

Wartość intensywności odnowy  $\mu(t)$  można także wyznaczyć na podstawie danych eksploatacyjnych ze wzoru:

$$\mu(t) = \frac{n(t + \Delta t) - n(t)}{n(t) \cdot \Delta t} \quad (3.20)$$

w którym:

$n(t + \Delta t)$  - liczba obiektów, których odnowa zakończyła się do czasu  $t + \Delta t$ ,

$n(t)$  - liczba obiektów, których odnowa zakończyła się do czasu  $t$ ,

$\Delta t$  - przedział czasu, na jaki podzielono badane okresy odnowy.