

POLITECHNIKA KRAKOWSKA

Robert Płoskonka

Rozprawa doktorska

**METODA OPTYMALNEJ LOKALIZACJI REZERW
ZBIORNIKOWYCH W SYSTEMIE DYSTRYBUCJI WODY**

**Promotor:
dr hab. inż. Krzysztof Knapik prof. PK**

Kraków 2008

Spis treści

Wykaz ważniejszych oznaczeń	5
1. Cel, teza i zakres pracy	7
2. System Zaopatrzenia w Wodę – podział funkcjonalny	12
3. Teoretyczne podstawy niezawodności działania SZW	13
3.1. Definicja niezawodności	13
3.2. Podstawowe pojęcia	14
3.3. Stany niezawodności elementów SZW	15
3.4. Wybrane podstawowe wskaźniki niezawodności	16
3.4.1 Wskaźnik gotowości	18
3.4.2 Wskaźniki efektywności	18
3.5. Wybrane metody wyznaczania niezawodności systemów wodociągowych.....	22
4. Opis struktury numerycznego modelu sieci wodociągowej.....	26
4.1. Założenia modelu	28
4.1.1 Węzeł.....	29
4.1.2 Odcinek	32
4.1.3 Sieć	34
4.2. Algorytm obliczeniowy	37
5. Charakterystyka zbiorników wodociągowych	41
5.1. Rodzaje zbiorników.....	42
5.2. Rozwiązania konstrukcyjne.....	44
5.3. Pojemność	46
6. Analiza metody określania rozkładu pojemności zbiorników	49
6.1. Założenia metody	51
6.2. Przypadek szczególny - strefa zasilania	55
6.3. Podstawy matematyczne minimalizacji funkcji celu L_{ZQ}	59
7. Selekcja wariantów eksploatacyjnych SZW	64
7.1. Metoda Ukierunkowanej Selekcji (MUS).....	65
8. Metoda określania skutków awarii.....	71
9. Mierniki skuteczności dostawy wody	74
10. Aspekt ekonomiczny wariantów modernizacji SZW	77
10.1. Kosztorys szacunkowy, ceny jednostkowe	77
10.2. Selekcja wariantów modernizacji SZW z uwzględnieniem kosztów ich realizacji..	83
11. Algorytm realizacji metody optymalnej lokalizacji rezerw zbiornikowych w SZW ...	86
12. Obliczenia testowe	89
12.1. Analiza niezawodnościowo-ekonomiczna dla systemu nr 1	89
12.1.1 Opis struktury rozpatrywanego SZW.....	89
12.1.2 Badania niezawodnościowe	92
12.1.3 Kryterium ekonomiczne, selekcja wariantów	107
12.2. Analiza niezawodnościowa dla systemu nr 2.....	113
12.2.1 Opis struktury rozpatrywanego SZW.....	113
12.2.2 Cel badań.....	117
12.2.3 Badania niezawodnościowe	117
12.2.4 Podsumowanie obliczeń.....	126
13. Podsumowanie i wnioski.....	129
Literatura	132

Spis rysunków

Ryc. 3.1. Schemat przebiegu eksploatacji elementu odnawialnego z niezerowym czasem odnowy	16
Ryc. 4.1. Przykładowy graf i odpowiadająca mu macierz incydencji. W węzłach 1 i 2 znajdują się zbiorniki.	34
Ryc. 4.2. Macierz sąsiedztwa wierzchołków dla grafu z ryc.4.1	35
Ryc. 4.3. Zdegenerowana macierz sąsiedztwa wierzchołków dla przykładu z ryc. 4.1.....	36
Ryc. 4.4. Algorytm Metody Gradientów Sprzężonych z Preconditionerem (PCG)	39
Ryc. 5.1. Zbiornik terenowy w okolicy Wołomina.....	44
Ryc. 5.2. Zbiornik wieżowy w Belgii	44
Ryc. 5.3. Graficzne obliczanie pojemności wyrównawczej metodą słupkową przy 20-to godzinnej dostawie wody	47
Ryc. 5.4. Graficzne obliczanie pojemności wyrównawczej metodą sumową (całkową) przy 20-to godzinnej dostawie wody. 1-krzywa sumowa rozbioru wody, 2-linia sumowa dostawy wody.....	47
Ryc. 6.1. Schemat poszukiwania minimalnej odległości między środkami ciężkości zbiorników i zapotrzebowania na wodę; $Z_{1..3}$ – zbiorniki; $W_{1..3}$ – punkty poboru wody; S_z – środek ciężkości układu zbiorników; S_w – środek ciężkości układu węzłów; L – odległość między S_z i S_w ; Okręgami przerywanymi zaznaczono dodatkowe, potencjalne lokalizacje zbiorników.	55
Ryc. 6.2. Przykład podziału SZW na strefy zasilania	56
Ryc. 6.3. Schemat ideowy algorytmu przyporządkowania pompowni i hierarchizacji stref zasilania.....	57
Ryc. 6.4. Wyznaczenie środka ciężkości zapotrzebowania na wodę w strefie zasilania z uwzględnieniem zapotrzebowania w strefach wyższego poziomu	58
Ryc. 6.5. Zadanie pomocnicze z zewnętrzną funkcją kary	62
Ryc. 6.6. Schemat blokowy algorytmu metody zewnętrznej funkcji kary.....	63
Ryc. 7.1. Dobowa zmienność przepływu na przykładowym odcinku sieci z zaznaczonym potencjalnie najniekorzystniejszym okresem niesprawności przewodu dla awarii trwającej 8 godzin	68
Ryc. 10.1. Szacunkowy wykres kosztu $1m^3$ zbiornika wodociągowego wraz z komorą zasuw i uzbrojeniem w zależności od całkowitej pojemności zbiornika	81
Ryc. 10.2. Koszt realizacji każdego z wariantów modernizacji SZW. Przerywaną linią zaznaczono górny pułap kosztów akceptowalnych przez inwestora. Warianty, które przekraczają maksymalny koszt zaznaczono na pomarańczowo	85
Ryc. 10.3. Względna redukcja niedoboru wody w przypadku całkowitego zaniku zasilania. Zielonym kolorem zaznaczono warianty o najwyższym stopniu redukcji. Warianty kreskowane zostały odrzucone w kryterium ceny.....	85
Ryc. 10.4. Jednostkowa redukcja niedoboru. Spośród wariantów wytypowanych wg poprzednich kryteriów, wariant 9 posiada najlepszy stosunek sprawności do ceny.....	85
Ryc. 11.1. Ramowy algorytm realizacji metody optymalnej lokalizacji rezerw zbiornikowych	88
Ryc. 12.1. Schemat sieci wodociągowej	91
Ryc. 12.2. Wizualizacja topografii obszaru zasilanego przez SZW	91
Ryc. 12.3. a – e Wzajemne ułożenie środków ciężkości układów: kolor czerwony – zapotrzebowania na wodę, kolor zielony – pojemności zbiorników. Kolorem niebieskim oznaczono zasięg strefy podstawowej a szarym pozostałe strefy.	95
Ryc. 12.4. a – c WWPW średnie i minimalne dla wariantowych symulacji niesprawności pompowni P1 i P2 w 8,16 i 24-ro godzinnych przedziałach czasowych.	98

Ryc. 12.5. Niedobór wody w systemie dla wariantowych symulacji niesprawności pompowni P1 i P2 w 8, 16 i 24-ro godzinnych przedziałach czasowych	98
Ryc. 12.6. Średni ważony niedobór wody w systemie dla wariantu 0 podczas 8, 16 i 24 godzinnych niesprawności 20 pierwszych odcinków z listy rankingowej MUS	101
Ryc. 12.7. Średni ważony niedobór wody w systemie dla wariantu 1 podczas 8, 16 i 24 godzinnych niesprawności 20 pierwszych odcinków z listy rankingowej MUS	102
Ryc. 12.8. Średni ważony niedobór wody w systemie dla wariantu 2 podczas 8, 16 i 24 godzinnych niesprawności 20 pierwszych odcinków z listy rankingowej MUS	103
Ryc. 12.9. Średni ważony niedobór wody w systemie dla wariantu 3 podczas 8, 16 i 24 godzinnych niesprawności 20 pierwszych odcinków z listy rankingowej MUS	104
Ryc. 12.10. Średni ważony niedobór wody w systemie dla wariantu 4 podczas 8, 16 i 24 godzinnych niesprawności 20 pierwszych odcinków z listy rankingowej MUS	105
Ryc. 12.11. Średni ważony niedobór wody w systemie dla wariantu 5 podczas 8, 16 i 24 godzinnych niesprawności 20 pierwszych odcinków z listy rankingowej MUS	106
Ryc. 12.12. Wariantowe zestawienie kosztów realizacji modernizacji SZW	110
Ryc. 12.13. Wielkość redukcji niedoboru wody w zależności od czasu trwania niesprawności źródeł zasilania.	111
Ryc. 12.14. Wielkość redukcji niedoboru wody przypadająca na jednostkę kosztów inwestycji w zależności od czasu trwania niesprawności źródeł zasilania.	111
Ryc. 12.15. Schemat sieci wodociągowej	116
Ryc. 12.16. Wizualizacja topografii obszaru zasilanego przez SZW	116
Ryc. 12.17. Zmiana napełnienia zbiorników w czasie, w wariancie 0, przypadek 2.....	120
Ryc. 12.18. Zmiana napełnienia zbiorników w czasie, w wariancie 1, przypadek 2.....	120
Ryc. 12.19. Zmiana napełnienia zbiorników w czasie, w wariancie 2, przypadek 2.....	121
Ryc. 12.20. Zmiana napełnienia zbiorników w czasie, w wariancie 3, przypadek 2.....	122
Ryc. 12.21. Zmiana napełnienia zbiorników w czasie, w wariancie 4, przypadek 2.....	123
Ryc. 12.22. Zmiana napełnienia zbiorników w czasie, w wariancie 5, przypadek 2.....	124
Ryc. 12.23. Zmiana napełnienia zbiorników w czasie, w wariancie 6, przypadek 2.....	124
Ryc. 12.24 a-g. Przykładowa wizualizacja WWPW po 18 godzinach od początku awarii obejmującej zanik zasilania z Sierczy oraz wszystkich pompowni wody z ujęć.....	125
Ryc. 12.25. Zestawienie wielkości niedoboru w warunkach braku zasilania z Sierczy i wszystkich pompowni wody z ujęć.....	127

Spis tabel

Tablica 5.1. Nagłówek tabeli do analitycznego wyznaczenia pojemności wyrównawczej zbiornika wodociągowego	47
Tablica 7.1. Wartości jednostkowej intensywności strumienia uszkodzeń λ_0 oraz intensywności odnowy μ dla zewnętrznej sieci wodociągowej według A. Wieczystego	67
Tablica 10.1. Wskaźniki przyrostu cen produkcji budowlano-montażowej na przestrzeni lat 1998 – 2007 wg GUS	79
Tablica 10.2. Koszty realizacji inwestycji obejmujących komorę zbiornika, komorę zasuw oraz ich wyposażenie.	80
Tablica 10.3. Nagłówek tabeli kosztorysu uproszczonego dla wybranego wariantu modernizacji SZW.....	82
Tablica 10.4. Zestawienie wartości ΔN i C dla wariantów modernizacyjnych przykładowego SZW	84
Tablica 12.1. Zestawienie wielkości charakterystycznych dla SZW	90
Tablica 12.2. Wariantowe zestawienie pojemności zbiorników	94

Tablica 12.3.	Wariantowe zestawienie rzędnych dna zbiorników	96
Tablica 12.4.	Wariantowe zestawienie wartości wskaźników WWPW i niedoboru dla różnych przedziałów czasowych niesprawności obu źródeł zasilania	97
Tablica 12.5.	Wariantowe zestawienie list rankingowych odcinków wyłonionych za pomocą metody MUS	100
Tablica 12.6.	Wariantowe zestawienie wartości wskaźników WWPW i niedoboru dla przypadków czasowej awarii odcinków z pierwszych 20 pozycji listy rankingowej MUS dla wariantu 0	101
Tablica 12.7.	Wariantowe zestawienie wartości wskaźników WWPW i niedoboru dla przypadków czasowej awarii odcinków z pierwszych 20 pozycji listy rankingowej MUS dla wariantu 1	102
Tablica 12.8.	Wariantowe zestawienie wartości wskaźników WWPW i niedoboru dla przypadków czasowej awarii odcinków z pierwszych 20 pozycji listy rankingowej MUS dla wariantu 2	103
Tablica 12.9.	Wariantowe zestawienie wartości wskaźników WWPW i niedoboru dla przypadków czasowej awarii odcinków z pierwszych 20 pozycji listy rankingowej MUS dla wariantu 3	104
Tablica 12.10.	Wariantowe zestawienie wartości wskaźników WWPW i niedoboru dla przypadków czasowej awarii odcinków z pierwszych 20 pozycji listy rankingowej MUS dla wariantu 4	105
Tablica 12.11.	Wariantowe zestawienie wartości wskaźników WWPW i niedoboru dla przypadków czasowej awarii odcinków z pierwszych 20 pozycji listy rankingowej MUS dla wariantu 5	106
Tablica 12.12.	Zestawienie kosztów wariantowej modernizacji SZW	109
Tablica 12.13.	Wielkość redukcji niedoboru wody w zależności od czasu trwania niesprawności źródeł zasilania	110
Tablica 12.14.	Wielkość redukcji niedoboru wody przypadająca na jednostkę kosztów inwestycji w zależności od czasu trwania niesprawności źródeł zasilania	111
Tablica 12.15.	Zestawienie rezerw zbiornikowych strefy podstawowej	114
Tablica 12.16.	Zestawienie wariantowych pojemności rezerw zbiornikowych strefy podstawowej	119
Tablica 12.17.	Zestawienie wyników wariantowych symulacji funkcjonowania SZW w warunkach pełnej sprawności oraz znacznej niesprawności	120

Załączniki

Płyta CD z programem *VLokator* wraz z wynikami dla dwóch przykładów obliczeniowych

Wykaz ważniejszych oznaczeń

Wielkości

C	– koszt inwestycji [mln zł]
D	– średnica przewodu [mm]
L	– długość przewodu [m]
L_{ZQ}	– odległość między środkiem ciężkości układu zbiorników a środkiem ciężkości zapotrzebowania, [m]
h	– wysokość ciśnienia [m]
H	– wysokość hydrauliczna (wysokość położenia powiększona o wysokość ciśnienia) [m npm]
N_Z	– liczba zbiorników w strefie zasilania
N_W	– liczba węzłów w strefie zasilania
Q	– przepływ, wydajność, pobór chwilowy z węzła [m^3/s]
Q_{Wi}	– średnie dobowe zapotrzebowanie na wodę w i -tym węźle sieci, [m^3/s]
SV	– suma objętości wszystkich zbiorników w obrębie strefy zasilania, [m^3]
V	– objętość [m^3]; prędkość przepływu [m^3/s]
V_{Zi}	– objętość i -tego zbiornika, [m^3]
$V_{Zi \max}$	– maksymalna założona objętość i -tego zbiornika, [m^3]
$V_{Zi \min}$	– minimalna założona objętość i -tego zbiornika, [m^3]
X_Q, Y_Q	– współrzędne środka ciężkości punktów poboru wody, [m]
X_{Wi}, Y_{Wi}	– współrzędne lokalizacji i -tego węzła sieci, [m]
X_Z, Y_Z	– współrzędne środka ciężkości układu zbiorników, [m]
X_{Zi}, Y_{Zi}	– współrzędne lokalizacji i -tego zbiornika, [m]

Wskaźniki

λ_0	– jednostkowy wskaźnik intensywności uszkodzeń [1/(rok·km)]
λ	– intensywność uszkodzeń [1/rok]
μ	– intensywność strumienia odnowy [1/rok]
ω	– intensywność strumienia uszkodzeń [1/rok]
K	– wskaźnik gotowości systemu
N	– niedobór wyrażony w procentach zapotrzebowania dobowego
NV	– niedobór wolumetryczny [m^3]
P	– prawdopodobieństwo wystąpienia stanu eksploatacyjnego systemu
T_n	– średni czas niesprawności elementu
T_p	– średni czas sprawności elementu
WWPW	– Wskaźnik Warunków Poboru Wody

Indeksy

- i, j, k, m – numer elementu
- z – oznaczenie wielkości charakteryzującej zbiornik
- q – oznaczenie wielkości charakteryzującej punkt poboru wody
- w – oznaczenie wielkości charakteryzującej węzeł
- r – oznaczenie wielkości rzeczywistej (zredukowanej)
- o – oznaczenie wielkości charakteryzującej odcinek

Skróty

- MPCz – Metoda Przeglądu Częściowego
- MPZ – Metoda Przeglądu Zupełnego
- MUS – Metoda Ukierunkowanej Selekcji
- PCG – Metoda Gradientów Sprzężonych z Preconditionerem
- PsDW – Podsystem Dystrybucji Wody
- PsWSu – Podsystem Wody Surowej
- PsPW – Podsystem Przesyłu Wody
- SZW – System Zaopatrzenia w Wodę
- ZUW – Zakład Uzdatniania Wody

1. Cel, teza i zakres pracy

System Zaopatrzenia w Wodę (SZW) z racji swojej specyfiki jest systemem rozległym, obejmującym zazwyczaj znaczny obszar, na którym funkcjonuje w zróżnicowanych warunkach eksploatacyjnych. Jego podstawowym zadaniem jest dostawa do odbiorców wody w oczekiwanej ilości, pod wymaganym ciśnieniem i o odpowiedniej jakości. Z wielu przyczyn zadanie to nie zawsze może być realizowane. Zmienność warunków oraz duża liczba elementów składowych powodują, że często dochodzi do czasowej niesprawności fragmentu systemu a w konsekwencji do obniżenia komfortu poboru wody. Spośród wielu możliwych uszkodzeń najistotniejsze są te, które w istotny sposób wpływają na warunki dostawy wody do większej grupy odbiorców. Zazwyczaj awarie tego typu dotyczą ujęć, pompowni i przepompowni oraz przewodów tranzytowych i magistralnych, które między innymi z tego powodu są obiektami strategicznymi dla funkcjonowania całego systemu.

W celu minimalizacji skutków i zasięgu potencjalnej awarii stosuje się szereg różnorodnych zabezpieczeń i podejmuje odpowiednie kroki podnoszące niezawodność funkcjonowania SZW, wśród których można wymienić kilka najistotniejszych i najczęściej stosowanych, a mianowicie:

- zapewnienie odpowiednich rezerw wydajności źródeł (pompowni, ujęć),
- rezerwa przepustowości przewodów magistralnych,
- gromadzenia wymaganej ilości rezerw wody w systemie.

Niestety, zabezpieczenia te nie zawsze spełniają swoją rolę. Często chwilowy wzrost ilości wody pobieranej ze źródeł zasilania jest niemożliwy ze względu na uwarunkowania techniczne, które mogą być niewystarczające w obliczu awarii przewodu tranzytowego z ujęcia.

Rozwiązanie polegające na zdublowaniu rurociągów przesyłowych może pociągnąć za sobą poważne niedogodności. Mogą to być przede wszystkim znacznie podniesione koszty inwestycji oraz niebezpieczeństwo pogorszenia parametrów fizyko – chemicznych i biologicznych transportowanej wody. Wspomniany spadek jakości wody może być konsekwencją zbyt małych prędkości przepływu w przewodach w warunkach normalnej eksploatacji.

Alternatywą może być zwiększenie rezerwy objętości wody gromadzonej w zbiornikach oraz jej dywersyfikacja w systemie. Skutkiem takiego działania powinny być korzystniejsze warunki do jej konsumpcji, zarówno podczas normalnej eksploatacji jak i w stanach awaryjnych.

Sieciowe zbiorniki wodociągowe, będące tematem rozprawy, pełnią szereg ważnych funkcji, z których najistotniejsza to działanie wyrównawcze zmiennego zapotrzebowania na wodę. Zbiorniki gromadzą ją w godzinach zmniejszonego zapotrzebowania i oddają do systemu w czasie zwiększonych poborów. Inne istotne funkcje zbiorników to między innymi stabilizacja ciśnienia oraz utrzymywanie rezerwy objętości wody na potrzeby przeciwpożarowe i awaryjne. Aby zbiorniki mogły prawidłowo realizować wszystkie wymienione funkcje, lub pewną założoną część, ich pojemności i lokalizacje przestrzenne muszą być wyznaczone w odpowiedni sposób, adekwatnie do wielkości i struktury SZW oraz możliwości lokalizacyjnych.

Pojemność całkowita zbiornika jest sumą pojemności przeznaczonych na realizację celów stawianych przed obiektem. Podstawową i zwykle dominującą składową jest pojemność wyrównawcza. Metody jej wyznaczania są ogólnie znane i szeroko opisane w literaturze tematu (Gabryszewski, 1975; Łyp, 1970; Suligowski, 2007). Sprowadzają się one do sporządzenia bilansu dopływów i odpływów ze zbiorników na bazie informacji o godzinowej zmienności poboru wody i harmonogramie pracy pompowni zasilających strefę, w której znajduje się zbiornik. Drugą składową jest pojemność asekuracyjna będąca wielkością maksymalną spośród pojemności rezerwowanych na cele przeciwpożarowe i awarii. Wymaganą pojemność przeciwpożarową przyjmuje się na podstawie PN-B-02864 (Przeciwpożarowe, 1997) zależnie od wielkości jednostki osadniczej. Rezerwa na wypadek awarii powinna być określana na podstawie analiz niezawodnościowych całego systemu i stanowić niezbędną minimalną objętość wody przeznaczoną na wypadki losowych awarii, oraz zapewnić uzyskanie przez SZW niezawodności równej co najmniej poziomowi wymaganemu. (Suligowski, 2007). W razie braku analiz niezawodnościowych literatura przedmiotu podaje różne podejścia do tego zagadnienia. Suligowski (2007) proponuje aby łączna pojemność zbiornika po uwzględnieniu pojemności wyrównawczej wynosiła 30 – 35% Q_{dmax} . Natomiast w analizie przedstawionej w (Łyp, 1970) całkowita pojemność zbiornika określana jest na poziomie 48 – 53% Q_{dmax} , przy czym pojemność asekuracyjna winna stanowić 25 – 33% Q_{dmax} . Obserwacje trendów w tej dziedzinie w różnych miastach Polski wskazują jednak, że praktycy dążą do gromadzenia rezerw wody na poziomie 100% Q_{dmax} a nawet go przekraczając. (np. Kraków).

Przytoczony powyżej zarys procedury wyznaczania pojemności całkowitej zbiorników sieciowych w pewnym zakresie pozwala oszacować niezbędną objętość gromadzonej wody, lecz nie daje odpowiedzi na pytanie, w którym miejscu w SZW ją umieścić, tak by w jak największym stopniu zabezpieczyć system przed skutkami awarii. Na podstawie analizy wpływu gromadzonych rezerw zbiornikowych na niezawodność dostawy wody wysunięto tezę,

iż obok warunku objętości równie istotnym, lub nawet ważniejszym jest warunek przestrzennego rozkładu pojemności zbiorników w obrębie systemu zaopatrzenia w wodę. Analizując zagadnienie wyłącznie teoretycznie można by zauważyć, że najlepszym sposobem uniknięcia negatywnych skutków awarii SZW jest tworzenie rezerw objętości wody bezpośrednio w miejscu jej konsumpcji, czyli u każdego odbiorcy. Realizacja takiego zamysłu byłaby bardzo kosztowna i często niemożliwa, lecz rozwinięcie samej idei prowadzi do wykreowania nowego podejścia do zagadnienia lokalizacji rezerw zbiornikowych w SZW. Spojrzenie na to zagadnienie z innej perspektywy pozwala zauważyć, że agregacja wspomnianych cząstkowych objętości wody zgodnie z zasadą, która każe umieszczać sumowaną objętość jak najbliżej punktów poboru wody, wskazuje specyficzną lokalizację wewnątrz SZW. Lokalizacja ta znajduje się w centrum geometrycznym punktów poboru wody, będąc w możliwie najmniejszej odległości od wszystkich odbiorców. Jest to punkt, który w oderwaniu od lokalnych warunków terenowych i możliwości przesyłowych SZW można podejrzewać o najlepsze miejsce na lokalizację zbiornika zapewniającego rezerwę wody dla całego systemu. Najczęściej, z wielu względów miejsce to nie może być wykorzystane do tego celu, lecz można je potraktować jako punkt, do którego winien się zbliżyć środek geometryczny układu pojemności zbiorników lokalizowanych w miejscach możliwych do wykorzystania. Na bazie tego założenia można przypuszczać, że odpowiednia modyfikacja rozmieszczenia rezerw zbiornikowych w SZW wpłynie korzystnie na zapewnienie dostawy wody do większości odbiorców zarówno w czasie normalnej eksploatacji jak i podczas awarii.

Celem rozprawy jest wykazanie, iż przy wykorzystaniu istniejących metod badania warunków hydraulicznego funkcjonowania SZW, oceny niezawodności jego funkcjonowania oraz analizy ekonomicznej przedsięwzięcia, możliwe jest wskazanie takiego przestrzennego rozmieszczenia rezerw zbiornikowych w systemie, by skutki wystąpienia awarii miały możliwie najmniejszy stopień negatywnego oddziaływania, a równocześnie szacowany koszt modernizacji systemu był na poziomie akceptowalnym przez inwestora i równocześnie jak najniższym. W tym celu opracowano algorytm postępowania łączący ze sobą szereg narzędzi i metod analizy matematycznej oraz niezawodnościowej funkcjonowania SZW. Do grupy narzędzi czysto matematycznych należy zaliczyć:

- metodę Powella minimalizacji funkcji wielu zmiennych,
- metodę funkcji kary,
- metodę Gradientów Sprzężonych z Preconditionerem (PCG),
- niepełny rozkład Cholesky'ego macierzy rzadkiej,
- przeszukiwanie wszerz grafu niezorowanego.

Użyto wskaźniki oraz metody analizy i funkcjonowania SZW takie jak:

- Metoda Ukierunkowanej Selekcji (MUS) umożliwiająca oszacowanie niezawodności działania systemów o bardzo dużej liczbie elementów i o nieokreślonej strukturze niezawodnościowej (dowolnej kombinacji struktury szeregowej i równoległej),
- Wskaźnik Warunków Poboru Wody będący indykatorem stopnia zaspokojenia potrzeb odbiorców w zakresie ilości pobieranej wody,
- niedobór wody określający w sposób wolumetryczny następstwa niesprawności SZW,
- redukcja niedoboru – wskaźnik opisujący stopień poprawy warunków funkcjonowania SZW w stosunku do rozwiązania pierwotnego,
- jednostkowa redukcja niedoboru – wskaźnik pozwalający oszacować wielkość redukcji niedoboru przypadającą na jednostkę kosztów realizacji inwestycji (mln zł)

Na bazie ogólnego algorytmu tworzenia modelu sieci wodociągowych opracowano autorski symulator funkcjonowania SZW kładąc duży nacisk na praktyczny opis poszczególnych obiektów i urządzeń budujących sieć wodociągową, definiując równocześnie autorską metodę zapisu sieci wodociągowej za pomocą zdegenerowanej macierzy sąsiedztwa wierzchołków. Symulator ten wyposażono w możliwość wymiernego odwzorowania skutków zdarzeń awaryjnych uwzględniając spadek wielkości poboru wody na obszarach dotkniętych awarią w sposób bezpośredni i pośredni.

Opracowano metodę dywersyfikacji rezerw zbiornikowych w oparciu o analizę rozmieszczenia środków ciężkości wielkości zapotrzebowania na wodę i objętości wody gromadzonej. W ramach tej metody zdefiniowano szczegółowy algorytm przeszukiwania wielostrefowego modelu sieci wodociągowej pod kątem podziału na strefy zasilania, dokonując przyporządkowania obiektów przepompowni i pompowni do stref im właściwych.

W celu przeprowadzenia analizy zagadnienia pod kątem niezawodnościowo-ekonomicznym, stworzono algorytm eliminacji wariantów modernizacji SZW opierający się o kryterium minimalizacji wielkości niedoboru w warunkach awaryjnej pracy SZW oraz o kryterium kosztu.

Na bazie informacji o kosztach towarzyszących realizacji ponad trzydziestu inwestycji obejmujących budowę i wyposażenie terenowych zbiorników wodociągowych wraz z komorą zasuw opracowano krzywą wskaźnikową pozwalającą szacować jednostkowy koszt inwestycji w zależności od całkowitej pojemności komory zbiornika. Koszt zadań towarzyszących budowie zbiornika, lecz nie ujętych przez krzywą wskaźnikową wyznaczano na bazie kosztorysu szacunkowego korzystając z bazy katalogowej cen jednostkowych robót i obiektów in-

westycyjnych oraz remontowych za II kwartał 2007 publikowaną przez Bistyp-Consulting, oraz na podstawie aktualnie obowiązujących cenników innych dostawców materiałów i usług.

Wymiernym efektem pracy jest aplikacja komputerowa o nazwie *VLokator*, utworzona w środowisku programistycznym Borland Delphi za pomocą języka Object Pascal. Aplikacja ta jest efektem implementacji algorytmu wskazującego optymalną dyslokację rezerw zbiornikowych i pozwala na prowadzenie kompleksowej, wielowariantowej analizy modernizacji systemu wodociągowego zarówno pod kątem hydraulicznym jak i ekonomicznym.

Rozprawa swoim zakresem obejmuje analizę wpływu lokalizacji i wielkości rezerw objętości wody zgromadzonych w zbiornikach sieciowych na poziom niezawodności funkcjonowania SZW. Poprzez zbiorniki sieciowe rozumie się obiekty zlokalizowane wewnątrz PsPW i PsDW¹ zapewniające grawitacyjne zaopatrzenie w wodę odbiorców w okresie czasowego braku zasilania ze źródeł pierwotnych. Drugim czynnikiem objętym badaniami w ramach niniejszej pracy jest szacunkowa ocena ekonomiczna proponowanych wariantów modernizacyjnych. Na tej podstawie podjęto próbę utworzenia dwukryterialnej oceny różnych wariantów lokalizacji zbiorników. Praca nie obejmuje aspektów prawnych, społecznych oraz oceny parametrów fizyko – chemicznych i bakteriologicznych wody gromadzonej w zbiornikach i transportowanej w sieci.

¹ Podsystem Przesyłu Wody, Podsystem Dystrybucji Wody – pojęcia precyzowane są w rozdziale drugim

2. System Zaopatrzenia w Wodę – podział funkcjonalny

System Zaopatrzenia w Wodę jest kompleksem wielu urządzeń i obiektów współdziałających ze sobą na różnych płaszczyznach. Są to zarówno przewody wodociągowe, pompownie, przepompownie, zbiorniki jak i ujęcia, zakłady uzdatniania wody i inne. Umożliwiają one ujmowanie, transport i rozdział wody w ramach całego systemu. Opierając się o wymienione kryteria funkcjonalne można wyróżnić trzy umowne podsystemy (Wieczysty, 1990):

- Podsystem Wody Surowej (PsWSu), obejmujący ujęcie wody oraz zakład uzdatniania,
- Podsystem Przesyłu Wody (PsPW), obejmuje przewody tranzytowe służące do przesyłu wody na duże odległości oraz przepompownie i zbiorniki znajdujące się na trasie przesyłu,
- Podsystem Dystrybucji Wody (PsDW), obejmuje przewody magistralne, rozdzielcze i przyłącza domowe doprowadzające wodę bezpośrednio do odbiorców, oraz wszystkie urządzenia wspomagające tę funkcję.

Podział ten ma charakter umowny i realizowany jest w zależności od postawionego zadania. W dalszej części pracy rozważania zostaną skoncentrowane na tych podsystemach SZW, które są istotne z punktu widzenia tematyki poruszanej na łamach niniejszej rozprawy. Prezentowane badania odnoszą się w istotny sposób do stanów, w których brak jest dostawy wody ze źródeł pierwotnych np. na skutek awarii ujęcia, ZUW² czy też przewodu tranzytowego. W świetle takich założeń, PsWSu staje się podsystemem niejako izolowanym od odbiorców poprzez pompownię pierwszego stopnia dostarczającą wodę do ZUW. Stan sprawności PsWSu jest nieistotny przy założeniu całkowitej niesprawności (braku przesyłu) PsPW, dzięki czemu PsWSu może zostać pominięty w rozważaniach. Pojawiające się w dalszej części odniesienia do SZW dotyczyć będą równocześnie PsPW i PsDW chyba, że zostanie zaznaczone inaczej. Obszar zainteresowania rozprawy obejmuje te dwa umowne podsystemy zawierające całą infrastrukturę techniczną sieci wodociągowej poczynając od pompowni wody uzdatnionej przez sieć przewodów a kończąc na zbiornikach sieciowych. Szczególnie istotną rolę odgrywają tu zbiorniki, które mogą pełnić rolę zastępczego źródła zasilania w przypadku czasowej niesprawności źródeł pierwotnych. Zbiorniki takie z racji pełnionej funkcji lokalizowane są na odpowiednich wzniesieniach bądź konstrukcjach nośnych, tak by zapewnić wymagany poziom ciśnienia wody dostarczanej do odbiorców. Szczegółową charakterystykę zbiorników wody pitnej, istotnych w kontekście tej pracy, przedstawiono w rozdziale 5 rozprawy.

² Zakład Uzdatniania Wody

3. Teoretyczne podstawy niezawodności działania SZW

Funkcjonowanie systemu wodociągowego związane jest z występowaniem okresowych niesprawności jego elementów, pojawiających się w sposób losowy w różnych częściach systemu. Próba statystycznego opisanie tego zjawiska oraz parametrów je charakteryzujących prowadzi do narzędzi wykorzystywanych w obrębie dziedziny nauki zwanej niezawodnością.

W kolejnych podrozdziałach zostaną przedstawione najistotniejsze parametry i zarysowane metody określania poziomu niezawodności systemów w ogólności. Metody te w większości przypadków można z powodzeniem stosować w trakcie analizy funkcjonowania SZW. Uzyskane tą drogą wymierne wskaźniki stanowią bazę porównawczą wariantowych rozwiązań technicznych modernizacji systemu, prowadząc do rozwiązań najbardziej niezawodnych.

3.1. Definicja niezawodności

W latach czterdziestych poprzedniego wieku nastąpił intensywny rozwój fizyki statystycznej i mechaniki kwantowej, powodując zwiększenie zainteresowania zjawiskami i procesami losowymi, których czas zajścia i przebieg nie daje się przewidzieć w sposób deterministyczny (Wieczysty, 1990). W krótkim czasie doprowadziło to do powstania nowej gałęzi nauki zwanej teorią niezawodności. Umożliwia ona miarodajną ocenę jakości obiektu, konstrukcji, systemu pod względem jego przydatności do powierzonego mu zadania. W końcu lat pięćdziesiątych niezawodność stała się odrębną dziedziną nauki posługującą się własną terminologią i odpowiednim aparatem matematycznym znajdującym szerokie zastosowanie w wielu dziedzinach działalności człowieka (Wieczysty, 1990).

Definicję terminu „niezawodność” z technicznego punktu widzenia podaje polska norma PN 80/N-04000 w następujący sposób:

„Niezawodność – właściwość obiektu charakteryzująca jego zdolność do pełnienia określonych funkcji, w określonych warunkach i w określonym przedziale czasu.”

Podobną definicję można znaleźć między innymi w normach rosyjskich (Nadieżnost, 1963):

„Niezawodność – właściwość wyrobu polegająca na zdolności do wypełniania założonych funkcji, przy zachowaniu swoich wskaźników eksploatacyjnych w określonych granicach, w wymaganym czasie lub okresie wykonania wymaganej ilości pracy”

Odnosząc się do systemów i obiektów wodociągowych można przyjąć definicję zaproponowaną w (Kłoss i in., 1974):

„Niezawodność systemu wodociągowego jest to właściwość tego systemu polegająca na zdolności do dostarczania wody do miejsc jej użytkowania w niezbędnej ilości, o odpowiedniej jakości i wymaganym ciśnieniu, o każdej porze dogodnej dla użytkownika, w określonych warunkach istnienia i eksploatacji systemu w ciągu założonego czasu eksploatacji”.

Definicja ta ujmuje pojęcie niezawodności zarówno w kontekście ogólnym jak i z punktu widzenia pojedynczego odbiorcy wody. Parametry jakości i objętość pobieranej wody w stosunku do zapotrzebowania są najlepszymi wskaźnikami niezawodności funkcjonowania systemu wodociągowego. Są one wypadkową działań wielu czynników, spośród których można wymienić np. projektowe, wykonawcze, eksploatacyjne, zasobność i jakość źródeł wody, zaopatrzenie w energię elektryczną, jakość materiałów oraz wiele innych (Wierzbicki, 1996). W kontekście tej rozprawy przytaczana definicja niejako przywołuje miernik niezawodności dostawy wody uwzględniający zależność wielkości poboru od wysokości ciśnienia medium w punkcie jego poboru. Miernikiem tym jest *WWPW* szerzej opisany w rozdziale 9. Wskaźnik definiowany jako stosunek objętości wody pobranej do wielkości zapotrzebowania na wodę określa jakość funkcjonowania SZW poprzez procent realizacji zawartych w powyższej definicji wymogów ilościowych dostawy wody do odbiorców.

3.2. Podstawowe pojęcia

Teoria niezawodności pozwala opisać szereg zjawisk i procesów, które mają charakter stochastyczny. Są to np. zjawiska związane z prawdopodobieństwem wystąpienia awarii czy też stopniem gotowości obiektu do pracy. Opis ten opiera się na zestawie definicji i twierdzeń precyzujących zakres opisywanych zjawisk. Należy tu wymienić kilka najistotniejszych definicji stanowiących pojęcia bazowe. Są to pojęcia nierozzerwalne z ogólnie pojętym „systemem”, który z technicznego punktu widzenia jest strukturą zbudowaną z elementów składowych (urządzeń, podzespołów, podsystemów, itp.). Podział systemu na struktury prostsze jest często podziałem umownym i zależy od rodzaju postawionego zadania (Wieczysty, 1990).

Obiekt jest pojęciem pierwotnym, określającym w zależności od potrzeb element niepodzielny (obiekt prosty) lub grupę elementów tworzących pewną spójną część systemu (obiekt złożony)

Element jest najmniejszą, niepodzielną częścią systemu. W rozumieniu niezawodnościowym jest to dowolna część systemu (przewód, zbiornik, zasuwa, itd.), której niezawodność jest określana bez rozpatrywania niezawodności części go budujących. Najczęściej przyjmuje się, że element może znajdować się w jednym z dwóch stanów sprawności: sprawny (działający, zdolny do pracy) bądź niesprawny (uszkodzony, w remoncie).

System można zdefiniować jako zorganizowany zbiór elementów i połączeń między nimi. Charakterystyczną cechą systemu jest jego wielostanowość, tzn. może on znajdować się w więcej niż dwóch stanach pracy. Liczba stanów, w jakich może znaleźć się system jest kombinacją stanów wszystkich budujących go elementów. Należy tu podkreślić, że stan systemu może być w różny sposób interpretowany w zależności od celu i zakresu oceny niezawodności. Związane jest to z wpływem uszkodzenia na funkcjonowanie systemu. System może znajdować się w stanie należącym do jednej z umownych grup: system w pełni sprawny, dopuszczalne obniżenie sprawności w wyniku awarii, niedopuszczalne obniżenie sprawności, całkowita utrata sprawności. Często dla SZW ustalenie granic pomiędzy wymienionymi stanami jest bardzo trudne ze względu na subiektywne i niewymierne odczucia odbiorców wody (Wierzbicki, 1996).

3.3. Stany niezawodności elementów SZW

W większości przypadków elementy wchodzące w skład SZW mogą znajdować się w jednym z dwóch stanów eksploatacyjnych: sprawności (praca) lub niesprawności (uszkodzenie, naprawa). Elementy te w przeważającej części są obiektami odnawialnymi o niezerowym czasie odnowy. Czas ten, mający na celu przywrócenie funkcjonalności uszkodzonego elementu, może być znacznie zróżnicowany i często bardzo istotny dla oceny funkcjonalności całego systemu. Poprzez element odnawialny rozumie się taki element, którego zdolność do wykonywania pracy może zostać przywrócona w drodze przeprowadzenia naprawy bądź szerzej poprzez wymianę na nowy tego samego typu a także regulację lub kontrolę (Wieczysty, 1990).

Proces funkcjonowania elementów odnawialnych SZW można przedstawić jako szereg następujących po sobie odcinków czasu pracy i czasu odnowy w modelu losowym z niezerowym czasem odnowy (Wieczysty, 1990). W modelu tym element pracuje przez odcinek czasu τ_{p1} między chwilą t_0 a t_1 , następnie ulega uszkodzeniu w chwili t_1 i podlega odnowie, która trwa τ_{n1} do chwili t_2 . W kolejnym odcinku czasu τ_{p2} element funkcjonuje prawidłowo, by w chwili t_3 ulec awarii. Proces ten może być wielokrotnie powtarzany aż do momentu zanie-

chania renowacji elementu. Przyjmuje się równocześnie, że czasy pracy i czasy odnowy są zmiennymi niezależnymi oraz, że wszystkie czasy pracy i czasy odnowy posiadają jednakowe rozkłady prawdopodobieństwa (Wieczysty, 1990; Wierzbicki, 1996). Odcinki czasu

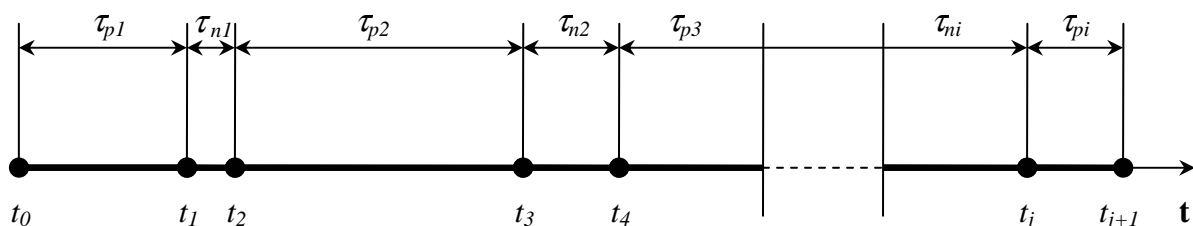
$$T_p' = \tau_{p1} + \tau_{p2} + \tau_{p3} + \dots + \tau_{pi}'; \quad i = 1, 2, 3 \dots$$

określają strumień uszkodzeń, natomiast odcinki czasu

$$T_n' = \tau_{n1} + \tau_{n2} + \tau_{n3} + \dots + \tau_{ni}; \quad i = 1, 2, 3 \dots$$

budują strumień odnowy elementu.

Przykładową „linię życia” elementu odnawialnego przedstawiono na rysunku poniżej.



τ_{pi} – okresy sprawności elementy
 τ_{ni} – okresy niesprawności elementu
 t_j – momenty zmiany stanu elementu

Ryc. 3.1. Schemat przebiegu eksploatacji elementu odnawialnego z niezerowym czasem odnowy

3.4. Wybrane podstawowe wskaźniki niezawodności

Dobór właściwych wskaźników niezawodności systemu nasuwa pewne trudności związane z brakiem szczegółowych wytycznych normatywnych w tym zakresie. Aby zaradzić tej niedogodności można posłużyć się wskazówkami zawartymi m.in. w PN-77/N-04010 gdzie zebrano zasady wyboru wskaźników niezawodności dla obiektów technicznych. Również pomocną okazuje się praca A. Wieczystego (1990), K. Knapika (1993), Kwietniewskiego (1993, 2004) oraz Bajera J i inni (2006). Na bazie tych opracowań, jako podstawę do wyboru wskaźników oceny niezawodności funkcjonowania SZW przyjęto analizę warunków jego pracy

i przebiegu procesu eksploatacji przy równoczesnym uwzględnieniu specyfiki systemu i stawianych przed nim zadań.

Pod względem niezawodnościowym system zaopatrzenia w wodę można scharakteryzować jako odnawialny. Oznacza to, że jego elementy podlegają odnowie poprzez naprawę lub wymianę, w wyniku czego uzyskują pełną zdolność do pełnienia swojej funkcji. Można założyć, że elementy tego systemu są elementami dwustanowymi a stan sprawności elementu jest równoznaczny z jego pracą (dotyczy to zwłaszcza rurociągów). Natomiast sam system może być w jednym z wielu stanów w zależności od liczby i kombinacji elementów uszkodzonych (Wierzbicki, 1996). Przy wyborze właściwych wskaźników pomocnych przy realizacji tej pracy posłużono się m.in. wskazówkami zawartymi w (Wieczysty, 1990; Knapik, 1993; Knapik, 2000 oraz Kwietniewski i inni, 1993).

W przypadku elementów odnawialnych mamy do czynienia z możliwością wielokrotnego powtarzania cyklu pracy i odnowy elementu. Pracę tą można oceniać albo poprzez analizę czasów pomiędzy zdarzeniami albo poprzez analizę liczby zdarzeń w danym okresie czasu. (Bajer i inni, 2006). W pierwszym przypadku występujące naprzemiennie odcinki czasu sprawności i niesprawności można opisać za pomocą czasów średnich będących wartościami oczekiwanymi odpowiednich zmiennych losowych:

$$E(\mathbf{T}_p) = T_p \quad \text{oraz} \quad E(\mathbf{T}_n) = T_n \quad (3.1)$$

gdzie T_p – średni czas sprawności (pracy) elementu,

T_n – średni czas niesprawności (uszkodzenia, naprawy) elementu,

$\mathbf{T}_p, \mathbf{T}_n$ – odpowiednie zmienne losowe.

Analizując liczbę i czas trwania sprawności oraz niesprawności elementu można zdefiniować tzw. strumień uszkodzeń i strumień odnowy, które są charakteryzowane za pomocą parametrów: ω - intensywność strumienia uszkodzeń i μ - intensywność strumienia odnowy. W przypadku wykładniczego rozkładu zmiennych losowych \mathbf{T}_p i \mathbf{T}_n , oba parametry są stałe w czasie a parametr ω poprzez analogię do elementów nieodnawialnych można zastąpić parametrem λ i nazwać intensywnością uszkodzeń.

$$\omega(t) = const = \omega = \lambda \quad (3.2)$$

Równocześnie zachodzą zależności:

$$T_p = \frac{1}{\lambda} \quad \text{oraz} \quad T_n = \frac{1}{\mu} \quad (3.3)$$

Dla elementów odnawialnych parametry T_p i T_n stanowią pojedyncze, liczbowe miary niezawodności. Oprócz nich stosuje się tzw. miary kompleksowe, które zawierają w sobie miary zdefiniowane powyżej.

3.4.1 Wskaźnik gotowości

Jedną z miar kompleksowych, budowanych w oparciu o wskaźniki podstawowe jest tzw. stacjonarny wskaźnik gotowości obiektu wyrażany za pomocą wzoru:

$$K = \frac{\mu}{\mu + \omega} = \frac{\mu}{\mu + \lambda} \quad (3.4)$$

gdzie μ – intensywność strumienia odnowy przewodu wodociągowego [1/h],

$\omega = \lambda$ – intensywność strumienia uszkodzeń przewodu [1/h],

Wskaźnik ten interpretowany jest jako prawdopodobieństwo, że w dowolnej chwili czasu obiekt będzie sprawny. Jest on potocznie zwany niezawodnością obiektu (Bajer i inni, 2006). W celu jego wyznaczenia, ze względów praktycznych pomocne jest przekształcenie wzoru (3.4) z wykorzystaniem zależności (3.3) do postaci:

$$K = \frac{T_p}{T_p + T_n} \quad (3.5)$$

Należy pamiętać, że wielkości T_p i T_n w przypadku opisu probabilistycznego stanowią wartości oczekiwane zmiennych **T_p** i **T_n**, zaś przy opisie statystycznym należy je traktować jako średnie arytmetyczne z przedziałów czasowych funkcjonowania i przestoju obiektu. Pozwala to na wyznaczenie wskaźnika K na bazie danych eksploatacyjnych (Bajer i inni, 2006).

3.4.2 Wskaźniki efektywności

Podstawową funkcją Systemu Zaopatrzenia w Wodę jest zapewnienie odbiorcom wody w wymaganej ilości i pod wymaganym ciśnieniem. Funkcja ta stanowi naturalną podstawę do

zdefiniowania wskaźnika efektywności działania całego SZW jak i każdego z jego podsystemów (S). Wskaźnik ten oznaczany literą ε określa zdolność systemu wodociągowego do zaspokojenia ilościowych potrzeb odbiorców w rozpatrywanym przedziale czasu:

$$\varepsilon = \frac{Q_r(S)}{Q_n(S)} \quad (3.6)$$

gdzie $Q_r(S)$ – rzeczywista wydajność systemu w rozpatrywanym przedziale czasu,

$Q_n(S)$ – wymagana wydajność systemu w rozpatrywanym przedziale czasu.

Jeśli wskaźnik ε osiąga wartość 1 oznacza to, że rzeczywista wydajność systemu całkowicie pokrywa wymagania odbiorców. Jest to warunek konieczny, lecz niewystarczający do tego by w pełni zaspokoić potrzeby użytkowników.

Wskaźnikiem, który w bardziej miarodajny sposób określa stopień zaspokojenia wymagań odbiorców jest Wskaźnik Warunków Poboru Wody ($WWPW$) definiowany jako stosunek rzeczywistego poboru wody przez odbiorcę do jego zapotrzebowania na wodę w rozpatrywanym przedziale czasu (szerzej opisany w: Knapik, 1993 i Knapik, 2000 oraz w rozdziale 9 rozprawy). W odniesieniu do pojedynczego użytkownika (u) można ten wskaźnik opisać jako:

$$WWPW = \frac{Q_{wr}(u)}{Q_w(u)} \quad (3.7)$$

gdzie $Q_{wr}(u)$ – rzeczywisty pobór wody przez użytkownika w badanym przedziale czasu,

$Q_w(u)$ – zapotrzebowanie użytkownika na wodę w badanym przedziale czasu.

Wskaźnik ten może znaleźć swoje zastosowanie zarówno podczas oceny niezawodności dostawy wody do pojedynczego odbiorcy jak i do większej ich grupy, podsystemu lub całego systemu. W przypadku oceny całego systemu, $WWPW$ określa się jako globalny i jest on liczony jako stosunek sumarycznego poboru do sumarycznego zapotrzebowania:

$$WWPW = \frac{\sum_i^u Q_{wr i}}{\sum_i^u Q_w i} \quad (3.8)$$

gdzie Q_{wr} – rzeczywisty pobór wody przez wszystkich odbiorców,
 Q_w – zapotrzebowanie na wodę przez wszystkich odbiorców,
 u – liczba wszystkich odbiorców.

W przypadku tego wskaźnika, wartość $WWPW$ równa 1 oznacza pełne zaspokojenie potrzeb odbiorców w sensie ilościowym. Wartość $WWPW$ poniżej 1 powiązana jest z wystąpieniem pewnego niedoboru wody N wyrażonego jako:

$$N = 1 - WWPW \quad (3.9)$$

Niedobór ten można wyrazić w procentach dobowego zapotrzebowania lub też jako objętość nieskonsumowanej wody przypadającą na jednostkę czasu (dobę). Dysponując wielkościami niedoboru w różnych stanach eksploatacyjnych systemu można wyznaczyć kolejny wskaźnik efektywności będący dopełnieniem do jedności stosunku wartości oczekiwanej niedoboru do nominalnej wartości zapotrzebowania na wodę. Wskaźnik ten nosi nazwę uogólnionego wskaźnika gotowości systemu K_s i wyrażony jest wzorem:

$$K_s = 1 - \frac{E(\mathbf{NV})}{Q_n} \quad (3.10)$$

gdzie \mathbf{NV} – zmienna losowa niedoboru wody,
 $E(\mathbf{NV})$ – wartość oczekiwana niedoboru w badanym przedziale czasu (dobie) [m^3/d],
 Q_n – nominalne dobowe zapotrzebowanie na wodę [m^3/d].

Wartość oczekiwaną niedoboru $E(\mathbf{NV})$ należy wyznaczyć jako średni ważony niedobór, gdzie wagą jest prawdopodobieństwo jego pojawienia się.

$$E(\mathbf{NV}) = \frac{\sum_i NV_i \cdot P_i}{\sum_i P_i} \quad (3.11)$$

gdzie NV_i – wartość niedoboru wody [m^3/d] w i -tym stanie eksploatacyjnym systemu,
 P_i – prawdopodobieństwo wystąpienia i -tego stanu systemu.

Wartość niedoboru liczona jest jako różnica między wielkością zapotrzebowania a poborem wody. Bardziej szczegółowy opis wyznaczania tych składowych w powiązaniu z numerycznym modelem sieci wodociągowej przedstawiono w rozdziale 8 rozprawy.

Prawdopodobieństwo zajścia dowolnego stanu systemu po przyjęciu założenia o niezależności uszkodzeń każdego z elementów wyznacza się wg wzoru:

$$P_i = \prod_{j=1}^{e1} K_j + \prod_{j=e1+1}^{e1+e0} (1 - K_j) \quad (3.12)$$

gdzie K_j – wskaźnik gotowości j -tego elementu systemu,
 $\prod_{j=1}^{e1} K_j$ – iloczyn wskaźników niezawodności wszystkich elementów będących w stanie sprawności (1...e1),
 $\prod_{j=e1+1}^{e1+e0} (1 - K_j)$ – iloczyn wskaźników zawodności wszystkich elementów będących w stanie niesprawności (1...e0).
 $e1$ – liczba elementów będących w stanie sprawności
 $e0$ – liczba elementów będących w stanie niesprawności

Wielkości K_j wyznaczone są w oparciu o wzór (3.5).

3.5. Wybrane metody wyznaczania niezawodności systemów wodociągowych

System techniczny złożony z n elementów, z niezawodnościowego punktu widzenia może być traktowany jako obiekt dwu- lub wielostanowy. Niezawodność systemu dwustanowego można wyrazić, podobnie jak niezawodność elementów dwustanowych za pomocą miar (wskaźników) opisanych w poprzednich punktach, takich jak: K , T_p , T_n , λ , μ . Zaś niezawodność systemu wielostanowego można wyrazić za pomocą zespołu miar charakteryzujących określone stany niezawodnościowe (pełna sprawność, stany częściowej sprawności, niesprawność) (Kwietniewski, 1993; Wierzbicki, 1996).

Mając na uwadze stosowany aparat matematyczny można wyróżnić kilka grup metod pozwalających wyznaczyć bądź oszacować wskaźnik gotowości systemu. Są to w szczególności metody przeglądu, wzorów analitycznych, statystyczne i inne (Kwietniewski 1990; Bajer i inni, 2006).

Najbardziej popularne są metody przeglądu, które mogą być stosowane do wyznaczenia wskaźnika gotowości K , lub uogólnionego wskaźnika niezawodności K_u dla dowolnych struktur niezawodnościowych. Ich zastosowanie polega na sporządzeniu tabeli struktury, w której zestawia się stany elementarne systemu, będące kompozycją stanów elementarnych poszczególnych jego elementów. W zależności od zakresu zestawień stanów elementarnych systemu, można wyróżnić Metodę Przeglądu Zupełnego (MPZ), w której dokonuje się analizy wszystkich możliwych stanów systemu oraz Metodę Przeglądu Częściowego (MPCz) (Bajer i inni, 2006). Metoda Przeglądu Zupełnego ze względu na silnie rosnącą złożoność wraz ze wzrostem liczby elementów składowych ma praktyczne zastosowanie dla niewielkich systemów, gdzie liczba elementów nie przekracza kilku sztuk (Bajer i inni, 2006). W Metodzie Przeglądu Częściowego uwzględnia się tylko niektóre, najbardziej prawdopodobne stany systemu, ograniczając liczbę równoczesnych uszkodzeń do wartości np. 2 lub 3. Prawdopodobieństwo zajścia zdarzenia, w którym awarii ulega większa liczba elementów jest na tyle małe, że można je pominąć. Metoda ta wymaga wyselekcjonowania ze zbioru zupełnego, zbioru zdarzeń reprezentatywnych według ściśle zdefiniowanych kryteriów, charakterystycznych dla analizowanego typu systemu. Uzyskany w ten sposób wynik jest przybliżony, co pociąga za sobą konieczność szacowania błędu (Bajer i inni, 2006). Obie metody są proste i uniwersalne a tabele stanów mogą ulegać modyfikacjom w zależności od potrzeb. Metody te można stosować przy założeniu niezależności uszkodzeń każdego z elementów a prawdopodobieństwo zajścia i -tego stanu systemu jest wynikiem koniunkcji zdarzeń, które w nim występują (3.12).

Systemy techniczne, ze względu na swoją uporządkowaną strukturę zawsze pozwalają na skonstruowanie schematu technicznego, który w graficzny sposób przedstawia działanie systemu, wzajemne fizyczne usytuowanie elementów go budujących oraz linie przepływu produktów zgodnie z kierunkiem i cyklami procesu (Bajer i inni, 2006). Z perspektywy wyznaczenia poziomu niezawodności systemu, istotna jest możliwość skonstruowania schematu niezawodnościowego. Schemat ten w graficzny sposób przedstawia powiązania poszczególnych elementów pod kątem wpływu ich uszkodzeń na sprawność całego systemu. W odróżnieniu od schematu technicznego, w schemacie niezawodnościowym rodzaj połączeń określa zależność stanu systemu od liczby i typu uszkodzonych elementów. Prowadzi to niekiedy do powstania połączeń logicznych, które są przeciwstawne połączeniom technologicznym, lecz słusznych z perspektywy analizy niezawodnościowej (Wieczysty, 1990).

Konstruowanie schematów niezawodnościowych opiera się na wyodrębnianiu z całego systemu, podsystemów, które można przedstawić za pomocą struktur podstawowych tworzonych wg następujących zasad (Wieczysty, 1990):

- jeśli uszkodzenie chociażby jednego elementu powoduje uszkodzenie całego podsystemu to elementy te tworzą strukturę szeregową. Wszystkie elementy występujące w takiej strukturze są elementami podstawowymi
- jeśli uszkodzenie podsystemu następuje wtedy gdy uszkodzeniu ulegną wszystkie jego elementy to jest to struktura równoległa. Do sprawności całego podsystemu wystarczy sprawność jednego, dowolnego elementu,
- jeśli do sprawności całego podsystemu konieczna jest sprawność części elementów (tj. n spośród M), to elementy te tworzą strukturę progową typu „ n z M ”. Uszkodzenie takiego podsystemu następuje w momencie niesprawności $(m + 1)$ spośród wszystkich M elementów. Gdzie n oznacza liczbę elementów podstawowych, m – liczbę elementów rezerwowych, $M = n + m$ – liczbę wszystkich elementów.

Struktury: szeregową i równoległą to tzw. struktury proste, a struktury proste i struktura progowa są tzw. strukturami podstawowymi. Z nich są zbudowane struktury mieszane. Istnieją również struktury złożone (np. struktura mostkowa), których nie można przedstawić jako struktury mieszanej.

Schemat niezawodnościowy umożliwia określenie stanu niezawodnościowego całego systemu, zależnego od stanów wszystkich uwzględnionych elementów. Nie zawsze jednak skonstruowanie schematu niezawodnościowego jest możliwe (Bajer i inni, 2006).

Analiza niezawodnościowa rzeczywistego systemu wodociągowego jest zadaniem bardzo trudnym, głównie ze względu na jego znaczną złożoność i liczbę elementów, z jakich jest zbudowany. Aby móc prowadzić takie badania koniecznym stało się opracowanie odpowiednich narzędzi analizy niezawodnościowej. Są to metody, które zazwyczaj pozwalają zredukować złożoną strukturę do postaci prostej, względem której możliwe jest np. wykorzystanie wzorów analitycznych do wyznaczenia współczynnika K . Do tych metod można zaliczyć (Wieczysty i inni, 1993):

- Metoda dekompozycji prostej – polega ona na kolejnych przekształceniach strukturalnych, które powodują zmianę schematu niezawodnościowego systemu na schemat zbudowany z pewnej liczby podsystemów tworzących struktury proste. Dekompozycję M elementowego systemu prowadzi się w ten sposób, że każde kolejne przekształcenie powoduje zmniejszenie liczby elementów struktur podsystemów o jeden aż do uzyskania podsystemów o strukturach prostych.
- Metoda dekompozycji złożonej jest uogólnieniem metod dekompozycji. Polega ona na tym, że podziału M -elementowego systemu dokonuje się względem wybranej grupy elementów o liczności k ($1 < k < M$). W wyniku tej operacji uzyskuje się 2^k różnych podsystemów zawierających po $M-k$ elementów. Jeżeli struktury otrzymanych podsystemów są nadal strukturami złożonymi, wówczas przeprowadza się kolejne dekompozycje do momentu powstania podsystemów o strukturach prostych. Efektywność tej metody zależy w dużym stopniu od wyboru elementów, względem których dokonywana jest dekompozycja.
- Metoda minimalnych przekrojów niesprawności. Założeniem tej metody jest wyznaczenie funkcji strukturalnej systemu w oparciu o pojęcie minimalnych przekrojów niesprawności. Poprzez taki przekrój rozumie się minimalny zbiór elementów, których jednoczesna niesprawność powoduje niesprawność całego systemu. Sprawność dowolnego elementu wchodzącego w skład przekroju powoduje, że system jest sprawny. Z punktu widzenia niezawodności elementy te można potraktować jako równoległe. Z uwagi na to, że w danym systemie może istnieć wiele minimalnych przekrojów, które muszą być jednocześnie sprawne aby system był sprawny, rzeczywista struktura niezawodnościowa systemu może zostać zastąpiona przez równoważną strukturę szeregowo-równoległą, w której minimalne przekroje połączone są w szereg.
- Metody macierzowe oraz metody grafowe wykorzystywane są wówczas, gdy w systemie występują uszkodzenia zależne.

Przytoczone metody analizy niezawodnościowej dowolnej struktury technicznej charakteryzują się różnym stopniem złożoności i nakładu pracy niezbędnej do uzyskania poszukiwanych wartości wskaźników niezawodnościowych. Wszystkie metody mogą znaleźć swoje zastosowanie w analizie niektórych obiektów, podsystemów i niewielkich fragmentów systemów wodociągowych. Próba badań niezawodnościowych prowadzona na całym systemie wodociągowym, który już w samej swej naturze jest systemem bardzo złożonym i skomplikowanym może wykazać, że część metod, a w szczególności Metoda Przeglądu Zupełnego może nie spełniać warunku policzalności. Wynika to z olbrzymiej ilości kombinacji przypadków eksploatacyjnych, które winny być odpowiednio wskazane i przebadane. Znacznie wydajniejszą, lecz mniej dokładną jest Metoda Przeglądu Częściowego, którą zazwyczaj można wykorzystać w analizach SZW. W dalszej części opracowania (rozdział 7) zaproponowano Metodę Ukierunkowanej Selekcji wariantów eksploatacyjnych poddawanych analizie niezawodnościowej, pozwalając w sposób istotny zmniejszyć nakład pracy niezbędny do oszacowania charakterystycznych wskaźników niezawodnościowych.

4. Opis struktury numerycznego modelu sieci wodociągowej

Rozległe i bardzo złożone struktury, jakimi są miejskie sieci wodociągowe stanowią poważne wyzwanie w obliczu próby analizy ich funkcjonowania w różnorodnych warunkach eksploatacyjnych. Analiza taka często z wielu przyczyn nie może być prowadzona w terenie, bezpośrednio na sieci. Podjęcie badań wpływu awarii wybranych rurociągów na niezawodność dostawy wody wiązałoby się z koniecznością czasowego pozbawienia wody części odbiorców, co ze względów społecznych i ekonomicznych jest niedopuszczalne. Również, z oczywistych względów nie jest możliwą do wykonania analiza terenowa wariantowej modernizacji systemu. Z tych oraz wielu innych powodów tworzone są numeryczne modele SZW pozwalające na „nieinwazyjną” i praktycznie bezkosztową analizę funkcjonowania systemu w bardzo różnych warunkach eksploatacyjnych. Modele te powinny pozwalać na badanie SZW przy zmiennym w czasie obciążeniu hydraulicznym wszystkich istotnych obiektów.

Niniejszy rozdział zawiera ogólny opis wybranych struktur numerycznych i metod stosowanych w modelowaniu systemów wodociągowych oraz rozwiązania przyjęte w trakcie tworzenia rodzimego symulatora. Ich szczegółową dokumentację można znaleźć w pozycjach literaturowych: Knapik, 1993, 1998, 2000 oraz Kulbik, 2004; Lipski, 1989; Salgado, 1987 i Todini, 1987, jednakże ze względu na szczególną wagę zagadnienia w kontekście niniejszego opracowania, najważniejsze tezy i założenia zostaną przedstawione poniżej. Wykorzystanie symulatora stanowi podstawową i nieodzowną część procesu analizy funkcjonowania SZW gdyż uzyskane tą drogą wyniki są bazą do dalszych badań statystycznych i niezawodnościowych dla wielu wariantowych rozwiązań modernizacyjnych.

Idee tworzenia matematycznej struktury opisującej sieć wodociągową i obiekty na niej występujące zostały z powodzeniem wdrożone w postaci aplikacji *ISYDYW* autorstwa prof. Krzysztofa Knapika będącej pierwowzorem symulatorów powstających w Instytucie Zaopatrzenia w Wodę i Ochrony Środowiska Politechniki Krakowskiej. Aplikacja *ISYDYW*, zawiera szereg unikatowych rozwiązań, które następnie zostały rozwinięte i poszerzone w symulatorze *ISYNOW* będącym dziełem autora rozprawy. Wykreowany w tej aplikacji silnik obliczeniowy stanowi podstawę narzędzia obliczeniowego o nazwie *V Lokator* opracowanego na potrzebę niniejszej rozprawy doktorskiej. Szczegółowy opis rozwiązań zastosowanych w tej aplikacji został zamieszczony w kolejnych rozdziałach opracowania a w tym rozdziale

skoncentrowano się wyłącznie na opisie niektórych rozwiązań numerycznych samego symulatora.

Przytaczane tu symulatory nie są jedynymi dostępnymi na rynku narzędziami analizy inżynierskiej funkcjonowania sieci wodociągowych, lecz posiadają cały szereg szczególnych cech, które czynią z nich narzędzia unikatowe i równocześnie bardzo praktyczne z inżynierskiego punktu widzenia. Do najistotniejszych, szczególnych cech tych symulatorów należą:

- modułowa budowa, w jawny sposób oddzielająca poszczególne etapy tworzenia modelu i jego weryfikacji,
- bliskie inżynierskiemu podejście do opisu obiektów, funkcji i urządzeń budujących system wodociągowy,
- unikatowy, graficzny sposób tworzenia modelu zapotrzebowania na wodę, uwzględniający informacje o sposobie zagospodarowania terenu i danych demograficznych na bazie odpowiednich map, np. planu zagospodarowania przestrzennego,
- tworzenie dedykowanych schematów obliczeniowych, dzięki którym możliwa jest łatwa budowa wariantowych pakietów symulacyjnych, uwzględniających zróżnicowanie geometrii sieci, obciążenia i funkcjonowania poszczególnych obiektów,
- inteligentna schematyzacja szkieletu sieci, tak by w sposób optymalny zredukować wielkość zadania bez znaczącego wpływu na dokładność uzyskiwanych wyników,
- możliwość analizy funkcjonowania SZW zarówno w warunkach tzw. „stanów ustalonych” jak i podczas dynamicznej symulacji pracy systemu, odwzorowując przedział czasowy jednej doby o zadanym poziomie obciążenia zapotrzebowaniem na wodę,
- możliwość wielowariantowej symulacji pracy sieci z uwzględnieniem czasowej niesprawności wybranych obiektów,
- unikatowa metoda symulowania skutków awarii SZW poprzez redukcję wielkości poboru wody w węzłach dotkniętych awarią proporcjonalnie do procentowego udziału grup odbiorców o zróżnicowanych wymaganiach odnośnie ciśnienia medium,
- bogaty zbiór parametrów statystycznych opisujących funkcjonowanie każdego z elementów oraz systemu jako całości.

Wszystkie wymienione tu programy komputerowe pozwalają na statyczną jak i dynamiczną analizę funkcjonowania sieci wodociągowych o dowolnej złożoności dostarczając informacji niezbędnych do dalszych analiz statystycznych i niezawodnościowych.

4.1. Założenia modelu

Każdy system zaopatrzenia w wodę składa się z elementów mających na celu realizację jednej z założonych funkcji:

- zasilanie sieci wodociągowej w wodę (pompownie, przepompownie),
- transport wody (przewody),
- magazynowanie wody (zbiorniki).

Dodatkowo należy pamiętać o czynniku wymuszającym przepływ wody, jakim zróżnicowany w przestrzeni i czasie jej pobór przez użytkowników. Wszystkie te zagadnienia uwarunkowane są czynnikiem czasu, podlegając ciągłej zmianie. Dostępne symulatory działania systemów wodociagowych pozwalają na analizę ich funkcjonowania zarówno w układzie statycznym jak i dynamicznym. Przypadek statyczny dotyczy tzw. stanów ustalonych, gdzie wynikiem analizy jest szczegółowy obraz funkcjonowania systemu w ściśle określonym punkcie na osi czasu. Obliczenia dotyczą jednej, ekstremalnej chwili, np. rozbiorów maksymalnych czy minimalnych. Analiza dynamiczna pozwala na przeprowadzenie symulacji funkcjonowania SZW w pewnym założonym przedziale czasu (zwykle jedna doba). Mamy wtedy do czynienia z symulacją czasową. W takim przypadku modele obiektów budujących system SZW muszą być opisane w sposób pośredni bądź bezpośredni zależnościami funkcyjnymi uwzględniającymi czynnik czasu.

Aby móc prowadzić analizę funkcjonowania SZW koniecznym jest stworzenie numerycznego modelu całego systemu bądź jego wybranego fragmentu – w zależności od potrzeb zadania. Model taki jest tworzony w oparciu o grupy elementów składowych, wśród których można wymienić (Knapik, 2000):

- model geometrii połączeń,
- modele matematyczne poszczególnych obiektów wodociagowych,
- modele oddziaływania zewnętrznego.

Matematyczne odwzorowanie obiektów występujących w SZW są decydujące dla oceny jego poprawności. W istocie są to odpowiednie równania opisujące ich charakterystyki hydrauliczne i sposób oddziaływania na sieć wodociagową. Stanowią one podstawę do tworzenia i rozwiązywania układów równań równowagi. Obiekty, których modele hydrauliczne są stosowane w procesie analizy numerycznej można przyporządkować do dwóch grup obiektów geometrycznych. Są to węzły będące punktami połączeń przewodów wodociagowych oraz odcinki, które są odpowiednikiem przewodów. Zasadniczo te dwa typy obiektów geometrycznych uzupełnione o odpowiednią relację funkcyjną, pozwalają na pełny opis matema-

tyczny struktury sieci wodociągowej. Jedynie w celu właściwej wizualizacji poszczególnych obiektów stosuje się ich rozróżnienie graficzne w warstwie interfejsu użytkownika aplikacji służących do modelowania SZW.

Sposoby implementacji modeli obiektów hydraulicznych, stosowane w popularnych aplikacjach różnią się zazwyczaj w niewielkim stopniu, mając za podstawę jedną ideę. Do najbardziej znanych aplikacji realizujących funkcje modelowania SZW należy *EPANET* stworzony przez U.S. EPA w oparciu o prace: Todiniego, Salgado i Pilatiego (1987). Autor rozprawy bazował jednak na alternatywnym, rodzimym rozwiązaniu pod nazwą *ISYNOW* będąc współtwórcą tego symulatora. Różnice między różnymi aplikacjami dotyczą w głównej mierze sposobu gromadzenia i opisu parametrów charakterystycznych dla danego obiektu wpływając m.in. na komfort obsługi. Wydaje się, że sposób opisu obiektów zastosowany w *ISYNOW* jest bliższy spojrzeniu inżynierskiemu niż rozwiązania alternatywne i przez to bardziej funkcjonalny.

4.1.1 Węzeł

Węzeł w sposób naturalny jest obiektem będącym jednym z końców odcinka i tworzącym połączenia między przewodami. Pod względem geometrycznym obiekt ten opisany jest za pomocą trzech współrzędnych wyznaczających jego orientację przestrzenną. Pod względem funkcjonalnym może on pełnić rolę:

- punktu poboru wody,
- punktu zasilania SZW,
- punktu magazynowania wody.

Węzeł będący punktem poboru wody posiada przyporządkowanie do funkcji opisującej czasową zmienność zapotrzebowania na wodę. Funkcja ta jest wynikiem obliczeń w modelu zapotrzebowania na wodę, będąc wypadkową funkcji charakterystycznych (histogramów zapotrzebowania na wodę) dla poszczególnych grup odbiorców, którzy są zasilani z opisywanego węzła. Szczegółowy opis modelu zapotrzebowania na wodę zastosowanego w symulatorze można znaleźć w pozycji: Knapik, 1998. Funkcja ta oprócz informacji o wielkości pobieranej wody posiada także zdefiniowane wymagania dotyczące warunków jej poboru. Pozwala to uwzględnić sytuację redukcji konsumpcji w przypadku wystąpienia czasowego obniżenia ciśnienia w punkcie poboru. Problem ten został szerzej omówiony w rozdziale 8 opracowania.

W przypadku obiektu zasilającego, jakim jest pompownia lub przepompownia, węzeł posiada przyporządkowanie do funkcji będącej charakterystyką pracy pompy, opisującej zależność między wysokością tłoczenia (h) a wydajnością (Q). W przypadku rozwiązania zastosowanego w symulatorze, funkcją tą jest wielomian trzeciego stopnia postaci:

$$Q(h) = L_p \cdot (A + B \cdot h + C \cdot h^2 + D \cdot h^3) \quad (4.1)$$

gdzie współczynniki wielomianu $A \dots D$ jednoznacznie determinują przebieg krzywej opisującej zależność funkcyjną dla konkretnej jednostki pompowej, natomiast czynnik L_p pozwala na multiplikację wydajności (Q), dając możliwość modelowania pompowni wyposażonej w wiele agregatów jednego typu połączonych równolegle (Knapik, 1998).

W przypadku aplikacji EPANET, obiekt będący pompą przyporządkowywany jest do zbioru odcinków a więc musi być opisany na dwóch węzłach. W symulatorze *ISYNOW* dopuszcza się sytuację lokalizacji pompowni na węźle lub między dwoma węzłami. Wskazana tu różnica w praktyce sprowadza się wyłącznie do innego nazewnictwa, natomiast zasada modelowania obiektu jest podobna.

Obiekt będący pompownią wody spoza układu opisany jest za pomocą jednego węzła zwanego węzłem wody górnej. Jego współrzędna wysokościowa określa poziom, od którego liczona jest wysokość tłoczenia pompowni. Zakłada się, że jest to rzędna położenia zwierciadła wody dolnej, np. w zbiorniku dolnym.

W przypadku przepompowni, struktura opisana jest na dwóch węzłach: wody dolnej, skąd pobierana jest woda do strefy wyższego ciśnienia i wody górnej, gdzie następuje dostawa wody pod wyższym ciśnieniem. Wartość ciśnienia w węźle wody dolnej jest traktowana jako ciśnienie napływu na obiekt. Pozwala to tak zaprogramować urządzenie, by samo się wyłączało, gdy ciśnienie spadnie poniżej dopuszczalnej wartości. Różnica między ciśnieniem napływu a rzędną węzła wody górnej determinuje wartość wysokości tłoczenia a co za tym idzie wydajności pompy. Obiekt będący przepompownią znajduje się na granicy między dwiema strefami ciśnienia i równocześnie między dwoma odseparowanymi podsieciami, dla których oddzielnie prowadzony jest bilans poboru wody. Aby ilość wody konsumowanej i dostarczonej do każdej z podsieci była prawidłowa, dokonano sprzężenia zależności poboru w węźle wody dolnej i dostawy do węzła wody górnej. Ilość wody dostarczanej do strefy wyższego ciśnienia jest automatycznie odejmowana w bilansie wody strefy ciśnienia niższego, a wielkość ta przyporządkowywana jest do węzła wody dolnej. Wielomian opisujący charakterystykę pracy pompy posiada swoją ważność wyłącznie w obrębie pola jej pracy. W przypadku

wystąpienia warunków powodujących wykroczenie punktu pracy poza zakres dopuszczalnego ciśnienia, następuje automatyczna korekta wydajności do poziomu dopuszczalnego.

Innym obiektem wodociągowym, który można opisać za pomocą węzła jest zbiornik wody. W tym przypadku z węzłem kojarzona jest funkcja opisująca zależność między wysokością napełnienia zbiornika (h) a objętością zgromadzonej wody (V). Relacja ta również została opisana za pomocą wielomianu trzeciego stopnia o współczynnikach $P \dots S$, który w wystarczający sposób pozwala na odwzorowanie rzeczywistych zmian w obiektach wodociągowych tego typu.

$$h(V) = P + Q \cdot V + R \cdot V^2 + S \cdot V^3 \quad (4.2)$$

W przeważającej większości przypadków zbiorniki wodociągowe posiadają kształt walca bądź prostopadłościanu, dla których krzywa napełniania ma postać prostej redukując wzór do dwóch pierwszych członów, lecz już w przypadku stożka czy torusa wielomian przyjmie postać bardziej złożoną.

Wielomian ten utrzymuje swoją ważność w założonym zakresie zmian objętości zgromadzonej wody ($V_{\min} \leq V \leq V_{\max}$) i wysokości napełnienia: ($h_{\min} \leq h \leq h_{\max}$). W przypadku przekroczenia objętości maksymalnej następuje wstrzymanie napełniania zbiornika na poziomie h_{\max} . Gdy objętość wody w zbiorniku spadnie poniżej zera, zależność $h(V)$ zastępowana jest funkcją liniową kojarzącą poziom zwierciadła wody w przewodzie zasilającym zbiornik w zależności od pojemności tego przewodu i kąta jego pochylenia.

Zbiornik wodociągowy jest obiektem, który może wodę gromadzić lub ją oddawać do systemu w zależności od panujących warunków hydraulicznych, zmieniając przy tym poziom położenia zwierciadła wody. Rzędna tego zwierciadła stanowi podstawę do wyznaczenia ciśnienia w każdym węźle sieci. Algorytmy symulacyjne zbudowane są tak, że do uzyskania jednoznacznego rozwiązania układu równań równowagi niezbędny jest co najmniej jeden punkt o zdefiniowanym ciśnieniu. Za taki punkt przyjmuje się właśnie rzędną zwierciadła wody w zbiorniku. W tym miejscu należy nadmienić, że właśnie z tego powodu każdy model sieci wodociągowej musi posiadać przynajmniej jeden zbiornik wody, gdyż od niego zaczyna się wyznaczanie wartości ciśnień w pozostałych węzłach modelu.

4.1.2 Odcinek

Podstawową funkcją odcinka jest reprezentacja numeryczna przewodu wodociągowego. Odcinek rozpięty jest między dwoma węzłami i opisany za pomocą szeregu parametrów niezbędnych do przeprowadzenia obliczeń hydraulicznych. Są to przede wszystkim: średnica (D), długość (L), zastępczy współczynnik chropowatości (k) i współczynnik oporów lokalnych (ξ). Woda przepływając przez przewód generuje stratę hydrauliczną, którą można opisać za pomocą równania (Mielcarzewicz, 2000):

$$\Delta h = \left(\lambda \frac{L}{D} + \xi \right) \cdot \frac{V^2}{2g} \quad (4.3)$$

Wzór ten za pomocą kilku przekształceń matematycznych można przedstawić w postaci:

$$Q = C \cdot \Delta h \quad (4.4)$$

przy czym:

$$C = \frac{\frac{\pi^2 \cdot g}{8} \cdot D^5}{Q \cdot (\lambda \cdot L + \xi \cdot D)} \quad (4.5)$$

gdzie: Q – wartość przepływu wzdłuż odcinka [m^3/s],

Δh – spadek ciśnienia w przewodzie, strata hydrauliczna [$\text{m H}_2\text{O}$],

λ – współczynnik liniowych oporów tarcia,

ξ – współczynnik oporów lokalnych,

D – średnica przewodu [m],

L – długość przewodu,

V – prędkość przepływu wody przez przewód [m/s],

g – przyspieszenie ziemskie $9,80665 \text{ [m/s}^2\text{]}$.

Wartość współczynnika λ można wyznaczyć np. z relacji Colebroocka-White'a, lecz ze względu na jej uwikłany charakter, w obliczeniach komputerowych efektywniejsze jest zastosowanie prostszej formuły np. Zigranga-Silvestera (Knapik, 2000):

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -0,8686 \cdot \ln \left\{ \frac{\varepsilon}{3,7} - \frac{2,18}{\text{Re}} \cdot \ln \left[\frac{\varepsilon}{3,7} - \frac{2,18}{\text{Re}} \cdot \ln \left(\frac{\varepsilon}{3,7} - \frac{13}{\text{Re}} \right) \right] \right\} \quad (4.6)$$

przy czym Re oznacza liczbę Reynoldsa obliczaną wg relacji:

$$\text{Re} = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D \cdot v} \quad (4.7)$$

gdzie: $\varepsilon = k/D$,

k – zastępcza chropowatość przewodu [m],

v – współczynnik kinematycznej lepkości [m^2/s].

Relacje (4.4 i 4.5) stanowią podstawę wszystkich obliczeń symulacyjnych. Wykorzystywane są one również do stworzenia modelu obiektów innych niż przewód prostoliniowy, będąc aktywnym czynnikiem regulującym różnicę ciśnienia (i jednocześnie wielkości przepływu) między węzłami.

W przypadku uzależnienia wartości strat lokalnych ξ wyłącznie od czasu (T), odcinek pełni funkcję z góry zadanego dławienia przepływu między węzłami. Można go interpretować jako zasuwę o różnym stopniu otwarcia:

$$\xi = f(T) \quad (4.8)$$

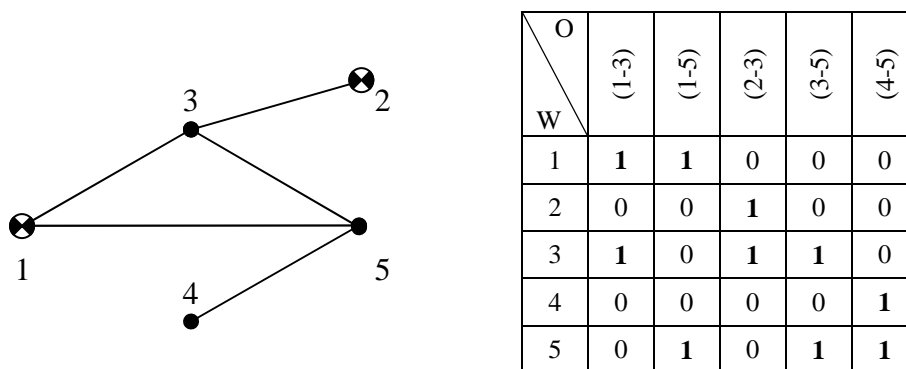
Gdy współczynnik ξ zostanie uzależniony od panującego w danym czasie ciśnienia na jednym z końców odcinka, tak by móc kształtować ciśnienie na jego drugim końcu mamy do czynienia z regulatorem ciśnienia (Knapik, 1998).

$$\xi = f(T, \Delta h) \quad (4.9)$$

4.1.3 Sieć

Przedstawiona powyżej charakterystyka hydrauliczna elementów składowych modelu sieci wodociągowej pokazuje, że są to obiekty klasyfikowane do dwóch grup: węzłów i odcinków. Za ich pomocą można stworzyć strukturę będącą grafem zorientowanym, opisującym dowolną sieć wodociągową. Literatura podaje szereg sposobów zapisu takiej struktury. Sposoby te różnią się stopniem złożoności, wygodą uzyskiwania odpowiedzi na pytania o kształcie sieci i zapotrzebowaniem na miejsce w pamięci komputera (Lipski, 1989).

Jedną z najprostszych metod zapisu grafu jest tzw. *macierz incydencji*. Jest to macierz o n wierszach odpowiadających wierzchołkom i m kolumnach odpowiadających odcinkom. Dla grafu niezorientowanego, w kolumnie odpowiadającej krawędzi $(x-y)$, w miejscach przecięcia z węzłami x i y umieszcza się np. liczbę 1 lub symbol logiczny *Prawda*. Wszystkie pozostałe komórki macierzy wypełnia się zerami lub symbolem *Falsz*. Rozwiązanie to pod kątem algorytmicznym posiada cały szereg wad. Dostęp do informacji jest bardzo niewygodny. Odpowiedź na elementarne pytania typu „czy istnieje zadany odcinek” albo „ile odcinków tworzy wskazany węzeł” w skrajnym przypadku może wymagać przejrzania całej macierzy (Lipski, 1989). Niestety wadą dyskwalifikującą taką macierz do zastosowań w modelowaniu rozległych systemów wodociągowych jest bardzo duże zapotrzebowanie na pamięć operacyjną komputera.



Ryc. 4.1. Przykładowy graf i odpowiadająca mu macierz incydencji. W węzłach 1 i 2 znajdują się zbiorniki.

Innym rozwiązaniem jest zastosowanie bardziej efektywnego sposobu reprezentacji grafu za pomocą *macierzy sąsiedztwa wierzchołków*. Jest to macierz o wymiarach $n \times n$ gdzie pole tej macierzy znaczone jest np. za pomocą jedynki, gdy istnieje odcinek między dwoma węzłami z wiersza i kolumny oraz zero, gdy takie połączenie nie istnieje. Dla grafów niezorientowanych, macierz taka jest symetryczna, natomiast dla grafów zorientowanych wartości niezerowe mają przeciwne znaki po dwóch stronach diagonal. Właściwość ta pozwala zmniejszyć jej rozmiar

o połowę. Główną zaletą macierzy sąsiedztwa jest właściwość pozwalająca w jednym kroku otrzymać odpowiedź na pytanie czy istnieje odcinek między węzłami x i y . Wadą jest fakt, że niezależnie od liczby krawędzi zajętość pamięci takiej macierzy wynosi n^2 a po redukcji do macierzy trójkątnej $n^2/2-n$ (Lipski, 1989).

W	1	2	3	4	5
1	0	0	1	0	1
2	0	0	1	0	0
3	1	1	0	0	1
4	0	0	0	0	1
5	1	0	1	1	0

Ryc. 4.2. Macierz sąsiedztwa wierzchołków dla grafu z ryc.4.1

Aby wyeliminować podstawową niedogodność związaną z wymaganiami pamięci można zastosować jedną z metod zapisu macierzy rzadkich, którymi bez wątplenia są macierze opisujące kształt systemów wodociągowych (Grabowski, 1982; Lipski, 1989; Golub, 1996). W symulatorze *ISYNOW* dokonano implementacji metody zapisu takiej struktury opracowanej przez autora rozprawy wykorzystując dwie uzupełniające się struktury, które pozwalają w bardzo oszczędny sposób zapisać samą macierz oraz niewielkim nakładem kroków uzyskać odpowiedź na podstawowe pytania o geometrii sieci.

Pierwsza struktura będąca macierzą o m wierszach (liczba odcinków) i trzech kolumnach zawiera informację o odcinkach. Macierz taka w pierwszej kolumnie zawiera numer odcinka a w dwóch pozostałych numery węzłów go budujących. W notacji języka Pascal można taką macierz zbudować za pomocą tablicy dwuwymiarowej:

```
Odcinki: array[0..m, 0..2].
```

Druga, bardziej złożona struktura jest formą zdegenerowanej macierzy sąsiedztwa wierzchołków. Degeneracja polega na pominięciu pozycji zawierających same zera oraz uzupełnieniu miejsc niezerowych o dane pomocnicze. Strukturę tą zdefiniowano jako typ będący tablicą dynamicznych tablic rekordów.

```
TGraf: array[0..n] of array of TWEZ
```

gdzie TWEZ jest typem rekordowym zawierającym informację o indeksie (kolumnie) wężła końcowego i numerze odcinka który jest budowany między dwoma wężłami:

```
TWEZ = record
    NrO : Integer;
    ID  : Integer;
end;
```

Struktura taka pozwala na bardzo szybki dostęp do informacji, które odcinki są tworzone przez wskazany wężel i jakie są numery wężłůw końcowych tych odcinków. Jest to informacja niezbędna, gdy chcemy wykorzystać algorytmy wędrujące po grafie. Nazewnictwo odcinków przyjęte na potrzeby przykładu zawiera w sobie informację o budujących je wężłach, lecz w praktyce jest to bardzo niewygodny sposób. Odcinki również numerowane są kolejnymi liczbami naturalnymi.

1	(1-3), 3	(1-5), 5	
2	(2-3), 3		
3	(1-3), 1	(2-3), 2	(3-5), 5
4	(4-5), 5		
5	(1-5), 1	(3-5), 3	(4-5), 4

Ryc. 4.3. Zdegenerowana macierz sąsiedztwa wierzchołków dla przykładu z ryc. 4.1

Zastosowane tu rozwiązanie wymaga znacznie mniej pamięci do zapisania całej struktury pomimo powielania niewielkiej części informacji i równocześnie pozwala na szybkie uzyskanie odpowiedzi na pytania dotyczące zależności między wężłami i odcinkami.

W celu ilustracji stopnia oszczędności pamięci komputera posłużono się następującym przykładem: Niech reprezentacja numeryczna dużego systemu wodociągowego składa się z 25 tysięcy wężłůw i takiej samej ilości odcinków. Załóżmy, że pola macierzy incydencji i macierzy sąsiedztwa są typu *Boolean* (prawda/fałsz), który w języku Pascal wymaga obszaru pamięci o wielkości 1 bajt. Dla macierzy incydencji należy zarezerwować $25000 \times 25000 \times 1B \approx 596$ MB. W przypadku macierzy sąsiedztwa, nawet zredukowanej do postaci trójkątnej, jej wymagania w pamięci komputera wciąż wynoszą: $[(25000 \times 25000) / 2 - 25000] \times 1B \approx 298$ MB. Obie te wartości są absolutnie nie do zaakceptowania nawet przy wykorzystaniu obecnie użytkowanych komputerów. Obliczmy więc „wagę” zdegenerowanej macierzy sąsiedztwa. Przyjmijmy, że wszystkie pola tej macierzy są typu całkowitego, którego reprezentacja w pamięci komputera wymaga 4 bajtów. Wszystkich wierszy macierzy będzie tyle ile wężłůw a więc 25000. W każdym wierszu znajdzie się zestaw informacji o numerze odcinka i wężła końcowego. Przyjmijmy

(z dużym marginesem bezpieczeństwa), że każdy węzeł łączy się z trzema sąsiadami. Oznacza to, że w każdym wierszu będzie 3 x 2 pól. Wielkość niezbędnej pamięci wyniesie: 25000 x 3 x 2 x 4B = 0,86 MB. Dodatkowa macierz opisu odcinków wymaga: 25000 x 3 x 4B = 0,28 MB. Całą, olbrzymią sieć można opisać z wykorzystaniem około 1MB pamięci, co przy dzisiejszych komputerach jest wartością niewielką.

Rozwiązanie ze zdegenerowaną macierzą sąsiedztwa wierzchołków jest efektywne numerycznie, lecz może nastęrczać pewne trudności w graficznej prezentacji kolejnych kroków tworzenia opisu i symulacji sieci wodociągowej. Aby prezentowane dalej przykładowe obliczenia były bardziej czytelne, zostaną one przedstawione z wykorzystaniem macierzy sąsiedztwa.

4.2. Algorytm obliczeniowy

Zastosowany algorytm obliczeniowy, który pozwala wyznaczyć wartości ciśnienia i przepływu oparty jest o prawo Kirchhoffa bilansujące masę. Mówi ono, że sumaryczna ilość wody przepływającej przez węzeł sieci wynosi zero (zakładając przeciwne znaki przepływów dla wody dopływającej i odpływającej). Zastosowanie tego prawa dla wszystkich węzłów sieci w powiązaniu z wzorem na przepływ (4.4), pozwala stworzyć układ n równań:

$$\sum_{j=1}^n [C_{ij} (H_j - H_i)] + Q_i = 0 \quad (4.10)$$

gdzie: n – liczba wszystkich węzłów,

C_{ij} – współczynnik opisany równaniem (4.5) [m^2/s],

H_i – rzędna ciśnienia hydraulicznego w i -tym węźle [m],

Q_i – wielkość poboru/zasilania węzła [m^3/s],

Zastosowana metoda obliczeniowa wymaga, by budowana macierz sąsiedztwa zawierała na pierwszych pozycjach węzły, w których zlokalizowane są zbiorniki wody. Są to węzły, w których znana jest wartość ciśnienia, lecz nie jest określona wielkość wydatku (poboru/zasilania). We wszystkich pozostałych węzłach, na podstawie modelu zapotrzebowania na wodę można określić wielkość poborów, lecz nie jest znane ciśnienie. Te zależności pozwalają wykreować układ równań posiadający jednoznaczne rozwiązanie (Salgado, 1987; Todini, 1987; Kulbik, 2004).

Proste przekształcenia matematyczne układu równań (4.10) prowadzi do stworzenia układu, który można zapisać w formie macierzowej w postaci:

$$A \cdot H + Q = 0 \quad (4.11)$$

Macierz A jest odpowiednikiem macierzy sąsiedztwa węzłów, takim gdzie:

- wyrazy $a_{ij} = -C_{ij}$ dla $i \neq j$
- wyrazy $a_{ij} = \sum_{j=1}^n C_{ij}$ dla $i = j$

Wektor H na pierwszych pozycjach posiada znane wartości ciśnienia w zbiornikach, pozycje pozostałe są niewiadome.

Wektor Q na pierwszych pozycjach odpowiadających węzłom zbiornikowym ma wartości poszukiwane, rozbiory w pozostałych węzłach są znane.

Podzielmy liczbę wszystkich węzłów n na węzły zbiornikowe z i pozostałe w , oraz przedstawmy układ równań (4.11) w następującej postaci macierzowej:

$$\begin{bmatrix} A_z & A_{zw} \\ A_w & A_{ww} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} H_z \\ H_w \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} Q_z \\ Q_w \end{bmatrix} = [0] \quad (4.12)$$

Wynika z niego, że aby rozwiązać zadanie należy rozwiązać układ dwóch równań macierzowych:

$$A_z \cdot H_z + A_{zw} \cdot H_w + Q_z = 0 \quad (4.13)$$

$$A_w \cdot H_z + A_{ww} \cdot H_w + Q_w = 0 \quad (4.14)$$

Najpierw należy rozwiązać równanie (4.14), gdzie niewiadomą jest wektor H_w a znane są wartości wektora H_z i czynniki macierzy A (czyli znane A_w i A_{ww}). Ze względu na występowanie zmiennych tylko przy macierzy A_w , mamy do czynienia z Układem Równań Liniowych (URL), do rozwiązania którego należy zastosować odpowiednio wydajną metodę obliczeniową. Autor dokonał implementacji metody gradientów sprzężonych z preconditionerem (Preconditioned Conjugate Gradient - PCG) w postaci niepełnego rozkładu Cholesky'ego. Sama metoda PCG jest wnikliwie opisana w literaturze (Shewchuk, 1994; Golub, 1996; Góra, 2006) i nie będzie tu szczegółowo przytaczana. Ograniczono się wyłącznie do podania algorytmu jej działania zapisanego w pseudokodzie. Zastosowanie tej metody jest możliwe, gdyż

spełnione są wymagania odnośnie macierzy A_w , która jest macierzą kwadratową, symetryczną, dodatnio określoną i co bardzo korzystne, diagonalnie dominującą (Shewchuk, 1994).

dane:	w	– liczba węzłów, w których nie ma zbiornika
	macierz A' [$w \times w$]	współczynniki równań liniowych
	wektor b [$w \times 1$]	– wyrazy wolne powstałe ze znanych $A_w \cdot H_z + Q_w$
	wektor x_0 [$w \times 1$]	– pierwsze przybliżenie rozwiązania
	macierz M [$w \times w$]	– preconditioner
	liczba iterMax	– maksymalna liczba iteracji
	liczba $\varepsilon < 1$	– tolerancja błędu
zmienne:	iter	– aktualny numer iteracji
	wektor r [$w \times 1$]	– residuum
	wektor d, q, s [$w \times 1$]	– wektory pomocnicze
	liczby $\Delta_{Old}, \Delta_{New}, \Delta_0, \lambda, \beta$	
iter $\leftarrow 0$		
$r \leftarrow b - A' \cdot x$		
$d \leftarrow M^{-1} \cdot r$		
$\Delta_{New} \leftarrow r^T \cdot d$		
$\Delta_0 \leftarrow \Delta_{New}$		
dopóki (iter < iterMax) oraz ($\Delta_{New} > \varepsilon^2 \cdot \Delta_0$) wykonuj:		
begin		
	$q \leftarrow A \cdot d;$	
	$\lambda \leftarrow \Delta_{New} / (d^T \cdot q);$	
	$x \leftarrow x + \lambda \cdot d;$	
	$r \leftarrow r - \lambda \cdot d;$	
	$s \leftarrow M^{-1} \cdot r;$	
	$\Delta_{New} \leftarrow r^T \cdot s;$	
	$\beta \leftarrow \Delta_{New} / \Delta_{Old};$	
	$d \leftarrow s + \beta \cdot d;$	
	iter \leftarrow iter + 1;	
end;		

Ryc. 4.4. Algorytm Metody Gradientów Sprzężonych z Preconditionerem (PCG)

Metoda PCG pozwala na bardzo szybkie uzyskanie rozwiązania przy zadanej dokładności ε pod warunkiem dobrania odpowiedniego preconditionera M .

Po wyznaczeniu wartości wektora H_w , rozwiązanie równania (4.13) jest trywialne ze względu na występowanie zmiennej Q_z po stronie wyrazów wolnych i sprowadza się do zsumowania odpowiednich iloczynów.

Rozwiązanie układu równań (4.11) wymaga wstępnego przyjęcia wartości czynników C_{ij} macierzy A . Czynniki te są korygowane w drodze kolejnych przybliżeń, tak by osiągnąć założoną dokładność obliczeniową wyznaczenia wielkości ciśnienia we wszystkich węzłach dla wcześniej zadanych warunków obciążenia sieci rozbiorem wody. Znając różnicę wysokości hydraulicznych między sąsiadującymi węzłami, na podstawie wzoru (4.4) określa się wielkości przepływu w poszczególnych odcinkach sieci (Knapik, 1998). Zestaw wysokości hydraulicznych w poszczególnych węzłach i wielkości przepływu w każdym z odcinków stanowi kompletną informację zwrotną uzyskaną w wyniku działania opisanego algorytmu.

Uzyskany tą drogą wynik obliczeń przedstawia stan systemu w pewnym ustalonym momencie, dla statycznych wartości obciążenia węzłów sieci. Wprowadzenie czynnika czasu, od którego uzależnia się wielkość zapotrzebowania na wodę wprowadza element dynamiki w opisywanym modelu. Przesuwając się na osi czasu o pewien dyskretny odcinek zwany krokiem czasowym, dokonuje się zmian wielkości obciążenia wszystkich węzłów sieci. Zmiany te wraz z wynikami obliczeń z poprzedniego kroku czasowego stanowią podstawę do powtórzenia całego cyklu obliczeń aż do uzyskania wyniku dla aktualnego kroku czasowego. Prowadzi to do stworzenia dynamicznego modelu funkcjonowania sieci wodociągowej. Proces obliczeniowy zazwyczaj obejmuje okres jednej doby obejmując jeden powtarzalny cykl pracy SZW. Uzyskane tą drogą serie wyników stanowią bogatą bazę wiedzy o systemie będąc podstawą do dalszych obliczeń i analiz hydraulicznych, statystycznych oraz niezawodnościowych.

5. Charakterystyka zbiorników wodociągowych

Zagadnienia poruszane na łamach niniejszego opracowania w znacznym stopniu odnoszą się do problemu funkcjonowania zbiorników zapasowo-wyrównawczych. Rozdział ten stanowi przybliżenie i usystematyzowanie informacji dotyczących pełnionych funkcji, budowy, systematyki i lokalizacji zbiorników. Obiekty te odgrywają bardzo istotną rolę w funkcjonowaniu SZW. Obecność, ich położenie i pojemność determinują lokalizację oraz wpływają na charakter pracy większości obiektów i urządzeń wodociągowych, poczynając od ujęć przez pompownie i przepompownie a kończąc na topologii sieci. W tym, w szczególności w warstwie magistralnej. Zbiorniki wodociągowe pełnią szereg istotnych funkcji o charakterze regulacyjnym i asekuracyjnym. Urządzenia te umożliwiają magazynowanie wody w okresie jej zmniejszonego poboru i wspomaganie dostawy wody w okresie wzrostu zapotrzebowania. Gromadzą również wodę na cele specjalne takie jak awaria czy potrzeby przeciwpożarowe, oraz stabilizują ciśnienie w sieci. Funkcje, które może, lecz nie musi pełnić zbiornik wody powiązane są m.in. z jego lokalizacją wysokościową, założeniami projektowymi i pozycją w systemie wodociągowym. Do podstawowych funkcji należą (Łyp, 1970; Suligowski, 2007):

- wyrównywanie dostawy wody w czasie zmiennych rozbiorów,
- stabilizacja ciśnienia w sieci,
- zapewnienie wody na wypadek awarii ujęcia, przepompowni, przewodu dosyłowego,
- rezerwa na cele przeciwpożarowe.

Funkcje użytkowe zbiorników wodociągowych oraz wymogi konstrukcyjne zostały wyszczególnione w normie PN-EN 1508: 2002 „*Zaopatrzenie w wodę. Wymagania dotyczące systemów i ich części składowych przeznaczonych do gromadzenia wody.*” Równocześnie rozporządzenie Ministra Zdrowia z dnia 19 listopada 2002 r.(Dz. U. Nr 203, poz. 1718 „*W sprawie wymagań dotyczących jakości wody przeznaczonej do spożycia przez ludzi*”) reguluje oraz określa wymagania fizykochemiczne, bakteriologiczne i organoleptyczne wody gromadzonej w zbiornikach, tak by woda przeznaczona do picia i na potrzeby gospodarcze spełniała wymogi zdrowotne.

5.1. Rodzaje zbiorników

Spośród szeregu różnych (w sensie sprawowanej funkcji) zbiorników wodociągowych tylko część jest obiektami istotnymi w rozumieniu niniejszej rozprawy. Są to zbiorniki sieciowe, umieszczone za pompownią wody uzdatnionej, czynnie oddziałujące na funkcjonowanie SZW. Pozostałe obiekty, takie jak zbiorniki wody surowej na ujęciu czy też zbiorniki przy lokalnych hydroforniach w kontekście tej pracy nie są urządzeniami kluczowymi. Wynika to między innymi z ich specyficznej lokalizacji, braku funkcji stabilizacji ciśnienia, braku możliwości grawitacyjnego zasilania odbiorców w przypadku awarii (zbiorniki dolne), jak i wielkości (małe zbiorniki przydomowe).

Zbiorniki wodociągowe można sklasyfikować wg wielu różnych kryteriów np. ze względu na przeznaczenie, usytuowanie w systemie wodociągowym, kształt, konstrukcję i inne. Wydaje się, że najistotniejszym kryterium pod względem funkcjonalnym jest lokalizacja wysokościowa. Dzięki temu kryterium można wyróżnić dwa zasadnicze typy zbiorników (Gabryszewski, 1975):

- *Zbiorniki dolne* - położone nisko. Zwykle ich jedynym zadaniem jest magazynowanie i wyrównywanie dostawy wody. Stosowane są one najczęściej na początku lub końcu cyklu technologicznego, jako zbiorniki ujęciowe, lub wyrównawcze przy hydroforniach. Zbiorniki tego typu nie wpływają w sposób aktywny na funkcjonowanie SZW wychodząc poza obszar badań prezentowanych w rozprawie i z tego powodu nie będą szerzej omawiane.
- *Zbiorniki górne* lokalizowane są odpowiednio wysoko, pełniąc poza funkcją magazynową i wyrównawczą dostawy wody również funkcję stabilizatora ciśnienia. Zazwyczaj posiadają one również rezerwę na potrzeby przeciwpożarowe i awaryjne. Tam, gdzie pozwalają na to warunki topograficzne mogą to być zbiorniki terenowe, natomiast na obszarach o niewielkim zróżnicowaniu wysokościowym będą to zbiorniki wieżowe. Zbiorniki tego typu stanowią podstawę większości systemów wodociągowych będąc również obiektem badań prezentowanych w ramach rozprawy.

Kolejne klasyfikacje zbiorników będą dotyczyć wyłącznie grupy tzw. zbiorników górnych.

W zależności od usytuowania zbiorników górnych w obrębie sieci wodociągowej można wyróżnić trzy typy obiektów, które w istotny sposób różnią się pod względem współpracy hydraulicznej z SZW. Są to (Gabryszewski, 1975):

- *Zbiorniki początkowe* położone są między źródłem zasilania a siecią wodociagową. Ich cechą charakterystyczną jest to, że cała ilość wody dostarczanej z pompowni przepływa przez nie, ulegając retencjonowaniu, a następnie najczęściej grawitacyjnie dopływa do obszaru zasilania. Zbiorniki te stabilizują zmienne ciśnienie w sieci, zwykle ograniczając maksymalne ciśnienie do najwyższego poziomu napełnienia.
- *Zbiorniki końcowe* lokalizuje się po przeciwnej stronie obszaru zasilania w stosunku do ujęcia. Takie położenie korzystnie wpływa na wyrównywanie ciśnienia w sieci rozdzielczej, która w okresie wzmożonych rozbiorów zasilana jest z dwóch stron. Powoduje jednak wzrost ciśnienia w godzinach nocnych, gdy zbiornik jest napełniany.
- *Zbiorniki centralne* położone są wewnątrz obszaru zasilania i stanowią połączenie cech dwóch poprzednich typów. Ich lokalizacja blisko punktów poboru wody pozwala na bardziej optymalny i równomierny rozkład ciśnienia w sieci. Zbiorniki tego typu są zwykle zbiornikami wieżowymi chyba, że w centrum znajduje się odpowiednie wzniesienie pozwalające na budowę zbiornika terenowego.

Pod względem lokalizacji nad poziomem terenu można wyróżnić:

- *Zbiorniki terenowe*, częściowo zagłębione w gruncie. Budowane na zboczach bądź szczytach wzniesień zapewniających wymagane ciśnienie eksploatacyjne w sieci.
- *Zbiorniki wieżowe* posadowione są na specjalnej konstrukcji nośnej wznoszącej się istotnie powyżej terenu. Tego typu zbiorniki są budowane na obszarach, gdzie zróżnicowanie terenu jest niewielkie, uniemożliwiające budowę zbiornika terenowego. Są to konstrukcje istotnie droższe w budowie w porównaniu do zbiorników tradycyjnych.

5.2. Rozwiązania konstrukcyjne

Zbiorniki terenowe są zazwyczaj wykonywane jako konstrukcje żelbetowe o kształcie walca lub sześcianu posadowione na powierzchni lub częściowo zakopane. Mogą to być obiekty jedno-, dwu- lub wielokomorowe. Ich pojemność mieści się w szerokim zakresie od kilkudziesięciu do kilku tysięcy metrów sześciennych. Głębokość takiego zbiornika zazwyczaj mieści się w przedziale 2,5 do 10 m.



Ryc. 5.1. Zbiornik terenowy w okolicy Wołomina

Zbiorniki wieżowe są to obiekty zbudowane na specjalnej konstrukcji nośnej wznoszącej się kilkanaście do kilkudziesięciu metrów powyżej terenu. Konstrukcje te wykonuje się najczęściej jako stalowe lub żelbetowe. Zbiorniki te, jak poprzednio, mogą być obiektami jedno-, dwu- lub wielokomorowymi. Kształt zbiorników wieżowych powinien zapewniać centryczne przenoszenie obciążenia na konstrukcję nośną a następnie na grunt. Najczęściej spotykane kształty tych obiektów to walec, stożek lub torus. Głębokość takich zbiorników przyjmuje się w granicach 5-7 m natomiast pojemność zwykle nie przekracza kilkuset metrów sześciennych ze względu na kilkukrotnie większy koszt budowy w porównaniu do konstrukcji terenowej. Obiekty te są często lokalizowane blisko centrum miasta. Ze względu na swoją wysokość są one dobrze widoczne, przez co mogą pełnić również funkcje dekoracyjną i reprezentacyjną.



Ryc. 5.2. Zbiornik wieżowy w Belgii

Rozwiązanie konstrukcyjne zbiornika powinno zapewnić prawidłową wymianę wody, tak by była w nim przetrzymywana jak najkrócej, nie przekraczając przedziału tygodnia, oraz zapewnić właściwą wentylację i zabezpieczenie przed przepełnieniem. Zwykle zbiornik wyposażony jest w wydzieloną komorę zasuw, w której lokalizowana jest cała armatura sterująca jego pracą. Każda komora zbiornika powinna być wyposażona w przewody o następującym zastosowaniu (Gabryszewski, 1975):

- przewód dopływowy; lokalizowany po przeciwnej stronie niż przewód odpływowy lub umieszczony tak, by woda musiała przebyć jak najdłuższą drogę do odpływu wymuszając jej cyrkulację i ciągłą wymianę;
- przewód odpływowy; wyposażony w kosz ssawny umieszczony nieznacznie powyżej poziomu dna zbiornika;
- przewód spustowy; położony w najniższym punkcie zbiornika, pozwalający na jego całkowite opróżnienie w celu przeprowadzenia inspekcji, czyszczenia lub remontu. Na tym przewodzie montowana jest zasuw, która jest zamknięta w czasie normalnej eksploatacji zbiornika;
- przewód przelewowy; jego wlot znajduje się na najwyższym poziomie eksploatacyjnym zbiornika, zabezpieczając obiekt przed przepełnieniem. Na tym przewodzie nie instaluje się żadnej armatury odcinającej przepływ.

Istotnym elementem jest wentylacja. Rury wentylacyjne montowane są na stropie zapewniając stałą wymianę powietrza i utrzymując ciśnienie atmosferyczne nad zwierciadłem wody. Konstrukcja wywietrznika powinna chronić przed przedostaniem się do wnętrza obiektów i zanieczyszczeń z zewnątrz.

Zbiornik musi być szczelny ze względu na przeciwdziałanie wyciekom wody, oraz w przypadku zbiorników terenowych zabezpieczony przed przedostawaniem się wód gruntowych i opadowych. Dodatkowo zbiorniki chroni się przed niską temperaturą poprzez ich ocieplenie. Dla zbiorników terenowych jest to najczęściej pryzma gruntu rodzimego, w przypadku zbiorników wieżowych zazwyczaj stosuje się dodatkową obudowę lub ocieplenie z wełny mineralnej lub innego materiału izolacyjnego.

5.3. Pojemność

Całkowita objętość wody gromadzonej w systemie zaopatrzenia w wodę (V_c) jest sumą pojemności jego zbiorników (V_z) (zarówno sieciowych jak i przy ZUW) (5.2). Zaś pojemność każdego ze zbiorników wyliczana jest jako suma pojemności cząstkowych przewidzianych na obsługę funkcji realizowanych przez SZW. Część z tych funkcji nie jest realizowana przez większość zbiorników, lecz dotyczy tylko obiektów lokalizowanych przy zakładach uzdatniania wody. Ze względu na zakres pracy obejmujący wyłącznie zbiorniki sieciowe, tematyka określania objętości składowych zbiorników dolnych przy ZUW nie będzie tu szerzej omawiana. Szczegółowy opis składowych technologicznych objętości zbiorników można znaleźć w pracach: Suligowski, 2007 oraz Łyp, 1970.

Posiłkując się m.in. *tymczasowymi zalecanymi zasadami określania rezerw wody w zbiornikach wodociągowych* można wymienić dwie objętości składające się na objętość całkowitą zbiornika sieciowego (Suligowski, 2007):

- Wyrównawcza (V_w), będąca zasadniczą i dominującą składową. Jest to zapas wody przewidziany na potrzeby „spłaszczenia” nierównomierności dostawy i konsumpcji wody w ciągu jednej doby, z reguły doby największego rozbioru (Q_{dmax}).
- Asekuracyjna, przeznaczona na wypadek:
 - pożaru (V_{pp});
 - awarii (V_{aw}).

Pojemność całkowita zbiornika wyznaczana jest jako suma pojemności wyrównawczej oraz większej spośród pojemności: przeciwpożarowej i na wypadek awarii (5.1).

$$V_z = V_w + \max\{V_{pp}, V_{aw}\} \quad (5.1)$$

$$V_c = \Sigma V_z \quad (5.2)$$

Objętość całkowita gromadzona w systemie (V_c), w przypadku istnienia większej liczby zbiorników, ustalana jest łącznie, a następnie dzielona na poszczególne zbiorniki zlokalizowane w różnych jego punktach (Suligowski, 2007).

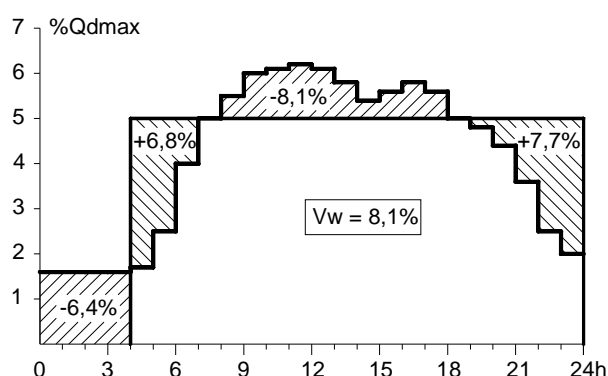
Metody wyznaczania pojemności zbiorników są szeroko opisane w literaturze (Gabryszewski, 1975; Suligowski, 2007; PN-B-02864 Przeciwożarowe ..., 1997; Tymczasowe ..., 1982) i dobrze znane, przez co zostaną tu przytoczone tylko w niezbędnym zarysie.

Dominującą w każdym zbiorniku pojemność wyrównawczą (V_w) określa się na bazie bilansu dopływu i odpływu wody ze zbiornika w ciągu doby o maksymalnym zapotrzebowaniu (Q_{dmax}). Obliczenia przeprowadza się dysponując godzinowymi wartościami wydajności pompowni i rozkładem poboru wody przez użytkowników (wyrażonymi w procentach Q_{dmax}). Obliczenia te można wykonać analitycznie, w tabeli lub graficznie za pomocą tzw. metod: słupkowej albo sumowej zwanej też całkową. Poniżej przedstawiono nagłówek tabeli metody analitycznej oraz przykładowe obliczenia metodami graficznymi (Gabryszewski, 1975):

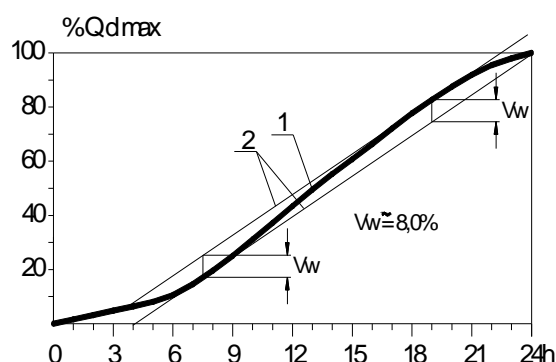
Tablica 5.1.

Nagłówek tabeli do analitycznego wyznaczenia pojemności wyrównawczej zbiornika wodociągowego

Godzina	Godzinowa dostawa z pompowni [% Q_{dmax}]	Godzinowe zapotrzebowanie na wodę [% Q_{dmax}]	Zbiornik – bilans dopływów i odpływów		
			Przybywa	Ubywa	Zostaje



Ryc. 5.3. Graficzne obliczenie pojemności wyrównawczej metodą słupkową przy 20-to godzinnej dostawie wody



Ryc. 5.4. Graficzne obliczenie pojemności wyrównawczej metodą sumową (całkową) przy 20-to godzinnej dostawie wody. 1-krzywa sumowa rozbioru wody, 2-linia sumowa dostawy wody

Rezerwa wyrównawcza uwarunkowana jest wielkością jednostki osadniczej i harmonogramem pracy pomp zasilających układ a jej wielkość zazwyczaj mieści się w przedziale 15 – 20% Q_{dmax} (Łyp, 1970) przy całodobowej pracy pompowni. Opisane metody dotyczą wyznaczania sumarycznej objętości wyrównawczej dla całego SZW, bądź wydzielonej strefy zasilania i nie dają poglądu na jej rozkład w zbiornikach w obrębie systemu. Właściwość ta powoduje konieczność stosowania bardziej wyrafinowanych metod np. czasoprzestrzennej symulacji funkcjonowania SZW.

Wymagana pojemność przeciwpożarowa (V_{pp}) wyznaczana jest w oparciu o PN-B-02864 w zależności od wielkości jednostki osadniczej i mieści się w przedziale 50 – 600 m³, co odpowiada około 0,5 – 1,4 % Q_{dmax} (Łyp, 1970). Jej udział w całkowitej pojemności zbiornika

może być istotny w przypadku małych zbiorników i wręcz niezauważalny w przypadku zbiorników zabezpieczających wodę dla dużych miast, gdzie pojemność całkowita może wynosić nawet kilkadziesiąt tysięcy metrów sześciennych (Suligowski, 2007).

Rezerwa awaryjna (V_{aw}) jest zwykle największą składową spośród pojemności do celów asekuracyjnych. W celu jej określenia należy przeprowadzić analizę niezawodnościową całego systemu. Rezerwa ta winna stanowić niezbędną objętość wody przeznaczoną na wypadki losowych awarii, oraz zapewnić uzyskanie przez SZW wymaganej niezawodności funkcjonowania (Suligowski, 2007). Zwykle przyjmuje się wielkość tej rezerwy na poziomie 25 – 33 % Q_{dmax} , w szczególnych przypadkach więcej.

Sumując składową wyrównawczą i największą spośród asekuracyjnych można zauważyć, że pojemność całkowita zbiorników będzie się wahać w przedziale między 40 a 53 % Q_{dmax} . Analiza literatury tego zagadnienia wskazuje jednak na różne podejście do oceny pojemności całkowitej zbiorników. Suligowski w swym opracowaniu proponuje, by pojemność całkowita mieściła się w przedziale 30 – 35% Q_{dmax} . Łyp w swej analizie przesuwa tą granicę do poziomu 48 – 53% Q_{dmax} natomiast obserwacje tendencji w krajowych systemach wodociągowych dużych miast wskazują, że praktycy dążą do gromadzenia rezerw wody bliskich a nawet przekraczających 100% Q_{dmax} . Sytuacja taka ma miejsce np. w Krakowie czy Tarnowie.

Zastosowanie wzoru (5.1) pozwala z pewną dokładnością oszacować pojemność całkowitą zbiorników, tak by spełniały one swoje podstawowe funkcje, nie dając jednak szerszego spojrzenia na sposób, w jaki zbiorniki będą oddziaływać na sieć w warunkach normalnej eksploatacji ani w czasie wystąpienia awarii. Dopiero głębsza, bardziej wyrafinowana analiza zagadnienia za pomocą narzędzi do symulacji funkcjonowania SZW pozwala zweryfikować wstępnie uzyskane wyniki, dając możliwość korekty objętości, lokalizacji zbiorników jak i parametrów hydraulicznych przewodów magistralnych zasilających obiekty.

6. Analiza metody określania rozkładu pojemności zbiorników

Analiza niezawodności funkcjonowania systemu zaopatrzenia w wodę, w większości przypadków dotyczy oceny realizacji wymagań odbiorców w zakresie dostawy wody w odpowiedniej ilości, pod wymaganym ciśnieniem oraz o odpowiedniej jakości. Problematyka jakości wody wybiega poza przyjęte ramy opracowania i w związku z tym nie będzie tu szerzej omawiana, jednakże należy zaznaczyć obecność tego czynnika przy całościowej ocenie realizacji funkcji SZW.

Analiza funkcjonowania SZW jest nierozdzielnie związana z problematyką działania systemu w stanie awaryjnym, oraz minimalizacją skutków potencjalnej awarii tak, by miały one jak najmniejszy zasięg i konsekwencje. Jednym z kierunków działania dążącym do poprawy niezawodności jego funkcjonowania jest utrzymywanie rezerwy wody w systemie za pomocą zespołu zbiorników wodociągowych. Nie podlega żadnej wątpliwości, że wzrost rezerw gromadzonej wody powoduje poprawę niezawodności funkcjonowania SZW, a przynajmniej nie powoduje jej pogorszenia. Pojawia się natomiast pytanie czy dzięki odpowiedniej dyslokacji tych rezerw jest możliwa dalsza poprawa warunków dostawy wody do odbiorców. Wydaje się, że z perspektywy niezawodności, lepszym rozwiązaniem jest istnienie w systemie dwóch, trzech mniejszych zbiorników niż jednego większego.

Dotychczasowa praktyka inżynierska i analiza literatury przedmiotu wskazuje na brak jasnych wytycznych i metod określania lokalizacji przestrzennej zbiorników sieciowych oraz stopnia dywersyfikacji gromadzonych w nich rezerw wody. Przeanalizowane przypadki współpracy z siecią istniejących zbiorników wodociągowych w różnych miastach Polski ujawniają występowanie pewnych problemów eksploatacyjnych. Część z tych problemów wynika z niewłaściwej lokalizacji wysokościowej zbiorników bądź też zbyt małej przepustowości rurociągów je zasilających. Należy wierzyć, że wynika to z późniejszej rozbudowy systemów wodociągowych i zmiany parametrów ich eksploatacji. Dokładniejsze badania tych systemów mogą wskazać na istnienie poważnego niebezpieczeństwa utraty płynności dostawy wody do znacznej grupy odbiorców w momencie awarii pompowni wody uzdatnionej lub przewodu tranzytowego. Należałoby się zastanowić, jakie podjąć działania prewencyjne by zminimalizować to niebezpieczeństwo.

Stosowana strategia wyboru miejsca lokalizacji zbiornika sieciowego opiera się na wielu kryteriach i czynnikach limitujących: Spośród nich, najistotniejsze w kontekście tego opracowania to:

- topograficzne – lokalizacja przestrzenna i dostępność działek budowlanych oraz możliwość doprowadzenia do obiektu energii elektrycznej,
- wolumetryczne – definiujące skrajne dopuszczalne objętości zbiornika,
- hydrauliczne – uwzględniające przepustowość sieci.

Mają one bezpośredni wpływ na stopień oddziaływania inwestycji na system oraz jej koszt.

Przy podejmowaniu decyzji o modernizacji systemu gromadzenia wody zazwyczaj nie prowadzi się badań funkcjonowania SZW w kontekście możliwości wzrostu poziomu niezawodności dostawy wody. Przeprowadzone badania modelowe wykazały, że oprócz określenia niezbędnej rezerwy wody bardzo istotnym czynnikiem jest jej odpowiednia lokalizacja i rozproszenie w obrębie systemu.

Autor opracowania pragnie zaproponować nowatorską, kompleksową metodę wyboru lokalizacji zbiorników poszerzając równocześnie zbiór kryteriów o warunek minimalizacji odległości zbiorników od odbiorców. W następnych rozdziałach zostanie szczegółowo opisana proponowana metoda, z uwzględnieniem warunku minimalnej odległości między środkiem ciężkości zbiorników a środkiem ciężkości zapotrzebowania na wodę.

Pozostałe, równie istotne kryteria to dostępność odpowiednich miejsc na lokalizację budowli, aspekty formalno-prawne i własnościowe oraz czynniki społeczne. Kryteria te, mimo iż są bardzo istotne w procesie decyzyjnym, wychodzą poza ramy opracowania, które skupia się w głównej mierze na zagadnieniach hydraulicznych i ekonomicznych.

Dodatkowym czynnikiem komplikującym zagadnienie dyslokacji rezerw zbiornikowych jest możliwość występowania w obrębie SZW stref ciśnienia, z których część może być wyposażona w przynajmniej jeden zbiornik. Zbiornik taki nie wpływa w bezpośredni sposób na poprawę niezawodności dostawy wody w obrębie strefy podstawowej, lecz wymaga zasilania z tej strefy zubożając ją w trakcie poważnej awarii źródeł zasilania. Problematyka ta została szczegółowo omówiona w kolejnych podrozdziałach tego punktu.

6.1. Założenia metody

W celu przeprowadzenia badań symulacyjnych funkcjonowania SZW, niezależnie od wyboru narzędzi obliczeniowych musi zostać stworzony komputerowy, kompleksowy model systemu. Zbudowany on jest z dwóch uzupełniających się modeli: geometrii połączeń oraz zapotrzebowania na wodę. Model geometrii połączeń to w głównej mierze zbiór węzłów i odcinków. Odcinki opisane są za pomocą zestawu właściwości określających ich parametry hydrauliczne takie jak średnica, długość, chropowatość i inne. Odcinki tworzą drzewo połączeń między węzłami sieci. Gęstość rozmieszczenia węzłów zależy od przyjętego stopnia odwzorowania systemu i ma decydujący wpływ na złożoność obliczeń symulacyjnych. Zazwyczaj przyjmowane jest założenie, iż w odwzorowaniu pomija się przyłącza domowe jako mało istotne dla hydrauliki przepływu. Węzły pełnią rolę pośrednika między modelem geometrii połączeń a modelem zapotrzebowania na wodę będąc nośnikiem informacji o przestrzennej lokalizacji, wielkości i czasowej zmienności poboru wody. W komputerowym modelu SZW będącym podstawą dalszych rozważań założono węzłową orientację rozbiórów. Przyjmuje się, iż cząstkowe pobory wody przez odbiorców znajdujących się w bezpośrednim sąsiedztwie węzła, traktowane są jako pobór skupiony z danego węzła agregując w ten sposób przyłącza domowe i mniej istotne fragmenty sieci poprzednio nie ujęte w modelu geometrii połączeń. Takie założenie stosowane jest w większości algorytmów obliczeniowych i nie ma znaczącego wpływu na dokładność uzyskiwanych wyników. W dalszej części rozprawy przywoływanie pojęcia węzeł będzie równoznaczne z wskazywaniem punktu zagregowanego poboru wody.

Na potrzebę realizacji zadania postawionego w tezie niniejszej rozprawy opracowano odpowiednią metodę służącą określeniu zoptymalizowanej dyslokacji rezerw zbiornikowych. Proponowana metoda zbudowana jest w oparciu o założenie, że w przypadku wystąpienia awarii zasilania SZW, woda zgromadzona w zbiornikach będzie skuteczniej dostarczana do większej liczby odbiorców, jeśli zbiorniki będą rozmieszczone tak, by ich geometryczny środek ciężkości był jak najbliżej geometrycznego środka ciężkości zapotrzebowania na wodę. Oczywiście, można mówić o procesie optymalizacji zarówno w momencie, gdy system wodociągowy posiada przynajmniej dwa zbiorniki umieszczone w jednej strefie zasilania³, dla których możliwa jest ingerencja w udział ich objętości, lub też przewiduje się budowę pierwszego zbiornika mając do dyspozycji więcej niż jedną lokalizację.

³ Definicja strefy zasilania znajduje się w następnym punkcie

Wyznaczenie środka zapotrzebowania na wodę można przeprowadzić w oparciu o wzór na średnią ważoną, gdzie wagą jest średnie dobowe zapotrzebowanie:

$$X_Q = \frac{\sum_{i=1}^{N_w} (Q_{wi} \cdot X_{wi})}{\sum_{i=1}^{N_w} Q_{wi}} \quad Y_Q = \frac{\sum_{i=1}^{N_w} (Q_{wi} \cdot Y_{wi})}{\sum_{i=1}^{N_w} Q_{wi}} \quad (6.1)$$

Aby wyznaczyć w/w środek ciężkości należy skorzystać ze współrzędnych lokalizacji węzłów sieci oraz dobowego zapotrzebowania na wodę w tych węzłach. Obie składowe są czynnikami, na które inżynier nie ma wpływu i można je traktować jako wartości ustalone. Głębsza i bardziej szczegółowa analiza tego zagadnienia pozwala również twierdzić, że 24 środki ciężkości liczone w oparciu o średnie zapotrzebowanie w każdej godzinie doby będą oscylować w niewielkiej odległości od środka wyznaczonego na bazie zapotrzebowania dobowego. Można więc przyjąć założenie, że środek ciężkości zapotrzebowania jest punktem stałym.

Analogicznie przedstawia się wzór na środek ciężkości układu zbiorników, gdzie wagą jest pojemność obiektu:

$$X_Z = \frac{\sum_{i=1}^{N_z} (V_{zi} \cdot X_{zi})}{\sum_{i=1}^{N_z} V_{zi}} \quad Y_Z = \frac{\sum_{i=1}^{N_z} (V_{zi} \cdot Y_{zi})}{\sum_{i=1}^{N_z} V_{zi}} \quad (6.2)$$

Do wyznaczenia środka ciężkości układu zbiorników wodociągowych niezbędne są ich współrzędne lokalizacji oraz objętości gromadzonej wody. Należy w tym miejscu nadmienić, że proces minimalizacji odległości między w/w środkami ciężkości można prowadzić zarówno dla układu istniejącego jak i modernizowanego bądź projektowanego. Pozwala to na wprowadzenie częściowej zmienności współrzędnych zbiorników – w ramach dopuszczalnych lokalizacji. Niewiadomymi są objętości wody zgromadzonej w każdym ze zbiorników.

Dystans między wyżej wspomnianymi środkami ciężkości można wyznaczyć korzystając z dobrze znanego wzoru na odległość między dwoma punktami w płaskim układzie kartezjańskim:

$$L_{ZQ}(V) = \sqrt{(X_Z - X_Q)^2 + (Y_Z - Y_Q)^2} \quad (6.3)$$

Celowo nie wprowadzono tu trzeciego wymiaru – współrzędnej wysokościowej, gdyż jego obecność w minimalny sposób będzie wpływać na wynik końcowy. Wynika to z obserwacji, że w obrębie jednej strefy ciśnienia rzędne dna każdego ze zbiorników najczęściej są zbliżone, a różnice w rzędnych nie powinny przekraczać kilkunastu metrów. Przy odległościach między zbiornikami liczonych w kilometrach, niedokładność wynikająca z zaniedbania trzeciego wymiaru jest pomijalna. Równocześnie, na tym etapie obliczeń wiązanie się rzędną dna projektowanego zbiornika nie ma racjonalnego uzasadnienia, gdyż dopiero w następnym etapie, którym jest symulacja pracy SZW możliwe jest prawidłowe wskazanie lokalizacji wysokościowej.

Rozwiązaniem zadania jest taki zestaw objętości zbiorników V_{zi} , dla którego $L_{ZQ}(V)$ przybiera wartość najmniejszą. Oczywiście, zmienne V_{zi} nie mogą przybierać dowolnych wartości, a w szczególności nie mogą być mniejsze od zera. Nie miałyby to fizycznego sensu. Ze względu na szereg ograniczeń mniej lub bardziej związanych z funkcjonowaniem SZW, zmienne V_{zi} nie mogą również przekraczać pewnych wartości maksymalnych. Te dwa zestawy ograniczeń tworzą układ nierówności limitujących zakres zmienności V_{zi} definiując tym samym dziedzinę funkcji $L_{ZQ}(V)$.

Do zbioru ograniczeń wprowadzono jeszcze jeden warunek limitujący: sumaryczną objętość wody w systemie. Zakłada się pewną stałą wartość sumy objętości wszystkich zbiorników, by uniknąć sytuacji, w której rozwiązanie optymalne jest równoznaczne np. z koniecznością gromadzenia znacznych rezerw wody pokrywających wielokrotność całkowitego dobowego zapotrzebowania. Zazwyczaj sumaryczna rezerwa wody mieści się w przedziale $0,4 - 1,0 Q_{dmax}$, choć z obserwacji systemów wodociągowych niektórych Polskich miast można wysnuć wniosek, że wartość ta przesuwa się w pobliże granicy 1,0 lub nawet ją przekracza. Wprowadzony warunek pozwala utrzymać założoną rezerwę na wymaganym poziomie.

Poszukanie minimum funkcji $L_{ZQ}(V)$ sprowadza się do zadania optymalizacyjnego polegającego na znalezieniu minimum funkcji nieliniowej:

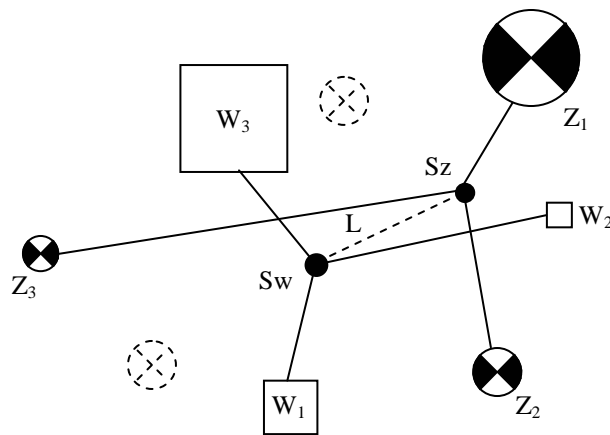
$$L_{ZQ}(V) = \sqrt{\left(\frac{\sum_{i=1}^{N_z} V_{zi} \cdot X_{zi}}{\sum_{i=1}^{N_z} V_{zi}} - X_Q\right)^2 + \left(\frac{\sum_{i=1}^{N_z} V_{zi} \cdot Y_{zi}}{\sum_{i=1}^{N_z} V_{zi}} - Y_Q\right)^2} \rightarrow \min \quad (6.4)$$

przy następujących ograniczeniach w postaci serii nierówności i jednego równania:

$$\begin{cases} -V_{zi} \leq 0 \\ V_{zi \min} - V_{zi} \leq 0 \\ V_{zi} - V_{zi \max} \leq 0 \\ \sum_{i=1}^{N_z} V_{zi} - SV = 0 \end{cases} \quad (6.5)$$

Szczegółowy opis aparatu matematycznego użytego do rozwiązania zadania (6.4) przy ograniczeniach (6.5) został przedstawiony w podrozdziale 6.3 opracowania.

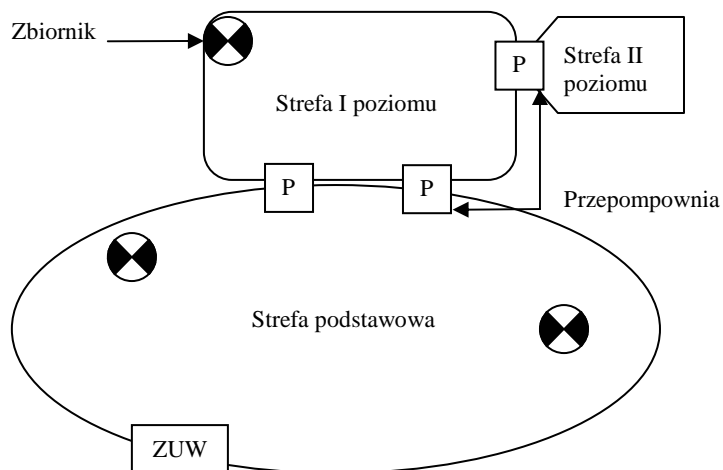
W każdym systemie istnieje pewna, ograniczona głównie warunkami topograficznymi, liczba możliwych lokalizacji zbiorników spełniających wymienione wcześniej kryteria. W przypadku budowy nowego systemu, praktycznie najistotniejszym ograniczeniem są warunki terenowe. Podczas rozbudowy i modernizacji SZW pojawiają się dodatkowe czynniki limitujące, które wynikają ze struktury istniejącego układu magistralnego, związane np. z ograniczeniami przepustowości przewodów oraz koniecznością uwzględnienia rezerw rozmieszczonych w istniejących zbiornikach. Za wyjątkiem tych różnic, procedura poszukiwania minimalnej odległości między środkami ciężkości zapotrzebowania i zbiorników przebiega tak samo dla systemów nowoprojektowanych jak i dla istniejących (Knapik, Płoskonka 2004). Interpretację graficzną metody przedstawiono na ryc. 6.1.



Ryc. 6.1. Schemat poszukiwania minimalnej odległości między środkami ciężkości zbiorników i zapotrzebowania na wodę; $Z_{1..3}$ – zbiorniki; $W_{1..3}$ – punkty poboru wody; S_z – środek ciężkości układu zbiorników; S_w – środek ciężkości układu węzłów; L – odległość między S_z i S_w ; Okręgami przerywanymi zaznaczono dodatkowe, potencjalne lokalizacje zbiorników.

6.2. Przypadek szczególny - strefa zasilania

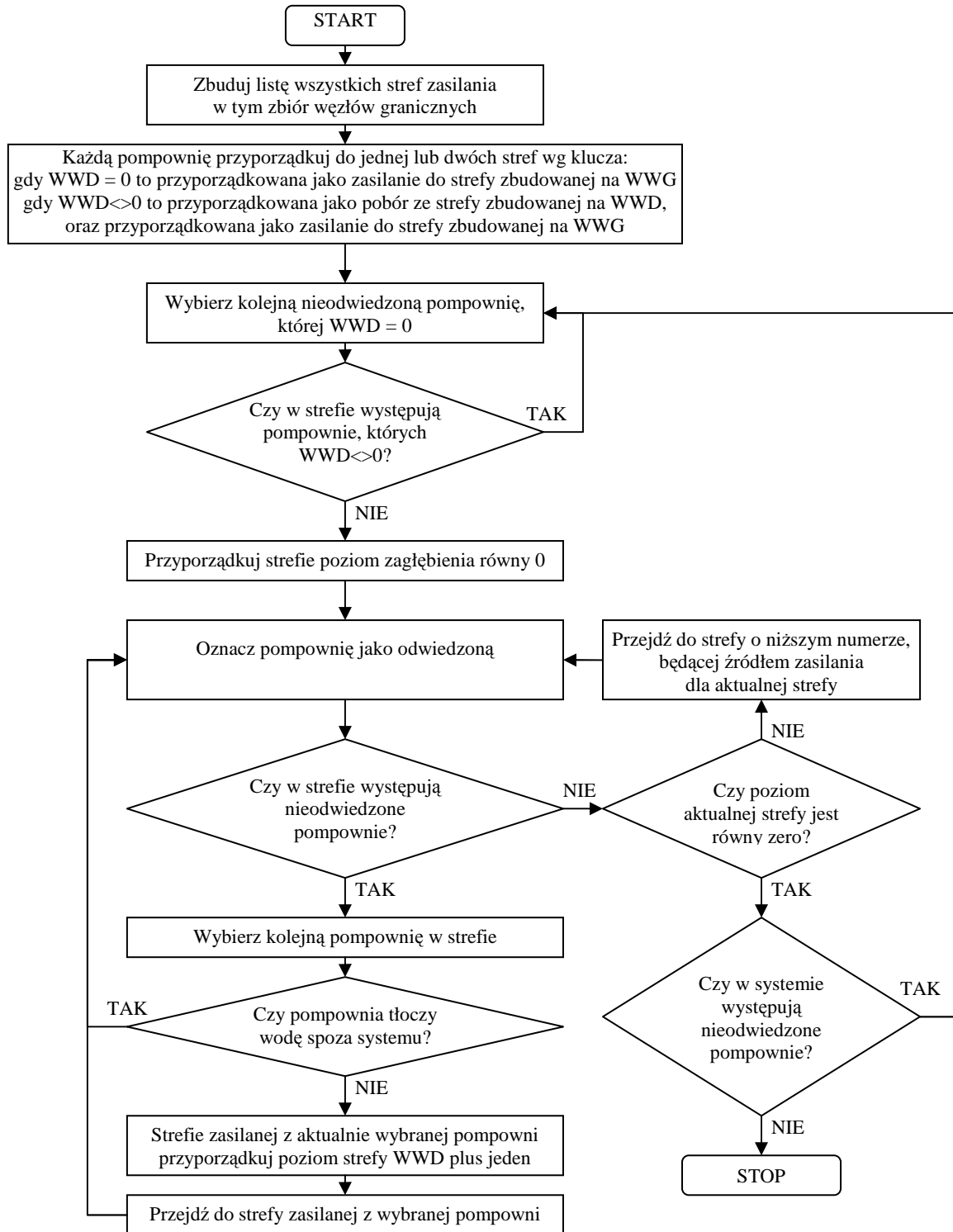
Metoda poszukiwania optymalnego rozmieszczenia rezerw zbiornikowych w kształcie, w jakim została przedstawiona w poprzednim punkcie stanowi ogólny zarys podejścia do poruszanej tematyki i można ją uznać za właściwą dla systemów jednostrefowych. Uszczegóławiając metodę należy uwzględnić sytuację, gdy system zaopatrzenia w wodę posiada więcej stref zasilania. Poprzez strefę zasilania, w kontekście tej pracy rozumie się zasięg bezpośredniego oddziaływania źródła wody. Granicami takiej strefy w sposób naturalny są końcówki wodociągu, zamknięte zasuwki oraz przepompownie, które z racji swojej funkcji tworzą hydraulicznie czynne granice między sąsiadującymi strefami zasilania. Przykładowy układ z trzema strefami zasilania zamieszczono na ryc. 6.2.



Ryc. 6.2. Przykład podziału SZW na strefy zasilania

Do docelowych obliczeń niezbędne jest zdefiniowanie wzajemnych relacji w sposobie zasilania między poszczególnymi strefami. W tym celu utworzono system hierarchizujący związany z kolejnością, w jakiej woda trafia do poszczególnych obszarów. Przyjęto, iż tak zwana strefa podstawowa jest to strefa zasilana bezpośrednio z ZUW, natomiast pozostałe strefy zwykle są zasilane ze strefy podstawowej lub też system ma charakter kaskadowy, w którym każda kolejna strefa zasilana jest ze strefy niższej. Przyjęto, iż numeracja poziomu zagłębienia stref rośnie wraz z kolejnym stopniem tłoczenia pompowni. Schemat blokowy algorytmu do wyznaczania wzajemnych relacji między strefami zasilania zamieszczono na ryc. 6.3.

Należy zauważyć, że oprócz jawnych stref zasilania, które są w sposób jednoznaczny definiowane poprzez geometrię połączeń przewodów i obecność obiektów przetłaczających wodę, można w obrębie tych stref wyróżnić rejony oddziaływania poszczególnych źródeł zasilania. Wynikają one często z odpowiedniego sterowania przepływem na zasuwach poprzez ich całkowite lub częściowe zamknięcie i wymuszenie dopływu wody do danego rejonu miasta z oczekiwanego kierunku. Granice tych rejonów uzależnione są od chwilowych warunków przepływów i ciśnienia na sieci, przez co zmieniają się w sposób płynny. Ich wyznaczenie jest niezmiernie trudne gdyż wymagana jest wiedza o chwilowych kierunkach przepływu wody na każdym przewodzie oraz udziałach objętości wody mieszającej się z różnych źródeł. Obecność tych struktur może w sposób istotny zaburzać interpretację wyników prezentowanej metody gdyż *de facto* zmienia udziały poszczególnych źródeł w zasilaniu systemu. Podczas analiz niezawodnościowych należy mieć na uwadze obecność i wpływ rejoni-zacji zasilania na interpretację uzyskanych wyników.



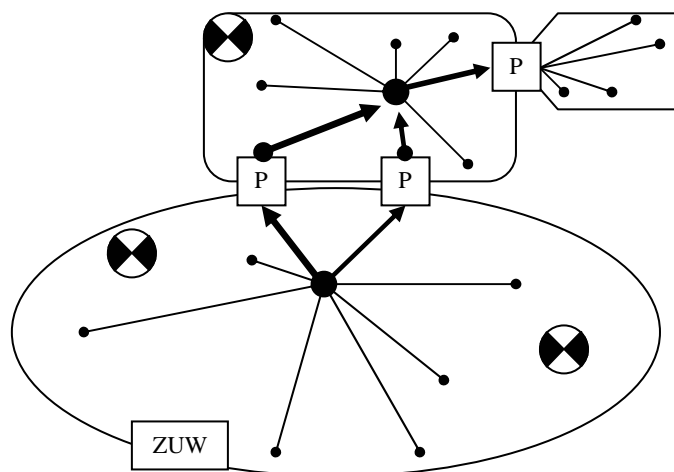
Ryc. 6.3. Schemat ideowy algorytmu przyporządkowania pompowni i hierarchizacji stref zasilania

Znając wzajemne relacje między strefami zasilania, możliwe jest wyznaczenie środków ciężkości zapotrzebowania w każdej ze stref. Proces ten w wielostrefowym SZW składa się z kilku etapów a ewentualna potrzeba ich realizacji wynika z konieczności doboru objętości zbiorników w różnych strefach zasilania.

Postępowanie wg wzorca przytoczonego w poprzednim punkcie należy rozpocząć od stref będących najwyżej w hierarchii i systematycznie powtarzać obliczenia dla stref coraz niższych.

Jeśli środek ciężkości zapotrzebowania wyznaczany jest dla strefy, która zasila strefę wyższą, wtedy należy dokonać agregacji całego zapotrzebowania z wyższej strefy i umieścić je w miejscu będącym hydraulicznie czynnym połączeniem między strefami, czyli w węźle wody dolnej przepompowni. Operacja ta pozwala zapewnić właściwą lokalizację obciążenia poborem wody dla strefy wyższej. Zazwyczaj jest to istotnie większy pobór punktowy przesuwający ciężar zapotrzebowania bliżej przepompowni.

Gdy system zbudowany jest tak, że woda ze strefy niższej trafia do strefy wyższej przy pomocy dwóch lub więcej przepompowni, wtedy do prawidłowego obciążenia węzłów, w których zlokalizowane są przepompownie niezbędne będą wyniki symulacyjne analizowanego modelu. Na ich podstawie można określić wielkość poboru wody przez każdą z przepompowni a w konsekwencji obciążyć tą wartością węzły wody dolnej każdej z nich. Schemat zamieszczony na ryc. 6.4 przedstawia graficzną interpretację wyznaczania środka zapotrzebowania dla każdej ze stref zasilania.



Ryc. 6.4. Wyznaczenie środka ciężkości zapotrzebowania na wodę w strefie zasilania z uwzględnieniem zapotrzebowania w strefach wyższego poziomu

6.3. Podstawy matematyczne minimalizacji funkcji celu L_{ZQ}

Jak już zostało to opisane w poprzednim rozdziale, poszukiwanie optymalnego rozmieszczenia rezerw zbiornikowych sprowadza się do minimalizacji nieliniowej funkcji wielu zmiennych $L_{ZQ}(V)$ opisanej wzorem (6.4), przy liniowych ograniczeniach w postaci równania i serii nierówności (6.5).

Chwilowo ograniczmy się do optymalizacji bez ograniczeń.. Funkcje wielu zmiennych charakteryzują się tym, że mogą osiągać zarówno minimum globalne jak i szereg minimów lokalnych. W praktyce najczęściej poszukuje się minimum lokalnego, gdyż znalezienie minimum globalnego dla funkcji wielu zmiennych wymaga specjalizowanych algorytmów o bardzo dużym nakładzie obliczeniowym. Do takich algorytmów należą między innymi algorytmy genetyczne i ewolucyjne. Na potrzeby zadania minimalizacji $L_{ZQ}(V)$ przyjęto działanie polegające na iteracyjnym poszukiwaniu minimum lokalnego poprzez wielokrotną zmianę wektora inicjującego obliczenia. Podejście to pozwala na wystarczające zbliżenie się do minimum globalnego a równocześnie daje możliwość stosowania technik sprawdzonych, skutecznych i niewymagających dużego nakładu obliczeń.

Aby móc mówić o optymalizacji funkcji, należy w pierwszym rzędzie zdefiniować pojęcie optimum. Poprzez optimum w pewnym punkcie \hat{V} będzie się rozumieć taki zbiór wartości zmiennych decyzyjnych, dla których wartość funkcji optymalizowanej osiąga pewne ekstremum. Ponieważ rozważane tu zadanie dotyczy minimalizacji funkcji, punkt optymalny \hat{V} będzie dalej zwany minimum.

Funkcja L_{ZQ} będzie przybierać wartość minimalną, jeśli jest ona dwukrotnie różniczkowalna i spełnione będą dwa warunki optymalności zwane dalej warunkami koniecznym i wystarczającym (Stachurski, 2001):

Jeśli funkcja L_{ZQ} jest dwukrotnie różniczkowalna, to w każdym jej minimum lokalnym \hat{V} bez ograniczeń spełnione są następujące warunki minimalizacji:

- 1) $\nabla L_{ZQ}(\hat{V}) = 0$ - gradient funkcji zeruje się w minimum
- 2) dla dowolnego kierunku d , $\nabla^2 L_{ZQ}$ jest macierzą ściśle dodatnio określoną, tzn.

$$d^T \cdot \nabla^2 L_{ZQ}(\hat{V}) \cdot d > 0, \forall d \in R^n, \text{ gdzie } \nabla^2 L_{ZQ} \text{ jest hesjanem funkcji } L_{ZQ}$$

Wymaganie niezbędne by prowadzić proces minimalizacji funkcji L_{ZQ} jest spełnione. Jest ona dwukrotnie różniczkowalna w swojej dziedzinie. Pozwala to zastosować jedną z wielu

metod optymalizacyjnych. Metody optymalizacyjne funkcji nieliniowych różnią się skutecznością i szybkością wyszukiwania optymalnego rozwiązania, stopniem złożoności numerycznej oraz stosowanym aparatem matematycznym. Wśród najpopularniejszych można wymienić dwie grupy (Baron, 2006; Stachurski, 2001):

- metody bezgradientowe: prostych Hooke’a – Jeevesa, złotego podziału, Powella,
- metody gradientowe: ekspansji i kontrakcji geometrycznej, aproksymacji parabolicznej, największego spadku, gradientów sprzężonych.

Metody gradientowe wykazują szybszą zbieżność do rozwiązania, lecz wymagają jawnej znajomości pochodnych cząstkowych, które nie zawsze istnieją w otoczeniu badanego punktu, lub ich wyznaczenie bywa kłopotliwe. Tej wady nie mają metody bezgradientowe (Stachurski, 2001). Z tego powodu w utworzonym na potrzebę rozprawy narzędziu analizy funkcjonowania systemu wodociągowego zdecydowano się na implementację algorytmu bezgradientowej metody Powella poszukiwania minimum funkcji wielu zmiennych bez ograniczeń pomimo mniejszej zbieżności do rozwiązania niż metody gradientowe. Liczba zmiennych decyzyjnych w zadaniu w skrajnym przypadku może sięgnąć kilkanaście, więc nie jest to problem, który bezwzględnie wymaga szybkozbieżnej metody obliczeniowej.

Sama metoda Powella jest dobrze opisana w literaturze (Baron, 2006; Stachurski, 2001) i nie zostanie tu szczegółowo omówiona. Przytoczony zostanie jedynie w ramowym skrócie kierunek jej działania.

W metodzie dokonuje się minimalizacji funkcji L_{ZQ} w przestrzeni \mathbf{R}^n w odpowiednio skonstruowanych kierunkach $d^{(1)} \dots d^{(n)}$, które tworzą bazę tej przestrzeni. Po przeprowadzeniu minimalizacji dla wybranej bazy dokonuje się jej modyfikacji, tworząc nowy, sprzężony kierunek $d^{(n+1)}$ taki, że:

$$d^{(n+1)} = \frac{V^{(n)} - V^{(0)}}{\|V^{(1)} - V^{(0)}\|} \quad (6.6)$$

gdzie przykładowo:

$$\|V^{(n)} - V^{(0)}\| = \max_{1 \leq i \leq n} |V_i^{(n)} - V_i^{(0)}| \quad (6.7)$$

oraz tworząc nowy punkt startowy $V^{(0)} = V^{(0)} + \tau_{n+1} d^{(n+1)}$ powstający w rezultacie minimalizacji funkcji $L_{ZQ}(V^{(0)} + \tau d^{(n+1)})$ wzdłuż kierunku $d^{(n+1)}$. Operacje wymiany kierunków i minimalizacji powtarza się w pętli iteracyjnej do momentu osiągnięcia założonej dokładności ε (Baron, 2006).

Niestety, wszystkie wyżej wymienione metody poszukiwania minimum łącznie z metodą Powella dotyczą zadań bez ograniczeń zakresu ważności zmiennych. Ich obecność pociąga za sobą konieczność wprowadzenia pewnych modyfikacji funkcji celu, tak by uwzględniała ona również te ograniczenia. Modyfikacja ta znana jest pod pojęciem funkcji kary. Metody funkcji kary do rozwiązywania zadań optymalizacji nieliniowej z ograniczeniami są proste koncepcyjnie i stosunkowo łatwe do zaprogramowania. Polegają one na zastąpieniu zadania z ograniczeniami ciągiem zadań bez ograniczeń. Ich rozwiązania tworzą ciąg, który powinien zbiegać do rozwiązania zadania pierwotnego. Można tu wyróżnić metody funkcji kary: zewnętrznej, wewnętrznej oraz ruchomej (Baron, 2006; Stachurski, 2001).

Do rozwiązania zadania minimalizacji odległości między środkami ciężkości dokonano implementacji algorytmu metody zewnętrznej funkcji kary. Podstawowe założenia oraz sam algorytm tej metody przytoczono poniżej.

Przy zdefiniowanym zadaniu w formie (6.4) z ograniczeniami równościowymi i nierównościami w postaci (6.5) tworzy się zadanie pomocnicze:

$$L_{zQ}(V) + \mu \cdot \alpha(V) \rightarrow \min \quad (6.8)$$

Drugi człon zadania pomocniczego, $\alpha(V)$ jest to tzw. funkcja kary za naruszenie ograniczeń ważności zmiennych. Działanie tej funkcji polega na istotnym pogorszeniu wyniku w momencie, gdy wartości zmiennych decyzyjnych wychodzą poza dopuszczalny zakres. Gdy zmienne znajdują się wewnątrz dziedziny funkcji podstawowej, $\alpha(V)$ przyjmuje wartość równą zero. Funkcja $\alpha(V)$ stanowi sumę funkcji cząstkowych φ i ψ budowanych dla każdego ograniczenia zadania podstawowego. Funkcje te muszą spełniać następujące warunki (Stachurski, 2001):

- są ciągłe
- $\varphi(0) = 0$
 $\varphi(y_j) > 0$ dla $y_j \neq 0$ - funkcje opisujące j ograniczeń równościowych
- $\psi(y_k) = 0$ dla $y_k \leq 0$
 $\psi(y_k) > 0$ dla $y_k > 0$ - funkcje opisujące k ograniczeń nierównościowych

gdzie y to funkcja będąca ograniczeniem zadania podstawowego.

Dla optymalizacji rozważanego zadania minimalizacji odległości między dwoma punktami przyjęto następujące postacie obu funkcji:

$$\varphi(y_j) = y_j^2 \quad (6.9)$$

$$\psi(y_k) = \{\max[0, y_k]\}^2 \quad (6.10)$$

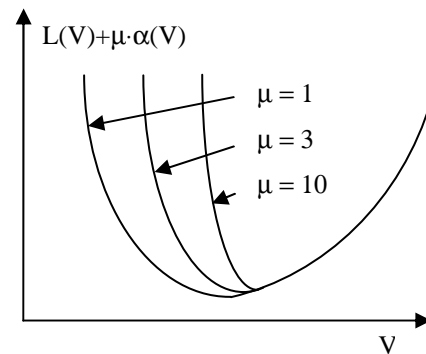
Ostatecznie drugi człon zadania pomocniczego optymalizacji L_{ZQ} przyjmuje postać:

$$\alpha(V) = \left(\sum_{i=1}^{N_z} V_{zi} - SV \right)^2 + \sum_{i=1}^{N_z} (\max\{0, -V_{zi}\})^2 + \sum_{i=1}^{N_z} (\max\{0, V_{zi \min} - V_{zi}\})^2 + \sum_{i=1}^{N_z} (\max\{0, V_{zi} - V_{zi \max}\})^2 \quad (6.11)$$

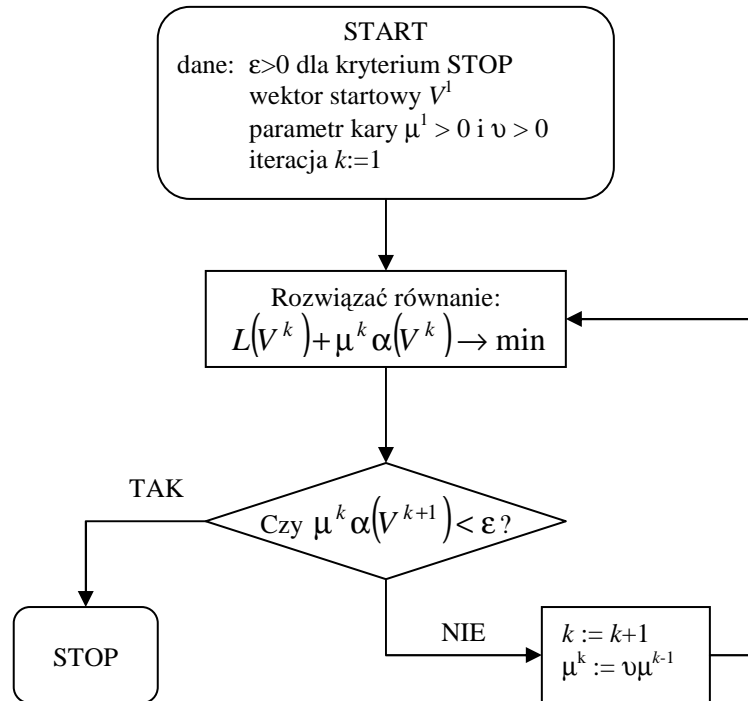
Występujący w (6.8) współczynnik μ jest odpowiednio dużą liczbą, zwiększaną w każdym kroku iteracyjnym, tak by funkcja kary działała z coraz większą siłą przy zbliżaniu się do granicy dopuszczalnego przedziału ważności zmiennych.

Do rozwiązania zadania pomocniczego można użyć dowolnej metody rozwiązywania zadań optymalizacyjnych bez ograniczeń. Tu posłużono się poprzednio opisaną metodą Powella.

Zaletą metody zewnętrznej funkcji kary jest jej prostota natomiast wadą jest stopniowe pogarszanie się wskaźnika uwarunkowania zadań rozwiązywanych w kolejnych iteracjach, przy rosnącym współczynniku kary (Stachurski, 2001). Metoda ta dopuszcza wartości zmiennych decyzyjnych spoza dziedziny funkcji ograniczających i w ogólnym przypadku jest to wada. Jednakże, dla analizowanego zadania minimalizacji odległości nie ma to żadnego znaczenia gdyż dziedziną każdego z ograniczeń jest przestrzeń liczb rzeczywistych. Sam algorytm metody zewnętrznej funkcji kary można przedstawić za pomocą schematu blokowego na ryc.6.6



Ryc. 6.5. Zadanie pomocnicze z zewnętrzną funkcją kary



Ryc. 6.6. Schemat blokowy algorytmu metody zewnętrznej funkcji kary

W prezentowanym przypadku operacja minimalizacji funkcji celu powtarzana jest iteracyjnie tak długo, aż zostanie osiągnięty założony poziom dokładności obliczeń ε . Należy tu zaznaczyć, że całość obliczeń jest procesem zamykającym się w trzech zagnieżdżonych pętlach. Najbardziej podstawową jest pętla iteracyjna metody Powella, w której wymieniane są kolejne kierunki bazy. W pętli dla niej zewnętrznej realizowane jest zadanie polegające na utrzymaniu wartości zmiennych decyzyjnych w dopuszczalnym przedziale (funkcja kary). W pętli najbardziej zewnętrznej wykonywany jest cykliczny restart obliczeń z różnymi wartościami wektora startowego, co ma zwiększyć prawdopodobieństwo trafienia na minimum globalne. W pętli ostatniej dokonuje się porównania wartości L_{ZQ} z ostatniego restartu z wcześniej uzyskanym minimum, wybierając wartość mniejszą. Rozwiązaniem zadania jest wektor objętości zbiorników V_z , towarzyszący najmniejszej wartości funkcji L_{ZQ} .

7. Selekcja wariantów eksploatacyjnych SZW

Wykreowane warianty rozmieszczenia pojemności zbiornikowych powinny być gruntownie przebadane pod kątem niezawodności funkcjonowania SZW, a uzyskane wyniki porównane z wynikami dla stanu istniejącego.

Pierwszym krokiem, dzięki któremu będzie możliwa wstępna selekcja wariantów obliczeniowych powinno być przeprowadzenie symulacji funkcjonowania SZW w przypadku całkowitego zaniku zasilania ze źródeł pierwotnych. W tych ekstremalnych warunkach cały ciężar dostawy wody do odbiorców przejmują na siebie zbiorniki, a istniejący układ połączeń hydraulicznych może zostać poddany ocenie pod kątem wystarczającej przepustowości. Pozwoli to wskazać warianty eksploatacyjne, w których skutki awarii są najmniejsze, równocześnie eliminując z dalszych czasochłonnych badań warianty, które nie zapewniają wystarczającego poziomu bezpieczeństwa dostawy wody. Do pomiaru jakości funkcjonowania SZW zaproponowano wskaźnik *WWPW* i uzupełniającą go wartość niedoboru *NV*, które są szerzej opisane w rozdziale 9.

Prowadzenie analizy przypadków awaryjnych związane jest z wyznaczeniem początku i określeniem długości przedziału czasowego, w którym nastąpi całkowity zanik zasilania z pompowni. Zbiorniki wodociągowe zazwyczaj projektowane są tak, by zgromadzona w nich rezerwa wody na wypadek awarii zapewniała ciągłość dostawy przez przynajmniej 12 godzin (około 50% Q_{dmax}). Należy tu zaznaczyć, że nie jest to normą, a stopień rezerwowania w miastach, których sieć wodociągowa jest znana autorowi rozprawy, waha się między 10 a 100 % Q_{dmax} . Świadomość obecności tej rezerwy pozwala wskazać długości przedziałów czasowych, dla których będą prowadzone badania. Proponuje się analizy przedziałów 8, 16 i 24-godzinnej awarii zasilania, przy czym okresy te winny obejmować czas, w którym występuje największa sumaryczna konsumpcja wody (rozd. 7.1). Przy ośmiogodzinnej awarii istnieje duże prawdopodobieństwo, że zbiorniki nie opróżnią się całkowicie, lecz ze względu na istotny wzrost wielkości przepływu przez niektóre odcinki, można się spodziewać lokalnych spadków ciśnienia poniżej wartości wymaganej przez odbiorców, co rzutuje na komfort poboru wody u części użytkowników. Proces ten opisano szerzej w rozdziale 8. Przedział szesnastogodzinny pozwala na określenie skutków awarii przy całkowitym opróżnieniu przynajmniej niektórych zbiorników w systemie i równocześnie pozwala na obserwację procesu odzyskiwania sprawności przez SZW. Przypadek awarii całodobowej pogłębia poziom niedo-

boru u odbiorców, równocześnie pozwalając porównać warianty eksploatacyjne w warunkach skrajnie ekstremalnych.

Warianty eksploatacyjne, które poddano selekcji przeprowadzonej na bazie symulacji stanów całkowitego braku zasilania przy różnych czasach jego trwania, powinny być dodatkowo zbadane pod kątem funkcjonowania przy częściowej utracie zasilania bądź awarii któregoś z przewodów istotnych dla prawidłowej pracy SZW. W tym miejscu pojawia się problem istotnej złożoności badań niezawodnościowych, które z pewnych przyczyn powinny być ograniczone do najistotniejszych obiektów systemu. Na potrzebę tego zagadnienia została opracowana metoda selekcji przypadków wystąpienia awarii, których potencjalne skutki są największe. Metoda ta została zaimplementowana w aplikacji *BANIEZ* (Knapik, 1994; Wierzbicki, 1995, 1996) a następnie zaadaptowana a cele niniejszego opracowania w postaci modułu aplikacji *V Lokator*.

7.1. Metoda Ukierunkowanej Selekcji (MUS)

Istnieje wiele metod oceny niezawodności funkcjonowania systemów i obiektów o różnym stopniu złożoności. Metody te można podzielić na dekompozycyjne, minimalnych przekrojów niesprawności, metody macierzowe, grafowe i inne. Spośród nich najczęściej stosowane do oceny funkcjonowania systemów wodociągowych to dekompozycja: zupełna, prosta i złożona. W przypadku rozległych sieci rozgałęzieniowo – pierścieniowych, a takimi są w znakomitej większości miejskie sieci wodociągowe, stosowanie metod dekompozycyjnych do oceny ich niezawodności jest bardzo utrudnione a często wręcz niemożliwe ze względu na bardzo złożoną strukturę niezawodnościową. Jedną z najdokładniejszych metod wyznaczania wskaźnika niezawodności jest metoda dekompozycji zupełnej (przeгляdu zupełnego), która wymaga przeanalizowania wszystkich stanów, w jakich może znaleźć się układ. Z racji dużej złożoności systemów wodociągowych, dla większych układów praktycznie nie można jej stosować. Aby zademonstrować ogrom obliczeń wymaganych w tej metodzie przedstawiono poniżej krótkie wyliczenie.

Każdy z elementów systemu może być w jednym z dwóch stanów: sprawny bądź niesprawny. Jeśli system składa się z n elementów to liczba wszystkich stanów systemu wyniesie $E = 2^n$. Załóżmy, że system będzie składał się zaledwie ze 150 elementów. Wtedy liczba wszystkich stanów systemu wyniesie $E = 2^{150} = 1,4 \cdot 10^{45}$. W przypadku zastosowania metody przeгляdu zupełnego, każdy z tych stanów wymaga badań niezawodnościowych. Zakładając, że każdy ze stanów będzie analizowany w sekundę to całkowity czas obliczeń wyniesie

$1,4 \cdot 10^{45}$ sekund = $4,5 \cdot 10^{37}$ lat! co sytuuje zadanie w kategorii zupełnie abstrakcyjnych (Wierzbicki, 1996).

Przeprowadzenie obliczeń dla wszystkich możliwych stanów systemu jest niemożliwe, ale też ze względów praktycznych w dużej mierze jest zbędne. Prawdopodobieństwo pojawienia się większości stanów jest znikomo małe i przy wymaganej dokładności obliczeń w śladowy sposób wpływa na wynik końcowy. Taka sytuacja pozwala na wyodrębnienie pewnej grupy szczególnie istotnych odcinków, których sprawność wpływa w zauważalny sposób na funkcjonowanie systemu (Wierzbicki, 1996).

Aby ograniczyć liczbę przypadków eksploatacyjnych poddawanych analizie, w Instytucie Zaopatrzenia w Wodę i Ochrony Środowiska Politechniki Krakowskiej zastała opracowana odpowiednia metoda rankingowa. Nosi ona nazwę Metody Ukierunkowanej Selekcji stanów systemu wodociągowego (MUS) (Knapik, 1994; Wierzbicki, 1996). Polega ona na wyborze do dalszych badań tylko tych stanów, które potencjalnie mają najbardziej niekorzystny wpływ na funkcjonowanie całego układu. Aby dokonać takiej selekcji należy stworzyć ranking wszystkich stanów SZW w zależności od prawdopodobnej wielkości niekorzystnych skutków awarii (niedoboru wody), jakie pojawiają się w wyniku uszkodzenia. W pierwszej kolejności rozpatrzmy wszystkie stany odpowiadające uszkodzeniom pojedynczych odcinków. Będzie ich tyle, ile przewodów. Można przypuszczać, że najniekorzystniejsze skutki awarii wystąpią wtedy, gdy czasowemu uszkodzeniu (w przedziale $t_A \div t_B$) ulegnie odcinek, który w trakcie bezawaryjnej eksploatacji przewodzi największą objętość wody w założonym przedziale czasu. Wielkość tego przepływu (Qo) można wyznaczyć jako średni, ważony iloczyn chwilowej prędkości przepływu (v_i) (bez względu na kierunek) i pola przekroju przewodu. Wagą jest długość kroku czasowego, czyli dyskretnego przedziału pomiędzy kolejnymi pomiarami wielkości badanych.

$$Qo(t_A, t_B) = \frac{\sum_{i=t_A}^{t_B-1} \left(|v_i| \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot (t_{i+1} - t_i) \right)}{\sum_{i=t_A}^{t_B-1} (t_{i+1} - t_i)} \quad (7.1)$$

Ranking przewodów oparty o wyżej wyrażony średni przepływ nie będzie jednak oznaczać, że stan systemu odpowiadający uszkodzeniu odcinka przewodzącego największą ilość wody będzie cechować się największym prawdopodobieństwem pojawienia się. Poszczególne odcinki mogą różnić się statystyczną uszkadzalnością wyrażoną za pomocą jednostkowego

wskaźnika intensywności uszkodzeń (λ_0) wyrażającego częstość uszkodzeń przewodu w okresie jednego roku. Wartości tych wskaźników (Wieczysty, 1990) zostały zacytowane w tabelicy 7.1.

Tablica 7.1.

Wartości jednostkowej intensywności strumienia uszkodzeń λ_0 oraz intensywności odnowy μ dla zewnętrznej sieci wodociągowej według A. Wieczystego (1990)

Średnica [mm]	Wartości wskaźników niezawodności dla przewodów									
	Stalowych				żeliwnych				z tworzyw sztucznych	
	jednostkowa intensywność uszkodzeń λ_0 [$10^{-4}/(h \cdot km)$]			intensywność odnowy μ [$10^{-2}/h$]	jednostkowa intensywność uszkodzeń λ_0 [$10^{-4}/(h \cdot km)$]			intensywność odnowy μ [$10^{-2}/h$]	λ_{0sr}	μ
	min	śr	max		min	śr	max			
100	0,18	0,29	0,40	2 – 8	0,90	1,02	1,14	2 – 8	0,3082	5 – 8
150	0,16	0,25	0,35	2 – 8	0,75	0,92	1,09	2 – 8		
200	0,15	0,22	0,30	2 – 8	0,70	0,87	1,05	2 – 8		
250	0,13	0,19	0,25	2 – 8	0,60	0,80	1,00	2 – 8		
300	0,12	0,16	0,20	2 – 8	0,55	0,70	0,85	2 – 8		
400	0,11	0,15	0,18	2 – 8	0,50	0,62	0,74	2 – 8		
500	0,10	0,125	0,15	2 – 8	0,47	0,52	0,57	2 – 8		
600	0,10	0,12	0,14	2 – 8	0,44	0,48	0,53	2 – 8		
700	0,10	0,115	0,13	2 – 8	0,40	0,44	0,48	2 – 8		
800	0,10	0,11	0,12	2 – 8	0,36	0,39	0,42	2 – 8		
900	0,10	0,105	0,11	2 – 8	0,34	0,37	0,40	2 – 8		

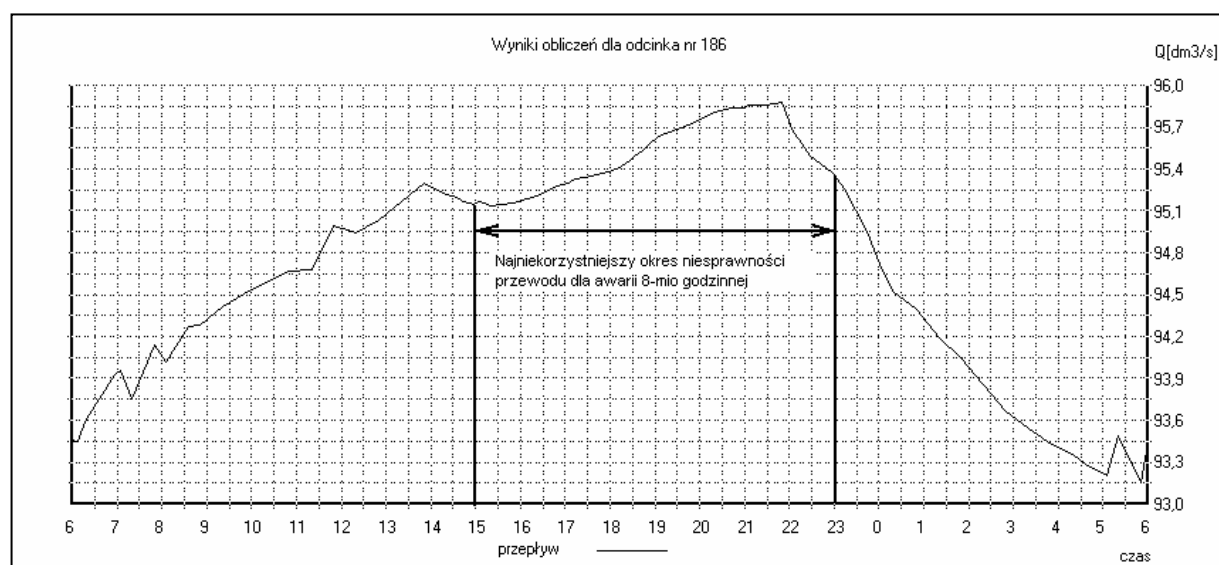
Uwzględnienie tego wskaźnika pozwala stworzyć malejącą listę rankingową odcinków według klucza będącego iloczynem średniego przepływu (Q_0), jednostkowego wskaźnika intensywności uszkodzeń (λ_0) oraz długości przewodu (L):

$$Q_0 \cdot \lambda_0 \cdot L \quad (7.2)$$

W większości przypadków, w czasie niesprawności określonego odcinka przesyłowego jego funkcje są przejmowane w różnym stopniu przez inne elementy w sposób automatyczny. Zaimplementowany w docelowej aplikacji *V Lokator*, algorytm wykorzystany pierwotnie w programie BANIEZ (Knapik, 1994; Wierzbicki, 1995, 1996) pozwala określić, które odcinki i w jakim stopniu przejęły funkcje przewodu uszkodzonego. Ocena ta wpływa na następny krok będący typowaniem kolejnych wariantów obliczeniowych, odpowiadających kombinacji uszkodzeń dwóch lub większej liczby przewodów. Wydaje się być uzasadnionym twierdzenie, że jeśli w przypadku uszkodzenia elementu, jego funkcje są w różny sposób przejmowane przez obiekty sąsiadujące, to najbardziej niekorzystny efekt przyniesie kombinacja uszkodzenia tego elementu i elementu, który przejął jego funkcję w stopniu najwięk-

szym. Odpowiednio, kombinacja uszkodzeń danego przewodu z przewodami, które przejęły jego funkcję w mniejszym stopniu powinna przekładać się na odpowiednio mniejsze skutki awarii. Zasada ta dotyczy zarówno kombinacji dwóch jak i większej liczby równoczesnych uszkodzeń (Wierzbicki, 1996).

Natężenie przepływu w przewodach jest zmienne w czasie i zależy od aktualnych warunków dostawy i poboru wody w systemie (Knapik, 2000). Można przyjąć, że najbardziej niekorzystnym okresem wystąpienia awarii jest czas przypadający na największe natężenie przepływu. Na podstawie dobowych wyników symulacji pracy SZW dla wszystkich odcinków sieci można wskazać najniekorzystniejsze przedziały czasowe wystąpienia niesprawności przy założonym stałym okresie ich trwania (Knapik, 2000; Wierzbicki, 1995, 1996). Typowanie przedziałów czasowych polega na wybraniu z całego okresu symulacji (jedna doba), przedziału równego założonemu okresowi niesprawności, w którym sumaryczny przepływ jest największy. W przypadku stanów odpowiadających kombinacji większej liczby uszkodzeń przyjmuje się, iż są to uszkodzenia równoczesne, o tym samym czasie trwania, oraz że wystąpiły w momencie, który został ustalony jako najbardziej niekorzystny dla odcinka najwcześniej typowanego (Wierzbicki, 1996).



Ryc. 7.1. Dobowa zmienność przepływu na przykładowym odcinku sieci z zaznaczonym potencjalnie najniekorzystniejszym okresem niesprawności przewodu dla awarii trwającej 8 godzin

W celu wyznaczenia przedziału doby, w którym przepływ w odcinku jest największy, w implementacji dla aplikacji *VLokator* założono dokładność kroku czasowego na poziomie jednej godziny. Przyjęcie takiej dokładności pozwala znacznie uprościć mechanizm poszukiwania odpowiedniego przedziału doby, gdyż sprowadza się maksymalnie do 24 wariantów, a równocześnie przy stosunkowo niewielkiej zmienności przepływów notowanych w sieciach

wodociągowych nie prowadzi to istotnych niedokładności. Stosując najprostszą metodę *brute-force* można jednoznacznie określić godzinę początku i końca awarii, która powoduje największe obciążenie przewodów sąsiednich.

Aby móc wyznaczyć przedział doby, w którym równoczesna awaria wszystkich źródeł zasilania spowoduje potencjalnie najpoważniejsze skutki posłużono się analogią do określania największego przepływu na odcinku. Różnica polega jednak na tym, że badaniom poddawany jest szereg czasowy tworzony jako suma chwilowych wydajności wszystkich pompowni, które zasilają analizowaną strefę SZW.

Niestety, samo wskazanie położenia zbiorników i wyznaczenie ich objętości, tak by środek ciężkości tego układu był jak najbliżej środka ciężkości punktów poboru wody nie gwarantuje, że jest to rozwiązanie najlepsze pod względem hydraulicznym i niezawodnościowym. Jednym z czynników limitujących jest między innymi przepustowość przewodów łączących zbiorniki z siecią. Na podstawie obserwacji wielu systemów wodociągowych południowej Polski można stwierdzić, że średnice przewodów magistralnych maleją wraz ze zbliżaniem się do centrum miasta gdyż prowadzą sukcesywnie coraz mniejsze ilości wody. Zauważono również, że średnice przewodów nieznacznie rosną w miarę zbliżania się do zbiorników, lecz w porównaniu do średnic magistral są one istotnie mniejsze. Naturalny przepływ wody odbywa się w kierunku od pompowni do miasta i dalej częściowo do i ze zbiorników. W przypadku awaryjnego przejęcia roli podstawowego źródła wody przez zbiorniki może dochodzić do istotnych spadków ciśnienia z powodu niewystarczającej przepustowości przewodów w bezpośrednim sąsiedztwie zbiornika. Innym czynnikiem, który może w istotny sposób wpływać na uzyskane wyniki jest obecność wydzielanych hydraulicznie rejonów sieci, do których dopływ wody sterowany jest poprzez wymuszanie przepływu z określonego kierunku. Taki podział systemu w obrębie jednej strefy zasilania wpływa na udział poszczególnych źródeł zasilania, który w warunkach pełnej drożności hydraulicznej może kształtować się zgoła inaczej. Podział ten zaburza również interpretację wyników uzyskanych za pomocą metody minimalizacji odległości między środkami ciężkości i winien być uwzględniony na etapie interpretacji wyników.

Odpowiednie badania symulacyjne dzięki możliwości uwzględnienia między innymi tych czynników hydraulicznych pozwalają zweryfikować i potwierdzić słuszność rozwiązania lub je odrzucić. Powód, który każe stosować metodę MUS a dalej prowadzi do oceny poziomu zapewnienia dostawy wody do wszystkich odbiorców to konieczność weryfikacji każdego z uprzednio wytypowanych wariantów rozmieszczenia rezerw zbiornikowych. Typowanie to

ma miejsce na podstawie analiz najbardziej spektakularnych przypadków awaryjnych, w których sieć jest całkowicie pozbawiona zasilania z pompowni.

Przypadki awaryjne generowane przy współudziale metody MUS dotyczą stanów systemu, w których funkcjonuje zasilanie przynajmniej z jednego ze źródeł pierwotnych a wyniki ich analizy wspomagają proces decyzyjny przy wyborze odpowiedniego wariantu modernizacji systemu. Przykład obliczeniowy załączony w rozdziale 12 pozwala zauważyć, że analizy dla stanów niepełnej sprawności systemu wykazują zwykle znacznie mniejsze skutki awarii w stosunku do przypadku całkowitego braku zasilania z pompowni. Są to wartości proporcjonalnie mniejsze, zachowujące odpowiednią korelację między wariantami będąc niejako potwierdzeniem poprzednich wyników, lecz na mniejszą skalę. Wykorzystanie metody MUS pociąga za sobą konieczność przeprowadzenia znacznej ilości symulacji weryfikacyjnych. Wydaje się jednak, że w przypadku uzyskania wyników dla warunków całkowitej niesprawności, które jednoznacznie wskazują wariant najlepszy pod względem hydraulicznym można zaryzykować twierdzenie, że dodatkowa weryfikacja za pomocą MUS nie jest bezwzględnie konieczna.

8. Metoda określania skutków awarii

Badanie przebiegu i skutków wystąpienia awarii na rzeczywistych sieciach wodociągowych z wielu względów jest niewłaściwe a najczęściej praktycznie niewykonalne. Pojawiające się uszkodzenia mają charakter losowy a ich miejsce i czas wystąpienia jest trudny do przewidzenia. Z kolei wyłączanie poszczególnych odcinków sieci w celu pozorowania awarii nie wchodzi w grę z powodów społecznych i ekonomicznych. Z tego względu, najkorzystniejszym rozwiązaniem pozwalającym badać SZW pod kątem wystąpienia, przebiegu i skutków awarii jest stworzenie i analiza odpowiedniego numerycznego modelu SZW. Model taki powinien uwzględniać wiele czynników wpływających na funkcjonowanie SZW zarówno w czasie normalnej eksploatacji jak i podczas awarii. Najczęściej stosowane modele numeryczne dają możliwość symulacji zmian wielkości zapotrzebowania w czasie, objętości wody zgromadzonej w zbiornikach, wydajności i wysokości tłoczenia pompowni oraz wielu innych parametrów charakterystycznych. W przypadku symulowania pracy SZW w warunkach awaryjnych, zakres wymagań stawianych przed symulatorem znacznie się rozszerza. Model systemu powinien uwzględniać dodatkowo wpływ spadku wielkości poboru wody w obszarach, w których na skutek awarii ciśnienie spadło poniżej wartości wymaganej. Ponadto model musi uwzględniać zużycie rezerw zbiornikowych na pokrycie niedoboru wody oraz proces odnawiania tych rezerw, który niejednokrotnie może trwać znacznie dłużej niż czas usuwania awarii (Knapik, 1993; Wierzbicki, 1996).

Jak zostało to opisane w rozdziale 4.1.1, model numeryczny sieci wodociągowej składa się z węzłów i odcinków. Węzeł sieci może pełnić między innymi funkcję skupionego punktu poboru wody. Przyporządkowana do węzła odpowiednia funkcja opisuje zmienne w czasie zapotrzebowanie na wodę. Przyczyną tej zmienności mogą być godzinowe wahania wielkości zapotrzebowania opisane za pomocą rozkładów charakterystycznych dla poszczególnych grup odbiorców, jak również ograniczenia wynikające np. ze zbyt niskiego ciśnienia występującego w punkcie poboru wody. Spadek ciśnienia może spowodować ograniczenie używalności punktów czerpalnych w obrębie zasilanego obszaru lub nawet ich całkowite wyłączenie z użytkowania. W stosowanym modelu, dla każdego węzła sieci można ustalić wielkość ciśnienia granicznego (umożliwiającego prawidłowe funkcjonowanie urządzeń sanitarnych), poniżej którego następuje redukcja wielkości pobieranej wody (Knapik, 1993). Mając na uwadze, że z danego węzła woda może być pobierana przez odbiorców o różnych wymaganiach

odnośnie ciśnienia zasilania, należy ustalić ich procentowy udział w całkowitej ilości wody pobieranej z węzła. Przykładowo, węzeł może zasilac budynki wielorodzinne kilkukondygnacyjne, podłączone bezpośrednio do sieci. Równocześnie stanowi źródło wody dla budynków wielorodzinnych wysokich, zasilanych za pomocą lokalnych hydroforów oraz budynków niskich jednorodzinnych. Obniżenie ciśnienia w sieci poniżej wartości wymaganej (np. 20 m dla zabudowy niskiej) powoduje ograniczenie lub nawet całkowity zanik dostawy wody do punktów czerpalnych u części odbiorców korzystających z wyżej położonych urządzeń sanitarnych. Natomiast w przypadku budynków wysokich, zasilanych hydroforowo, ciśnienie w sieci może spaść znacznie niżej bez uszczerbku dla jakości jej dostawy. W celu uwzględnienia zjawiska redukcji poboru wody związanego ze spadkiem ciśnienia, w opisywanym modelu zastosowano ogólne założenia metody projektowania instalacji wodociągowych. Przepływ miarodajny w przewodzie doprowadzającym wodę do kolejnych kondygnacji przy założeniu jednakowej liczby punktów czerpalnych na każdej z nich zmienia się w sposób przybliżony zgodnie z relacją:

$$\frac{Q_k}{Q_{k-1}} = \left(\frac{n_k}{n_{k-1}} \right)^{0,5} \quad (8.1)$$

gdzie k – numer kondygnacji,
 n_k – liczba punktów czerpalnych od parteru do k -tej kondygnacji,
 Q_k – przepływ miarodajny w przewodzie na k -tej kondygnacji.

Przyjmując, że liczba punktów czerpalnych wyznacza numer kondygnacji i tym samym wysokość ciśnienia wymaganego, można stwierdzić, że:

$$Q_{wr} = Q_w \left(\frac{\min\{h_w, h_{wd}\}}{h_{wd}} \right)^p \quad (8.2)$$

gdzie Q_{wr} – rzeczywisty pobór wody,
 Q_w – zapotrzebowanie na wodę,
 h_w – aktualne ciśnienie w węźle,
 h_{wd} – ciśnienie wymagane,
 p – współczynnik określający wpływ wysokości ciśnienia na wielkość niedoboru.

W przypadku spadku ciśnienia poniżej wymaganego, następuje redukcja poboru wody (Knapik, 1993). Gdy ciśnienie w węźle jest wyższe od oczekiwanego minimum, pobór wody jest równy zapotrzebowaniu. W celu uwzględnienia wymagań grup odbiorców o różnej strukturze, wzór (8.2) należy zmodyfikować tak, by w miejsce współczynnika potęgowego p , który w wyniku przeprowadzonych symulacji można przyjmować w przedziale 0,5 – 0,7, wstawić odpowiedni czynnik redukujący, charakterystyczny dla poszczególnych grup odbiorców. Przykładowo nadając dużą wartość potęgi np. 20 można uwzględnić powiązanie wielkości poboru wody z wysokością ciśnienia dla odbiorców zaopatrywanych przez lokalne hydroforne, gdyż spadek ciśnienia napływu poniżej pewnej minimalnej wartości powoduje całkowity brak zasilania wszystkich odbiorców. Uwzględniając równoczesne występowanie wielu grup odbiorców o zróżnicowanych wymaganiach odnośnie ciśnienia minimalnego, ostateczna postać równania opisującego wpływ spadku ciśnienia na wielkość poboru wody przybiera następującą postać (Knapik, 1993):

$$Q_{wr_i}(t) = \sum_m U_m \cdot Q_{w_i}(t) \cdot \left(\frac{\min\{h_{wr_i}(t), h_{w_{im}}\}}{h_{w_{im}}} \right)^{p_m} \quad (8.3)$$

- gdzie $Q_{wr_i}(t)$ – rzeczywisty, zależny od czasu pobór wody w i -tym węźle,
 $Q_{w_i}(t)$ – zależne od czasu zapotrzebowanie na wodę w i -tym węźle,
 U_m – wielkość udziału (%) m -tej grupy użytkowników w Q_w ,
 $h_{wr_i}(t)$ – aktualne ciśnienie w i -tym węźle,
 $h_{w_{im}}$ – minimalna wartość ciśnienia w i -tym węźle zapewniająca zaspokojenie potrzeb m -tej grupy odbiorców, określonych przez $U_m \cdot Q_{w_i}(t)$,
 p_m – współczynnik określający wpływ wysokości ciśnienia na wielkość niedoboru dla m -tej grupy odbiorców,
 $i = 1..I$ – kolejny numer węzła sieci,
 $m = 1..M$ – kolejny numer grupy odbiorców o jednakowych wymaganiach ciśnienia.

Zastosowane w modelu wartości współczynnika p_m zostały przyjęte na podstawie analizy numerycznej działania rzeczywistego systemu wodociągowego pracującego w warunkach ograniczonej dostawy wody (Knapik, 1993).

9. Mierniki skuteczności dostawy wody

Wyniki symulacji przypadków awaryjnych funkcjonowania SZW stanowią bazę do wyznaczenia oceny niezawodności dostawy wody do wszystkich odbiorców. Dla wymiernego określenia stopnia negatywnych skutków niesprawności posłużono się dwoma miernikami. Jeden z nich pozwala określić stopień niesprawności systemu w procentach wymaganej sprawności, drugi natomiast szacuje wolumetryczną wartość niedoboru wody.

Wartości $Q_{wr_{k(t)}}$ wyznaczone dla każdego z węzłów sieci za pomocą wzoru (8.3) pozwalają na określenie wielkości Wskaźnika Warunków Poboru Wody (*WWPW*) opisanego szerzej w (Knapik, 1993, 2000). Wskaźnik ten definiowany jest jako stosunek rzeczywistego poboru wody do deklarowanego zapotrzebowania w analizowanym przedziale czasowym:

$$WWPW = \frac{\sum_{k=1}^K \sum_{i=1}^I Q_{wr_{ki}}}{\sum_{k=1}^K \sum_{i=1}^I Q_{w_{ki}}} \quad (9.1)$$

gdzie: $Q_{wr_{ki}}$ – chwilowy, rzeczywisty pobór wody

$Q_{w_{ki}}$ – chwilowe zapotrzebowanie

$i = 1..I$ – kolejny numer węzła

$k = 1..K$ – kolejny krok czasowy w okresie symulacji

Tak zdefiniowany wskaźnik może pełnić rolę miernika warunków dostawy wody. Wartość $WWPW = 1$ wskazuje na dopasowanie wysokości ciśnienia w węźle do potrzeb zlokalizowanych tam odbiorców, natomiast wartość $WWPW < 1$ sygnalizuje niewłaściwe funkcjonowanie wodociągu związane z niedoborem ciśnienia a w konsekwencji z ograniczeniem poboru wody. W przypadku analizy funkcjonowania SZW podczas awarii jest to znakomity indykator miejsc i przedziałów czasowych, w których nie są spełnione wymogi w zakresie ciśnienia dostarczanej wody (Knapik i inni, 2003). Zaimplementowany w modelu wskaźnik *WWPW* może się odnosić do pojedynczego węzła dla wszystkich kroków czasowych (dla ustalonego i) przedstawiając obraz lokalnych zmian warunków poboru wody, do określonej chwili dla wszystkich węzłów (dla ustalonego k) pozwalając wskazać rejony na sieci, w których występuje chwilowy niedobór ciśnienia lub też dla wszystkich węzłów w całym okresie symula-

cji. Uśredniona wartość *WWPW* dla całego SZW określa procent realizacji wymagań technicznych dostawy do odbiorców, pozwalając w sposób wymierny ocenić skutek awarii systemu w każdym z analizowanych przypadków symulacyjnych (Knapik, 1993; Knapik i inni, 2003).

Każdy stan SZW wynikający z kombinacji uszkodzonych odcinków powiązany jest z wystąpieniem pewnego niedoboru wody $NV > 0$. Właściwie można powiedzieć, że jest to objętość wody, która w konkretnych warunkach funkcjonowania systemu nie mogła być skonsurowana. Niedobór ten jest sumą dwóch składowych. Pierwsza z nich określa potrzeby odbiorców całkowicie pozbawionych wody na skutek uszkodzenia (zamknięcia) odcinka. Składowa ta jest łatwa do wyznaczenia, gdyż równa jest zapotrzebowaniu odbiorców całkowicie pozbawionych dostawy wody. Druga składowa niedoboru *NV* określa ewentualne ograniczenie poboru wody przez odbiorców znajdujących się poza obszarem odciętym na skutek awarii (Wierzbicki, 1996). Niedobór ten może wynikać z wydłużenia drogi transportu wody oraz utrudnienia przepływu bądź innych czynników, których konsekwencją jest spadek ciśnienia poniżej wartości wymaganej. Określenie tej składowej niedoboru jest bardzo utrudnione, gdyż może ona wystąpić w różnych rejonach sieci, nawet znacznie oddalonych od miejsca awarii, posiadać różną wartość i czas trwania. W celu wyznaczenia sumarycznej wartości niedoboru *NV* dla całego SZW, posłużono się uprzednio cytowaną zależnością (8.3) wyznaczając wartość chwilowego poboru wody w każdym z węzłów sieci i porównując go z deklarowanym zapotrzebowaniem dla każdego węzła w każdym kroku czasowym.

$$NV = \sum_{k=1}^K \sum_{i=1}^I Q_{w_{ki}} - Q_{wr_{ki}} \left[\frac{m^3}{d} \right] \quad (9.2)$$

Wskaźnik ten określa wolumetryczną wielkość niedoboru wody w systemie. Jest to mierznik równoważny *WWPW*, lecz wyrażający skutek zaistnienia niesprawności systemu w objętości wody, która nie została pobrana przez użytkowników. Oczywiście niedobór można przedstawić również jako dopełnienie *WWPW* do jedności, lecz wtedy liczba ta będzie obrazować wartość niedoboru wyrażoną w procentach zapotrzebowania dobowego.

$$N = 1 - WWPW [\% Qd] \quad (9.3)$$

Wszystkie trzy formy mierników odnoszą się do pomiaru tego samego zjawiska w obrębie jednej doby, lecz różnią się rodzajem dostarczanej informacji. Mogą być one stosowane zamiennie lub jako dopełnienia dla głębszego obrazowania warunków poboru wody w SZW.

Dysponując większą liczbą symulacji różnych przypadków częściowej niesprawności w obrębie jednego wariantu modernizacyjnego, co ma miejsce podczas szczegółowej weryfikacji wariantów z wykorzystaniem metody MUS, można wyznaczyć niedobór średni dla całej serii symulacji. Wartość ta jest średnią ważoną, gdzie wagą jest prawdopodobieństwo wystąpienia każdego z przypadków awaryjnych.

$$NV_{sr} = \frac{\sum_i NV_i \cdot P_i}{P_i} \left[\frac{\text{m}^3}{\text{d}} \right] \quad (9.4)$$

gdzie NV_i – wartość niedoboru wody [m^3/d] w i -tym stanie eksploatacyjnym systemu,
 P_i – prawdopodobieństwo wystąpienia i -tego stanu systemu.

Prawdopodobieństwo P_i wyznaczane jest jako iloczyn wskaźników gotowości każdego z elementów systemu zgodnie z relacją (3.12). Występujące w tym wzorze współczynniki K_j określa się na bazie wzoru (3.4) dysponując parametrami μ i λ_0 . Przy czym:

$$\lambda = \lambda_0 \cdot L \quad (9.5)$$

gdzie μ – intensywność strumienia odnowy przewodu wodociągowego [1/rok],
 λ – intensywność uszkodzeń przewodu [1/rok],
 λ_0 – jednostkowa intensywność strumienia uszkodzeń [1/(rok·km)],
 L – długość przewodu [km].

Wartości wskaźników niezawodności μ i λ_0 zostały stabelaryzowane i przyporządkowane każdemu przewodowi sieci z uwzględnieniem materiału, z jakiego został wykonany. Wartości tych wskaźników, wyznaczone na drodze badań statystycznych (Wieczysty, 1990), zamieszczono w tabelicy 7.1.

10. Aspekt ekonomiczny wariantów modernizacji SZW

Realizacja dowolnego z badanych wariantów modernizacji SZW związana jest z koniecznością poniesienia pewnych kosztów przez jednostkę zarządzającą systemem wodociągowym. Koszt inwestycji często stanowi kluczowy czynnik w procesie decyzyjnym, przez co został potraktowany jako drugi parametr służący do oceny skuteczności proponowanych wariantów modernizacyjnych. Należy tu zwrócić uwagę na fakt, że charakterystyczny dla każdego z wariantów wymierny wzrost niezawodności funkcjonowania SZW nie musi iść w parze z proporcjonalnym wzrostem kosztu inwestycji. Innymi słowy, wzrost niezawodności przypadający na koszt jednostkowy może być bardzo zróżnicowany. Aby móc podjąć decyzję o wyborze właściwego wariantu modernizacji, koniecznym staje się jego analiza ekonomiczna, która pomoże wykluczyć rozwiązania najskuteczniejsze niezawodnościowo, lecz często nierealne finansowo oraz te, które pomimo niskich kosztów nie dają zadowalającej poprawy niezawodności funkcjonowania SZW.

Jednostki organizacyjne, w których gestii jest zarządzanie SZW posiadają ograniczony budżet oraz są zwykle świadome wielkości dotacji możliwych do pozyskania ze źródeł zewnętrznych. Informacja ta limituje górny zakres ceny potencjalnej inwestycji, pozwalając już w tym miejscu wyeliminować rozwiązania będące poza możliwościami gminy czy też przedsiębiorstwa wodociągowego. Właściwy wybór wariantów modernizacyjnych winien odbywać się w grupie wariantów realnych cenowo i pozwalających uzyskać możliwie największy wzrost niezawodności funkcjonowania SZW.

10.1. Kosztorys szacunkowy, ceny jednostkowe

Kilkuletnia obserwacja zmian na rynku usług i materiałów budowlanych pozwala wysnuć tezę o braku stabilizacji w tym sektorze gospodarki oraz ciągłym wzroście cen, niewspółmiernym do kosztów ponoszonych przez dostawców. Dodatkowym czynnikiem generującym wzrost cen jest notowany „boom” gospodarczy i znaczne zapotrzebowanie na wszelkie materiały budowlane i usługi związane z ich instalacją oraz równoczesny, masowy odpływ specjalistów na rynki zachodnie. Czynniki te wprowadzają istotne utrudnienia w procesie szczegółowej analizy ekonomicznej przedsięwzięć budowlanych i montażowych. Wydaje się jednak, że nie powinno to być istotną przeszkodą w procesie porównywania rozwiązań wariant-

towych, które w istocie sprowadzają się do szacunkowych relacji względnych, rzutując jedynie na wybór wariantu poprzez limit funduszy, którymi dysponuje inwestor.

Ocena ekonomiczna każdego z wariantów modernizacji SZW związana jest z wyznaczeniem orientacyjnych kosztów inwestycji na bazie obowiązujących cenników. Należy tu, zaznaczyć, że na koszty związane z modernizacją układu wodociągowego składają się koszty dokumentacji, koszty realizacji inwestycji w tym koszt działki budowlanej, oraz koszty związane ze zmianą eksploatacji niektórych obiektów SZW. W miarę możliwości należy je również uwzględnić w kosztorysie szacunkowym.

Idea, która przyświecała tworzeniu mechanizmu oceny zadania pod kątem ekonomicznym zakładała między innymi możliwość szacunkowego określenia kosztów inwestycji bez konieczności tworzenia szczegółowego kosztorysu o charakterze budowlano-wykonawczym, lecz oczywiście nie wykluczała takiej możliwości. W tym celu podjęto próbę stworzenia charakterystyki funkcyjnej pozwalającej oszacować jednostkowy, uśredniony wskaźnik kosztów budowy kompleksu: zbiornik wody pitnej wraz z komorą zasuw i wyposażeniem. Podjęta próba wiązała się ze zgromadzeniem informacji o rzeczywistych kosztach budowy tych obiektów, wraz z rozróżnieniem technologii ich realizacji. W tym celu nawiązano kontakt z około 30 wykonawcami tego typu konstrukcji. Niestety, pomimo wielu prób udało się uzyskać wiążące informacje o 39 inwestycjach, zaledwie z trzech źródeł. Wykonawcy, którzy odmówili podania informacji o kosztach realizacji zasłaniaли się, poniekąd słusznie, interesem firmy. Tajemnica handlowa związana jest w tym przypadku z procesem przetargowym, gdzie żywotnym interesem firmy przystępującej do przetargu jest utrzymanie w tajemnicy stosowanych przez nią cenników i narzutów. Informacje, które udostępniono, zostały obłożone warunkiem zakazu publikowania nazwy wykonawcy oraz lokalizacji inwestycji z powodów nadmienionych powyżej.

Należy tu zaznaczyć, że koszt związany z realizacją konkretnego zadania powiązany jest w szczególności z zastosowaną technologią, maszynami, poziomem zagłębienia komór zbiornika w gruncie, rodzajem podłoża oraz wyposażeniem komór. Nie uwzględnia on ceny zakupu działki. Niestety, żadna z tych informacji nie została udostępniona przez wykonawców. Jediną pewną cechą wszystkich analizowanych inwestycji jest to, że dotyczą one obiektów naziemnych o konstrukcji żelbetowej.

Udostępnione koszty realizacji inwestycji w części przypadków nie obejmowały dokumentacji wykonawczej. W celu normalizacji cennika, ceny obiektów bez dokumentacji powiększono o szacowany koszt prac projektowych w oparciu o *Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 18 maja 2004r. w sprawie określenia metod i podstaw sporządzania koszt-*

rysu inwestorskiego, obliczania planowanych kosztów prac projektowych oraz planowanych kosztów robót budowlanych określonych w programie funkcjonalno-użytkowym. Rozporządzenie to podaje metodę szacowania kosztu planowanych prac projektowych w oparciu o koszt robót budowlanych wg wzoru:

$$W_{PP} = W_{\%} \cdot W_{RB} \quad (10.1)$$

gdzie W_{PP} – planowany koszt prac projektowych,
 W_{RB} – planowany koszt robót budowlanych,
 $W_{\%}$ – wskaźnik procentowy.

Wskaźnik procentowy, znajdujący się w formie tabelaryzowanej w załączniku do *Rozporządzenia* określany jest w zależności od kategorii złożoności obiektu kubaturowego, jego funkcji oraz od wartości planowanych kosztów robót budowlanych. Według załącznika, obiekty będące tematem tego opracowania należą do drugiej bądź trzeciej kategorii złożoności. Koszty realizacji analizowanych inwestycji mieszczą się w przedziale do 1 000 000 zł, co pozwala przyjąć uśredniony wskaźnik kosztów prac projektowych na poziomie 5%. Wszystkie ceny, które nie uwzględniały kosztów prac projektowych zostały powiększone o ten współczynnik.

Obiekty wodociągowe, których koszt realizacji udało się uzyskać od wykonawców, były budowane między lutym 1998r. a kwietniem 2007r. W celu ich urealnienia do poziomu cen z drugiego kwartału 2007, dokonano przeliczenia kosztów w oparciu o wskaźniki cen produkcji budowlano-montażowej „rok-do-roku” w oparciu o *Mały rocznik statystyczny* z lat 2000 do 2007 oraz *Ceny w gospodarce narodowej*. Obie pozycje zostały opracowane przez Główny Urząd Statystyczny. Tablica 10.1 zawiera zestawienie wskaźników przyrostu cen w poszczególnych latach przy założeniu, że 100% odpowiada poziomowi cen z roku poprzedniego.

Tablica 10.1.

Wskaźniki przyrostu cen produkcji budowlano-montażowej na przestrzeni lat 1998 – 2007 wg GUS

1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007
112,9%	108,6%	107,9%	103,8%	101,2%	98,9%	102,5%	103,1%	102,8%	106,8%

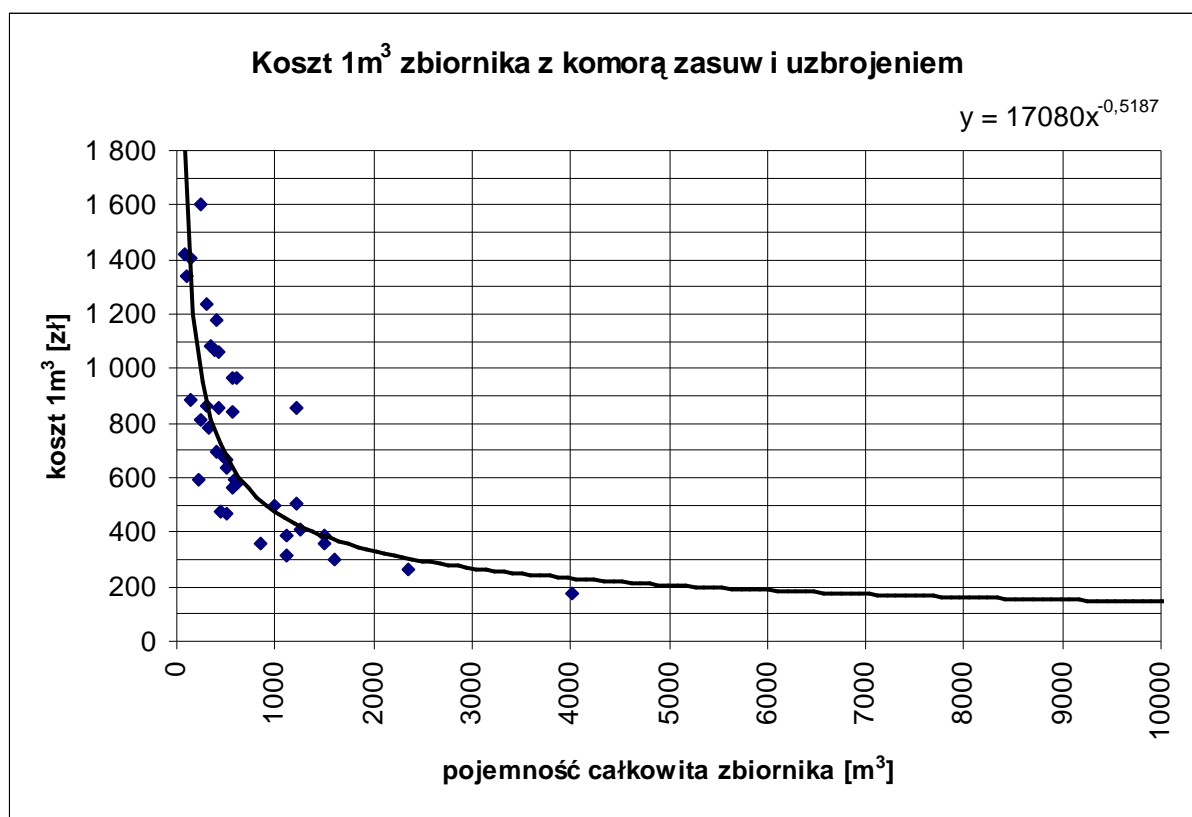
W tablicy 10.2 zestawiono koszty realizacji wszystkich analizowanych obiektów w czasie kiedy one powstały, oraz koszty po urealnieniu do cen za II kwartał 2007, wraz z ich przeliczeniem na 1m³ komory zbiornika.

Tablica 10.2.

Koszty realizacji inwestycji obejmujących komorę zbiornika, komorę zasuw oraz ich wyposażenie.

Objętość komór zbiornika [m ³]	data zakończenia inwestycji	koszt w dniu wyceny [zł]	koszt po urealnieniu do cen za II kwartał 2007 [zł]	cena za 1m ³ [zł]
75	2007-04	104 895	106 678	1 422
100	1999-08	100 000	133 788	1 338
150	1998-02	135 000	211 179	1 408
150	1999-05	97 000	132 487	883
225	1999-08	100 000	133 788	595
250	2006-02	366 792	400 875	1 603
250	2004-03	178 485	202 455	810
300	1998-02	237 000	370 736	1 236
300	1998-02	165 000	258 107	860
320	1998-02	160 000	250 286	782
350	2001-01	315 000	378 534	1 082
386	2001-07	350 000	412 871	1 070
400	2003-11	407 747	472 215	1 181
400	2001-09	236 400	277 126	693
428	2005-10	410 480	454 160	1 061
428	2005-01	323 300	365 039	853
450	2006-01	194 250	212 784	473
460	1999-05	230 000	314 144	683
500	2003-02	289 737	333 082	666
500	2003-04	274 785	316 478	633
511	2006-07	220 000	237 701	465
561	2001-07	400 000	471 852	841
565	1999-06	402 500	546 000	966
565	1999-04	230 000	316 288	560
579	2001-04	287 500	342 316	591
600	2003-05	501 760	578 425	964
600	2002-02	299 250	346 816	578
850	1999-08	230 000	307 712	362
1000	2005-11	449 400	495 947	496
1112	2004-12	377 330	428 004	385
1120	1998-05	230 000	349 309	312
1215	2001-12	896 000	1 040 475	856
1215	2000-04	480 000	609 050	501
1260	1999-03	375 000	519 182	412
1500	2000-04	459 375	582 880	389
1500	2003-08	467 770	540 734	360
1600	2006-09	446 250	479 931	300
2350	2005-12	566 595	623 674	265
4020	2006-07	643 000	694 736	173

Powyższe zestawienie tabelaryczne pozwala stworzyć wykres zależności kosztu 1 m³ inwestycji w funkcji całkowitej objętości zbiornika (ryc. 10.1). Zebrane dane empiryczne posłużyły do wygenerowania charakterystycznej krzywej trendu w oparciu o funkcję wykładniczą. Krzywa ta będzie stanowić podstawę szacowania kosztów realizacji zbiorników wodociągowych w oparciu o metodę wskaźnikową. Z powodu braku danych o kosztach realizacji zbiorników o znacznych pojemnościach przy równoczesnym zapotrzebowaniu na taką informację, dokonano prawostronnej ekstrapolacji funkcji do granicy 10000 m³.



Ryc. 10.1. Szacunkowy wykres kosztu 1m³ zbiornika wodociągowego wraz z komorą zasuw i uzbrojeniem w zależności od całkowitej pojemności zbiornika

Autor jest świadomy, iż zaproponowana metoda wyceny kosztów budowy zbiornika wody pitnej wraz z komorą zasuw i wyposażeniem obarczona jest pewną niedokładnością wynikającą z niezbyt precyzyjnych danych wejściowych, na bazie których utworzono krzywą wskaźnikową. Jej zaletą jest jednak bardzo szybka ocena kosztochłonności zadania bez konieczności tworzenia pełnego kosztorysu budowlano-wykonawczego czy też kosztorysu uproszczonego. Jednak nic nie stoi na przeszkodzie by w procesie oceny wariantu eksploatacyjnego stworzyć bardziej szczegółowy kosztorys. W tym celu w aplikacji *VLokator* zaimplementowano możliwość korzystania z bazy katalogowej cen jednostkowych robót i obiektów.

tów inwestycyjnych oraz remontowych za II kwartał 2007, publikowanej przez Bistyp-Consulting. Baza ta jest aktualizowana kwartalnie i może służyć jako najbardziej aktualne źródło wiedzy o średnich cenach za materiały i usługi w trakcie sporządzania kosztorysu szacunkowego. Z perspektywy niniejszego opracowania baza ta posiada zaletę polegającą na kompleksowym ujęciu cen za niektóre czynności i obiekty sprowadzając szereg powiązanych ze sobą zadań i materiałów do jednej pozycji kosztorysowej uwzględniającej również robociznę. W szczególności chodzi tu o zadania związane z wymianą bądź instalacją przewodów wodociągowych zasilających zbiornik.

Obciążenie finansowe związane z eksploatacją zmodernizowanego układu jest bardzo trudne do oszacowania i wiąże się z takimi czynnikami jak konieczność zatrudnienia dodatkowej obsługi, zróżnicowanie taryfy opłat za pobór energii elektrycznej i inne. Są to czynniki związane pośrednio ze sposobem zarządzania SZW. W miarę posiadanej wiedzy o warunkach lokalnych należy te składowe również uwzględnić w kosztorysie.

Pozycje kosztorysowe tworzone za pomocą aplikacji *VLokator* umieszczane są w tabeli zbiorczej, zawierającej informację o wycenie zadania cząstkowego bądź ich bloku, podstawie katalogowej zadania wg Bistyp-Consulting oraz odpowiednie kalkulacje cenowe. Nagłówek takiej tabeli przedstawiono poniżej:

Tablica 10.3.

Nagłówek tabeli kosztorysu uproszczonego dla wybranego wariantu modernizacji SZW

Nr poz.	Podstawa katalogowa	Opis	Cena jednostkowa	Jednostka	Ilość	Cena
---------	---------------------	------	------------------	-----------	-------	------

Koszt całej inwestycji przedstawiony jest jako jedna wartość bez rozbicia na materiały, robociznę i sprzęt. Do wyceny pozycji innych niż wyznaczanych z krzywej z ryc. 10.1 przyjęto stawkę robocizny obliczoną jako średnia krajowa na poziomie 11,67 zł (II kwartał 2007). Narzuty uwzględnione w pozycjach katalogowych Bistyp-Consulting obejmują następujące pozycje i ich udział:

- koszty pośrednie (ogólne) – 68,20 % do robocizny i sprzętu
- koszty zakupu – 7,80 % do materiałów
- zysk – 12,90 % do robocizny, sprzętu i kosztów pośrednich

Ceny zawarte w kosztorysie nie są obciążone podatkiem VAT.

10.2. Selekcja wariantów modernizacji SZW z uwzględnieniem kosztów ich realizacji

Analiza ekonomiczno-niezawodnościowa serii wariantów modernizacyjnych opiera się na informacji o wielkości niedoboru oraz czynniku ograniczającym, którym jest maksymalny koszt inwestycji (C_{max}), jaki jest akceptowany przez inwestora. Analizie tej poddawane są wyniki symulacji wariantów dla przypadków całkowitego braku zasilania ze źródeł pierwotnych, równolegle dla wszystkich przewidzianych przedziałów czasowych niesprawności SZW. Wyniki symulacji przypadków częściowej niesprawności mogą być zbyt mało miarodajne ze względu na relatywnie niewielkie skutki awarii a co za tym idzie małe zróżnicowanie wyników. Proponowana metoda może być jednak z powodzeniem zastosowana również dla wartości niedoboru średniego dla każdego z wariantów.

Przedstawione niżej rozważania dotyczyć będą przypadków eksploatacyjnych związanych z czasowym całkowitym brakiem zasilania z pompowni.

Jednym z wyników symulacji pracy systemu wodociągowego w warunkach całkowitego zaniku zasilania jest informacja o dobowym niedoborze wody (NV_i) w i -tym wariantcie modernizacyjnym dla założonego czasu trwania awarii. Niedobór taki wyznaczony jest również dla stanu istniejącego (NV_{istm}), będąc podstawą do porównań z wynikami dla kolejnych wariantów. Wyznamy bezwzględną redukcję niedoboru ΔNV_i dla i -tego wariantu, będącą różnicą między niedoborem dla stanu istniejącego a niedoborem uzyskanym w i -tym wariantcie.

$$\Delta NV_i = NV_{istm} - NV_i \quad \left[\frac{m^3}{d} \right] \quad (10.1)$$

Wielkość tą można wyrazić również w jednostkach względnych jako procent redukcji niedoboru oszacowanego w stanie istniejącym:

$$\Delta N_i = \frac{NV_{istm} - NV_i}{NV_{istm}} \cdot 100 [\%] \quad (10.2)$$

Oznaczając przez C całkowity koszt inwestycji, można wyznaczyć wartość redukcji niedoboru przypadającą na jednostkę ceny modernizacji: ΔNJ

$$\Delta NJ = \frac{\Delta N_i}{C} \left[\frac{100\%}{\text{mln.zł}} \right] \quad (10.3)$$

Wskaźnik ten występując samodzielnie nie pozwala w sposób jednoznaczny ocenić wskazanego wariantu, dając jedynie możliwość porównania poziomów redukcji niedoboru wprowadzonych do tej samej wykładni cenowej. Dopiero powiązanie tej informacji z całkowitym kosztem inwestycji pozwala wskazać grupę wariantów optymalnych zarówno pod kątem redukcji niedoboru jak i powiązanej z tym kwoty przeznaczonej na inwestycję.

Do dalszych rozważań i ich ilustracji bardzo pomocny będzie przykład. Przyjmijmy serię wariantowych rozwiązań modernizacyjnych pewnego SZW. Seria ta składać się będzie z 10 wariantów. Każdy z nich jest opisany za pomocą wartości ΔN (dla pewnego, założonego czasu braku zasilania z pompowni) oraz kosztu jego realizacji C . Wartości te zestawiono w tablicy poniżej:

Tablica 10.4.

Zestawienie wartości ΔN i C dla wariantów modernizacyjnych przykładowego SZW

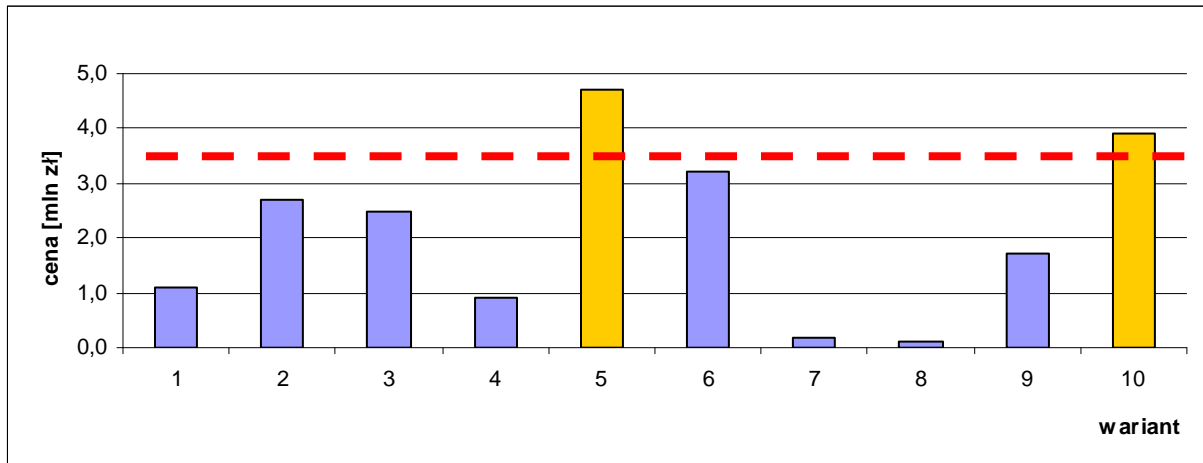
Wariant	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$\Delta N[\%]$	12	30	50	27	54	32	16	9	43	99
$C[\text{mln.zł}]$	1,1	2,7	2,5	0,9	4,7	3,2	0,2	0,1	1,7	3,9

Zestawienie wskaźników charakterystycznych dla każdego wariantu umieszczono na ryc. 10.2 – 10.4. Na ich podstawie przeprowadzono proces selekcji, wyłaniając wariant najbardziej korzystny niezawodnościowo i akceptowalny ekonomicznie. Kolejne kroki selekcji zostały przedstawione na pełnym zestawie danych w celu demonstracji sposobu działania.

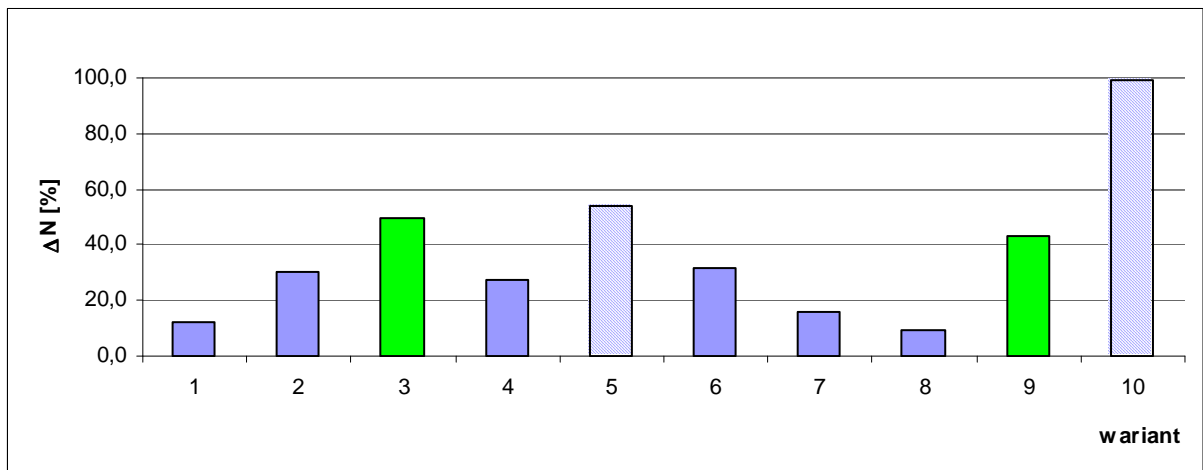
Na ryc. 10.2 umieszczono koszty wariantów. Czerwona linia symbolizuje maksymalny koszt jaki może ponieść inwestor. Na tej podstawie wyeliminowano warianty 5 oraz 10.

Ryc. 10.3 zawiera zestawienie stopnia redukcji niedoboru wyrażonego w procentach niedoboru notowanego w warunkach przed modernizacją. Największy stopień redukcji niedoboru zanotowano dla wariantu 10, lecz został on odrzucony ze względów ekonomicznych, tak jak wariant 5. Spośród pozostałych wariantów wytypowano dwa o porównywalnej wartości ΔN . Są to warianty 3 oraz 9.

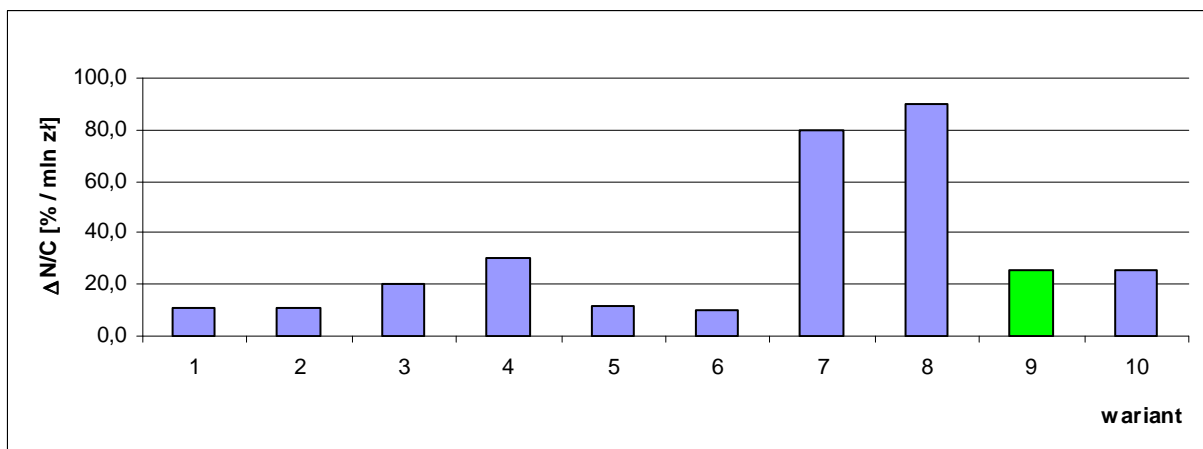
Na ryc. 10.4 umieszczono procentową redukcję niedoboru przypadającą na jednostkę kosztów inwestycji (1 mln zł). Spośród dwóch wcześniej wytypowanych wariantów, wariant 9 charakteryzuje się nieznacznie lepszą wartością. Jest on rekomendowany do realizacji.



Ryc. 10.2. Koszt realizacji każdego z wariantów modernizacji SZW. Przerywaną linią zaznaczono górny pułap kosztów akceptowalnych przez inwestora. Warianty, które przekraczają maksymalny koszt zaznaczono na pomarańczowo



Ryc. 10.3. Względna redukcja niedoboru wody w przypadku całkowitego zaniku zasilania. Zielonym kolorem zaznaczono warianty o najwyższym stopniu redukcji. Warianty kreskowane zostały odrzucone w kryterium ceny.



Ryc. 10.4. Jednostkowa redukcja niedoboru. Spośród wariantów wytypowanych wg poprzednich kryteriów, wariant 9 posiada najlepszy stosunek sprawności do ceny.

11. Algorytm realizacji metody optymalnej lokalizacji rezerw zbiornikowych w SZW

Model SZW, który jest poddawany analizie niezawodnościowej musi zostać odpowiednio przygotowany do tej operacji, a poszczególne etapy analizy powinny stanowić spójny i konsekwentny ciąg przekształceń prowadzący do wykreowania wiążącej oceny wariantu.

Model sieci powinien być wykalibrowany tak, by odpowiadał rzeczywistym warunkom funkcjonowania SZW. W głównej mierze dotyczy to odwzorowania sposobu zasilania jednostki osadniczej i zmian napełnienia zbiorników wodociągowych. Równie istotnym w kontekście oceny niezawodności jest prawidłowy opis modelu zapotrzebowania na wodę, w tym w szczególności udziałów charakterystycznych grup odbiorców o ujednoczonym poziomie ciśnienia wymaganego, zasilanych z poszczególnych węzłów sieci (Knapik, 1993; Wierzbicki, 1996). Taki układ można potraktować jako wariant podstawowy, na bazie którego będą tworzone i do którego będą porównywane warianty pochodne. Każdy kolejny wariant powinien odpowiadać innej konfiguracji objętości zbiorników i uwzględniać ewentualną zmianę sposobu zasilania samego zbiornika np. poprzez modyfikację geometrii połączeń, zwiększenie średnicy niektórych przewodów bądź dobudowę fragmentu magistrali.

Wybór odpowiedniej dywersyfikacji rezerw zbiornikowych odbywa się poprzez minimalizację funkcji $L_{ZQ}(V)$ (wg relacji 6.4 i 6.5) przy różnych (uwzględniających też skrajne) granicach objętości minimalnych i maksymalnych dla każdego ze zbiorników. Zakres tych modyfikacji jest różny dla każdego z SZW i uwarunkowany szeregiem ograniczeń lokalnych.

W kolejnym etapie należy zdefiniować czynniki ograniczające zakres prowadzonych symulacji systemu w stanie niesprawności. Są to: założona seria okresów niesprawności (proponuje się 8, 16 i 24 godz.) oraz wielkość listy rankingowej odcinków najbardziej obciążonych, które w trakcie symulacji zostaną uszkodzone. Wartości te powinny być niezmiennie i obowiązujące dla każdego z wariantów obliczeniowych, by można było w późniejszym etapie przeprowadzić wiążącą analizę porównawczą.

Kolejny krok dotyczy symulacji pracy systemu sprawnego w konfiguracjach wariantowych, tak by poprzez odpowiednią regulację harmonogramu pompowania uzyskać stabilny i powtarzalny obraz funkcjonowania SZW. Ustawienia dla tych symulacji będą stanowić parametry wyjściowe dla dalszych badań.

W następnym etapie należy przeprowadzić badania SZW przy całkowitym, czasowym zaniku zasilania ze źródeł pierwotnych. Każdy z wariantów symulowany jest zgodnie z przyjętą serią okresów niesprawności. Wybór początku awarii uwarunkowany jest stopniem obciążenia sieci i szerzej został opisany w rozdziale 7.1. Wyniki tych symulacji pozwalają stworzyć ranking skuteczności redukcji niedoboru. Istnieje duże prawdopodobieństwo, że dla każdego z czasów niesprawności, kolejność wariantów w tym rankingu będzie wyglądać podobnie. Rankingi stanowią wymierną podstawę do przeprowadzenia selekcji wariantów. Warianty, w których stwierdzono niewielki poziom poprawy niezawodności dostawy wody w stosunku do wariantu podstawowego można wyeliminować z dalszych badań.

Warianty, które spełniają wymogi w zakresie redukcji niedoboru mogą zostać poddane dalszej, szczegółowej analizie w oparciu o symulacje funkcjonowania SZW w stanie niepełnej sprawności. Dla każdego z przyjętych czasów niesprawności, za pomocą metody MUS tworzy się listę rankingową odcinków, których awaria w czasie ich największego obciążenia może stanowić potencjalnie największe zagrożenie dla prawidłowego funkcjonowania SZW. Każda kolejna symulacja tworzona jest na podstawie symulacji wariantu, w którym SZW jest sprawny. Początek symulacji pokrywa się z początkiem awarii przy stanie systemu bezawaryjnego. Założenie to pozwala na analizę okresu pełnej doby od momentu pojawienia się awarii a równocześnie nawiązuje do warunków istniejących na sieci, gdy SZW funkcjonuje prawidłowo. W szczególności istotne jest nawiązanie do poziomów zwierciadeł wody w zbiornikach.

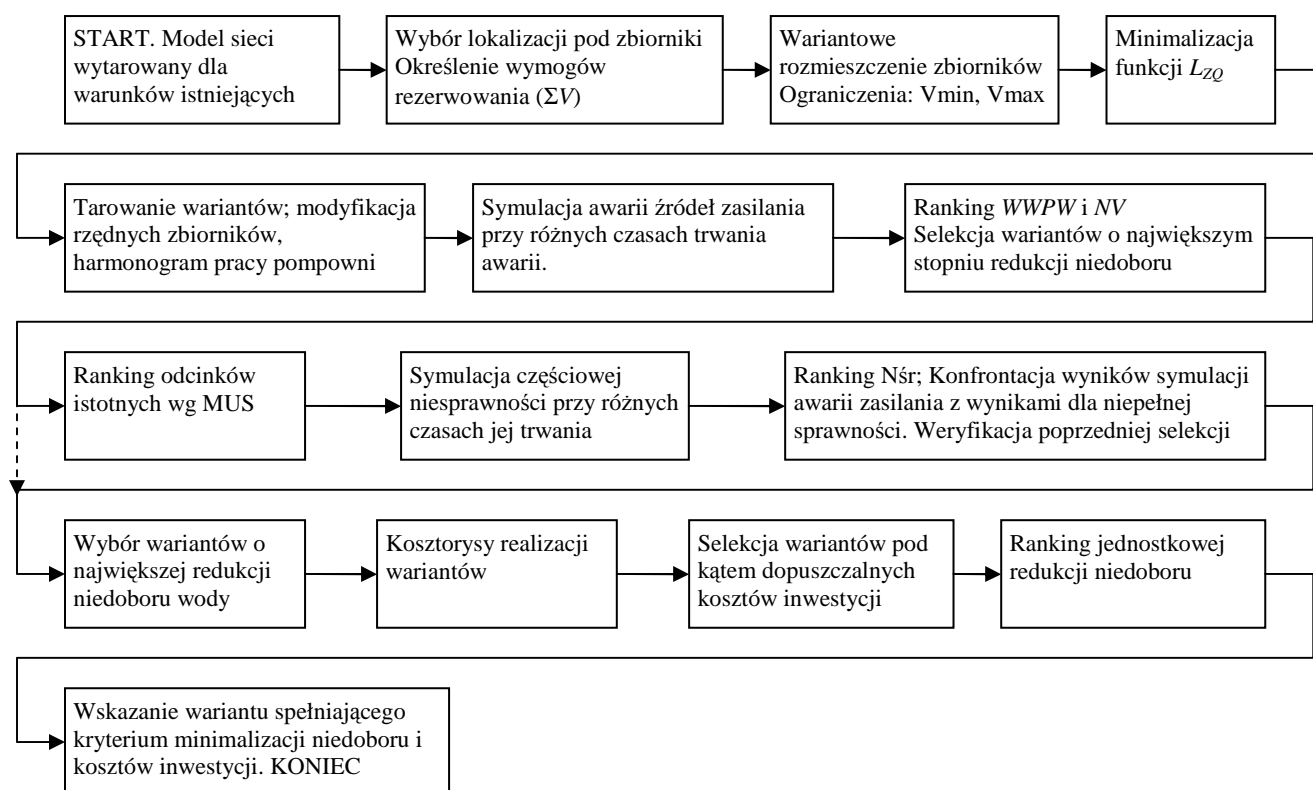
Wyniki symulacji awaryjnych są podstawą do analizy statystycznej wielkości niedoboru średniego i jego redukcji. Uzyskane tą drogą wartości NV_{sr} dla każdego z wariantów należy porównać ze sobą wybierając wartość najmniejszą. Rozwiązanie proponowane w wariantcie, którego NV_{sr} jest najmniejszy można uznać za najlepsze pod kątem niezawodności dostawy wody przy założonym czasie trwania awarii. Analizę opisaną w tym rozdziale należy powtórzyć dla różnych czasów niesprawności systemu. Kolejność wariantów w rankingach niedoboru tworzonych na bazie tych symulacji nie powinna odbiegać od kolejności wynikającej z wyników symulacji całkowitego braku zasilania. Istnieje duże prawdopodobieństwo, że uzyskane wyniki wskażą jeden z wariantów jako dominujący. Jeśli takie zjawisko nie zachodzi oznacza to, że rozwiązania wariantowe są porównywalnie skuteczne i czynnikiem wpływającym na ich wybór jest cena.

Dwa wyżej opisane etapy: symulację przypadków niepełnej sprawności oraz analizę niezawodnościową uzyskanych tą drogą wyników można pominąć, jeśli istnieją wystarczająco silne przesłanki pozwalające przypuszczać, że sieć w warunkach niepełnej sprawności będzie

się zachowywać podobnie jak w przypadku całkowitego braku zasilania z pompowni. Można się spodziewać, że skutki tych awarii będą proporcjonalnie mniejsze.

Dla wariantów, które przeszły selekcję pod kątem hydrauliczno-niezawodnościowym tworzony jest kosztorys inwestycji. Kosztorys ten może powstać w oparciu o szacunkową krzywą wskaźnikową ceny 1m^3 zbiornika w zależności od jego pojemności całkowitej i ewentualnie uzupełniony o koszty robót towarzyszących – opisanej w rozdziale 10.1. W miarę potrzeb i posiadanych informacji o terenie oraz technologii wykonania zbiornika można stworzyć dokładniejszy kosztorys zwiększając precyzję obliczeń. Uzyskane kwoty stanowią podstawę do ekonomicznej oceny wariantu i jego ewentualnego odrzucenia po wykonaniu selekcji opartej o kryterium maksymalnej kwoty akceptowanej przez inwestora.

Wskazana sekwencja obliczeń pozwala na jednoznaczne wskazanie wariantu, który spełnia kryteria niezawodnościowe i ekonomiczne a równocześnie jego skuteczność w redukcji niedoboru jest najlepsza. Ostatecznie to od inwestora zależy, który z zaproponowanych wariantów zostanie wdrożony do realizacji. Decyzja ta jest już poza obszarem wpływu zespołu inżynierskiego podejmującego się oceny wariantów i często uwarunkowana jest czynnikami społecznymi, politycznymi bądź innymi, które nie wchodzą w zakres niniejszego opracowania.



Ryc. 11.1. Ramowy algorytm realizacji metody optymalnej lokalizacji rezerw zbiornikowych

12. Obliczenia testowe

W celu weryfikacji tezy rozprawy oraz przetestowania mechanizmów i algorytmów zastosowanych do realizacji zadania, przeprowadzono dwie serie obliczeń testowych na różnych systemach wodociągowych. Systemy te różnią się wielkością, ilością zaopatrywanych odbiorców, poziomem strefowania, możliwościami rozbudowy oraz wieloma innymi czynnikami istotnymi dla ich funkcjonowania. Różnicuje je również poziom gromadzonych rezerw wody na wypadek awarii. Efektem przeprowadzonych analiz niezawodnościowo-ekonomicznych jest wskazanie potencjalnie najlepszej lokalizacji rezerw zbiornikowych zapewniającej jak największy wzrost poziomu zabezpieczenia na wypadek awarii przy akceptowalnych kosztach jej realizacji.

12.1. Analiza niezawodnościowo-ekonomiczna dla systemu nr 1

12.1.1 Opis struktury rozpatrywanego SZW

Analizowany, hipotetyczny system zaopatrzenia w wodę posiada wszystkie niezbędne cechy rzeczywistego SZW zasilającego jednostkę osadniczą o wielkości 87 tys. mieszkańców. Model geometrii połączeń jak i model zapotrzebowania na wodę w znacznej mierze odwzorowuje SZW dla miasta Nowy Sącz z roku 2001. Został on jednak rozbudowany i wzbogacony o strefę wysokiego ciśnienia na południu miasta. Schemat geometrii połączeń przewodów analizowanego systemu został przedstawiony na ryc. 12.1. W modelu uwzględniono zostało zapotrzebowanie na wodę na potrzeby gospodarstw domowych wielo- i jednorodzinnych, przemysłu, usług ogólnomiejskich oraz potrzeb komunalnych takich jak mycie ulic, placów i polewanie zieleni miejskiej. Odbiorcy zostali zróżnicowani pod względem wymogów ciśnienia dostarczanej wody, co pozwala dokonać przybliżonej analizy spadku poboru wody przy ciśnieniu niższym od wymaganego (wg relacji 8.3). W systemie notowane są straty wody na poziomie 56% dobowego zapotrzebowania. Wartość ta odpowiada różnicy między ilością wody wyprodukowanej i sprzedanej w Nowym Sączu w roku 2001. Średnie dobowe zapotrzebowanie na wodę wynosi około 20,6 tys m³, zaś zapotrzebowanie maksymalne wynosi: 29,8 tys. m³. Działania podejmowane przez eksploatatora systemu zdążają w kierunku istotnej redukcji strat wody, co pośrednio będzie się przekładać na wielkość rezerw wody gromadzonej w zbiornikach wodociągowych.

Model w pakiecie obliczeniowym składa się z 345 węzłów, z których większość została obciążona zapotrzebowaniem na wodę, oraz z 394 odcinków o zdefiniowanych średnicach i chropowatości zastępczej, zróżnicowanej w zależności od materiału przewodu o jego czasie eksploatacji.

System zasilany jest przez dwie pompownie drugiego stopnia tłoczące wodę pod ciśnieniem $6 \div 8$ at. Pompownia P1 zlokalizowana w północno-zachodniej części miasta zasila sieć poprzez dwa przewody magistralne $\phi 400$ i $\phi 350$ natomiast pompownia P2 (na południowym zachodzie) tłoczy wodę do przewodu $\phi 500$. Ich dobowe wydajności to odpowiednio: $P1 = 12390 \text{ m}^3/\text{d}$ oraz $P2 = 8170 \text{ m}^3/\text{d}$.

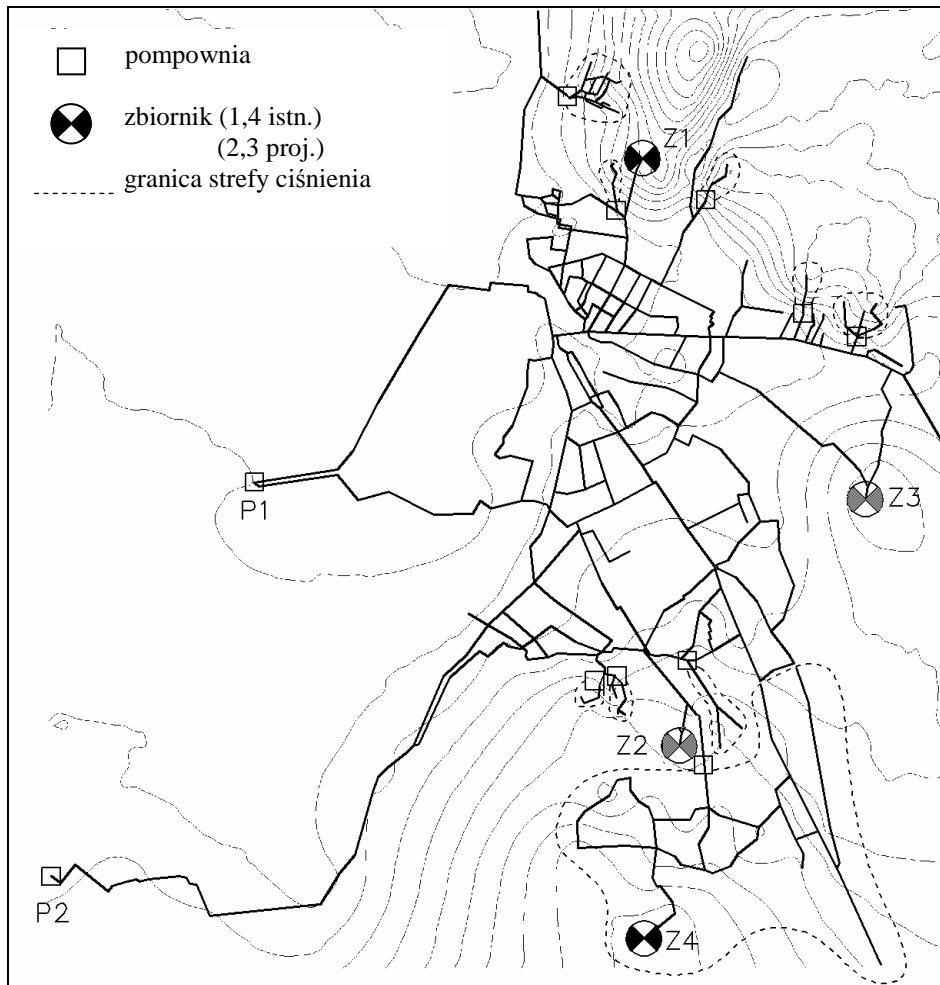
W północnej części miasta znajduje się zbiornik wody pitnej (Z1) o pojemności całkowitej 2200 m^3 , ulokowany na rzędnej $344,7 \text{ m npm}$. Zbiornik ten stanowi jedyną rezerwę wody dla strefy podstawowej na wypadek przerwania zasilania z pompowni. W systemie wyodrębniono 9 stref podwyższonego ciśnienia oznaczonych na ryc. 12.1 za pomocą linii przerywanych. W jednej ze stref znajduje się zbiornik (Z4) o całkowitej pojemności 2500 m^3 . Ilość wody zgromadzonej w tym zbiorniku zaspokaja całodobowe zapotrzebowanie na wodę dla użytkowników zlokalizowanych w strefie. Strefa ta zasilana jest poprzez przepompownię tłoczącą wodę ze strefy podstawowej. Pozostałe strefy zasilane są hydroforowo i nie posiadają wyodrębnionych zbiorników górnych. Na potrzeby symulacji przyjęto założenie minimalnej wartości ciśnienia napływu na jednostki pompowe na poziomie 2 at . Przy ciśnieniu niższym obiekty są automatycznie wyłączane a odbiorcy zlokalizowani w strefie tracą możliwość poboru wody. Zdarzenie to notowane jest w całkowitym bilansie funkcjonowania SZW. Przy ciśnieniu wyższym od 2 at . obiekty są automatycznie włączane a odbiorcy pobierają niezbędną ilość wody. W przypadku stref zasilania posiadających zbiorniki wodociągowe, każdy spadek ciśnienia poniżej wartości wymaganej przez odbiorców w obrębie węzła sieci powoduje spadek wielkości poboru wg relacji opisanej w rozdziale 8 rozprawy. Dane charakteryzujące SZW zestawiono w tablicy 12.1.

Tablica 12.1.

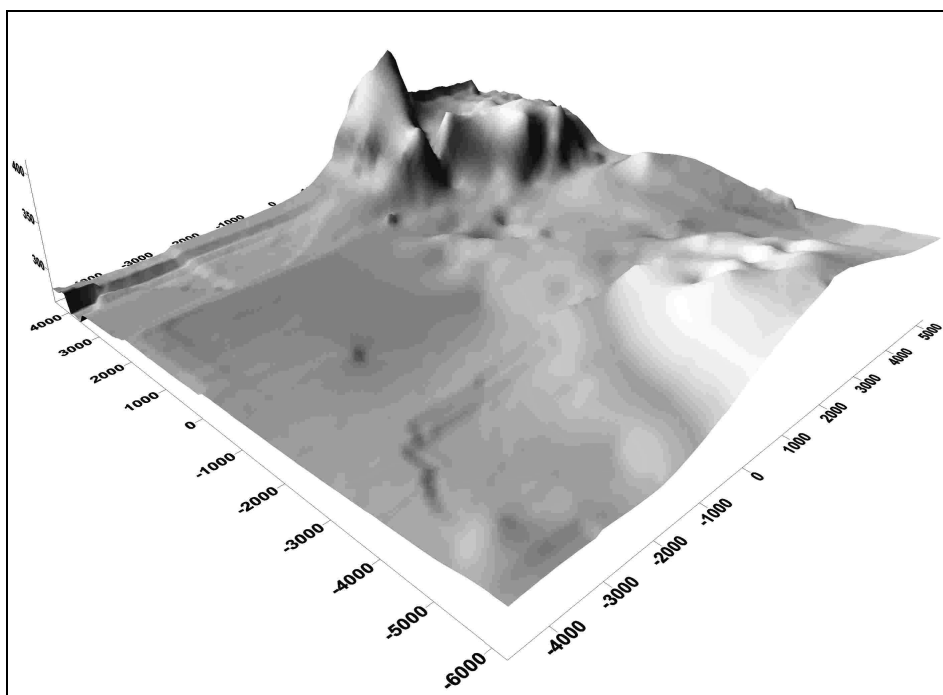
Zestawienie wielkości charakterystycznych dla SZW

Pobór wody w dobie o średnim zapotrzebowaniu	20676 [m ³ /d]
Pobór wody w dobie o maksymalnym zapotrzebowaniu	29826 [m ³ /d]
Przyjęta sumaryczna pojemność wszystkich zbiorników strefy podst.	10000 [m ³]
Pojemność zbiornika Z1	2200 [m ³]
Pojemność zbiornika Z4	2500 [m ³]
Wydajność pompowni P1 (dla Q_{dsr})	12390 [m ³ /d]
Wydajność pompowni P2 (dla Q_{dsr})	8170 [m ³ /d]

SZW zasila obszar znacznie zróżnicowany wysokościowo a wzniesienia okalające miasto stanowią naturalne miejsca pod budowę przyszłych zbiorników wody pitnej. Kształt sieci wodociągowej przedstawiono na ryc. 12.1. natomiast wizualizację topograficzną terenu w postaci rysunku izometrycznego zamieszczono na ryc.12.2.



Ryc. 12.1. Schemat sieci wodociągowej



Ryc. 12.2. Wizualizacja topografii obszaru zasilanego przez SZW

System opisany w ten sposób należy potraktować jako istniejący, który wymaga modernizacji polegającej na jego rozbudowie o dodatkowy zbiornik lub zbiorniki w obrębie strefy podstawowej. Założono, że w ramach wariantów modernizacyjnych można dokonywać dowolnych zmian pojemności zbiorników i niewielkich przesunięć wysokościowych dla zbiorników projektowanych. Celem modernizacji jest znalezienie takiego rozkładu przestrzennego rezerw wody, który spowoduje największy wzrost poziomu niezawodności dostawy wody do odbiorców przy zachowaniu narzuconego reżimu finansowego w postaci maksymalnej kwoty przeznaczonej na inwestycję. Przyjęto, iż kwota ta nie powinna przekraczać 2,5 mln zł. Rozważane są dwie możliwe lokalizacje oznaczone na ryc. 12.1 jako Z2 i Z3. Przyjmuje się, że całkowita rezerwa wody zgromadzonej w zbiornikach powinna pokryć 50% całkowitego zapotrzebowania w dobie średniej (rezerwa 30% dla Q_{dmax}). Przyjęto sumaryczną objętość zbiorników strefy podstawowej równą 10000 m³. Aktualnie pokrycie zapotrzebowania stanowi około 10% $Q_{dśr}$ (7% dla Q_{dmax}).

12.1.2 Badania niezawodnościowe

Poszukiwania najkorzystniejszego rozmieszczenia rezerw zbiornikowych przeprowadzono w oparciu o sześć wariantowych rozwiązań modernizacyjnych, które porównano z wariantem obrazującym stan przed modernizacją. Przyjęto numerację wariantów wg następującego klucza: wariant 0 dotyczy stanu istniejącego natomiast warianty od 1 do 6 opisują alternatywne rozwiązania rozmieszczenia wody w zbiornikach. Dla każdego wariantu zostały przeprowadzone obliczenia mające na celu:

- Wyznaczenie objętości poszczególnych zbiorników na drodze minimalizacji odległości między środkiem ciężkości układu zbiorników a środkiem ciężkości zapotrzebowania na wodę dla strefy podstawowej.
- Wyznaczenie parametrów pracy systemu w normalnych warunkach eksploatacyjnych przy zapewnionych warunkach poboru wody na poziomie 100% WWPW.
- Wyznaczenie przedziału doby, w którym awaria wszystkich źródeł zasilania spowoduje potencjalnie najdotkliwsze skutki awarii.
- Określenie wymiernego stopnia negatywnych skutków awarii dla odbiorców w przypadku równoczesnego zaniku zasilania z obu źródeł,
- Utworzenie rankingu odcinków, których awaria może spowodować istotne pogorszenie warunków dostawy wody. Ograniczono się do obliczeń uwzględniających uszkodzenie jednego odcinka.

- Określenie wymiernego stopnia negatywnych skutków awarii dla 20 pierwszych odcinków z listy rankingowej.
- Oszacowanie kosztów realizacji wariantu.

Wyniki tych obliczeń dają wymierną podstawę oceny każdego z wariantów i wytypowania rozwiązania najbardziej korzystnego pod względem niezawodności dostawy wody oraz jego weryfikację pod kątem możliwości finansowych jednostki zarządzającej systemem wodociągowym.

Całkowity zakres obliczeń obejmuje 378 symulacji przypadków eksploatacyjnych w obrębie pięciu wariantów modernizacyjnych oraz rozwiązania istniejącego.

Wymienione obliczenia zostały wykonane za pomocą aplikacji *Vlokator* stworzonej przez autora rozprawy na potrzebę jej realizacji. Aplikacja bazuje na silniku symulacyjnym opisanym w rozdziale 4 i realizuje wszystkie założenia w zakresie odwzorowania skutków czasowej niesprawności SZW. Ocena ekonomiczna przedsięwzięcia została zrealizowana w oparciu o ramowy kosztorys inwestycji sporządzony na bazie wskaźników jednostkowych opisanych szerzej w rozdziale 10.

Pierwszy etap badań związany jest z poszukiwaniem minimalnej odległości między środkami ciężkości: zapotrzebowania na wodę i rezerw zbiornikowych, w oparciu o narzucone kryteria objętości granicznych każdego zbiornika i sumaryczną objętość rezerw wody w strefie. Objętości graniczne (max i min.) są różne w zależności od wariantu. Dopuszczono objętość minimalną istniejącego zbiornika Z1 równą 2200 m^3 , natomiast Z2 i Z3 równą 0. Jako górne ograniczenie objętości każdego ze zbiorników z osobna przyjęto sumaryczną objętość rezerw w systemie (10000 m^3) by ująć też warunki skrajne, za wyjątkiem wariantu 0, 4 i 5, gdzie $V_{\max} \text{ Z1}$ przyjęto równą pojemności istniejącej: 2200 m^3 . Dyslokacji rezerw zbiornikowych dokonano przy założeniu utrzymania w strefie podstawowej rezerwy objętości na poziomie 10000 m^3 , co w przybliżeniu odpowiada rezerwie wody na okres połowy doby średniej przy całkowitym braku zasilania z pompowni. Obserwacje zmienności napełnienia zbiorników każą wysnuć przypuszczenie, że gromadzenie większej ilości wody w tym systemie jest niewskazane gdyż może powodować problemy wynikające ze zbyt małego stopnia wymiany wody w zbiornikach. Poszczególne warianty pokrywają całe spektrum realnych kombinacji układu zbiorników, wyczerpując tym samym możliwości dodatkowego wariantowania w zakresie badań dyslokacji zbiorników w oparciu o prezentowaną metodę.

W efekcie minimalizacji odległości między środkami ciężkości zbiorników i zapotrzebowania, wariant 6 został sprowadzony do wariantu nr 2 i dalej nie analizowany ze względu na

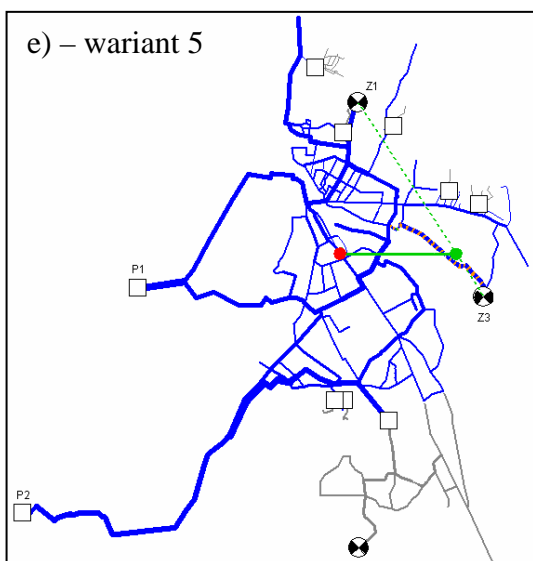
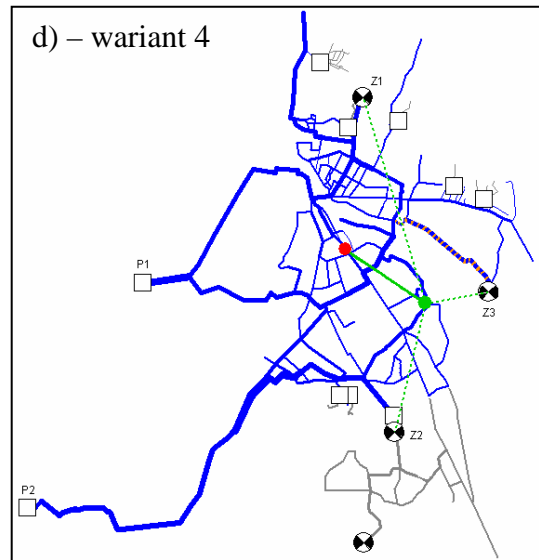
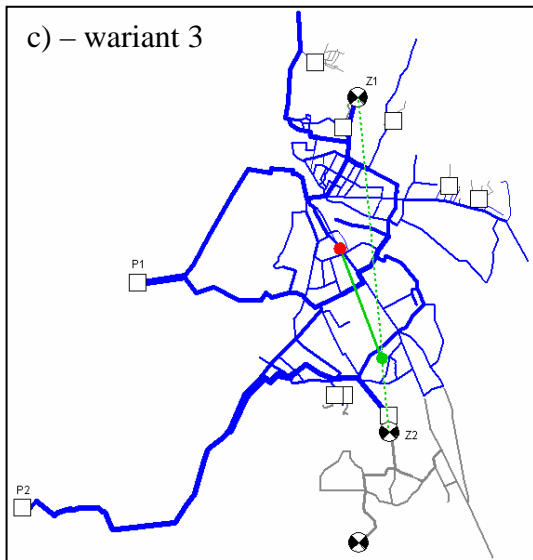
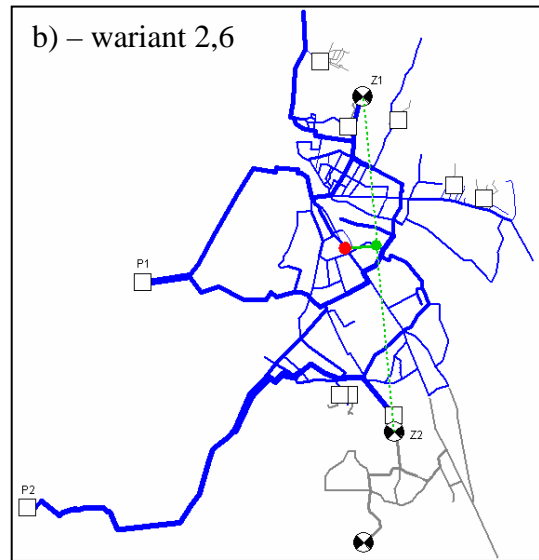
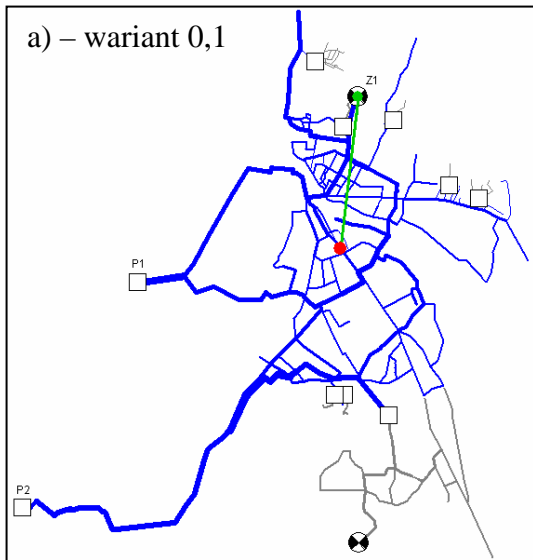
pokrywanie się obliczeń. Tablica 12.2 zawiera zestawienie parametrów początkowych oraz wyznaczone objętości zbiorników dla każdego z wariantów. W ostatniej kolumnie zamieszczono najmniejsze odległości między środkami ciężkości zapotrzebowania i układu zbiorników wynikające z przeprowadzonych obliczeń. Maksymalne, wstępnie zakładane pojemności zbiorników są równe założonej sumarycznej objętości gromadzonej wody. Pozwala to pokryć całe spektrum możliwych rozwiązań, łącznie ze skrajnymi. Pojemności wyliczone sumują się do 10000 m³.

Tablica 12.2.

Wariantowe zestawienie pojemności zbiorników

Wariant	Maksymalna pojemność założona [m ³]			Pojemność wyliczona [m ³]			Odległość między środkami ciężkości [m]
	Z1	Z2	Z3	Z1	Z2	Z3	
0	2200	-	-	2200	-	-	3002
1	10000	-	-	10000	-	-	3002
2	10000	10000	-	5565	4435	-	622
3	2200	10000	-	2200	7800	-	2323
4	2200	10000	10000	2200	3820	3980	1897
5	2200	-	10000	2200	-	7800	2281
6 → 2	10000	10000	10000	5565	4435	0	622

Ryc.12.3 a – e zawierają lokalizacje wspomnianych środków ciężkości dla każdego z analizowanych wariantów wraz z liniami obrazującymi odległości od zbiorników wyznaczających odpowiednie środki ciężkości.



Ryc. 12.3. a – e Wzajemne ułożenie środków ciężkości układów: kolor czerwony – zapotrzebowania na wodę, kolor zielony – pojemności zbiorników. Kolorem niebieskim oznaczono zasięg strefy podstawowej a szarym pozostałe strefy.

W kolejnym kroku każdy z wariantów został poddany regulacji funkcjonowania, której celem było ustalenie odpowiednich harmonogramów pracy pompowni i uzyskanie jak najlepszej współpracy zbiorników z siecią. Celem regulacji było zapewnienie wymiany w zbiornikach możliwie dużej ilości wody w cyklu dobowym tak, by poziom napełnienia zbiorników pod koniec symulowanej doby był zbliżony do poziomu z jej początku. Niewielkim modyfikacjom podlegały rzędne posadowienia zbiorników Z2 i Z3. W przypadku wariantów 4 i 5, w których wykorzystuje się zbiornik Z3, należało zwiększyć średnicę przewodu zasilającego ten obiekt. Istniejący przewód $\phi 150$ posiadał niewystarczającą przepustowość, co wiązało się z występowaniem istotnych strat hydraulicznych w trakcie przepływu znacznych ilości wody, a czego konsekwencją były problemy z opróżnianiem i napełnianiem zbiornika Z3. Na długości 2643 m przewidziano wymianę tego przewodu na przewód o średnicy $\phi 350$. Operacja ta była konieczna ze względu na brak możliwości wykonania połączenia z siecią magistralną w kierunku zachodnim – ograniczenia topograficzne. Na ryc. 12.3d oraz 12.3e przerywaną niebiesko-żółtą linią zaznaczono modernizowany odcinek sieci. W tabelicy 12.3 zestawiono wariantowe rzędne dna zbiorników.

Tablica 12.3.

Wariantowe zestawienie rzędnych dna zbiorników

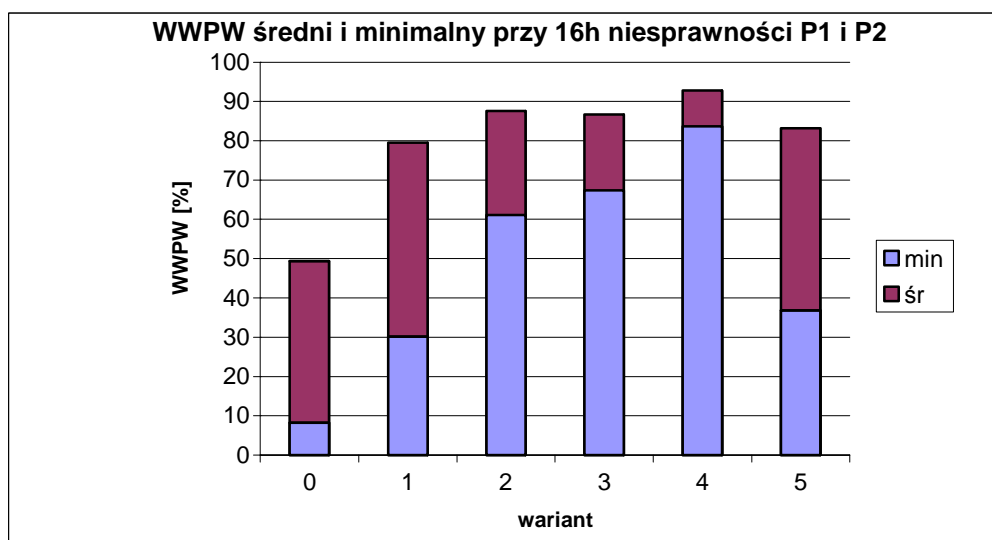
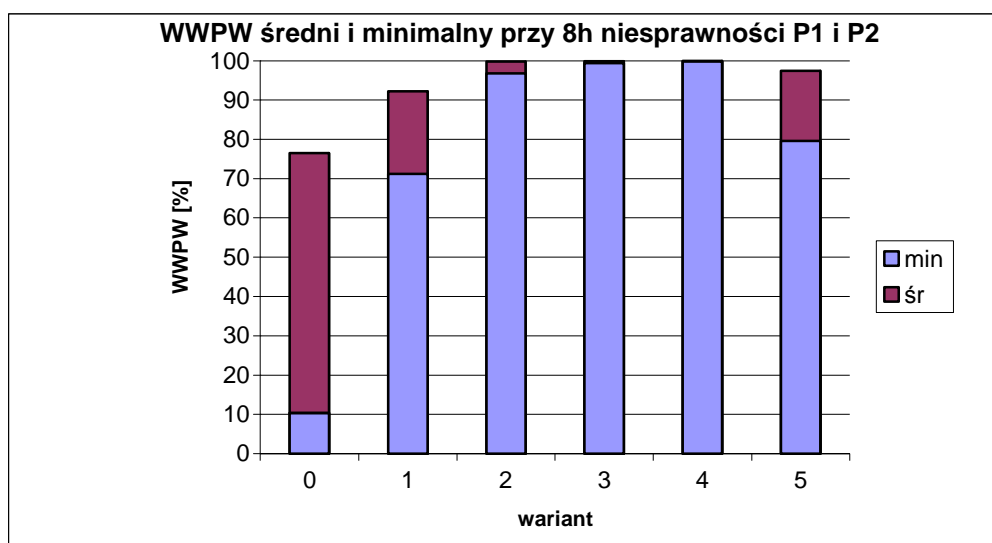
Wariant	Z1	Z2	Z3	Wariant	Z1	Z2	Z3
0 H [mnpm]	344,7	-	-	3 H [mnpm]	344,7	347,5	-
1 H [mnpm]	344,7	-	-	4 H [mnpm]	344,7	347,3	344,5
2 H [mnpm]	344,7	348,5	-	5 H [mnpm]	344,7	-	344,3

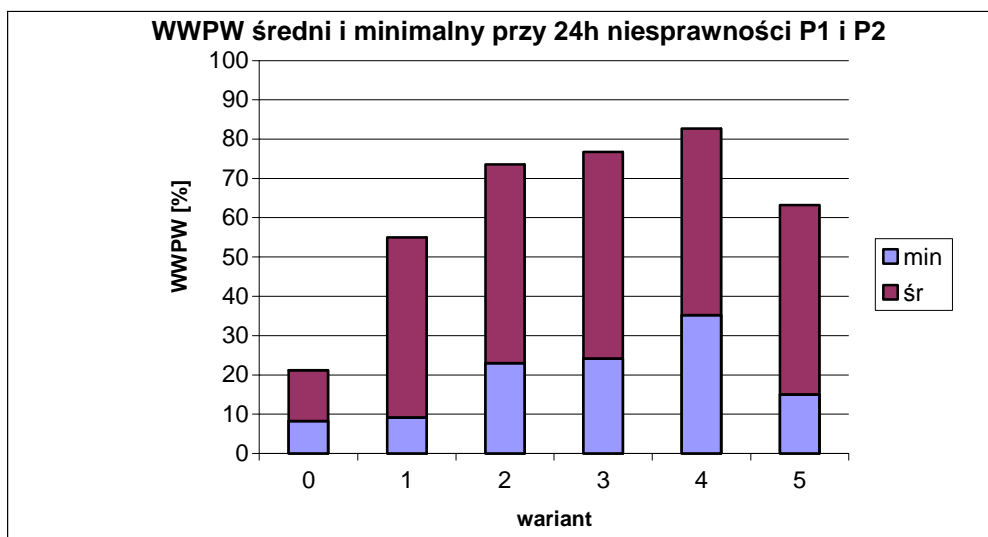
Każdy z wariantów poddano próbie polegającej na przeprowadzeniu symulacji funkcjonowania systemu w warunkach całkowitego braku zasilania z obu źródeł przez 8, 16 i 24 godziny. Początek każdej awarii wyznaczono w oparciu o metodę opisaną w punkcie 7.1, dla której podstawą była sumaryczna wydajność obu pompowni w każdej godzinie doby. Efektem tych symulacji jest zestawienie wartości $WWPW$ i niedoboru, które obrazują wielkość wpływu niesprawności na niezawodność funkcjonowania SZW a porównanie tych wskaźników pozwala wstępnie wytypować warianty dające największy zysk niezawodnościowy w stosunku do wariantu zerowego. Wielkości te zestawiono w tabelicy 12.4. oraz na ryc. 12.4 a – c skonstruowanym tak, że seria dla $WWPW_{min}$ częściowo przesłania serię $WWPW_{sr}$. Ryc. 12.5 obrazuje wariantowe zróżnicowanie niedoboru wody w systemie dla trzech różnych czasów trwania awarii.

Tablica 12.4.

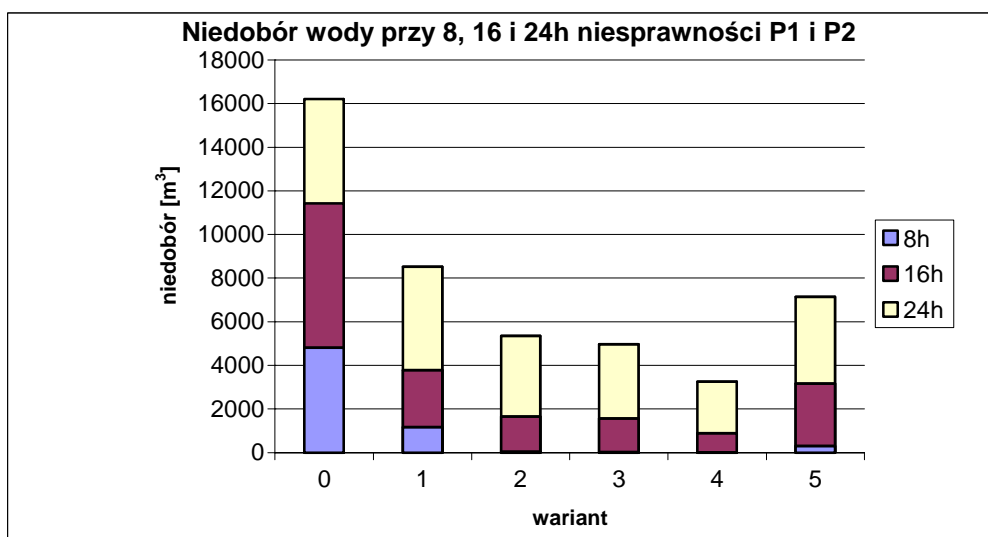
Wariantowe zestawienie wartości wskaźników WWPW i niedoboru dla różnych przedziałów czasowych niesprawności obu źródeł zasilania

Wariant	Awaria 8 godz.				Awaria 16 godz.				Awaria 24 godz.			
	Przedział czasu [godz]	WWPW [%]		Niedobór [m ³]	Przedział czasu [godz]	WWPW [%]		Niedobór [m ³]	Przedział czasu [godz]	WWPW [%]		Niedobór [m ³]
		śr	min			śr	min			śr	min	
0	11 – 19	76,53	10,26	4806	06 – 22	49,31	8,10	11411	10 – 10	21,18	8,21	16200
1	10 – 18	92,24	71,25	1168	06 – 22	79,55	30,15	3783	10 – 10	54,94	9,05	8514
2	14 – 22	99,80	96,79	43	14 – 06	87,56	61,06	1652	14 – 14	73,56	22,97	5352
3	19 – 03	99,87	99,39	22	12 – 04	86,67	67,42	1555	21 – 21	76,75	24,15	4977
4	19 – 03	99,94	99,81	9	17 – 09	92,77	83,69	883	16 – 16	82,72	35,19	3254
5	10 – 18	97,47	79,60	301	06 – 22	83,22	36,81	3170	10 – 10	63,16	14,97	7147





Ryc. 12.4. a – c WWPW średnie i minimalne dla wariantowych symulacji niesprawności pompowni P1 i P2 w 8,16 i 24-ro godzinnych przedziałach czasowych.



Ryc. 12.5. Niedobór wody w systemie dla wariantowych symulacji niesprawności pompowni P1 i P2 w 8, 16 i 24-ro godzinnych przedziałach czasowych

Bazując na przedstawionych powyżej zestawieniach można wysunąć ogólny wniosek, że każda modyfikacja SZW polegająca na zwiększeniu rezerw zbiornikowych, w sposób istotny podnosi niezawodność dostawy wody w przypadku całkowitego zaniku zasilania z obu pompowni. Redukcja niedoboru w zależności od czasu trwania awarii i wariantu wynosi odpowiednio od 50 do 100 % niedoboru notowanego w wariacie zerowym. Największą redukcję niedoboru, a tym samym największą średnią wartość WWPW zanotowano w przypadku wariantu nr 4 (trzy zbiorniki w strefie podstawowej), jednakże warianty 2 i 3 posiadają zbliżoną skuteczność przy jednym dodatkowym zbiorniku i braku konieczności wymiany ponad 2,6 km przewodu zasilającego zbiornik nr 3. Te trzy warianty należy typować jako rokujące największe szanse na uzyskanie pożądanego efektu wzrostu niezawodności dostawy wody

przy akceptowalnych kosztach inwestycji. W tym miejscu można zrezygnować z dalszych obliczeń weryfikujących dla wariantów 1 (rozbudowa Z1 do 10000 m³) oraz 5 (budowa Z3 7800 m³), które w świetle prezentowanej metody należy odrzucić, jednakże na potrzeby prowadzonych tu testów wykonano kompletny zestaw obliczeń.

Każdy z pięciu wariantów modernizacyjnych oraz wariant podstawowy zostały przeanalizowane za pomocą metody MUS, w celu stworzenia listy rankingowej odcinków istotnych pod kątem niezawodności funkcjonowania SZW. Odcinki uszeregowane zostały w kolejności malejącej, od przewodu, którego awaria potencjalnie związana jest z wystąpieniem najpoważniejszych skutków awarii w postaci braku lub trudności w poborze wody. Procedura wyłaniania odpowiednich odcinków została zamieszczona w rozdziale 7.1 rozprawy. Dla każdego z wariantów powstały trzy takie listy rankingowe odpowiadające zdarzeniom awaryjnym dla trzech różnych czasów ich trwania. W obrębie metody MUS generującej te rankingi ograniczono się wyłącznie do przypadków jednej awarii w analizowanej dobie, oraz wzięto pod uwagę tylko pierwszych 20 wskazań. Zwiększenie liczby wskazań wiąże się z wzrostem liczby przypadków eksploatacyjnych w obrębie każdego wariantu, lecz nie powinno wnieść istotnych modyfikacji do jego globalnej oceny, która jest realizowana na drodze porównań względem wspólnej podstawy. Dotychczasowe testy metody MUS potwierdzają, że przewody znajdujące się na początku rankingów mają zazwyczaj największy wpływ na prawidłowość funkcjonowania systemu i są to głównie przewody magistralne. W tabelicy 12.5 zestawiono wskazane odcinki modelu sieci. Pogrubioną czcionką zaznaczono odcinki, które nie znalazły się na liście dotyczącej wariantu zerowego. Zestawienie to pozwala oszacować spójność tej platformy porównawczej dla wszystkich wariantów. Widać tu, że różnice w listach rankingowych pojawiają się dopiero na końcowych pozycjach i są to maksymalnie dwa odcinki bezpośrednio związane ze zmianą sposobu zasilania SZW poprzez lokalizację dodatkowego zbiornika. Przewody z czołówki listy obejmują warstwę magistralną sieci a symulacja ich awarii wiąże się często z przypadkiem odcięcia jednego ze źródeł zasilania – pompowni P2.

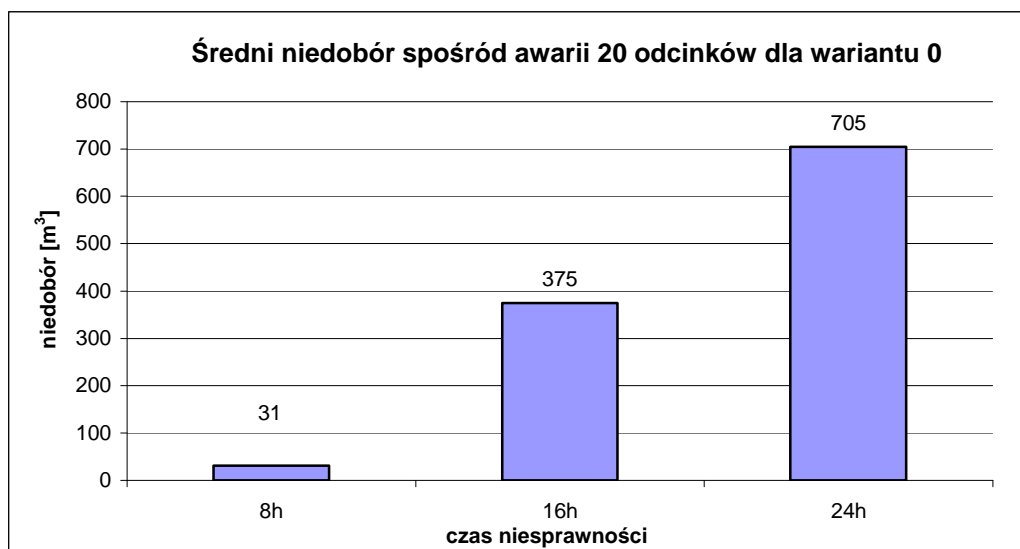
Tablica 12.5.

Wariantowe zestawienie list rankingowych odcinków wyłonionych za pomocą metody MUS																		
rank.	Awaria 8h / wariant						Awaria 16h / wariant						Awaria 24h / wariant					
	0	1	2	3	4	5	0	1	2	3	4	5	0	1	2	3	4	5
1	186	186	186	186	186	186	186	186	186	186	186	186	186	186	186	186	186	186
2	166	166	166	166	166	166	166	166	166	166	166	166	166	166	166	166	166	166
3	161	161	161	161	161	161	161	161	161	161	161	161	161	161	161	161	161	161
4	173	173	173	173	173	173	173	173	173	173	173	173	173	173	173	173	173	173
5	159	159	194	194	159	159	194	194	194	194	159	194	194	194	194	194	159	194
6	194	194	159	159	194	194	159	159	159	159	194	159	159	159	159	159	194	159
7	260	260	260	260	260	260	292	292	292	292	292	292	292	292	292	292	158	292
8	292	292	292	292	158	292	197	197	197	197	158	197	197	197	197	197	292	197
9	158	158	197	197	292	158	158	158	147	147	197	158	158	158	147	147	197	158
10	197	197	147	147	32	197	260	260	260	260	260	260	147	147	176	158	32	147
11	32	32	158	284	197	32	147	147	176	176	147	147	32	32	158	176	100	32
12	100	100	176	158	147	100	32	32	158	158	32	32	176	176	180	32	147	176
13	147	147	32	176	284	147	100	100	180	32	100	100	100	100	32	180	176	100
14	169	169	180	32	100	169	176	176	32	180	176	176	180	180	100	100	169	180
15	176	176	100	100	176	176	169	169	100	289	169	169	169	169	289	260	260	169
16	102	102	284	180	169	102	180	180	289	100	102	289	260	260	260	289	102	260
17	289	289	289	289	102	117	289	289	178	284	180	180	117	117	178	169	117	117
18	117	284	178	169	117	289	117	117	169	169	117	117	102	102	169	178	180	102
19	284	117	144	144	29	429	102	102	284	178	284	429	289	289	117	117	29	289
20	180	180	117	178	180	284	116	178	117	117	29	102	178	178	116	102	116	178

Tak przygotowana lista odcinków sieci jest podstawą do przeprowadzenia serii symulacji, pozwalających dokładniej ocenić poszczególne warianty rezerwowania wody w systemie. Dotychczasowa analiza na bazie symulacji obejmowała wyłącznie stan skrajny, w którym dochodziło do całkowitego zaniku zasilania. Można przypuszczać, że stan taki jest mało prawdopodobny, aczkolwiek możliwy. Wydaje się jednak, że znacznie bardziej prawdopodobne jest uszkodzenie przewodu magistralnego, lub przewodu kluczowego dla procesu dostawy wody do miasta. Działania podjęte w tym kroku służą weryfikacji wyboru wariantów dokonanych na bazie analizy wyników symulacji awarii obu pompowni. Działania te obejmują realizację serii symulacji okresowych awarii odcinków, wytypowanych metodą MUS. Tablice 12.6 – 12.11 zawierają zestawienie wielkości niedoboru oraz $WWPW_{min}$ dla każdego przypadku eksploatacyjnego. W przypadku wskaźnika $WWPW$ przytoczono tylko jego wartości minimalne gdyż w większości przypadków notowany średni spadek warunków poboru wody był niewielki i wskaźnik oscylował w okolicy 99,9%. Zamieszczone poniżej ryc. 12.6 – 12.11 obrazują zmiany niedoboru w zależności od czasu trwania awarii. Niedobór ten jest liczony jako wartość średnia ważona z 20 przypadków eksploatacyjnych (wg relacji 9.4) gdzie wagą jest prawdopodobieństwo pojawienia się przypadku eksploatacyjnego. Wyniki zestawiono dla każdego z wariantów.

Wariantowe zestawienie wartości wskaźników WWPW i niedoboru dla przypadków czasowej awarii odcinków z pierwszych 20 pozycji listy rankingowej MUS dla wariantu 0

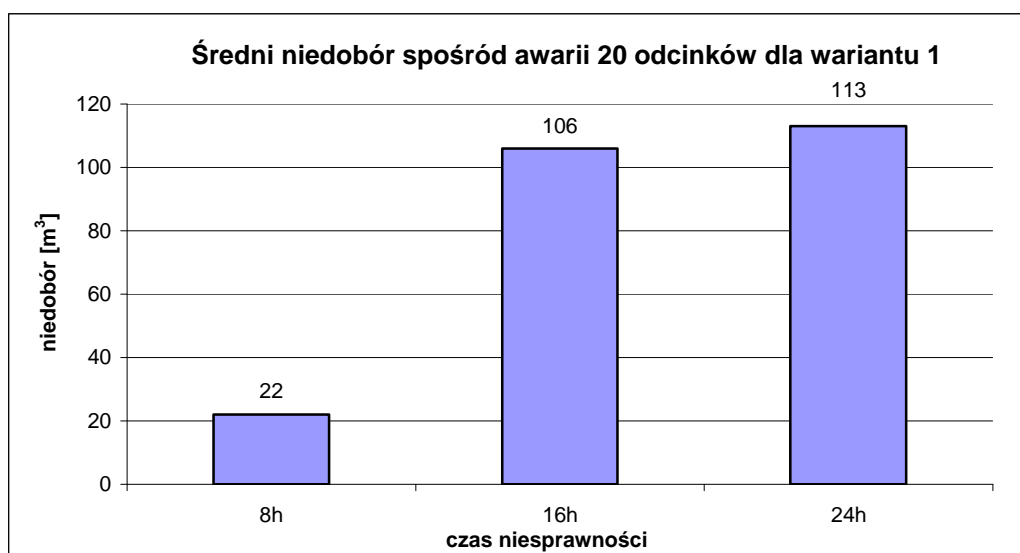
WARIANT 0												
Rank	Odcinek	Awaria 8 godz.			Odcinek	Awaria 16 godz.			Odcinek	Awaria 24 godz.		
		Przedział czasu [godz]	WWPWmin [%]	Niedobór [m3]		Przedział czasu [godz]	WWPWmin [%]	Niedobór [m3]		Przedział czasu [godz]	WWPWmin [%]	Niedobór [m3]
1	186	06 – 14	94,32	81	186	06 – 22	59,76	1936	186	18 – 18	60,89	2227
2	166	10 – 18	99,25	15	166	06 – 22	84,21	233	166	10 – 10	88,42	246
3	161	11 – 19	99,57	9	161	09 – 01	97,42	21	161	10 – 10	94,27	37
4	173	06 – 14	99,59	14	173	06 – 22	97,31	40	173	18 – 18	99,14	39
5	159	10 – 18	99,64	8	194	06 – 22	59,39	1932	194	18 – 18	60,91	2208
6	194	06 – 14	94,59	79	159	10 – 02	99,46	12	159	10 – 10	94,86	26
7	260	08 – 16	99,69	3	292	14 – 06	99,85	3	292	10 – 10	99,84	3
8	292	21 – 05	99,77	4	197	06 – 22	59,52	1932	197	18 – 18	60,90	2218
9	158	10 – 18	99,64	8	158	10 – 02	99,49	12	158	10 – 10	94,92	24
10	197	06 – 14	94,58	79	260	05 – 21	99,80	3	147	09 – 09	99,60	11
11	32	10 – 18	99,65	8	147	06 – 22	99,59	10	32	10 – 10	99,06	13
12	100	10 – 18	99,37	15	32	10 – 02	99,54	10	176	07 – 07	99,81	3
13	147	08 – 16	99,69	5	100	06 – 22	84,49	226	100	10 – 10	88,92	223
14	169	10 – 18	99,64	8	176	18 – 10	99,81	3	180	18 – 18	60,83	2224
15	176	18 – 02	99,81	3	169	10 – 02	99,49	12	169	10 – 10	95,06	22
16	102	10 – 18	99,38	13	180	06 – 22	59,39	1944	260	10 – 10	99,69	3
17	289	21 – 05	99,78	4	289	14 – 06	99,85	2	117	10 – 10	99,70	5
18	117	11 – 19	99,72	5	117	10 – 02	99,72	5	102	10 – 10	94,51	113
19	284	08 – 16	99,81	3	102	06 – 22	91,56	123	289	10 – 10	99,88	2
20	180	06 – 14	93,82	99	116	10 – 02	99,68	4	178	18 – 18	61,04	2208
ŚREDNIO	-	-	-	31	-	-	-	375	-	-	-	705



Ryc. 12.6. Średni ważony niedobór wody w systemie dla wariantu 0 podczas 8, 16 i 24 godzinnych niesprawności 20 pierwszych odcinków z listy rankingowej MUS

Wariantowe zestawienie wartości wskaźników WWPW i niedoboru dla przypadków czasowej awarii odcinków z pierwszych 20 pozycji listy rankingowej MUS dla wariantu 1

WARIANT 1												
Rank	Odcinek	Awaria 8 godz.			Odcinek	Awaria 16 godz.			Odcinek	Awaria 24 godz.		
		Przedział czasu [godz]	WWPWmin [%]	Niedobór [m3]		Przedział czasu [godz]	WWPWmin [%]	Niedobór [m3]		Przedział czasu [godz]	WWPWmin [%]	Niedobór [m3]
1	186	06 – 14	94,38	59	186	06 – 22	88,44	263	186	18 – 18	88,57	283
2	166	10 – 18	99,38	7	166	06 – 22	96,56	82	166	10 – 10	96,64	87
3	161	11 – 19	99,75	3	161	08 – 24	99,68	5	161	10 – 10	99,69	6
4	173	06 – 14	99,63	9	173	06 – 22	99,11	23	173	18 – 18	99,22	24
5	159	11 – 19	99,78	3	194	06 – 22	88,39	263	194	18 – 18	88,94	285
6	194	06 – 14	94,66	58	159	10 – 02	99,71	5	159	10 – 10	99,71	5
7	260	08 – 16	99,75	2	292	14 – 06	99,88	2	292	16 – 16	99,88	2
8	292	21 – 05	99,83	3	197	06 – 22	88,49	264	197	18 – 18	89,04	284
9	158	10 – 18	99,81	3	158	10 – 02	99,72	5	158	10 – 10	99,72	5
10	197	06 – 14	94,78	57	260	24 – 16	99,84	2	147	23 – 23	99,68	8
11	32	10 – 18	99,81	3	147	06 – 22	99,70	7	32	10 – 10	99,75	4
12	100	10 – 18	99,50	7	32	10 – 02	99,75	4	176	07 – 07	99,85	2
13	147	06 – 14	99,75	4	100	06 – 22	96,57	80	100	10 – 10	96,62	83
14	169	10 – 18	99,81	3	176	18 – 10	99,85	2	180	20 – 20	87,41	361
15	176	17 – 01	99,85	2	169	10 – 02	99,72	5	169	10 – 10	99,72	5
16	102	10 – 18	99,63	6	180	06 – 22	88,38	256	260	10 – 10	99,75	2
17	289	21 – 05	99,83	3	289	14 – 06	99,90	1	117	10 – 10	99,81	2
18	284	08 – 16	99,84	2	117	10 – 02	99,81	2	102	10 – 10	97,09	60
19	117	11 – 19	99,83	3	102	06 – 22	97,07	55	289	09 – 09	99,91	1
20	180	06 – 14	94,17	78	178	06 – 22	87,61	339	178	20 – 20	87,27	388
ŚREDNIO	-	-	-	22	-	-	-	106	-	-	-	113

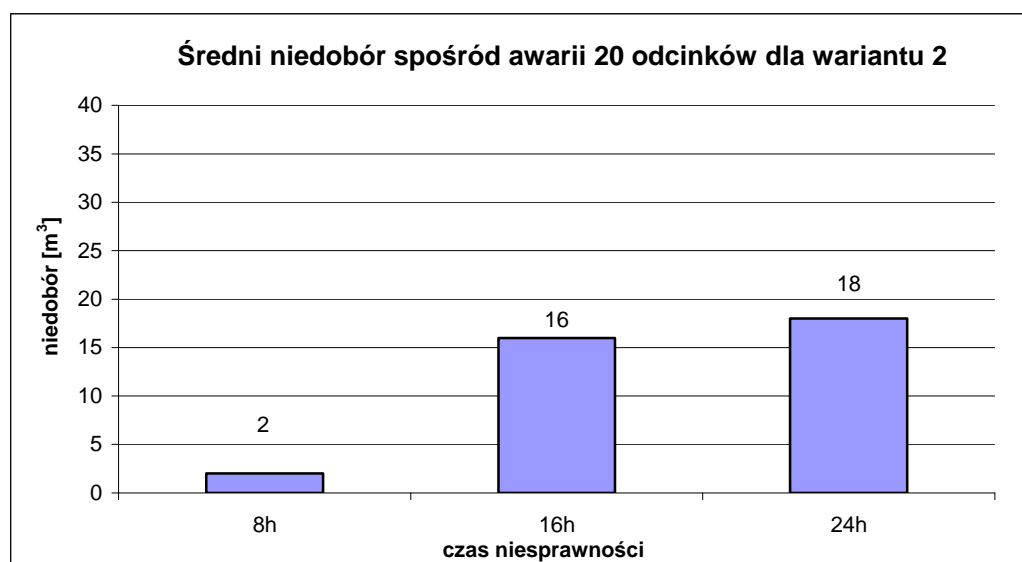


Ryc. 12.7. Średni ważony niedobór wody w systemie dla wariantu 1 podczas 8, 16 i 24 godzinnych niesprawności 20 pierwszych odcinków z listy rankingowej MUS

Tablica 12.8.

Wariantowe zestawienie wartości wskaźników WWPW i niedoboru dla przypadków czasowej awarii odcinków z pierwszych 20 pozycji listy rankingowej MUS dla wariantu 2

WARIANT 2												
Rank	Odcinek	Awaria 8 godz.			Odcinek	Awaria 16 godz.			Odcinek	Awaria 24 godz.		
		Przedział czasu [godz]	WWPWmin [%]	Niedobór [m3]		Przedział czasu [godz]	WWPWmin [%]	Niedobór [m3]		Przedział czasu [godz]	WWPWmin [%]	Niedobór [m3]
1	186	20 – 04	99,55	2,8	186	14 – 06	99,36	12,0	186	20 – 20	96,58	78,8
2	166	14 – 22	99,90	1,3	166	07 – 23	99,86	2,1	166	14 – 14	99,90	1,7
3	161	14 – 22	99,96	0,3	161	08 – 24	99,95	0,4	161	14 – 14	99,96	0,3
4	173	21 – 05	99,97	0,4	173	14 – 06	99,98	0,5	173	14 – 14	99,95	0,6
5	194	20 – 04	99,94	0,9	194	14 – 06	99,74	7,7	194	20 – 20	96,94	70,7
6	159	14 – 22	99,96	0,3	159	08 – 24	99,95	0,3	159	14 – 14	99,96	0,3
7	260	06 – 14	99,98	0,1	292	18 – 10	99,86	2,2	292	11 – 11	99,86	2,2
8	292	17 – 01	99,86	2,2	197	14 – 06	99,74	7,7	197	20 – 20	96,96	70,7
9	197	20 – 04	99,94	0,9	147	14 – 06	99,99	0,2	147	14 – 14	99,99	0,2
10	147	21 – 05	99,98	0,2	260	24 – 16	99,98	0,1	176	07 – 07	99,98	0,2
11	158	14 – 22	99,96	0,3	176	19 – 11	99,98	0,2	158	14 – 14	99,96	0,3
12	176	06 – 14	99,99	0,1	158	14 – 06	99,96	0,3	180	20 – 20	96,18	148,6
13	32	11 – 19	99,98	0,2	180	14 – 06	98,98	65,4	32	14 – 14	99,97	0,2
14	180	20 – 04	99,17	28,1	32	14 – 06	99,97	0,2	100	14 – 14	99,90	1,6
15	100	13 – 21	99,89	1,2	100	07 – 23	99,87	2,0	289	11 – 11	99,90	1,1
16	284	22 – 06	99,98	0,3	289	18 – 10	99,90	1,1	260	11 – 11	99,99	0,1
17	289	17 – 01	99,90	1,1	178	14 – 06	98,60	96,8	178	20 – 20	95,82	191,2
18	178	20 – 04	98,78	43,0	169	14 – 06	99,97	0,3	169	14 – 14	99,96	0,3
19	144	21 – 05	99,99	0,1	284	14 – 06	99,87	0,6	117	14 – 14	99,91	0,8
20	117	14 – 22	99,91	0,7	117	14 – 06	99,91	0,7	116	14 – 14	99,91	0,5
ŚREDNIO	-	-	-	2	-	-	-	16	-	-	-	18

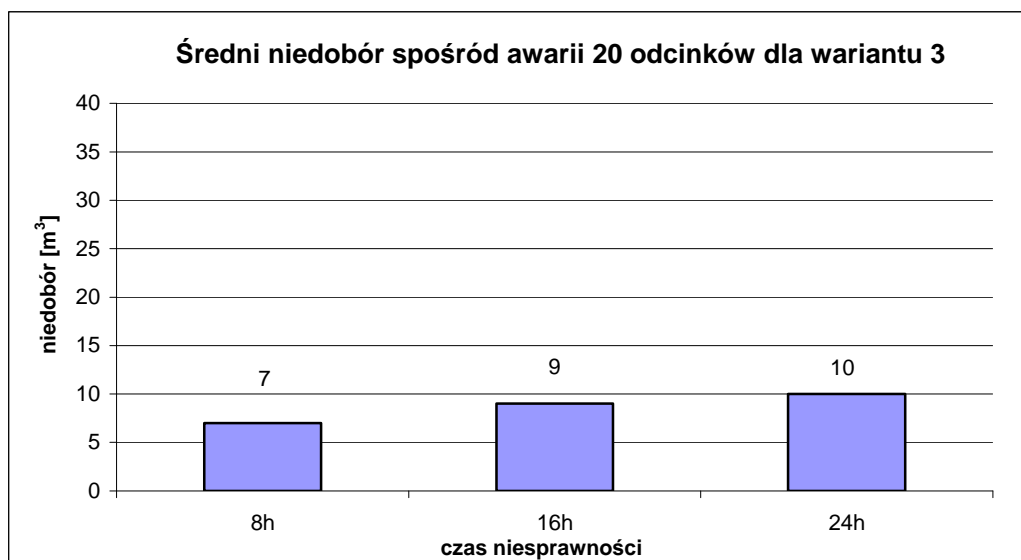


Ryc. 12.8. Średni ważony niedobór wody w systemie dla wariantu 2 podczas 8, 16 i 24 godzinnych niesprawności 20 pierwszych odcinków z listy rankingowej MUS

Tablica 12.9.

Wariantowe zestawienie wartości wskaźników WWPW i niedoboru dla przypadków czasowej awarii odcinków z pierwszych 20 pozycji listy rankingowej MUS dla wariantu 3

WARIANT 3												
Rank	Odcinek	Awaria 8 godz.			Odcinek	Awaria 16 godz.			Odcinek	Awaria 24 godz.		
		Przedział czasu [godz]	WWPWmin [%]	Niedobór [m3]		Przedział czasu [godz]	WWPWmin [%]	Niedobór [m3]		Przedział czasu [godz]	WWPWmin [%]	Niedobór [m3]
1	186	19 – 03	99,55	3,1	186	12 – 04	99,51	6,6	186	20 – 20	93,72	35,3
2	166	19 – 03	99,81	1,3	166	11 – 03	99,84	2,3	166	21 – 21	99,77	3,6
3	161	19 – 03	99,88	0,5	161	11 – 03	99,90	0,7	161	13 – 13	99,91	0,7
4	173	20 – 04	99,94	0,5	173	14 – 06	99,97	0,5	173	14 – 14	99,97	0,5
5	194	19 – 03	99,94	0,9	194	12 – 04	99,90	2,2	194	20 – 20	94,19	28,6
6	159	19 – 03	99,94	0,5	159	11 – 03	99,90	0,7	159	21 – 21	97,65	5,3
7	260	06 – 14	99,97	0,3	292	06 – 22	99,76	4,0	292	13 – 13	99,78	3,8
8	292	14 – 22	99,78	3,4	197	12 – 04	99,90	2,2	197	20 – 20	94,10	28,8
9	197	19 – 03	99,94	0,9	147	14 – 06	99,98	0,2	147	14 – 14	99,98	0,2
10	147	20 – 04	99,94	0,3	260	24 – 16	99,97	0,2	158	21 – 21	97,86	3,4
11	284	21 – 05	99,96	0,5	176	06 – 22	99,96	0,4	176	13 – 13	99,97	0,4
12	158	19 – 03	99,94	0,5	158	11 – 03	99,91	0,7	32	21 – 21	99,89	0,9
13	176	06 – 14	99,97	0,3	32	21 – 13	99,94	0,6	180	20 – 20	93,84	105,5
14	32	21 – 05	99,96	0,4	180	12 – 04	99,13	58,8	100	21 – 21	99,78	3,6
15	100	19 – 03	99,81	1,3	289	06 – 22	99,82	2,1	260	11 – 11	99,97	0,3
16	180	19 – 03	99,17	31,4	100	11 – 03	99,84	2,3	289	11 – 11	99,83	2,1
17	289	14 – 22	99,84	1,9	284	15 – 07	99,82	1,5	169	21 – 21	97,92	2,4
18	169	19 – 03	99,94	0,5	169	12 – 04	99,91	0,6	178	20 – 20	93,61	148,7
19	144	20 – 04	99,97	0,2	178	12 – 04	98,75	89,4	117	10 – 10	99,85	1,7
20	178	19 – 03	98,80	47,8	117	14 – 06	99,86	1,5	102	21 – 21	99,87	1,5
ŚREDNIO	-	-	-	7	-	-	-	9	-	-	-	10

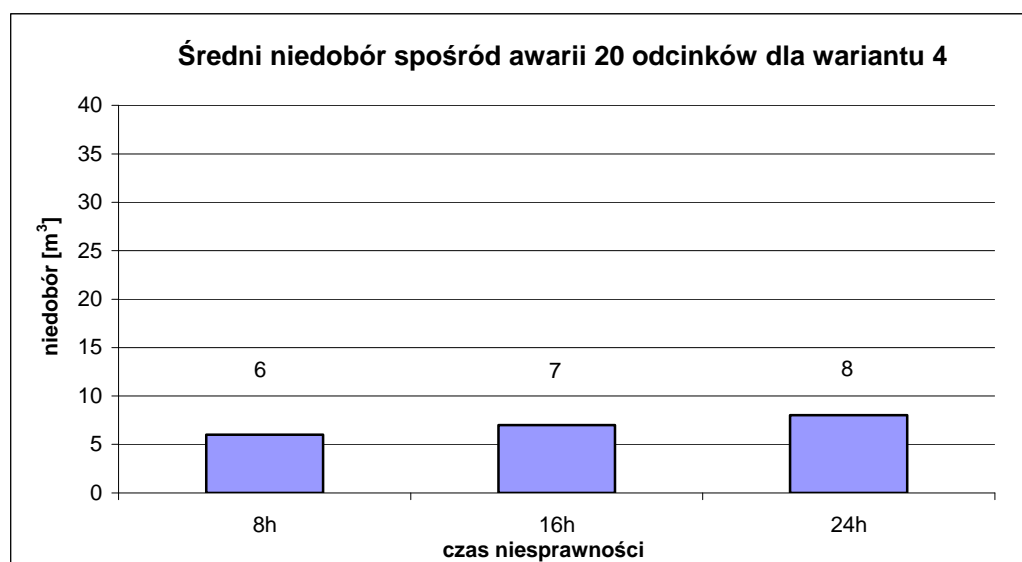


Ryc. 12.9. Średni ważony niedobór wody w systemie dla wariantu 3 podczas 8, 16 i 24 godzinnych niesprawności 20 pierwszych odcinków z listy rankingowej MUS

Tablica 12.10.

Wariantowe zestawienie wartości wskaźników WWPW i niedoboru dla przypadków czasowej awarii odcinków z pierwszych 20 pozycji listy rankingowej MUS dla wariantu 4

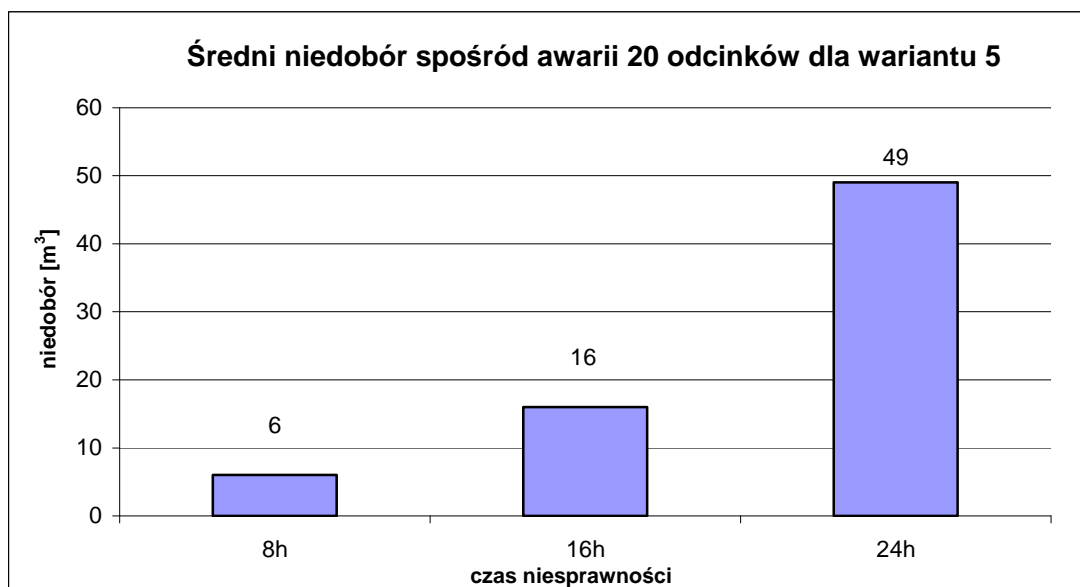
WARIANT 4												
Rank	Odcinek	Awaria 8 godz.			Odcinek	Awaria 16 godz.			Odcinek	Awaria 24 godz.		
		Przedział czasu [godz]	WWPWmin [%]	Niedobór [m3]		Przedział czasu [godz]	WWPWmin [%]	Niedobór [m3]		Przedział czasu [godz]	WWPWmin [%]	Niedobór [m3]
1	186	17 – 01	99,37	3,9	186	17 – 09	99,37	11,3	186	16 – 16	97,38	36,1
2	166	19 – 03	99,94	0,8	166	14 – 06	99,94	1,6	166	18 – 18	99,92	2,0
3	161	19 – 03	99,94	0,4	161	14 – 06	99,99	0,4	161	18 – 18	99,94	0,4
4	173	21 – 05	99,94	0,6	173	17 – 09	99,82	0,7	173	16 – 16	99,82	0,8
5	159	10 – 03	99,94	0,4	159	14 – 06	99,98	0,4	159	18 – 18	99,94	0,4
6	194	17 – 01	99,75	1,4	194	17 – 09	99,75	6,9	194	16 – 16	97,76	29,5
7	260	06 – 14	99,98	0,2	292	06 – 22	99,97	0,8	158	18 – 18	99,94	0,4
8	158	19 – 03	99,94	0,4	158	14 – 06	99,98	0,4	292	11 – 11	99,97	0,9
9	292	06 – 14	99,99	0,3	197	17 – 09	99,75	7,0	197	16 – 16	97,76	29,3
10	32	21 – 05	99,94	0,5	260	24 – 16	99,98	0,2	32	18 – 18	99,94	0,5
11	197	17 – 01	99,75	1,4	147	17 – 09	99,99	0,4	100	18 – 18	99,92	1,9
12	147	22 – 06	99,98	0,5	32	14 – 06	99,98	0,4	147	16 – 16	99,99	0,4
13	284	22 – 06	99,97	0,6	100	14 – 06	99,94	1,5	176	07 – 07	99,99	0,3
14	100	19 – 03	99,94	0,8	176	06 – 22	99,99	0,3	169	18 – 18	99,94	0,4
15	176	06 – 14	99,99	0,3	169	14 – 06	99,98	0,4	260	11 – 11	99,98	0,2
16	169	19 – 03	99,94	0,4	102	14 – 06	99,94	1,3	102	18 – 18	99,93	1,6
17	102	19 – 03	99,94	0,7	180	17 – 09	98,99	66,4	117	23 – 23	99,98	0,5
18	117	19 – 03	99,94	0,5	117	15 – 07	99,98	0,5	180	16 – 16	97,02	109,1
19	29	21 – 05	99,94	0,5	284	13 – 05	99,75	0,4	29	18 – 18	99,94	0,4
20	180	17 – 01	99,19	36,5	29	14 – 06	99,98	0,4	116	10 – 10	99,98	0,3
ŚREDNIO	-	-	-	6	-	-	-	7	-	-	-	8



Ryc. 12.10. Średni ważony niedobór wody w systemie dla wariantu 4 podczas 8, 16 i 24 godzinnych niesprawności 20 pierwszych odcinków z listy rankingowej MUS

Wariantowe zestawienie wartości wskaźników WWPW i niedoboru dla przypadków czasowej awarii odcinków z pierwszych 20 pozycji listy rankingowej MUS dla wariantu 5

WARIANT 5												
Rank	Odcinek	Awaria 8 godz.			Odcinek	Awaria 16 godz.			Odcinek	Awaria 24 godz.		
		Przedział czasu [godz]	WWPWmin [%]	Niedobór [m3]		Przedział czasu [godz]	WWPWmin [%]	Niedobór [m3]		Przedział czasu [godz]	WWPWmin [%]	Niedobór [m3]
1	186	06 – 14	97,28	29,5	186	06 – 22	97,32	71,5	186	18 – 18	96,96	89,1
2	166	10 – 18	99,69	1,6	166	06 – 22	99,75	8,0	166	10 – 10	99,69	9,2
3	161	11 – 19	99,96	0,9	161	10 – 02	99,96	0,9	161	10 – 10	99,96	0,9
4	173	06 – 14	99,69	3,2	173	06 – 22	99,69	7,2	173	10 – 10	99,57	8,5
5	159	10 – 18	99,96	0,8	194	06 – 22	97,32	72,0	194	18 – 18	97,35	83,0
6	194	06 – 14	97,70	27,2	159	10 – 22	99,96	0,9	159	10 – 10	99,96	0,9
7	260	08 – 16	99,75	0,4	292	14 – 06	99,98	0,4	292	10 – 10	99,98	0,3
8	292	21 – 05	99,98	0,4	197	06 – 22	97,32	71,8	197	18 – 18	97,37	82,8
9	158	10 – 18	99,96	0,8	158	10 – 02	99,96	0,9	158	10 – 10	99,96	0,9
10	197	06 – 14	97,69	27,3	260	24 – 16	99,97	0,3	147	10 – 10	99,69	3,0
11	32	10 – 18	99,96	0,8	147	24 – 16	99,93	1,8	32	10 – 10	99,96	0,8
12	100	10 – 18	99,69	1,5	32	10 – 02	99,96	0,8	176	07 – 07	99,94	0,4
13	147	08 – 16	99,69	1,1	100	06 – 22	99,75	7,8	100	10 – 10	99,69	8,9
14	169	10 – 18	99,96	0,8	176	18 – 10	99,98	0,4	180	18 – 18	96,61	161,9
15	176	18 – 02	99,98	0,4	169	10 – 02	99,96	0,9	169	10 – 10	99,96	0,9
16	102	10 – 18	99,69	1,4	289	14 – 06	99,98	0,3	260	15 – 15	99,98	0,3
17	117	11 – 19	99,97	0,5	180	06 – 22	97,31	72,4	117	10 – 10	99,99	0,3
18	289	21 – 05	99,98	0,4	117	11 – 03	99,98	0,4	102	10 – 10	99,69	6,7
19	429	14 – 22	99,87	2,3	429	15 – 07	99,87	2,4	289	10 – 10	99,99	0,2
20	284	08 – 16	99,98	0,4	102	06 – 22	99,75	5,8	178	09 – 09	96,03	210,2
ŚREDNIO	-	-	-	6	-	-	-	16	-	-	-	49



Ryc. 12.11. Średni ważony niedobór wody w systemie dla wariantu 5 podczas 8, 16 i 24 godzinnych niesprawności 20 pierwszych odcinków z listy rankingowej MUS

Wyniki symulacji przypadków czasowej awarii jednego przewodu potwierdzają zależności zaobserwowane w czasie symulacji całkowitego braku zasilania SZW. Każdy z wariantów modernizacyjnych powoduje istotną poprawę funkcjonowania systemu. Największą poprawę niezawodności dostawy wody zaobserwowano w wariacie 4 (trzy zbiorniki w strefie podstawowej). W zależności od czasu trwania awarii, średni ważony niedobór wody uzyskany z 20 symulacji dla tego wariantu wynosi odpowiednio 6, 7, i 8 m³, co w porównaniu z wynikami dla stanu istniejącego: 31, 375 i 705 m³ jest osiągnięciem istotnym. Wyniki dla wariantów 2 i 3, które poprzednio zostały wytypowane do zbioru potencjalnych rozwiązań docelowych również wskazują na znaczną poprawę poziomu dostawy wody do odbiorców. Wielkości niedoboru dla tych przypadków kształtują się następująco: wariant 2: 2, 16, 18 m³; wariant 3: 7, 9, 10 m³. Rezultaty obliczeń dla wariantów 1 i 5, zgodnie z przewidywaniami, plasują się w końcówce i wynoszą odpowiednio: wariant 1: 22, 106, 113 m³ oraz wariant 5: 6, 16, 49 m³.

12.1.3 Kryterium ekonomiczne, selekcja wariantów

Dotychczasowe badania pozwoliły wskazać a następnie potwierdzić wybór trzech możliwych realizacji zadania, którym jest satysfakcjonujący wzrost niezawodności dostawy wody do odbiorców w obrębie badanego SZW. Spośród wytypowanych wariantów, największą skuteczność zaobserwowano w wariacie nr 4. Warianty 2 i 3 pozwalają na uzyskanie podobnego, nieznacznie mniejszego poziomu zabezpieczenia, lecz środki finansowe potrzebne do ich realizacji są mniejsze, co zostanie wykazane w kolejnych krokach procedury. W ostatnim kroku wyłaniania wariantu najkorzystniejszego względem kryteriów niezawodnościowego oraz ekonomicznego, zostanie przeprowadzona analiza ekonomiczna każdego z nich. Analiza ta związana jest z wyznaczeniem szacunkowych kosztorysów realizacji inwestycji. Ideą, która przyświecała autorowi na tym etapie tworzenia metodyki postępowania było jak największe uproszczenie procedur przy zachowaniu rozsądnych granic tolerancji wyniku. Kosztorysy wariantów powstały przy założeniu, że inwestor dysponuje prawem własności gruntu, w związku z czym, cena gruntu nie była brana pod uwagę w rozrachunku. Wycena podlegała konstrukcja zbiornika wraz z komorą zasuw oraz uzbrojeniem. Wycena ta oparta została o sporządzone wskaźniki jednostkowe kosztów budowy naziemnych zbiorników żelbetowych bliżej opisane w rozdziale 10.1. W przypadku robót dodatkowych takich jak wymiana przewodu zasilającego posłużono się cenami wskaźnikowymi opracowanymi przez firmę Bistyp-Consulting. Ceny te dotyczą II kwartału 2007r. Tablica 12.12 zawiera szacowane pozycje

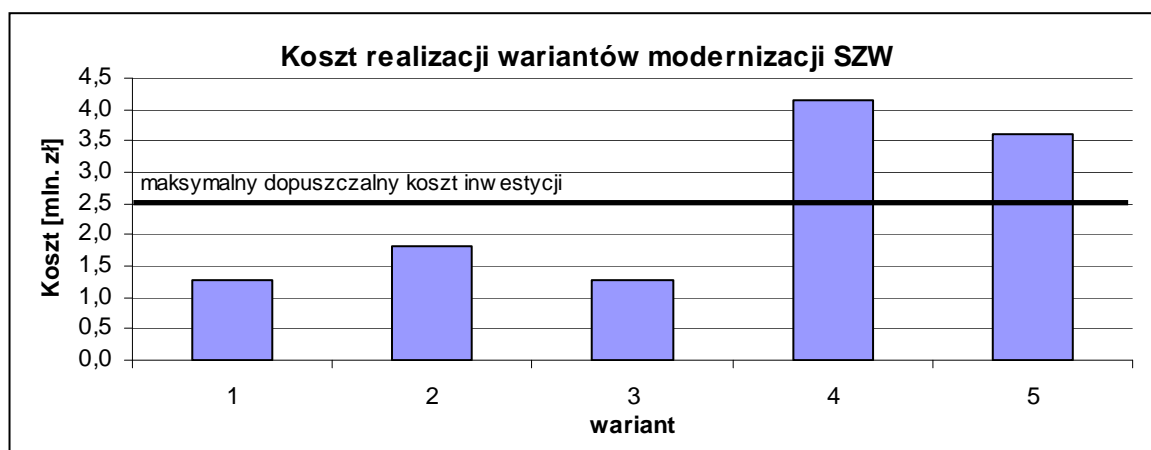
kosztorysowe wraz z zestawieniem kosztów całkowitych. Na ryc.12.12 dokonano graficznego przedstawienia szacowanych kosztów realizacji poszczególnych wariantów.

Modyfikacje sposobu zasilania sieci nie wpływają w sposób istotny na koszt jej eksploatacji. W niektórych wariantach nieznaczne przesunięcie godzin wzmożonego pompowania na porę wieczorną i nocną jedynie może nieznacznie zredukować koszty funkcjonowania SZW przy założeniu zróżnicowania taryf za energię elektryczną. Sumaryczna ilość wody tłoczony przez obie pompownie nie ulega zmianie. Nie przewiduje się również dodatkowych obciążeń finansowych związanych z zatrudnieniem obsługi zbiorników.

Tablica 12.12.

Zestawienie kosztów wariantowej modernizacji SZW

Wariant	Podstawa	Opis	Cena jedn.	Jedn.	Ilość	Cena zł
1	kalkulacja własna	Z1 - Budowa komory zbiornika żelbetowego wraz z żelbetową komorą zasuw i armaturą	163	m3	7800	1 271 400
2	kalkulacja własna	Z1 - Budowa komory zbiornika żelbetowego wraz z żelbetową komorą zasuw i armaturą	253	m3	3365	851 345
	kalkulacja własna	Z2 - Budowa komory zbiornika żelbetowego wraz z żelbetową komorą zasuw i armaturą	219	m3	4435	971 265
	RAZEM					1 822 610
3	kalkulacja własna	Z2 - Budowa komory zbiornika żelbetowego wraz z żelbetową komorą zasuw i armaturą	163	m3	7800	1 271 400
4	kalkulacja własna	Z2 - Budowa komory zbiornika żelbetowego wraz z żelbetową komorą zasuw i armaturą	237	m3	3820	905 340
	kalkulacja własna	Z3 - Budowa komory zbiornika żelbetowego wraz z żelbetową komorą zasuw i armaturą	232	m3	3980	923 360
	BCI.9.1.3.008 analogia	Koszty sieci wodociągowych z rur ciśnieniowych PVC PN10 SDR26 kielichowych, firmy „Wavin” montowanych metodą na wcisk przy użyciu uszczelki gumowej, przy głębokości wykopu do 2,0 m, w gruncie kat. 3. Wykopy wykonywane mechanicznie koparką podsiębierną 0,40 m3 z wywozem gruntu na odkład czasowy na odl. 1 km, umocnienia wykopu wypraskami, podsypka z piasku gr. 20 cm, obsypka piaskiem do wys. 30 cm ponad wierzch rury. Zасыпка ziemią dowiezioną z odkładu z zagęszczaniem ziemi warstwami. Sieci z rur - PVC o śr. 350 mm	882,73	m	2643	2 333 055
	RAZEM					4 161 755
5	kalkulacja własna	Z3 - Budowa komory zbiornika żelbetowego wraz z żelbetową komorą zasuw i armaturą	163	m3	7800	1 271 400
	BCI.9.1.3.008 analogia	Koszty sieci wodociągowych z rur ciśnieniowych PVC PN10 SDR26 kielichowych, firmy „Wavin” montowanych metodą na wcisk przy użyciu uszczelki gumowej, przy głębokości wykopu do 2,0 m, w gruncie kat. 3. Wykopy wykonywane mechanicznie koparką podsiębierną 0,40 m3 z wywozem gruntu na odkład czasowy na odl. 1 km, umocnienia wykopu wypraskami, podsypka z piasku gr. 20 cm, obsypka piaskiem do wys. 30 cm ponad wierzch rury. Zасыпка ziemią dowiezioną z odkładu z zagęszczaniem ziemi warstwami. Sieci z rur - PVC o śr. 350 mm	882,73	m	2643	2 333 055
	RAZEM					3 604 455



Ryc. 12.12. Wariantowe zestawienie kosztów realizacji modernizacji SZW

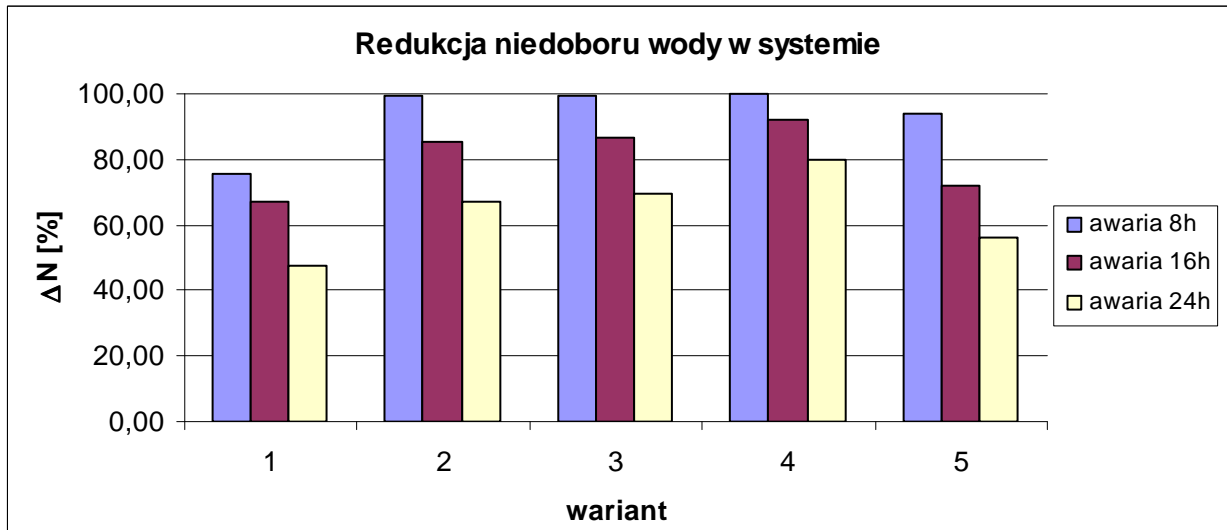
Mając na uwadze założenie o maksymalnej kwocie 2,5 mln zł. jaką inwestor może przeznaczyć na inwestycję, można w tym miejscu odrzucić zbyt drogie warianty 4 i 5. W świetle poprzednich eliminacji na drodze analiz niezawodnościowych (odrzucono warianty 1 i 5) można wskazać do dalszych rozważań warianty 2 i 3 jako te, które spełniają założone wymagania niezawodnościowe i ekonomiczne. Przekształcenia prezentowane w następnym kroku dotyczyć będą jednak wszystkich wariantów w celu demonstracji metody działania.

Ograniczmy się wyłącznie do przypadków eksploatacyjnych, w których występuje równoczesna niesprawność wszystkich pierwotnych źródeł wody. W każdym z trzech przedziałów czasowych niesprawności (8, 16, 24 godz.) wyznaczono wielkość niedoboru. Wykorzystując zależność 10.2 określono poziom redukcji niedoboru poprzez porównanie z niedoborem pojawiającym się w systemie przed modyfikacją. Wyniki zestawiono w tabelicy 12.13 oraz na ryc.12.13. Wartości ΔN_x przedstawiają procentową redukcję niedoboru w odniesieniu do stanu istniejącego.

Tablica 12.13.

Wielkość redukcji niedoboru wody w zależności od czasu trwania niesprawności źródeł zasilania

	wariant 1	wariant 2	wariant 3	wariant 4	wariant 5
ΔN_8 [%]	75,70	99,11	99,54	99,81	93,74
ΔN_{16} [%]	66,85	85,52	86,37	92,26	72,22
ΔN_{24} [%]	47,44	66,96	69,28	79,91	55,88



Ryc. 12.13. Wielkość redukcji niedoboru wody w zależności od czasu trwania niesprawności źródeł zasilania.

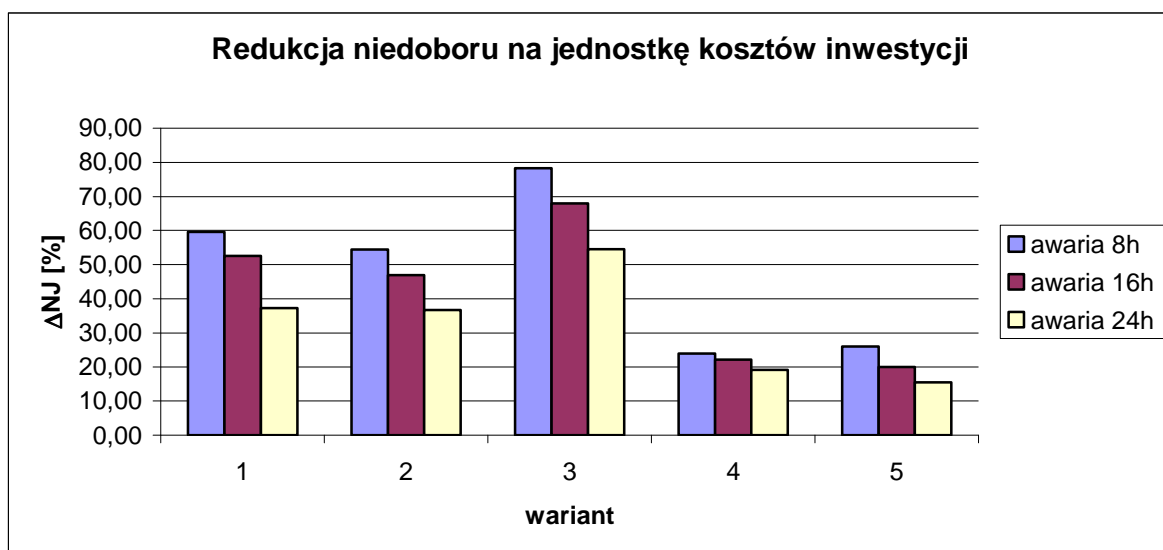
Największy poziom redukcji niedoboru wody zaobserwowano w każdym przypadku dla wariantu 4. Nieznacznie niższą redukcję można uzyskać przy rozwiązaniu 2 oraz 3.

Wykorzystując zależność 10.3 określającą wielkość redukcji przypadającą na jednostkę kosztów inwestycji (1 mln zł), w tabelicy 12.14 oraz na ryc. 12.14 zestawiono wartości ΔNJ .

Tablica 12.14.

Wielkość redukcji niedoboru wody przypadająca na jednostkę kosztów inwestycji w zależności od czasu trwania niesprawności źródeł zasilania

	wariant 1	wariant 2	wariant 3	wariant 4	wariant 5
ΔNJ_8 [%]	59,55	54,38	78,30	23,99	26,01
ΔNJ_{16} [%]	52,58	46,92	67,94	22,17	20,04
ΔNJ_{24} [%]	37,32	36,74	54,49	19,20	15,50



Ryc. 12.14. Wielkość redukcji niedoboru wody przypadająca na jednostkę kosztów inwestycji w zależności od czasu trwania niesprawności źródeł zasilania.

Powyższe zestawienie obrazuje jednostkową „skuteczność” rozwiązania. Wariant 4, który we wszystkich poprzednich zestawieniach był rozwiązaniem zapewniającym największy wzrost niezawodności funkcjonowania SZW, w zestawieniu uwzględniającym również jednostkową kosztochłonność inwestycji okazuje się być najmniej korzystnym.

Bazując na serii wariantowych obliczeń symulacyjnych uwzględniających różne przypadki eksploatacyjne stworzono ciąg zestawień porównawczych wg dwóch kryteriów: niezawodnościowego i ekonomicznego. Kryteria te pozwoliły wyodrębnić warianty spełniające wymogi inwestora w zakresie kosztów realizacji oraz wzrostu niezawodności dostawy wody do odbiorców. Stopniowa selekcja wyłoniła warianty 2 i 3 jako najkorzystniejsze, ze wskazaniem na wariant 3 jako bardziej korzystny ekonomicznie. W tym miejscu rola projektanta-analityka dobiega końca. Ostateczną decyzję o podjęciu działań zmierzających do realizacji jednego ze wskazanych rozwiązań zawsze podejmuje inwestor, który może się podeprzeć wykonaną w ten sposób ekspertyzą w celu wyboru najbardziej racjonalnego rozwiązania. Decyzja ta jest już poza obszarem wpływu zespołu inżynierskiego podejmującego się oceny wariantów i często uwarunkowana jest czynnikami społecznymi, politycznymi bądź innymi, które nie wchodzą w zakres niniejszego opracowania.

12.2. Analiza niezawodnościowa dla systemu nr 2

Prezentowana tu analiza ma na celu wskazanie alternatywnej ścieżki postępowania pozwalającej wykorzystać proponowaną metodę minimalizacji odległości między środkami ciężkości zapotrzebowania na wodę oraz zbiorników. Uzyskane wyniki obliczeń pozwalają wysnuć wnioski w zakresie stosowalności metody oraz jej skuteczności dla systemu o znacznym stopniu złożoności, w którym w obrębie strefy zasilania występuje podział na rejony oddziaływania poszczególnych źródeł wody.

12.2.1 Opis struktury rozpatrywanego SZW

Model systemu zaopatrzenia w wodę, który został poddany badaniom w drugim przykładzie obliczeniowym jest numerycznym odwzorowaniem sieci wodociągowej miasta Krakowa, dostarczającej wodę do około 747 tys. odbiorców. Model geometrii połączeń odwzorowuje około 1531 km przewodów o średnicach powyżej 100 mm. Składa się on z 18924 odcinków oraz 17182 węzłów, z których 90% jest obciążona rozbiorami wody. Model zapotrzebowania na wodę uwzględnia potrzeby gospodarstw domowych, przemysłu, usług oraz innych potrzeb komunalnych opisując godzinową zmienność rozbiorów wody dla każdego typu odbiorcy za pomocą adekwatnych rozkładów godzinowych. Odbiorcy zostali zróżnicowani pod względem wymogów ciśnienia dostarczanej wody, co pozwala dokonać przybliżonej analizy redukcji wielkości poboru wody w sytuacji spadku ciśnienia poniżej wymaganego. Średnie dobowe zapotrzebowanie na wodę wynosi 163,5 tys. m³ natomiast zapotrzebowanie maksymalne wynosi 212 tys. m³. Wszystkie obliczenia symulacyjne przeprowadzone na tym modelu zostały wykonane dla warunków maksymalnego dobowego obciążenia rozbiorami wody. Zauważono, iż przy takim obciążeniu w systemie występuje stały niedobór wynoszący około 400 m³, co odpowiada 0,2% Q_{dmax} . Wartość ta może być związana z charakterystycznym dla tego stanu spadkiem ciśnienia w niektórych rejonach sieci. Model systemu posiada wszystkie niezbędne cechy rzeczywistego SZW stanowiąc wiarygodną podstawę do prowadzenia serii badań symulacyjnych.

Charakteryzując system pod względem obecności najważniejszych obiektów wodociągowych należy nadmienić, że sieć zasilana jest z sześciu źródeł o wydajnościach dobowych na poziomie:

- Dobczyce – 136000 m³,
- Dłubnia – 21600 m³,
- Rudawa – 19500 m³,
- Bielany – 15800 m³,
- Mistrzejowice – 4800 m³,
- Drożdżownia – 1480 m³.

Źródłem podstawowym jest ZUW Dobczyce dostarczający około 70% wody konsumowanej przez odbiorców. Woda z tego ZUW transportowana jest za pomocą dwóch przewodów tranzytowych do zbiorników przepływowych w Gorzkowie a następnie w Sierczy. Sumaryczna rezerwa wody w obu kompleksach zbiorników może wynosić 181000 m³, co pozwala pokryć ponad 100 % średniego dobowego zapotrzebowania na wodę. W modelu nie uwzględniono obecności obu przewodów tranzytowych oraz zbiorników w Gorzkowie sprowadzając cały ten układ do zbiorników w Sierczy. Założenie to nie ma żadnego wpływu na funkcjonowanie SZW upraszczając jedynie kształt modelu pod względem geometrycznym. Z Sierczy woda grawitacyjnie spływa w kierunku miasta, gdzie w nastawni Piaski Wielkie, za pomocą układu regulatorów ciśnienia rozdzielana jest na poszczególne obszary miasta. Obecność tych regulatorów w sposób pośredni wyklucza ze strefy podstawowej zbiorniki w Sierczy, które znajdują się znacznie powyżej pozostałych zbiorników.

W systemie znajdują się dodatkowe kompleksy zbiorników rozmieszczone w północno-wschodniej, południowo-zachodniej i centralnej części miasta. Zestawienie rezerw zbiornikowych strefy podstawowej przedstawiono w tablicy 12.15.

Tablica 12.15.

Zestawienie rezerw zbiornikowych strefy podstawowej

Oznaczenie w modelu	Nazwa	Pojemność [m ³]	Rzędna [mnpm]
4	Siercza (+ Gorzków)	181000	368,0
10	Krzemionki	20400	247,2
13	Kościuszko	25000	255,2
16	Rajsko	1000	337,0
19	Mistrzejowice	10000	270,4
22	Mistrzejowice	6000	270,4
25	Kosocice	14500	287,0
29	Krzesławice Grn 1	4040	264,0
30	Krzesławice Grn 5	6080	264,0
32	Krzesławice Dln	8000	252,8
40	Górka Narodowa	?	250,0

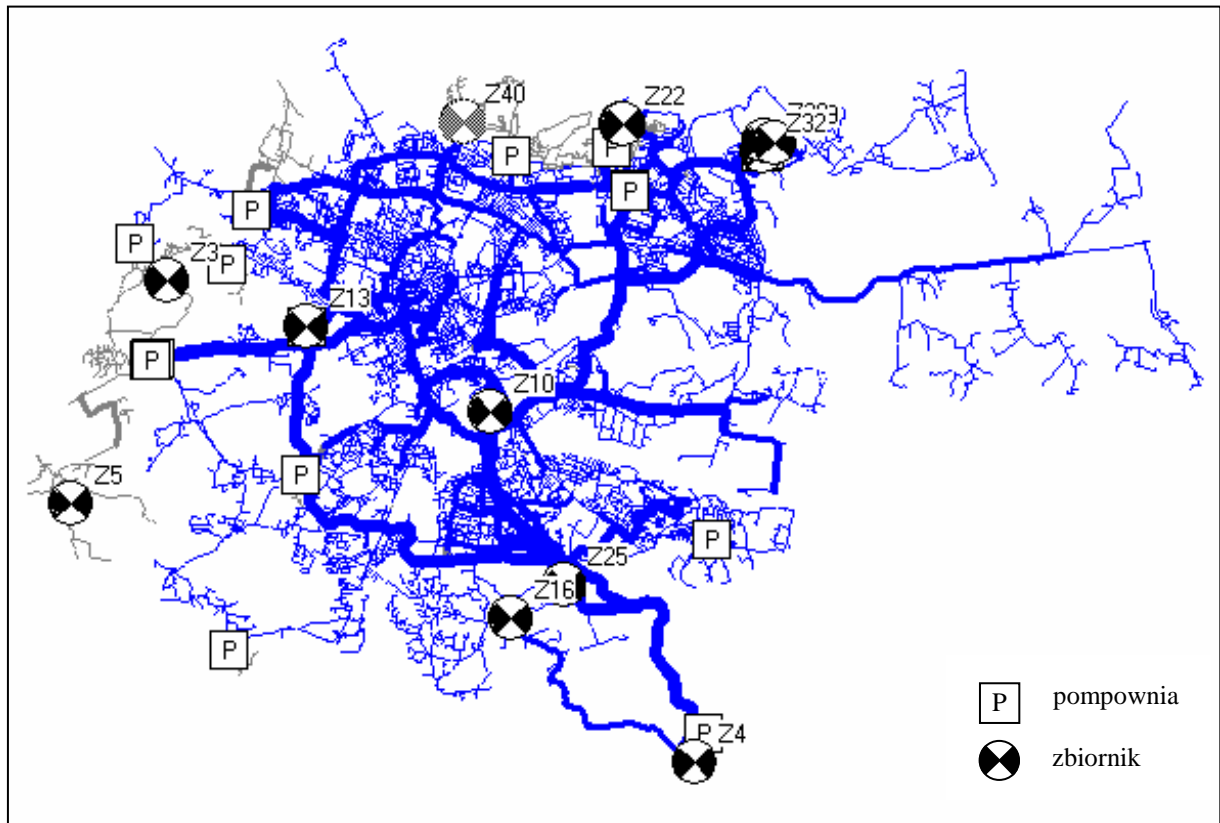
W tablicy tej na ostatniej pozycji umieszczono zbiornik Górka Narodowa (40). Jest to zbiornik projektowany o nieznannej pojemności i orientacyjnej rzędnej posadowienia. Rzędna ta została przyjęta na podstawie wstępnych symulacji funkcjonowania systemu w warunkach pełnej sprawności i wynosi 250,0 m npm.

W modelu uwzględniono 11 stref zasilania, z których większość stanowią lokalne obszary podwyższonego ciśnienia, zasilane z przepompowni strefowych. Dwie wyodrębnione strefy zasilania posiadają zbiorniki odseparowane całkowicie od reszty sieci. Są to: strefa w Lasku Wolskim oraz w Tyńcu. Niewielkie zbiorniki mają pojemność odpowiednio 120 i 1000 m³.

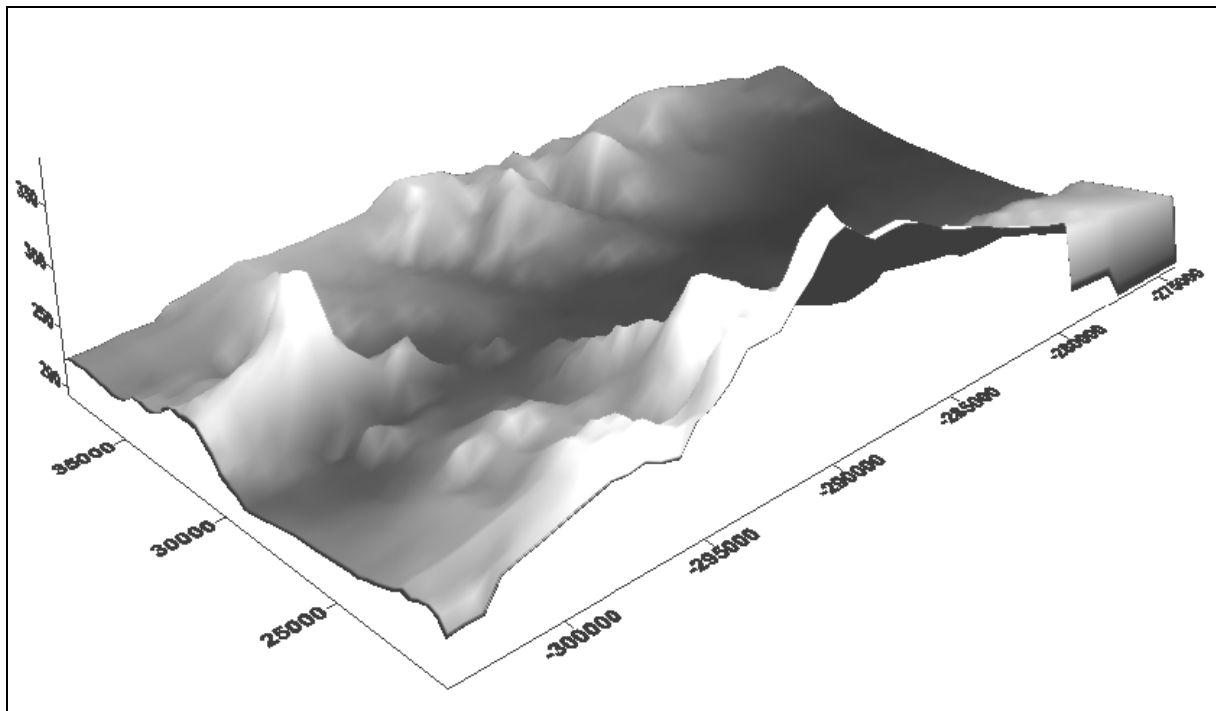
System w ramach strefy podstawowej podzielony jest na mniejsze rejony, które są wydzielone poprzez zamknięcie niektórych kluczowych przewodów. Skutkuje to wymuszeniem przepływu wody z konkretnych, oczekiwanych kierunków. Rejony te, posiadające płynny i zmieniający się w czasie zasięg, nie zostały uwzględnione w sposób bezpośredni w prowadzonych analizach. Ich obecność ujawnia się w sposób pośredni poprzez oddziaływanie na zbiorniki w trakcie awarii. Dotyczy to w szczególności sytuacji zróżnicowanego wypływu wody z dwóch sąsiadujących zbiorników zasilających przyległe, lecz miejscowo separowane rejony sieci. Przykładem takim jest rejon oddziaływania zbiorników Z25 (Kosocice) i Z16 (Rajsko) oraz tranzytu do Z13 (Kościszko). Zasięg tych stref kształtuje się w sposób dynamiczny i znajdują się one najbliżej oddziaływania zbiorników Z4 (Siercza). Podobne zjawisko zaobserwowano w rejonie zbiorników w Mistrzejowicach i Krzesławicach Górnych. Poprzez ich częściową separację ze strefy podstawowej, uzyskano efekt znacznie zmniejszonego wpływu tych obiektów na sieć bliżej centrum.

Na ryc. 12.15 przedstawiono schemat sieci wraz z zaznaczonymi zbiornikami, pompowniami i przepompowniami. Kolorem niebieskim zaznaczono zasięg strefy podstawowej. Kolorem szarym strefy podwyższonego ciśnienia. Zbiornik Z40 w północnej części miasta jest obiektem projektowanym o nieznannej pojemności.

Na ryc. 12.16 przedstawiono topologię analizowanego obszaru w rzucie aksonometrycznym. Na południu miasta znajdują się znaczne wzniesienia, na których zlokalizowano zbiorniki Siercza oraz sąsiadujące z nimi zbiorniki Rajsko i Kosocice. Zbiorniki te są najwyżej położonymi rezerwami wody.



Ryc. 12.15. Schemat sieci wodociągowej



Ryc. 12.16. Wizualizacja topografii obszaru zasilanego przez SZW

12.2.2 Cel badań

Zaprezentowany SZW posłużył do przeprowadzenia serii eksperymentalnych obliczeń o charakterze czysto teoretycznym, których celem jest wskazanie takiego rozmieszczenia rezerw zbiornikowych w systemie, w tym niezbędnej pojemności projektowanego zbiornika Z40 na terenie Górki Narodowej, które poprawi aktualny poziom niezawodności funkcjonowania SZW. Do tego celu wykorzystano omawianą metodę dyslokacji rezerw zbiornikowych. Umieszczenie zbiornika Z40 jest już zdeterminowane układem przewodów magistralnych i dogodną lokalizacją w zakresie usytuowania wysokościowego. Przewidując wcześniej konieczność budowy zbiornika w tym miejscu, zabezpieczono magistralę ϕ 500 mm jako jego zasilanie. Drugim czynnikiem przemawiającym za obecnością zbiornika na tym obszarze są okresowe wahania ciśnienia w rejonie Górki Narodowej i pojawiające się problemy z zapewnieniem oczekiwanych warunków dostawy wody. Obecność zbiornika powinna pozwolić ustabilizować ciśnienie i zapewnić odpowiedni jego potencjał w przypadku awarii pierwotnych źródeł wody.

Przewiduje się docelowy wzrost rezerw gromadzonych we wszystkich zbiornikach o wartość 20000 m^3 do poziomu 296020 m^3 . Lokalizacja wspomnianych 20000 m^3 nie jest związana wyłącznie ze zbiornikiem Z40 i może zostać rozmieszczona również w innych obiektach.

W ramach eksperymentu założono pełną dowolność modyfikacji rezerw zbiornikowych w celu wykazania skuteczności prezentowanej metody dyslokacji rezerw zbiornikowych. Założona dowolność manewrowania pojemnościami zbiorników pozwala również na ich redukcję. Rzutuje to na nieskuteczność analiz ekonomicznych związanych z budową zbiorników o wymaganych parametrach. W związku z tym założeniem, w niniejszym przykładzie obliczeniowym ograniczono się wyłącznie do poszukiwań rozwiązań o charakterze niezawodnościowym i hydraulicznym, pomijając aspekt ekonomiczny. Aspekt ten został szczegółowo omówiony na poprzednim przykładzie modernizacji SZW.

12.2.3 Badania niezawodnościowe

Poszukiwania rozmieszczenia rezerw wody w istniejących zbiornikach oraz niezbędnej pojemności zbiornika Z40 na terenie Górki Narodowej przeprowadzono za pomocą serii wariantowych symulacji funkcjonowania systemu. Kolejne warianty były tworzone na podstawie wyników symulacyjnych wariantów poprzednich, wykorzystując metodę kolejnych przybli-

zeń poprzez modyfikację pojemności zbiorników, które współpracują z siecią w sposób niewłaściwy – w szczególności, zbyt szybko się opróżniają w czasie trwania awarii. Skuteczne działanie polegało na blokowaniu pojemności wskazanego zbiornika na minimalnym oczekiwanym poziomie. Zbiornik taki brał udział w poszukiwaniach minimum odległości, lecz zmiana jego pojemności została ograniczona od dołu.

Obliczenia prowadzono dla przypadku maksymalnego dobowego zapotrzebowania na wodę. Z powodu istnienia rezerwy wody w systemie znacznie przekraczającej Q_{dmax} (130%), zrezygnowano z symulacji awarii wszystkich pompowni, które trwają krócej niż jedna doba oraz z symulacji częściowej niesprawności systemu. Wstępne obliczenia takich przypadków wykazały brak zauważalnych zmian w funkcjonowaniu SZW jako całości. Uzyskiwane wielkości niedoboru powstałe w wyniku częściowej niesprawności systemu były praktycznie zaniedbywalne. Wynika to najprawdopodobniej z istnienia znacznych zapasów wody oraz gęstej sieci przewodów magistralnych i rozdzielczych posiadającej istotne rezerwy przepustowości. Prowadzone symulacje stanów awaryjnych uwzględniały równoczesny zanik zasilania ze wszystkich źródeł pierwotnych zasilających strefę podstawową. Z powodu niewielkich różnic w wynikach, zdecydowano się przeprowadzić również symulacje stanu awaryjnego uwzględniającego dodatkowo zanik zasilania z kompleksu zbiorników Siercza (awaria tranzytu).

Przyjęto numerację wariantów wg następującego klucza: wariant 0 dotyczy stanu istniejącego natomiast pozostałe warianty opisują kolejne kroki poszukiwania lepszego rozkładu pojemności zbiorników występujących w systemie, w tym w szczególności zbiornika Z40. Dla każdego wariantu zostały przeprowadzone obliczenia mające na celu:

- Wyznaczenie pojemności poszczególnych zbiorników na drodze minimalizacji odległości między środkiem ciężkości układu zbiorników a środkiem ciężkości zapotrzebowania na wodę dla strefy podstawowej.
- Wyznaczenie parametrów pracy systemu w normalnych warunkach eksploatacyjnych przy zapewnionych warunkach poboru wody na poziomie bliskim 100% WWPW.
- Wyznaczenie początku przedziału jednej doby, w którym awaria wszystkich źródeł zasilania spowoduje potencjalnie najdotkliwsze skutki awarii.
- Określenie wymiernego stopnia negatywnych skutków całodobowej awarii dla odbiorców w przypadku równoczesnego zaniku zasilania z wszystkich źródeł strefy podstawowej,
- Jak wyżej, lecz uwzględniając również awarię na przesyle ze zbiorników Siercza.

Wyniki tych obliczeń dają wymierną podstawę do oceny każdego z wariantów oraz pozwalają na prowadzenie działań mających na celu sekwencyjne poprawianie kolejnych wariantów prowadząc do podniesienia niezawodności funkcjonowania SZW.

Całkowity zakres obliczeń obejmuje 21 symulacji przypadków eksploatacyjnych w obrębie sześciu wariantów modernizacyjnych oraz rozwiązania istniejącego.

Zestawione w tablicy 12.16 wariantowe dyslokacje rezerw zbiornikowych wskazują podjęty kierunek działań w celu realizacji wyżej wspomnianego założenia. Szczegółowy opis każdego z wariantów wraz z ich analizą można znaleźć na stronach 120 – 125 opracowania.

Tablica 12.16.

Zestawienie wariantowych pojemności rezerw zbiornikowych strefy podstawowej

Zb \ Wariant	0	1	2	3	4	5	6
4 – Siercza + Gorzków	181000	181000	181000	181000	181000	181000	181000
10 – Krzemionki	20400	20400	0	18019	13480	6612	6612
13 – Kościuszko	25000	25000	0	1846	28470	22705	22705
16 – Rajsko	1000	1000	0	8756	1000	3943	3943
19 – Mistrzejowice	10000	10000	35038	14955	8330	5600	5600
22 – Mistrzejowice	6000	6000	39982	16654	8476	6000	6000
25 – Kosocice	14500	14500	0	4829	11046	14500	16035
29 – Krzesławice Grn 1	4040	4040	0	4514	8166	4040	3200
30 – Krzesławice Grn 5	6080	6080	0	5128	7572	3495	2800
32 – Krzesławice Dln	8000	8000	0	5188	11473	18745	18745
40 – Górka Narodowa	-	20000	40000	18509	17007	29380	29380
Sumaryczna rezerwa	276020	296020	296020	296020	296020	296020	296020
odl. między środkami [m]	1416	678	6871	12	5	29	139

Dla każdego z wariantów (za wyjątkiem 2-go), wielkości niedoboru notowane podczas bezawaryjnej pracy systemu były stabilne i wynosiły około 400 m³, co może być związane z lokalnym spadkiem wartości ciśnienia w niektórych punktach sieci, w czasie maksymalnego zapotrzebowania. Wyniki dla eksperymentalnego wariantu 2-go wskazują pogorszenie warunków funkcjonowania systemu w czasie bezawaryjnej pracy. Wariant ten został odrzucony z dalszych analiz jako nie rokujący szans na poprawę niezawodności SZW. Początek awarii dla przypadku zaniku zasilania z pompowni przy pracującym przesyle z Sierczy, dla każdego wariantu został ustalony na godzinę 6:00 rano. W przypadku dodatkowej awarii przesyłu z Sierczy ustalono początek awarii na godzinę 18:00 w każdym z wariantów. Godziny te zostały wskazane przez aplikację *VLocator* poprzez wykorzystanie zależności opisanych w rozdziale 7.1 rozprawy. W tablicy 12.17 zamieszczono zestawienie wyników dla wszystkich wariantów z podziałem na poszczególne przypadki eksploatacyjne. Poniżej szczegółowo opisano każdy z wariantów, wyniki obliczeń oraz wnioski i podjęte kroki usprawniające wariant kolejny. Zamieszczone obok rysunki obrazują zmianę napełnienia wszystkich zbiorników biorą-

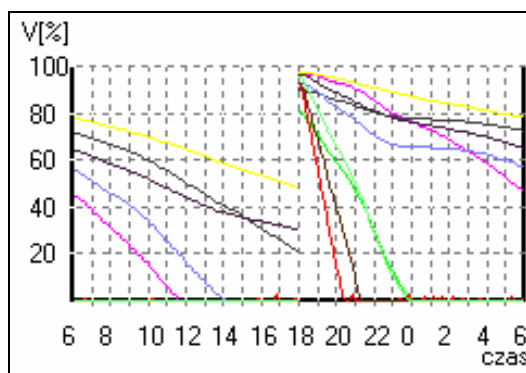
cych udział w czasie symulowanej doby, w której nie pracują wszystkie pompownie wody z ujęć oraz tranzyt z Sierczy.

Tablica 12.17.

Zestawienie wyników wariantowych symulacji funkcjonowania SZW
w warunkach pełnej sprawności oraz znacznej niesprawności

Przypadek eksploatacyjny↓	Wariant →	0	1	2	3	4	5	6
System sprawny	WWPW _{śr}	99,78	99,79	99,37	99,79	99,79	99,79	99,79
	WWPW _{min}	99,53	99,56	96,64	99,57	99,57	99,57	99,57
	NV [m ³]	417	400	1176	401	400	398	398
Niesprawność źródeł pierwotnych	WWPW _{śr}	98,45	99,46	93,95	99,42	99,49	99,43	99,40
	WWPW _{min}	93,02	99,01	83,81	98,96	99,03	99,00	98,99
	NV [m ³]	4374	1455	13473	1538	1412	1461	1492
J.w., oraz niesprawność przesyłu z Sierczy	WWPW _{śr}	65,49	72,20	30,28	71,17	71,00	72,26	72,90
	WWPW _{min}	28,49	32,06	13,05	30,46	28,11	37,72	37,03
	NV [m ³]	75177	59509	142305	64461	63734	57413	56270

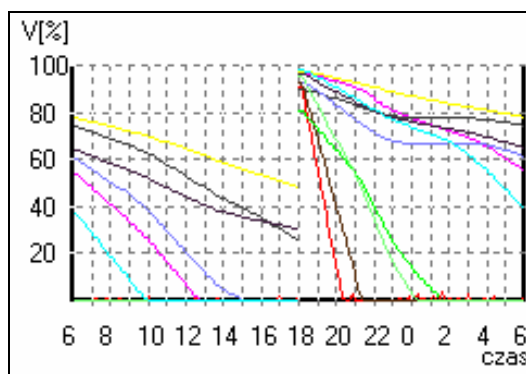
Wariant 0 – Stan istniejący. W wariantcie tym uwzględniono aktualny poziom rezerwowania wody w zbiornikach odwzorowując zakres zmienności napełnienia każdego z obiektów w cyklu jednej doby. W wyniku symulacji warunków awaryjnych w tym wariantcie, uzyskano największe wartości niedoboru NV oraz najniższe wartości $WWPW_{min}$. Wielkości te wynosiły odpowiednio 4374 m³ i 93,02 % dla przypadku braku zasilania z wszystkich pompowni oraz 75177 m³ i 28,49 % dla przypadku awarii przesyłu ze zbiorników w Sierczy przy równoczesnej awarii zasilania na wszystkich pompowniach. Wartości te obrazują aktualny stan systemu i możliwości poprawy jego funkcjonowania.



Ryc. 12.17. Zmiana napełnienia zbiorników w czasie, w wariantcie 0, przypadek 2

Wariant 1 – W wariantcie tym uwzględniono istniejącą strukturę rozmieszczenia rezerw zbiornikowych oraz dodano projektowany zbiornik Z40 lokując w nim całą zakładaną w rozbudowie objętość 20000 m³, zwiększając całkowitą rezerwę wody do poziomu 296020 m³.

Uzyskane wyniki symulacyjne potwierdzają konieczność lokalizacji nowego zbiornika w rejonie Górki Narodowej. Jego obecność poprawiała wa-

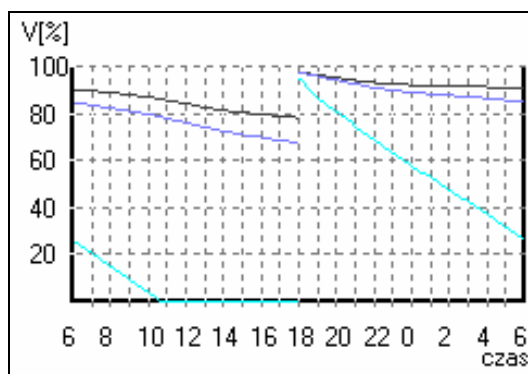


Ryc. 12.18. Zmiana napełnienia zbiorników w czasie, w wariantcie 1, przypadek 2

runki dostawy wody do odbiorców. Uzyskane wartości NV i $WWPW_{min}$ kształtują się następująco: 1455 m^3 i $99,01 \%$ w pierwszym przypadku awaryjnym oraz 59509 m^3 i $32,06 \%$ w drugim. W przypadku pierwszym, całkowicie opróżnił się jedynie zbiornik Z32 natomiast w drugim przypadku 7 spośród funkcjonujących 10 zbiorników zostało opróżnione z wody. W tym Z16 i Z25 po upływie mniej niż 3 godzin od początku awarii, Z13 i Z32 po upływie około 7 godzin. Z40 stracił całą wodę po 16 godzinach. Zbiorniki Z19, Z29 i Z30 zachowały rezerwę wody na poziomie 30 – 50 % pojemności startowej.

Przy okazji analiz hydraulicznych zauważono, że przewód $\phi 500$ łączący Z40 z systemem okazuje się niewystarczająco przepustowy w warunkach awaryjnych. W skrajnym przypadku maksymalny przepływ notowany na tym przewodzie wynosi $570 \text{ dm}^3/\text{s}$, co jest przyczyną okresowego spadku ciśnienia wody o około 3,2 m na każde 100 m przewodu. Skutkuje to pogorszeniem warunków poboru wody w rejonie Górki Narodowej. Z drugiej strony, podniesienie rzędnej dna zbiornika Z40 w czasie bezawaryjnej eksploatacji będzie skutkować istotnymi problemami z napełnieniem tego obiektu. Wyznaczona rzędna 250 m npm wydaje się być rzędna optymalną. Wyniki niezawodnościowe uzyskane w tym wariantcie stanowią bazę porównawczą dla kolejnych wariantów, w których przewidziano taką samą sumaryczną rezerwę wody w systemie.

Wariant 2 – Jest to pierwszy, eksperymentalny wariant, który uwzględnia wykorzystanie metody minimalizacji odległości między środkami ciężkości: zapotrzebowania na wodę i układu zbiorników. W wariantcie tym założono, że zbiorniki w Sierczy, znajdujące się znacznie wyżej niż pozostałe zbiorniki będą brały udział w poszukiwaniach minimalnej odległości między środkami ciężkości, lecz równocześnie zablokowano możliwość zmiany

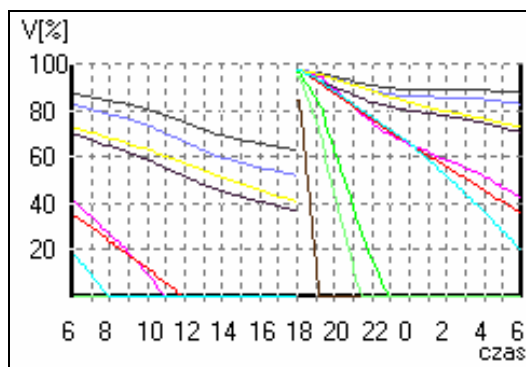


Ryc. 12.19. Zmiana napełnienia zbiorników w czasie, w wariantcie 2, przypadek 2

pojemności kompleksu tych zbiorników na istniejącym poziomie 181000 m^3 . Założenie to podyktowane jest konieczności utrzymywania znacznej rezerwy wody powyżej najwyższych partii miasta. Pozostałe 10 zbiorników uzyskały pełną swobodę modyfikacji swoich pojemności. Efektem działania metody był rozkład pozostałej pojemności między trzema zbiornikami (Z19, Z22 i Z40) znajdującymi się w północnej części miasta, które konkurowały z przeważającym „ciężarem” zbiorników w Sierczy. Pozostałe 7 zbiorników zostało wyrugowane z systemu. Uzyskana odległość między środkami ciężkości była bliska 6,9 km. Przeprowa-

dzona symulacja funkcjonowania tak zmodyfikowanego SZW, zgodnie z przewidywaniami, wskazała na pogorszenie się warunków dostawy wody. Wariant ten został odrzucony jako nie rokujący nadziei na wskazanie rozmieszczenia rezerw wody, które poprawi niezawodność funkcjonowania SZW.

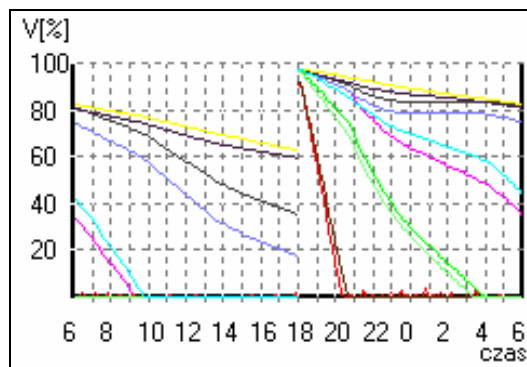
Wariant 3 – W wariancie tym zwiększono sumaryczną rezerwę wody w systemie o zakładane 20000 m³. Do rozmieszczenia rezerw wody w zbiornikach zastosowano metodę minimalizacji odległości między środkami ciężkości, lecz zbiorniki w Sierczy potraktowano jako obiekty należące do innej strefy zasilania i nie uwzględniono ich w obrębie strefy podstawowej. Operacja ta wynikała z faktu iż zbiorniki te są znacznie powyżej wszystkich pozostałych obiektów i nie ma możliwości ich podparcia od strony miasta oraz są hydraulicznie izolowane poprzez nastawnię Piaski Wielkie, gdzie zredukowany jest potencjał ciśnienia napływającej doń wody.



Ryc. 12.20. Zmiana napełnienia zbiorników w czasie, w wariancie 3, przypadek 2

Efektom działania odpowiedniego algorytmu był rozkład pojemności rezerw w poszczególnych zbiornikach, prezentowany w tabelicy 12.16. Po serii symulacji przypadków awaryjnych uzyskano następujące wyniki NV i $WWPW_{min}$: 1538 m³ i 98,96% oraz 64461 m³ i 30,46%. Wartości te są lepsze od uzyskanych w wariancie 0, lecz gorsze od wariantu 1. W pierwszym przypadku awaryjnym całkowicie opróżniły się zbiorniki Z13 i Z32 natomiast w wariancie drugim taka sytuacja miała miejsce dla 6 zbiorników: Z25 – po 1 godzinie od rozpoczęcia awarii, Z13 i Z32 po mniej więcej 4 godzinach, Z40 po 13 godzinach oraz Z10 i Z16 po około 16 godz. Taki obraz systemu pozwolił na wprowadzenie pewnych restrykcji w procedurze poszukiwania minimum odległości, pozwalając wydłużyć czas, w którym zbiorniki posiadają wodę. Operacje te zostały wykonane w wariantach następnych.

Wariant 4 – Jest rozwinięciem wariantu 3. Zmiany w stosunku do poprzedniego wariantu dotyczą ograniczeń zmian pojemności niektórych zbiorników. Obserwacje zmian napelnienia Z16 (poprzednia pojemność 8150 m³) w przypadku bezawaryjnej pracy wskazywały na niewielką wymianę wody w tym obiekcie. Zdecydowano się na zablokowanie jego pojemności na poziomie 1000 m³. W przypadku zbiorników Z13 i Z32, które bardzo szybko się opróżniły, założono ich minimalną pojemność na poziomie z wariantu 0 nie wprowadzając istotnych ograniczeń pojemności maksymalnej.

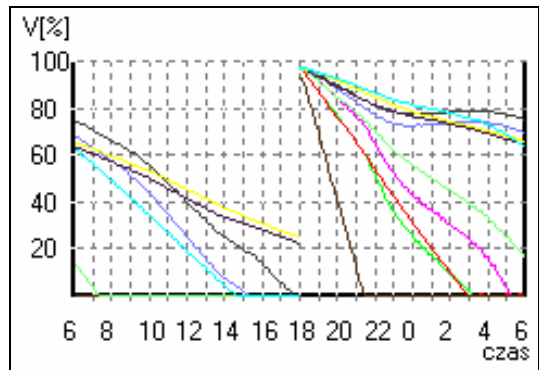


Ryc. 12.21. Zmiana napelnienia zbiorników w czasie, w wariantcie 4, przypadek 2

Uzyskane wyniki wskazują na nieznaczną poprawę w stosunku do poprzedniego wariantu. Odpowiednio NV i $WWPW_{min}$ dla kolejnych przypadków awaryjnych wyniosły: 1412 m³ i 99,03 % oraz 63734 m³ i 28,11 %. Wyniki dla pierwszego przypadku awaryjnego nie różnią się praktycznie od wyników z poprzedniego wariantu. Uzyskano jednak istotną poprawę funkcjonowania SZW w tych warunkach – żaden ze zbiorników nie opróżnił się do końca. Zaobserwowano natomiast pewne różnice w drugim przypadku awaryjnym, które posłużyły jako wytyczne do sporządzenia wariantu kolejnego. Wydłużenie czasu potrzebnego do całkowitego opróżnienia Z13 i Z32 do około 9 godzin (z około 4) poskutkowało poprawą warunków zasilania odbiorców zlokalizowanych w północnej i centralnej części Krakowa. Niestety, w przypadku zbiorników Z16 i Z25 doszło do szybkiego opróżnienia (2 godz.). Są to najwyżej zlokalizowane zbiorniki i w przypadku braku uzupełniania wody od strony Sierczy bardzo szybko ją tracą. Z10 i Z40 opróżniły się po około 15 godzinach od rozpoczęcia awarii, natomiast Z19, Z22, Z29 i Z30 zachowały jeszcze rezerwy wody na poziomie od 60 do 20 % pierwotnego napelnienia. W przypadku tych zbiorników zdecydowano się na redukcję ich pojemności. Było to podstawą do stworzenia wariantu 5.

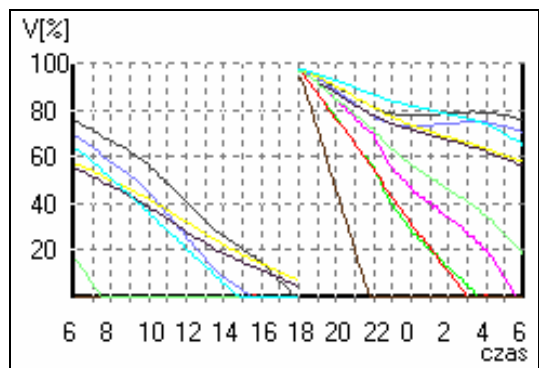
Wariant 5 – Rozwinięcie wariantu 4, którego wyniki symulacji awarii uwzględniającej brak zasilania z Sierczy wskazywały na zbyt małą pojemność zbiorników Z16, Z25 i Z32 oraz zbyt dużą rezerwę zgromadzoną w zbiornikach Z19, Z22, Z29 i Z30. Dla tych zbiorników zmniejszono proporcjonalnie pojemności oraz zablokowano ich zmianę na poziomie zabezpieczającym obecność wody wg wyników z wariantu 4.

Wyniki symulacji pierwszego przypadku awaryjnego nie odbiegają od wyników dla pozostałych wariantów, natomiast zaobserwowano znaczną poprawę wartości NV i $WWPW_{min}$ w drugim przypadku. Wynoszą one odpowiednio dla każdego przypadku awaryjnego: 1461 m^3 i $99,00 \%$ oraz 57413 m^3 i $37,72 \%$. Wartości te są lepsze od uzyskanych w referencyjnym wariacie 1. Uzyskany rozkład pojemności pozwolił poprawić niezawodność funkcjonowania systemu. W efekcie, pod koniec symulacji większość zbiorników była pusta, ale nastąpiło to po zauważalnie dłuższym czasie niż w wariantach poprzednich zabezpieczając na dłuższy okres wodę u większej grupy odbiorców. Z29 i Z30 wciąż posiadają wodę na poziomie około 20% początkowego napełnienia. Z25 jest zbiornikiem, który opróżnił się najprędzej.



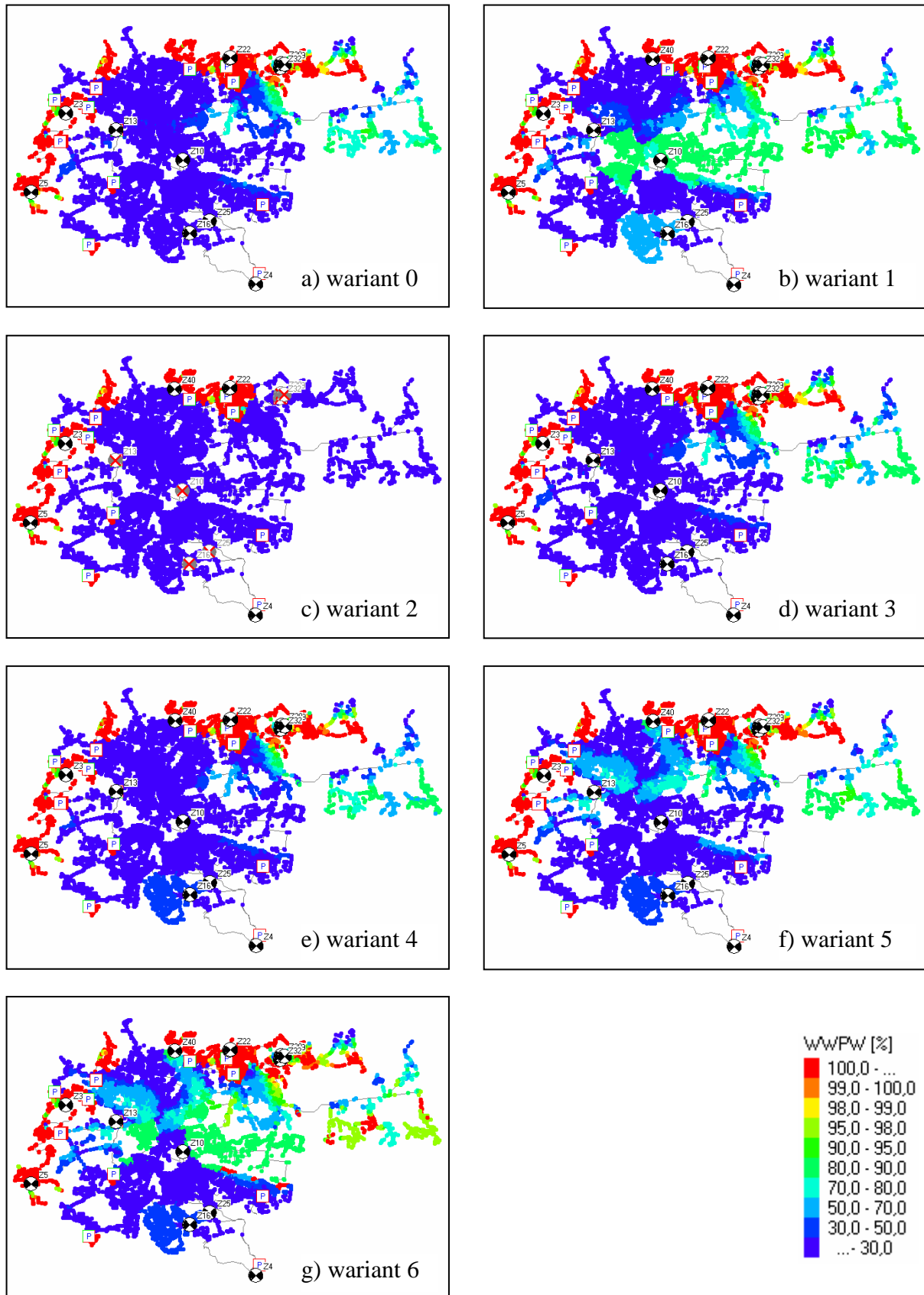
Ryc. 12.22. Zmiana napełnienia zbiorników w czasie, w wariacie 5, przypadek 2

Wariant 6 – stanowi ostatnie przybliżenie; powstał jako rozwinięcie wariantu 5. Rozwinięcie to polegało na zmniejszeniu rezerwy wody w dwóch zbiornikach, które ją jeszcze posiadają (Z29 oraz Z30) i przeniesieniu jej do zbiornika, który opróżnia się najszybciej – Z25. W efekcie uzyskano dalszą poprawę warunków funkcjonowania SZW. W przypadku braku zasilania od strony Sierczy wszystkie zbiorniki ulegają opróżnieniu, lecz odbywa się to w najdłuższym czasie, czego konsekwencją jest najmniejszy obserwowany niedobór na poziomie 56270 m^3 . Jest to wartość lepsza od uzyskanej w referencyjnym wariacie 1 o około 3250 m^3 . Pojemność nowego zbiornika Z40 została ustalona na poziomie 29380 m^3 .



Ryc. 12.23. Zmiana napełnienia zbiorników w czasie, w wariacie 6, przypadek 2

Poniżej na ryc. 12.24 a – g dla każdego wariantu zestawiono widok całego systemu pod kątem wizualizacji parametru $WWPW$ w 18 godzin od wystąpienia awarii. Obszary w kolorze granatowym odpowiadają znacznemu pogorszeniu warunków poboru wody. Obszary oznaczone na czerwono i kolory pośrednie oznaczają tereny gdzie pobór wody jest niezakłócony lub występują nieznaczne problemy z jej dostawą.



Ryc. 12.24 a-g. Przykładowa wizualizacja WWPW po 18 godzinach od początku awarii obejmującej zanik zasilania z Sierczy oraz wszystkich pompowni wody z ujęć.

12.2.4 Podsumowanie obliczeń

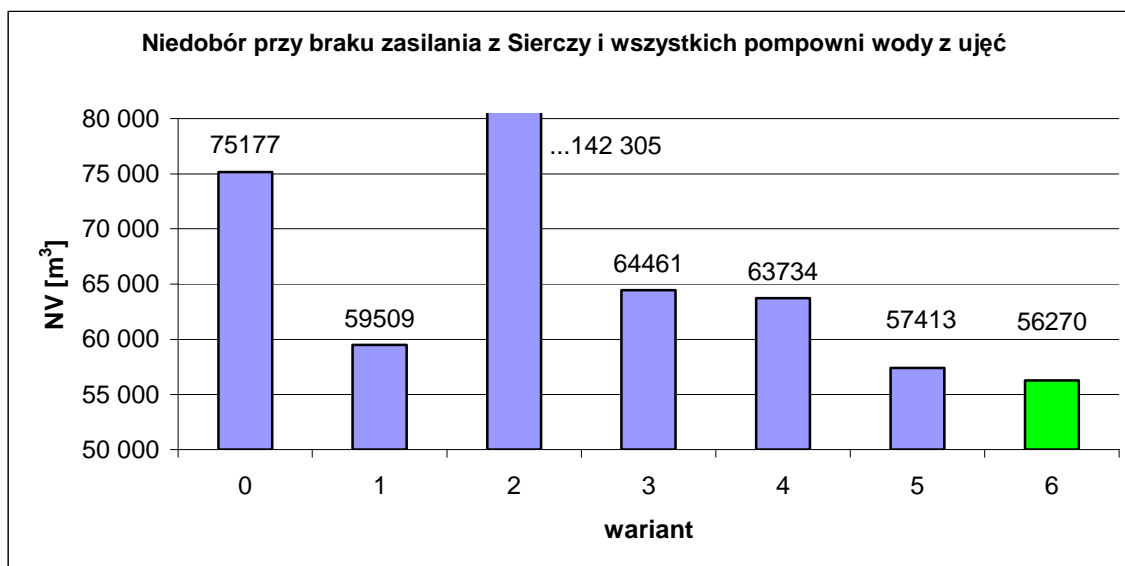
Porównanie wyników symulacji każdego z wariantów dla trzech przypadków eksploatacyjnych pozwala zauważyć, że przy aktualnym, znacznym stopniu rezerwowania wody w zbiornikach jak i przy jego wzroście, praktycznie nie zauważono zmian w funkcjonowaniu systemu w warunkach całkowitej jak i niepełnej sprawności (stały niedobór na poziomie 400 m^3). Dopiero symulacja całodobowej niesprawności kluczowych obiektów pozwala zauważyć różnice między stanem istniejącym a wariantami pochodnymi. W pierwszym przypadku awaryjnym, niedobór dla wariantu 0 wynoszący około 4400 m^3 został zredukowany do stałego poziomu około 1450 m^3 dzięki obecności dodatkowego zbiornika stabilizującego ciśnienie na obszarze Górki Narodowej.

Kolejne warianty powstawały w oparciu o wykresy zmian napełnienia zbiorników w wariacie poprzednim w przypadkach awaryjnych. Pozwalało to wskazać obiekty, które szybciej się opróżniają a więc takie, które winny posiadać większą pojemność, oraz obiekty, które są w mniejszym stopniu wrażliwe na awarie. Obiekty wymagające zwiększenia pojemności traktowano w kolejnym wariacie w ten sposób, że w procedurze poszukiwania minimalnej odległości między środkami ciężkości określano ich minimalną pojemność na poziomie co najmniej równym pojemności uzyskanej w wariacie poprzedzającym. Obiekty mało wrażliwe na awarie traktowano w ten sposób, że zmniejszano ich pojemność o objętość wody pozostałej pod koniec symulacji. Rezerwa odzyskana w ten sposób była przydzielana do pozostałych zbiorników.

Wyniki symulacji pozwalają zauważyć podział systemu na rejony oddziaływania poszczególnych zbiorników. Poprzez system zamkniętych zasuw na kluczowych przewodach został wydzielony rejon zasilania ze zbiorników w Mistrzejowicach i Krzesławicach Górnych. Zbiorniki te w wyraźnie mniejszy sposób reagowały na brak dostawy wody i spadek ciśnienia w centralnej części miasta. Wyniki symulacji wskazują, że mimo znacznych ilości zgromadzonej tam wody istnieje poważny problem z jej wykorzystaniem w stanie awaryjnym. Przyglądając się wynikom uzyskanym w ostatnim wariacie można zauważyć, że rezerwa wystarczająca do pokrycia zapotrzebowania w stanie awarii jest równia mniej więcej połowie aktualnie rezerwowanej tam pojemności. W takiej sytuacji można by się zastanowić nad słusnością strefowania sieci w tym rejonie i ewentualnym udroźnieniu niektórych kanałów przesyłowych lub też całkowitej separacji tego fragmentu sieci, zasilanego w głównej mierze z ujęcia i przepompowni Mistrzejowice.

Badania dla przypadku awarii wszystkich pompowni przy funkcjonującym tranzycie ze zbiorników w Sierczy wskazywały na brak konieczności zwiększania pojemności zbiorników położonych wyżej, w południowej części miasta – Z16 (Rajsko) i Z25 (Kosocice). Zbiorniki te w sposób ciągły są zasilane z Sierczy. Przypadek awaryjny, w którym założono dodatkowo zanik zasilania z Sierczy diametralnie zmieniał wymagany rozkład pojemności w części południowej. Oba wcześniej wspomniane zbiorniki, bez względu na ich pojemność, w przeciągu kilku godzin całkowicie się opróżniają doprowadzając do znacznych spadków ciśnienia na południu miasta. Zbiorniki te stanowią zasilanie dla wyodrębnionego rejonu południowej, wyżej wzniesionej części miasta. Dopływ wody do tego obszaru sieci jest praktycznie realizowany wyłącznie od strony Sierczy. Należałoby się zastanowić czy nie zwiększyć rezerw w tym rejonie sieci. Otwarcie połączeń od strony północnej i próba zabezpieczenia dostawy wody od strony tam zgromadzonych rezerw może być niemożliwa do realizacji ze względu na znaczne zróżnicowanie terenu.

Zbudowanie dużego zespołu zbiorników na drodze zasilania od strony Sierczy należy uznać za rozwiązanie właściwe przy założeniu dobrze funkcjonujących przerzutów wody w obrębie miasta. W przypadku ich awarii zgromadzone bardzo duże objętości wody mogą okazać się rezerwą wyłącznie teoretyczną, z wyjątkiem lepszej sytuacji w zasilaniu zbiorników Kosocice i Rajsko.



Ryc. 12.25. Zestawienie wielkości niedoboru w warunkach braku zasilania z Sierczy i wszystkich pompowni wody z ujęć

Obserwując przedstawioną na ryc. 12.25 zmianę wartości niedoboru w kolejnych wariantach można zauważyć, że wielkość ta poprawiała się z każdym kolejnym przybliżeniem, poczynając od wariantu 3. Rozmieszczenie rezerw w wariantcie 6 pozwala uzyskać lepszy efekt niezawodnościowy niż ten, który wynika z lokalizacji całej dodatkowej pojemności w zbiorniku Z40 na terenie Górki Narodowej (wariant 1). Podsumowując wyniki uzyskane w tym przykładzie można zauważyć, że sekwencyjne stosowanie metody minimalizacji odległości między środkami ciężkości zapotrzebowania i układu zbiorników pozwoliło na wskazanie takiego rozmieszczenia rezerw zbiornikowych, które poprawia warunki dostawy wody do odbiorców a tym samym podnosi niezawodność funkcjonowania SZW, co było celem tych obliczeń.

13. Podsumowanie i wnioski

Opracowanie przedstawionej metody analizy funkcjonowania systemów wodociągowych stało się możliwe dzięki rozwojowi teorii niezawodności w tej dziedzinie nauki oraz dzięki możliwości wykorzystania do badań niezawodnościowych numerycznych modeli systemów zaopatrzenia w wodę. Można stwierdzić, że obecnie numeryczne modele SZW są podstawowym i nieodzownym narzędziem w procesie analizy skutków wystąpienia czasowej niesprawności systemu, gromadzenia oraz przetwarzania uzyskanych tą drogą wyników. Opisywana metoda jest rozwinięciem prac związanych z zastosowaniem teorii niezawodności oraz numerycznego modelowania SZW prowadzonych przez Instytut Zaopatrzenia w Wodę i Ochrony Środowiska Politechniki Krakowskiej.

Szereg narzędzi analizy matematycznej, statystycznej, niezawodnościowej i ekonomicznej zastosowanych do stworzenia opracowanej metody zostało zakodowane w postaci algorytmu numerycznego i zastosowane w aplikacji pod nazwą *VLokator*. Aplikacja ta pozwala na przeprowadzenie rozległej analizy funkcjonowania systemów wodociągowych o dowolnej strukturze hydraulicznej.

Wnioski, które pojawiają się po przeprowadzeniu przykładowych analiz modernizacji SZW pozwalają przyjąć za słuszną tezę postawioną na początku rozprawy. Przy wykorzystaniu istniejących metod badania warunków hydraulicznego funkcjonowania SZW, oceny niezawodności jego funkcjonowania oraz analizy ekonomicznej, jest możliwe wskazanie takiego przestrzennego rozmieszczenia rezerw zbiornikowych w obrębie systemu, by skutki potencjalnej niesprawności miały jak najmniejszy rozmiar a towarzyszący modernizacji koszt inwestycji był na poziomie akceptowalnym przez inwestora.

Wskazanie minimalnej odległości między środkami ciężkości: zapotrzebowania na wodę i układu zbiorników nie jest wystarczającym wyznacznikiem optymalnego rozmieszczenia rezerw zbiornikowych. Rozmieszczenie to jest optymalne jedynie w kontekście geometrycznym, lecz nie uwzględnia warunków hydraulicznych. Stanowi jednak cenną wskazówkę przy tworzeniu wariantowych dyslokacji rezerw zbiornikowych, które muszą być zweryfikowane na drodze czasowej symulacji funkcjonowania SZW w warunkach niesprawności.

Praktyczne zastosowanie proponowanej metody umożliwia już na etapie koncepcji określenie w sposób wymierny stopnia poprawy niezawodności dostawy wody do odbiorców. Połączenie tej informacji z szacunkowym kosztorysem inwestycji daje możliwość wyboru

wariantu najbardziej korzystnego spośród wariantów mieszczących się w realnych możliwościach finansowych inwestora.

Zastosowanie metody dyslokacji rezerw za pomocą minimalizacji odległości między środkami ciężkości może znaleźć praktyczne zastosowanie w przypadku analizy dowolnych systemów wodociągowych o stosunkowo równomiernym zróżnicowaniu wysokościowym. W przypadku systemów, w których istnieje wyraźne przesunięcie ciężkości zasilania w kierunku terenów położonych wyżej, należy rozważyć zastosowanie wspomnianej metody poprzez wykorzystanie kolejnych przybliżeń przy równoczesnym wyodrębnieniu zbiorników i źródeł zasilania, które wyraźnie przechylają szalę ciężkości systemu na jedną stronę.

Podsumowując należy stwierdzić, że:

- zastosowanie modelu symulacji systemu wodociągowego do analiz wpływu awarii na wielkość poboru wody jest możliwe i celowe,
- opracowana metoda minimalizacji odległości między środkami ciężkości zapotrzebowania i układu zbiorników pozwala wskazać potencjalnie najbardziej optymalne rozmieszczenie rezerw zbiornikowych w kontekście geometrycznym, lecz wymaga weryfikacji pod kątem hydraulicznym,
- zmiana rozkładu pojemności zbiorników przy praktycznie tej samej sumarycznej objętości rezerw w sposób istotny zmienia warunki funkcjonowania systemu.
- rozmieszczenie rezerw zbiornikowych w ten sposób, że środek ciężkości układu zbiorników w analizowanej strefie jest blisko środka ciężkości zapotrzebowania może w znaczący sposób podnieść niezawodność dostawy wody w warunkach awaryjnych.
- korzyści płynące ze zmian w rozmieszczeniu pojemności zbiorników w systemie są bardziej widoczne w miarę wzrostu czasu trwania awarii.
- opracowana metoda może zostać wykorzystana w praktyce do podniesienia poziomu niezawodności funkcjonowania SZW na drodze zabezpieczania rezerw wody gromadzonej w zbiornikach sieciowych,
- stworzone narzędzie pod nazwą *VLokator* pozwala w sposób wygodny i praktyczny przeprowadzić serie obliczeń wariantowych wraz z zestawieniem wyników i wskazaniem wariantu najkorzystniejszego przy założonych warunkach brzegowych uprzednio zdefiniowanego zadania,

- opracowana krzywa kosztów jednostkowych związanych z budową komór zbiornika wraz z komorą zasuw i wyposażeniem może zostać wykorzystana do przybliżonego szacowania kosztów całej inwestycji,
- proponowana metoda wymaga dodatkowej weryfikacji w oparciu o analizy funkcjonowania większej liczby rzeczywistych systemów wodociągowych w celu określenia szczegółowych zależności wiążących przypadki awaryjne uwzględniające całkowity zanik zasilania ze źródeł pierwotnych oraz przypadki częściowej niesprawności systemu.
- na bazie wyników analiz prezentowanych systemów wodociągowych istnieją udokumentowane przesłanki pozwalające uprościć prezentowany proces wyboru wariantu modernizacyjnego poprzez rezygnację z czasochłonnych symulacji wariantów niepełnej sprawności. Hipoteza ta wymaga jednak potwierdzenia na drodze szczegółowych badań wielu SZW.
- uzyskane wyniki wskazują na potrzebę dalszego doskonalenia opracowanej metody w kierunku możliwości uwzględnienia większego zróżnicowania wysokościowego usytuowania odbiorców wody przy nieostrych granicach podziału na strefy ciśnienia. Alternatywą może być podział całej strefy podstawowej na podstrefy o wyraźnie zarysowanych granicach.

Literatura

- [1] Aguiar A., Onofre J., Portela R. (2004): *Mecanica dos fluidos*, Departamento de Engenharia, Mecanica e Gestao Industrial
- [2] Bajer J., Iwanejko R., Kapcia J. (2006): *Niezawodność systemów wodociągowych i kanalizacyjnych w zadaniach*, Politechnika Krakowska, Kraków
- [3] Baron B. (2006): *Algorytmy numeryczne w Delphi*, Helion
- [4] Buchberger S. (1989): *Diffusion Approximation for Equilibrium Distribution of Reservoir Storage*, The University of Cincinnati, Ohio
- [5] Ceny w gospodarce narodowej (pozycje za lata 2003 – 2007), Zakład Wydawnictw Statystycznych, Warszawa
- [6] DeMoyer R., Horwitz L. (1975): *A System Approach to Water Distribution Modeling and Control*, Lexington Books, Massachusetts, Toronto, London
- [7] Findeisen W, Szymanowski J. Wierzbicki A. (1980): *Teoria i metody obliczeniowe optymalizacji*, PWN Warszawa
- [8] Franklin S., Maidment D. (1986): *An evaluation of weekly and monthly time series forecasts of municipal water use*, Water Resource Bulletin, American Water Resource Association
- [9] Gabryszewski T. (1975): *Wodociągi*, Państwowe Wydawnictwo Naukowe, Warszawa
- [10] Głód K. (2000): *Niezawodność sieciowych zbiorników wodociągowych*, Rozprawa doktorska, Politechnika Krakowska, Kraków
- [11] Golub G. Van Loan Ch. (1996): *Matrix computation*, The Johns Hopkins University Press, Baltimore and London
- [12] Góra P.F. (2006): *Zaawansowane metody numeryczne. Komputerowa analiza zagadnień różniczkowych. Metoda gradientów sprzężonych i metody pokrewne*, <http://th-www.it.uj.edu.pl/zts/gora>, Kraków
- [13] Grabowski W. (1982): *Programowanie matematyczne*, Państwowe Wydawnictwo Ekonomiczne, Warszawa
- [14] Heidrich Z. (1999): *Wodociągi*, Wydawnictwo Szkolne i Pedagogiczne, Warszawa
- [15] Jae Heon Yun, Yu Du Han (2002): *Modified incomplete Cholesky factorization preconditioners for a symmetric positive definite matrix*, Bull. Korean Math Society,
- [16] Kleiner, Y., Adams, B.J., Rogers, J.S. (2001): *Water distribution network renewal planning*. Journal of Computing in Civil Engineering, v.15, no.1
- [17] Kłoss H., Roman M. (1974): *Ogólne problemy niezawodności systemów wodociągowych i kanalizacyjnych*. Gaz, Woda i Technika Sanitarna, Wydawnictwo Sigma nr 9
- [18] Knapik K. (1993): *Zastosowanie techniki komputerowej w obliczaniu systemów zaopatrzenia w wodę i usuwania ścieków*. Politechnika Krakowska, Kraków
- [19] Knapik K. (1994): *Program BaNiez. Opis i instrukcja użytkownika*, Politechnika Krakowska
- [20] Knapik, K. (2000): *Dynamiczne modele w badaniach sieci wodociągowych*. Monografia 279. Politechnika Krakowska, Kraków
- [21] Knapik, K., Wierzbicki, R., Płoskonka, R. (2003): *Zastosowanie technik komputerowych w analizie funkcjonowania istniejących i projektowanych systemów zaopatrzenia w wodę*, Materiały II Ogólnopolskiej Konferencji Naukowo – Technicznej, Szczyrk
- [22] Knapik, K. (2004): *Lokalizacja zbiornikowych rezerw awaryjnych w systemie dystrybucji wody*, Czasopismo Techniczne, Politechnika Krakowska, Kraków

- [23] Knapik K., Płoskonka R. (2004): *Wpływ rozmieszczenia zbiornikowych rezerw awaryjnych na niezawodność systemu dystrybucji wody*, Materiały XVIII Krakowej, VI Międzynarodowej Konferencji Naukowo – Technicznej „Zaopatrzenie w wodę, jakość i ochrona wód”, Poznań, Tom II
- [24] Kwietniewski M. (1990): *Metodyka kompleksowej oceny niezawodności obiektów wodociągowych i kanalizacyjnych*, Gaz, Woda i Technika Sanitarna nr 10/1990
- [25] Kwietniewski M., Roman M., Trębaczkiwicz H (1993): *Niezawodność wodociągów i kanalizacji*, Arkady, Warszawa
- [26] Kwietniewski M. (1998): *Problemy i zadania wynikające z badań niezawodności sieci wodociągowych*, Materiały III Konferencji Naukowo-Technicznej „Zaopatrzenie w wodę miast i wsi”, Poznań
- [27] Kwietniewski M., Sudoł M. (2004): *Wskaźniki niezawodności dystrybucji wody o wymaganej jakości*, Materiały XVIII Krakowej, VI Międzynarodowej Konferencji Naukowo – Technicznej „Zaopatrzenie w wodę, jakość i ochrona wód”, Poznań, Tom II
- [28] Kulbik M. (2004): *Komputerowa symulacja i badania terenowe miejskich systemów wodociągowych*, Politechnika Gdańska, Monografia, Gdańsk
- [29] Lipski W. (1989): *Kombinatoryka dla programistów*, Wydawnictwo Naukowo-Techniczne, Warszawa
- [30] Łyp B. (1970): *Problemy rezerwy wyrównawczej i asekuracyjnej w zbiornikach wodociągów komunalnych*
- [31] Mały rocznik statystyczny Polski (pozycje za lata 2000 - 2007), Zakład Wydawnictw Statystycznych
- [32] Mielcarzewicz W. (2000): *Obliczanie systemów zaopatrzenia w wodę*, Arkady, Warszawa
- [33] Orgbud Serwis (2007): *Raport o stanie rynku budowlanego, część I budowlana, I kwartał 2007*
- [34] Perry P. (1981): *Demand Forecasting in Water Supply Networks*,
- [35] Quevedo J., Cembrano G., Valls A., Serra J. (1987): *Time Series Modelling of Water Demand A Study on Short-Term and Long-Term Predictions*, Computer Applications in Water Supply, Leicester Polytechnic, England
- [36] Ramage A. (2003): *An Introduction to Iterative Solvers and Preconditioning Techniques*, <http://www.maths.strath.ac.uk/~caas63/>, Department of Mathematics, University of Strathclyde, PIMS Workshop
- [37] Rekomendacja metodologii analizy ekonomicznej przekazana regionom przez Ministerstwo Gospodarki i Pracy, 2005
- [38] Salgado R., Todini E., O’Connell P.E. (1987): *Comparison of The Gradient Method with some Traditional Methods for the Analysis of Water Supply Distribution Networks*, Computer Applications in Water Supply, Leicester Polytechnic, England
- [39] Shewchuk J. R. (1994): *An Introduction to the Conjugate Method Without the Agonizing Pain*, School of Computer Science, Carnegie Mellon University Pittsburg
- [40] Siwoń Z., Cieżak J. (1980): *Krótkoterminowe prognozowanie zapotrzebowania na wodę w miastach*, Archiwum Hydrotechniki, Tom XXVII, Zeszyt 3, Wrocław
- [41] Stachurski A., Wierzbicki A. (2001): *Podstawy optymalizacji*, Oficyna wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa
- [42] Suligowski Z. (2007): *Warunki techniczne wykonania i odbioru sieci i instalacji wod.-kan.*, Verlag Dashofer
- [43] Todini E., Pilati S. (1987): *A Gradient Algorithm for the Analysis of Pipe Networks*, Computer Applications in Water Supply, Leicester Polytechnic, England
- [44] Wang X., Gallivan K., Bramley R. (1997): *An Incomplete Orthogonal Factorization Preconditioner*, Society for Industrial and Applied Mathematics

- [45] Weber J.A. (1989): *Forecasting Demand and Measuring Price Elasticity*, AWWA
- [46] Wieczysty A., Rak J. (1988): *Niezawodność zaopatrzenia miasta Rzeszowa w wodę, Gaz, Woda i Technika Sanitarna*, Wydawnictwo Sigma, nr 2-3, s.56-57
- [47] Wieczysty A. (1990): *Niezawodność systemów wodociągowych i kanalizacyjnych*. Tom I *Teoria niezawodności i jej zastosowania*. Część I i II, Politechnika Krakowska, Kraków
- [48] Wieczysty A. i inni (1993): *Niezawodność miejskich systemów zaopatrzenia w wodę*, Monografia 159, Politechnika Krakowska, Kraków
- [49] Wieczysty A., Lubowiecka T., Zimoch I. (1995): *Ocenia niezawodności zaopatrzenia w wodę m. Krakowa*, Materiały konferencyjne „Aktualne problemy badawcze, projektowe i eksploatacyjne wodociągów i kanalizacji”. Kraków, Poznań
- [50] Wieczysty A. Iwanejko R. (1996): *Wyznaczanie wymaganego poziomu niezawodności obiektów systemu zaopatrzenia w wodę, Gaz, Woda i Technika Sanitarna*. Wydawnictwo Sigma, nr 2, s.54-58
- [51] Wieczysty A., Bajer J. (2000): *Opracowanie metod zwiększania niezawodności działania komunalnych systemów zaopatrzenia w wodę*, Temat cząstkowy: *Opracowanie koncepcji obliczania pojemności zbiornika wody surowej*, Projekt badawczy KBN nr 7T07G-007-16, Kraków
- [52] Wieczysty A. (2001): *Metody oceny i podnoszenia niezawodności działania komunalnych systemów zaopatrzenia w wodę*, Zbiór monografii, Polska Akademia Nauk, Kraków
- [53] Wierzbicki, R. (1995): *Program BANIEZ. Opis i instrukcja użytkowania programu do badania niezawodności działania sieci wodociągowych*. Maszynopis. Politechnika Krakowska, Kraków
- [54] Wierzbicki, R. (1996): *Metoda wyznaczania niezawodności dostawy wody dla użytkowników sieci wodociągowych*, Rozprawa doktorska, Politechnika Krakowska, Kraków
- [55] Wóycicki K. (1954): *Wodociągi*, Wydawnictwo Budownictwo i Architektura

Normy, wytyczne i akty prawne

- [56] Nadieźnost w technice. Terminy. Gost 13377-67, Moskwa 1963.
- [57] PN-B-02864 *Przeciwpożarowe zaopatrzenie wodne. Zasady obliczania zapotrzebowania na wodę do celów przeciwpożarowych do zewnętrznego gaszenia pożaru*, 1997
- [58] PN-80/N-04000 *Niezawodność w technice. Terminologia*.
- [59] PN-77/N-04010 *Niezawodność w technice. Wybór wskaźników niezawodności*.
- [60] PN-EN 1508: 2002 *Zaopatrzenie w wodę. Wymagania dotyczące systemów i ich części składowych przeznaczonych do gromadzenia wody*.
- [61] Rozporządzenie Ministra Zdrowia z dnia 19 listopada 2002 r. Dz. U. Nr 203, poz. 1718 *W sprawie wymagań dotyczących jakości wody przeznaczonej do spożycia przez ludzi*.
- [62] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 18 maja 2004r. *W sprawie określenia metod i podstaw sporządzania kosztorysu inwestorskiego, obliczania planowanych kosztów prac projektowych oraz planowanych kosztów robót budowlanych określonych w programie funkcjonalno-użytkowym*.
- [63] *Tymczasowe zalecane zasady określania rezerw wody w zbiornikach wodociągowych*, Ministerstwo Administracji, Gospodarki Terenowej i Ochrony Środowiska, Warszawa 1982 r.
- [64] *Wytyczne do programowania zapotrzebowania wody i ilości ścieków w miejskich jednostkach osadniczych*. Ministerstwo Administracji, Gospodarki Terenowej i Ochrony Środowiska. Warszawa 1978 r.