

SPIS TREŚCI

Lilianna BARTOSZEK: Wydzielanie fosforu z osadów dennych	5
Radosław CIEŚLAK, Janusz RAK: Wykrywanie nieszczelności rurociągów preizolowanych z wykorzystaniem metody rezystancyjnej i impulsowej	21
Galyna KALDA, Janusz RAK, Barbara TCHÓRZEWSKA-CIEŚLAK: Bilogirsky brine spring, its physical, chemical and bacteriological characteristics and sanitary protection	31
Jadwiga KALETA: Proces koagulacji w usuwaniu wybranych zanieczyszczeń organicznych z roztworów wodnych	41
Jadwiga KALETA, Alicja PUSZKAREWICZ: Badania dotyczące modernizacji stacji uzdatniania wody w miejscowości Radymno	53
Witold NIEMIEC, Paulina SOBOLEWSKA, Tadeusz JASIŃSKI: Wybrane możliwości przyrodniczego zagospodarowania osadów ściekowych	63
Vyacheslav PISAREV, Sylwia KOZUBAL: Klimatyzacja centralna z konwekcyjnymi belkami chłodzącymi	73
Vyacheslav PISAREV, Anna MAMROŁ, Alina PASIERB: Współczesne kierunki rozwoju i modernizacji wentylacji pomieszczeń	81
Alicja PUSZKAREWICZ: Jonitowa demineralizacja wody	89
Janusz RAK, Jan GUZIK: Analiza techniczno-ekonomiczno-niezawodnościowa funkcjonowania systemu zaopatrzenia w wodę aglomeracji krośnieńskiej	99
Janusz RAK, Barbara TCHÓRZEWSKA-CIEŚLAK: Analiza zużycia wody przez mieszkańców Dębicy	113
Janusz RAK, Ewa TUŁACZ: Analiza opinii konsumentów wody do spożycia korzystających z wodociągu publicznego na terenie województwa podkarpackiego	123
Daniel SŁYŚ: Model hydrauliczny zbiornika typu <i>GPD</i> w fazach I wariantu opróżniania	137

Daniel SŁYŚ: Model hydrauliczny zbiornika typu <i>GPD</i> w fazach II wariantu opróżniania	149
Daniel SŁYŚ: Model hydrauliczny zbiornika typu <i>GPD</i> w fazach III wariantu opróżniania	159
Barbara TCHÓRZEWSKA-CIEŚLAK: Zastosowanie metody Monte Carlo do prognozowania awarii sieci wodociągowych	171

Lilianna BARTOSZEK
Politechnika Rzeszowska

WYDZIELANIE FOSFORU Z OSADÓW DENNYCH

Dokonano przeglądu najnowszych doniesień dotyczących zagadnień wydzielania fosforu z osadów dennych. Omówiono czynniki warunkujące wydzielanie fosforu oraz mobilność różnych jego frakcji. Przedstawiono także najczęściej stosowane metody frakcjonowania fosforu w osadach dennych.

1. Wymiana substancji między wodą a osadami dennymi

Ekosystem wodny broni się przed nadmiarem substancji i szybkim postępem eutrofizacji, wycofując znaczną część substancji z obiegu przez jej sedimentację do osadów dennych. Wycofywanie pierwiastków do osadów ma charakter przejściowy, ponieważ znaczna część substancji zdeponowanych w osadach, po przetworzeniu – często z udziałem organizmów żywych – oraz w wyniku resuspensji może być przywracana do obiegu w ekosystemie. Zjawisko dwukierunkowej wymiany substancji między osadami i wodą ma charakter powszechny i jest jednym z głównych elementów krążenia materii w ekosystemach wodnych. Pierwiastki skumulowane w różnych składnikach ekosystemu są zwracane do obiegu w różnej ilości, w różnym czasie i za pomocą różnych mechanizmów. Są to ładunki wtórne, które uprzednio dopłynęły ze zlewni czy dorzecza i zostały czasowo zdeponowane w poszczególnych składnikach ekosystemu. W wymianie substancji z wodą zbiornika bierze udział tylko powierzchniowa warstwa osadów dennych, najczęściej do 10-15 cm. Ze względu na ogromne nagromadzenie substancji organicznej procesy jej rozkładu przebiegają w osadach bardzo intensywnie, co prowadzi do powstawania wysokich rezerw produktów rozkładu, w tym soli mineralnych, w wodzie interstycjalnej – zawartej między cząsteczkami osadu. Fosforany w osadach dennych są tematem badań pod kątem ich roli w eutrofizacji wód powierzchniowych. Osady mogą wnosić ładunek fosforanów do wody nadosadowej na poziomie porównywalnym do zewnętrznego źródła [1]. Jednak nie wszystkie formy fosforu będą się wydzielać z osadu i przez to przyczyniać do wzrostu eutrofizacji. Zdolność osadu do magazynowania lub wydzielania fosforu ma wpływ na stan troficzny zbiornika wodnego oraz jego żyźność. Badanie zachowania fosforu w osadzie jest zatem kluczowym czynnikiem w zrozumieniu cyklu tego nutrienda w rzekach i innych zbiornikach wodnych. Ma to także zasadnicze znaczenie w planach zarządzania wodą i rekultywacji zbiorników [2].

Celem pracy jest dokonanie przeglądu najnowszych doniesień dotyczących zagadnienia wydzielania fosforu z osadów dennych. Problematyka ta pozostaje nadal dyskutowanym często problemem w limnologii, zwłaszcza w dyskusjach o rekultywacji jezior.

2. Obciążenie wewnętrzne

Wydzielanie fosforu jest powszechnie nazywane obciążeniem wewnętrznym, w celu odróżnienia go od zewnętrznego. Może ono decydować o stanie troficznym jeziora i czasowym opóźnieniu w rekonstrukcji ekosystemu. Stężenie fosforanów w osadach jest ponad 1000 razy większe niż w wodach jeziornych i ich wydzielanie zależy od stężenia oraz dystrybucji fosforanów w osadach, stopnia nasycenia wymiennego fosforanu, intensywności biologicznych procesów w osadach i wodzie jeziornej oraz warunków hydrologicznych. W wyniku biologicznych i chemicznych procesów pewna ilość fosforanów jest wydzielana z osadów i staje się dostępna dla glonów i makrofitów [3].

Prócz fosforu fosforanowego w osadach występuje także fosfor organiczny, zawarty w cząstkach materii organicznej, a także fosfor w bardzo trudno rozpuszczalnej formie apatytu. W głębszych warstwach osadu dominuje zwykle forma apatytowa. Jak podkreślono, część fosforu docierającego w cyklu rocznym do osadów jest ponownie uwalniana do wody.

Czynniki warunkujące wydzielanie fosforu

Do podstawowych czynników wpływających na proces wydzielania fosforu należą: potencjał oksydacyjno-redukcyjny, zawartość tlenu, pH, temperatura, rodzaj związków chemicznych, w jakich ten pierwiastek występuje w osadach oraz struktura osadów i ich uwodnienie [4, 5]. Appan i Ting w swoim eksperymencie laboratoryjnym na osadach pobranych z dwóch tropikalnych zbiorników: Kranji i MacRitchie stwierdzili [6], że zmiany wartości pH, powodujące prawdopodobnie zakłócenie stanu równowagi, zwiększają wielkość wydzielania fosforanów. Wielkość wydzielania okazała się niższa w zakresie 7-10 pH i zwiększała się czterokrotnie w odczynie 2 pH oraz dwukrotnie w 13 pH, w przypadku osadów pobranych z jeziora Chungpyung [7]. Ci sami autorzy stwierdzili ponadto, że wielkość wydzielania zwiększyła się pięciokrotnie pomiędzy 2 i 25-35°C. Z tego wynika, że wielkość fosforu będzie większa latem (w temp. powyżej 20°C), gdy pierwiastek ten może najbardziej efektywnie stymulować wzrost roślin.

Jeśli chodzi o zawartość tlenu, to w osadach dennych z reguły go nie ma. Procesy destrukcji są tak intensywne, że nawet przy dobrym natlenieniu wody naddennej, tuż pod powierzchnią osadów panują warunki beztlenowe. Wobec tego woda interstycjalna w osadach zbiorników eutroficznych, a zwłaszcza hipertroficznych, zawiera bardzo wysokie stężenia fosforanów. Również odtlenio-

ne wody hypolimnionu są bardzo bogate w fosforany [8]. Potencjały redoks, pH i procesy sorpcji/desorpcji są tradycyjnie uważane za ważne czynniki regulujące w wymianie fosforu pomiędzy osadami i wodą nadosadową [9]. Kleeberg i Kozerski wykazali [10], że wydzielanie fosforu z osadów było związane z ubywaniem tlenu oraz azotanów z wody przydennej, z krótkoterminową stratyfikacją i temperaturą. Azotany są bowiem akceptorem elektronów i zmieniają potencjał redoks. Jeżeli stężenie azotanów było niższe od $0,1 \text{ mg} \cdot \text{dm}^{-3} \text{ N}$, wydzielanie fosforu odbywało się bardzo intensywnie. Przy większych stężeniach NO_3 w eutroficznych jeziorach Danii szybkość procesu się zmniejszała i praktycznie zanikała przy stężeniu ok. $1 \text{ mg} \cdot \text{dm}^{-3} \text{ N}$ [11]. Wydzielanie fosforu nie zależy tylko od pory roku, ale również od miejsca, czyli różnych mechanizmów w różnych partiach zbiornika [12]. W zbiorniku Zegrzyńskim i Sulejowskim w okresie letnim, zarówno przy wysokich stężeniach tlenu w wodzie naddennej, jak i w warunkach zredukowanych, zachodziło uwalnianie z osadów rozpuszczonego fosforu. Intensywniejsze było ono w warunkach zredukowanych [13].

Wydzielanie fosforanów z beztlenowych osadów jest wciąż nie do końca zrozumiałe. Według propozycji Einselego z 1936 r., później – w latach 1941-1942 – zmodyfikowanej przez Mortimera, cykl fosforowo-żelazowy jest podstawowym mechanizmem decydującym o przemieszczaniu się fosforu w interfacie woda-osad. Cykl ten polega na tym, że w wodzie, w obecności tlenu, fosfor tworzy z utlenioną formą żelaza $\text{Fe}(\text{OH})_3$ nierozpuszczalny kompleks podlegający sedymentacji. W osadach przy niskim stężeniu tlenu – ok. $0,1 \text{ mg} \cdot \text{dm}^{-3}$ – następuje redukcja Fe^{3+} do Fe^{2+} , rozpuszczenie kompleksu i powrót fosforu do wody [14]. Redukcja Fe^{3+} do bardziej rozpuszczalnego Fe^{2+} i późniejsze wydzielanie fosforu przyłączonego do tlenowodzianu żelaza jest jednym z najbardziej istotnych procesów służących mobilizacji fosforu, nawet w wapiennych osadach [15].

Golterman w 1998 r. dowodził, że trwałość kompleksu $\text{Fe}(\text{OOH})\text{-P}$ zabezpiecza go przed redukcją, że jest on bardziej trwały niż wolny $\text{Fe}(\text{OOH})$. Termodynamicznie do redukcji kompleksu $\text{Fe}(\text{OOH})\text{-P}$ potrzebne jest więcej energii niż do redukcji samego $\text{Fe}(\text{OOH})$. Kiedy fosforany są adsorbowane na $\text{Fe}(\text{OOH})$, energia jest uwalniana, a jej ilość zależy od stosunku Fe:P . Im niższy stosunek, tym mniejsza energia jest potrzebna do redukcji [16]. Einsele w 1938 r. (cyt. za [17, 18]) zaproponował izotermę Freundlicha do opisu tworzenia się adsorpcyjnego kompleksu $\text{Fe}(\text{OOH})\text{-P}$ w hypolimnionie. Zauważył jednak, że podczas eksperymentu trochę ortofosforanów zawsze pozostawało w roztworze, co jest zgodne z mechanizmem adsorpcji. Uzyskany przez niego wykładnik w izotermie Freundlicha równy 0,4 nie różnił się znacząco od wartości 0,33 stwierdzonej przez Goltermana [16, 19]. Adsorpcja ortofosforanów na $\text{Fe}(\text{OOH})$ jest obecnie dobrze udokumentowana i może być określona ilościowo [18, 19].

Einsele w 1936 roku (cyt. za [17]) badał również redukcję Fe^{3+} przez H_2S i stwierdził, że reakcja nie była stechiometryczna, oraz że konieczny jest bardzo duży nadmiar H_2S , aby całe żelazo przeszło do roztworu. Golterman [19] badał

także reakcję pomiędzy $\text{Fe}(\text{OOH})\sim\text{P}$ i H_2S . Wykazał, że H_2S może uwalniać niewielką część $\text{Fe}(\text{OOH})\sim\text{P}$, ale tylko wtedy, kiedy stosunek $\text{H}_2\text{S}/\text{Fe}(\text{OOH})$ jest wysoki (>8). W naturalnych osadach te dwa składniki: FeS i $\text{Fe}(\text{OOH})$ mogą współistnieć ze sobą. Jeśli obecna jest wystarczająca ilość SO_4^{2-} , w wyniku redukcji SO_4^{2-} do H_2S występuje stałe tworzenie FeS w osadach. W ujściach rzek i lagunach pod wpływem wody morskiej dostawa siarczanów jest prawie nieograniczona. Lehtoranta i Pitkänen [20] sugerują, że późnym latem mikrobiologiczna redukcja SO_4^{2-} mogła znacząco wpływać na cykl żelaza, a zatem zmniejszać zdolność wiązania fosforu w osadach Zatoki Fińskiej. Osady te mogą być znaczącym źródłem biologicznie dostępnego fosforu, nawet kiedy woda w pobliżu dna jest natleniona. Według Murphy'ego i innych [21] w jeziorze Biwa wzmożone obciążenie siarką i organiczną materią powoduje powstawanie siarczków w osadach, które preferencyjnie reagują z żelazem i pośrednio doprowadzają do rozpuszczania wiwianitu (uwodnionego fosforanu(V) żelaza(II) $\text{Fe}_3[\text{PO}_4]_2 \cdot 8\text{H}_2\text{O}$). Golterman [17], na podstawie swoich badań, stwierdził wyraźne preferencje do tworzenia się wiwianitu, jeśli utworzona została duża ilość FeS . Nie prowadziło to do wydzielania ortofosforanów, ponieważ wiwianit jest raczej nierozpuszczalnym związkiem. Hupfer i inni [22] wykazali, że w jeziorach i wodach gruntowych tworzenie wiwianitu jest częściowo kontrolowane przez stosunek Fe/PO_4 , i że tak długo, jak długo stężenie żelaza przekracza tworzenie siarczku, wiwianit będzie trwały. Kleeberg [23], badając jezioro Scharmützelsee, również udowodnił możliwość tworzenia i wytrącania nierozpuszczalnego kompleksu siarczków z jonem żelaza, który może przeszkadzać w cyklu żelazowo-fosforowym.

Rozpuszczanie apatyty jest prawdopodobnie alternatywnym procesem wydzielania fosforu. W osadach eutroficznych jezior o twardej wodzie następuje tworzenie apatyty ($\text{Ca}_5(\text{PO}_4)_3(\text{OH})(\text{F})$), które może być spowodowane bezpośrednim wytrącaniem, współstrącaniem z CaCO_3 lub adsorpcją na cząsteczkach CaCO_3 . Kiedy osady stają się beztlenowe, następuje automatyczne obniżenie pH jako wynik wytwarzania CO_2 . To obniżenie powoduje rozpuszczanie apatyty, ponieważ pH silnie kontroluje jego rozpuszczalność [16, 24]. Część wydzielonego fosforanu będzie readsorbowana na $\text{Fe}(\text{OOH})$, który jest także obecny w tych osadach. Wydzielanie jest funkcją akumulowanego obciążenia fosforem i stężenia wapnia. Takie wydzielanie w warunkach kwaśnych nie wystąpiło w badaniach Mortimera. Ten mechanizm nie jest aktywny w miękkich wodach, takich jak wody jeziora District i w czasach Mortimera obciążenie fosforem było jeszcze niskie, wobec tego tworzenie apatyty nie występowało.

Innym procesem jest wydzielanie polifosforanów przez bakterie osadowe. Doświadczalny dowód dla tego mechanizmu jest jednak niewystarczający. Hupfer i inni [25] sugerowali, że bakteryjne polifosforany mogą być częścią puli wydzielanych fosforanów w warunkach beztlenowych. Ocena oparta na liczbie bakterii w osadach pokazała jednak, że bakteryjne fosforany (włączając polifos-

forany) nie są prawdopodobnie obecne w ilościach dostatecznych do znaczącego wydzielania fosforu.

Kolejna możliwość wydzielania fosforu ma związek z mineralizacją przez bakterie dużej części materii organicznej w osadach, w warunkach beztlenowych. Kiedy w osadach zaistnieją warunki beztlenowe, tlenowy bakteryjny metabolizm musi zmienić się na beztlenową fermentację. W czasie jej trwania nie cała materia organiczna będzie utleniana do CO_2 – duża jej część pozostanie w formie kwasów tłuszczowych i innych podobnych związków. Bakterie, aby uzyskać tę samą ilość energii, muszą sfermentować większą część materii organicznej, a tym samym wydzielą się więcej fosforu. Cienka warstwa FeS dookoła cząstek $\text{Fe}(\text{OOH})$ będzie zapobiegać adsorpcji fosforu na $\text{Fe}(\text{OOH})$ i zwiększać jego wydzielanie. Istnieje na to jednak bardzo niewiele eksperymentalnych dowodów, ponieważ zmniejszenie zawartości organicznego fosforu może być stwierdzone tylko dobrą metodą frakcjonowania [18]. Kleeberg i Dudel [26] wykazali, że procesy mikrobiologiczne były siłą napędową dla obu sposobów (tlenowego i beztlenowego) wydzielania fosforu z organicznie bogatych osadów. Organiczna materia pełni ważną rolę w osadach. Mineralizacja organicznych substancji pozwala na bezpośrednie wydzielanie fosforu do kolumny wody i może mieć także pośredni wpływ na wydzielanie fosforu. Materia organiczna jest donorem elektronów i jej mineralizacja wywołuje obniżenie potencjału redoks i zmianę pH. Prowadzi to do rozpuszczania wrażliwych na redoks połączeń fosforu, takich jak Fe-P , Mn-P [27]. Te rozważania sugerują, że udział bakterii w cyklu fosforu na granicy faz osady–woda jest dwuetapowy: pośredni (przez oddziaływanie na procesy zależne od potencjału redoks) i bezpośredni (z powodu odzyskiwania różnych związków fosforu). Ponadto kwasy humusowe mogą stabilizować cząsteczki żelaza, utrudniając ich koagulację i wytrącanie [28]. Simčič i Brancelj wykazali [29], że czynnikami wywierającymi wpływ na procesy mineralizacji w osadach są głębokość jeziora i jego stan troficzny. Gonsiorczyk i inni [30] uważają, że silna korelacja pomiędzy stężeniami SRP (rozpuszczony reaktywny fosfor) i NH_4^+ w hypolimnionie na końcu okresu stagnacji letniej wskazuje, że mineralizacja organicznej materii jest najbardziej powiązana z wydzielaniem fosforu.

Selig [31] w swoich eksperymentach stwierdził, że rozpuszczony fosfor był uwalniany podczas tlenowej i beztlenowej inkubacji, ale beztlenowe wydzielanie było większe. Porównując wyniki, pokazał, że w płytkim niemieckim jeziorze wydzielanie fosforu w beztlenowych warunkach było równe wydzielaniu fosforu przez resuspensję, oraz że w warunkach tych wydzielanie biologicznie dostępnego fosforu było wyższe.

Wewnętrzny ładunek jest większy latem – stężenie fosforu w wodzie eutroficznego zbiornika może być kilka razy większe niż w dopływających wodach, szczególnie w płytkich polimiktycznych zbiornikach, gdzie ładunek fosforu zwiększa resuspensja cząstek osadu wywołwana przez wiatr [32-35]. W zbiorniku Carcoar wydzielano się więcej fosforu latem (większe wydzielanie całkowi-

tego fosforu), a w jeziorze Rowlands w zimie (większe wydzielanie o-fosforanów). Wynika to prawdopodobnie ze złożoności występujących tam mechanizmów będących pod wpływem różnych źródeł fosforu. Oddziaływanie na nie może się zmieniać znacznie w różnych temperaturach i w zależności od sezonu [36]. Jezioro Rowlands z jego dużymi zasobami makrofitów charakteryzuje zwiększona produkcja pierwotna podczas cieplejszych miesięcy. Makrofity są istotne nie tylko jako źródło materii organicznej, ale także jako źródło fosforu [37]. Litoralne osady z jeziora Arreskov wnoszą bardziej znaczący wkład w obciążenie zbiornika fosforem niż profundalne osady, zwłaszcza gdy niskie stężenia tlenu występowały na granicy faz osad–woda nadosadowa [38].

Osady jeziora Flosek wykazały nieznaczny tylko trend do wydzielania fosforanów. Intensywność tego procesu była podobna przy wysokim (100%) i niskim (10%) nasyceniu tlenem, wahając się od $-0,161$ do $+0,200 \text{ mgP} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$. Wydzielanie okazało się dużo mniejsze niż w innych harmonicznych, niehumusowych jeziorach [39].

Hartikainen i inni uważają [40], że jony fosforanu i krzemianu są sorbowane na tych samych składnikach osadu (np. na powierzchni uwodnionych tlenków Al i Fe) i przez chemiczną konkurencję do miejsc sorpcyjnych krzemiany mogą obniżać sorpcję, więc i retencję fosforanów. Ponieważ sorpcja krzemianu wzrasta ze wzrostem pH, to można postawić hipotezę, że krzemian przyczynia się do wydzielania fosforanów, szczególnie w płytkich eutroficznym jeziorach, gdzie duża produkcja glonów utrzymuje wysokie pH wody. W osadach, w których adsorpcja fosforu na tlenkach żelaza i glinu jest dominującym mechanizmem w procesie retencji fosforu, dopływ krzemu do osadów z osadzających się okrzemek może pełnić istotną rolę w regulowaniu biologicznej dostępności fosforu w wodzie interstycjalnej [41]. Fosforany są pobierane przez glony oraz bakterie i stymulują ich rozwój. Jeśli jednak organizmy nie zdążą przyswoić fosforanów, są one wiązane przez wapń, żelazo, glin, cząsteczki substancji organicznej i ponownie sedymentują. Sedymentują również częściowo z organizmami roślinnymi i zwierzęcymi, a także ich szczątkami. Uważa się, że bakterie mają zdolność do gwałtownego pobierania i magazynowania fosforanów w warunkach tlenowych, a także do hydrolizy oraz wydzielania fosforanów, kiedy środowisko zmienia się na beztlenowe. Wydzielanie kwasów organicznych oraz CO_2 przez bakterie i jednocześnie zmniejszanie pH wody interstycjalnej wpływają na rozpuszczalność frakcji fosforu wrażliwych na zmiany pH, np. tych związanych z CaCO_3 i apatytem [9].

Procesami wspomagającymi wymianę fosforu są: resuspensja osadów i uwalnianie gazów dekompozycyjnych [4]. Na podstawie badań prowadzonych w zbiornikach o różnej morfometrii, dynamice mas wodnych i trofii stwierdzono, że resuspensja odgrywa kluczową rolę w bilansie tlenowym wypłyconych partii zbiorników głębokich bądź całych zbiorników płytkich. Wywołana falowaniem na skutek wiatru resuspensja osadów może powodować szybkie i znaczne deficyty tlenowe w naddennej warstwie wody, przyczyniając się

w konsekwencji do akceleracji wydzielania fosforanów [42]. Resuspensja może zatem wyjaśniać epizodyczne wahania stężeń całkowitego fosforu w kolumnie wody. Christiansen i inni uważają [43], że skutki resuspensji powinny być brane pod uwagę podczas badań zasobów fosforu w płytkich wodach. W niektórych szwedzkich jeziorach z całkowitej ilości cząstek ulegających sedimentacji aż 83-98% ulega jej powtórnie po poprzedniej resuspensji. W termicznie stratyfikowanych jeziorach wewnętrzna aktywność fali była główną przyczyną resuspensji [44].

Stężenie rozpuszczonego fosforu w wodzie interstycjalnej jest z reguły kilkadziesiąt razy większe niż w wodzie naddennej. Z tego powodu ważnym mechanizmem transportującym rozpuszczony fosfor z wody interstycjalnej do wód naddennych jest dyfuzja [4]. Wielkość transportu dyfuzyjnego zależy od gradientu stężeń pierwiastka w strefie kontaktowej osad-woda [13, 45].

Falowanie (w tzw. strefie aktywnego dna) porywa wody przydenne i interstycjalne, a także cząsteczki osadów dennych, i wprowadza z nimi znaczne ilości fosforu do wody epilimnionu. W zbiornikach głębokich, di- lub monomiktycznych, duża pula fosforu dostaje się z wód głębinowych do powierzchniowych w okresach cyrkulacji, są jednak pewne mechanizmy transportujące fosfor z warstw głębszych do powierzchniowych, także w okresach stagnacji. Należy tu wymienić pogłębienie epi- i metalimnionu w okresach gwałtownych oziębień i silnych wiatrów, a także sejsze, które mieszają wody głębsze z powierzchniowymi. Przy bardzo dużej produkcji gazów (CH_4 , CO_2 i N_2) w beztlenowych osadach dennych, wpływają one okresowo na powierzchnię w postaci dużych pęcherzy, porywając płyty osadów i wody interstycjalne [46].

Uwalnianie pierwiastków eutrofizujących z osadów zbiorników zaporowych w Polsce nie jest jeszcze wystarczająco rozpoznane. Zjawisko to, głównie w odniesieniu do związków fosforu [13], było badane dotychczas tylko w trzech nizinnych zbiornikach: Sulejowskim, Zegrzyńskim [47] i Włocławskim [42]. Badania nad osadami zbiorników Zegrzyńskiego i Sulejowskiego wykonano przy zastosowaniu metody *ex situ* z niezaburzonymi rdzeniami osadów. W badaniach zbiornika Włocławskiego używano osadów o zakłóconym uwarstwieniu. Wyniki uzyskiwane za pomocą tak różnych metod nie są porównywalne.

Mobilność różnych frakcji fosforu

Podczas oceny ilości fosforu, który może być uwalniany z osadów, ogromne znaczenie mają badania dotyczące występowania biologicznie dostępnych form fosforu. Ruchliwość fosforu jest związana z jego oddziaływaniem z różnymi składnikami osadów, w związku z tym znajomość różnych form, w których fosfor jest obecny w osadach, jest konieczna. Golterman [17, 18] nie krytykuje eksperymentów Mortimera, jednak uważa, że musi im towarzyszyć dokładne chemiczne frakcjonowanie fosforu. W osadach stwierdza się obecność fosforu zarówno w organicznej, jak i nieorganicznej formie. Frakcjonowanie nieorga-

nicznego fosforu dostarcza większej ilości informacji o potencjalnej biologicznej dostępności zasobów niż całkowita mineralizacja, w wyniku której wyodrębnia się także zasoby słabo rozpuszczalne w naturalnych warunkach i w ten sposób biologicznie dostępne [40, 48]. Najważniejszymi nieorganicznymi formami są: nietrwały (labilny) fosfor (wymienne formy słabo związane z matrycą osadów), fosfor związany z tlenkami i wodorotlenkami Al, Fe i Mn, fosfor przyłączony do minerałów Ca i resztkowy nieorganiczny fosfor (zawarty w bardzo odpornych minerałach i strukturach kryształów niektórych krzemianów) [49].

Do określania biologicznej dostępności/mobilności fosforanu osadowego może być zastosowanych kilka metod, takich jak: badanie biologiczne glonów, chemiczne frakcjonowanie, wymiana za pomocą żywicy anionowej, elektrodializa i wymiana izotopowa. Spośród nich chemiczne frakcjonowanie, wymagające sekwencyjnych procedur ekstrakcji, jest powszechnie stosowane. Te procedury oparte są na różnicach w reaktywności faz stałych do różnych roztworów ekstrahentów.

W 1957 roku Chang i Jackson zaproponowali pierwszą metodę frakcjonowania fosforanu w glebach, z użyciem chemicznych ekstrahentów. Ta procedura została przystosowana do analizy osadów przez Williamsa w 1971 r. i od tego czasu jest modyfikowana [3, 50]. W literaturze opisywane są także inne schematy ekstrakcji stosowane do badań chemicznego frakcjonowania fosforanu zarówno w osadach jezior, jak i w sedymentującej materii. Są to: metoda Hieljtjesa i Lijklema (z 1980 r.) [51-54], metoda Psennera i innych (z 1988 r.) [4, 55], często z modyfikacją Hupfera i innych (z 1995 r.) [22, 26, 27], metoda Goltermana (z 1996 r.) [24, 56], rzadziej metoda Sedex Ruttenberga (z 1992 r.) [53]. Metody te różnią się między sobą przede wszystkim rodzajem ekstrahentów lub tylko ich stężeniem, postępowaniem z próbką, warunkami ekstrakcji oraz częściowo użytymi frakcjami.

Wielu naukowców (np. Pacini i Gächter [57], Kaiserli i inni [50]) uważa, że formą o największej dostępności jest fosfor luźno zaadsorbowany na powierzchni cząstek osadów (np. frakcja $\text{NH}_4\text{Cl-P}$ uzyskiwana w metodzie Psennera oraz Hieljtjesa i Lijklema). Bardzo mobilny jest także fosfor występujący w połączeniach z żelazem. Dostępność biologiczna fosforu występującego w połączeniach z glinem i zawartego w materii organicznej jest mniejsza niż dwóch poprzednich. Pozostały fosfor występuje w połączeniach z wapniem oraz w innych, praktycznie nierozpuszczalnych związkach o charakterze mineralnym i organicznym (frakcja Res.-P). Zdaniem wielu autorów (Ting i Apan [58], Rydin i Welch [59], Kentzer [4]) biologiczna dostępność tych form fosforu, a więc ich udział w procesach wymiany między osadem a wodą, jest znikomy. Stężenia mineralnych form fosforu zależą od stężeń Ca, Al, i Fe w osadach i wodzie, jak również od chemicznej charakterystyki osadów i wody naddennej (pH i potencjał redoks) [60]. Zmienność poszczególnych frakcji fosforu w różnych miejscach osadów odzwierciedla różnice w źródłach fosforu. Frakcji Fe-P jest stosunkowo więcej w osadach narażonych na większy dopływ ścieków. Niska za-

wartość Al-P sugeruje, że tylko małe ilości fosforu pochodzą z wietrzenia skał, czyli z naturalnych źródeł [61].

W przeszłości zostało opracowanych wiele schematów ekstrakcji, ale nie istniała znormalizowana metoda ekstrakcji fosforu. Zastosowanie tych metod frakcjonowania pokazało, że dystrybucja różnych frakcji fosforu zależy od zastosowanej procedury frakcjonowania. W ramach Programu Komisji Europejskiej „Standards, Measurements and Testing” opracowano protokół SMT na bazie porównań istniejących schematów i międzylaboratoryjnych badań w obrębie renomowanych laboratoriów. Porównano cztery schematy ekstrakcji: zmodyfikowany schemat Williamsa, Hieltjesa-Liklema, Goltermana i Ruttenberga. Zdecydowano odrzucić schematy Ruttenberga i Goltermana ze względu na niepowtarzalność wyników i trudności w wykonaniu, chociaż metody te miały wiele zalet, np. ekstrakcję różnych organicznych frakcji fosforu, informację o biologicznej dostępności frakcji (Golterman), rozróżnienie pomiędzy różnymi apatytowymi formami. Zdecydowano, że są nieodpowiednie do zharmonizowanej procedury, która powinna być niezawodnie dokładna. Rozpoczęto dyskusję nad metodami Williamsa i Hieltjesa-Liklema. W obu tych metodach są używane te same odczynniki, jednak o innym stężeniu (wyższe stężenia w metodzie Williamsa). Metoda Williamsa wydawała się lepsza, dostarczała informacji o frakcji OP, której nie uwzględniała metoda Hieltjesa-Liklema (OP obliczano z różnicy pomiędzy TP i IP). Z kolei metoda Hieltjesa-Liklema uwzględniała rozpuszczalny fosfor luźno zaadsorbowany na powierzchni cząstek osadów. Tej fazy nie ma w schemacie Williamsa. Jednak na podstawie badań laboratoryjnych zdecydowano, że metoda Williamsa sprawdzała się lepiej i dlatego stała się roboczą podstawą zharmonizowanej procedury [2, 62]. Tak zaprojektowany protokół SMT zastosowano do certyfikacji materiałów odniesienia w pięciu frakcjach fosforu: całkowity fosfor (TP), nieorganiczny fosfor (IP), organiczny fosfor (OP), apatytowy fosfor (AP, formy związane z wapniem) i nieapatytowy, nieorganiczny fosfor (NAIP, formy związane z tlenkami i wodorotlenkami Al, Fe i Mn) [2, 63]. Protokół SMT przetestowano dodatkowo na trzech rodzajach osadów: wapiennym, krzemowym i bogatym organicznie – uzyskane wyniki były zadowalające [49]. Procedurę poprawiono i przyjęto jako zharmonizowany protokół. Tą metodą całkowity fosfor jest dokładnie określony. Powiązania pomiędzy wynikami uzyskanymi przy zastosowaniu protokołu SMT wskazują, że procedura poprawnie odróżnia fosfor organiczny i nieorganiczny w badanych próbkach osadów. Z drugiej strony jedną z wad tej metody jest nie tak dokładne zróżnicowanie pomiędzy frakcjami apatytową i nieapatytową z powodu użytych odczynników, które decydują o mechanizmie uwalniania z osadów. Wbrew ograniczeniom tkwiącym w metodzie, rezultaty pokazują, że protokół SMT jest dobrym podejściem do frakcjonowania fosforu w osadach. Dodatkowa zaleta to taka, że jest to zweryfikowana procedura, łatwa do wdrożenia w rutynowych badaniach, co czyni protokół SMT razem z materiałem odniesienia użytecznym narzędziem do monitorowania podziału fosforu w osadach, zwłaszcza w czasach, kiedy zapew-

nienie jakości i porównywalność wyników mają najważniejsze znaczenie w laboratoryjnych analizach [2, 3, 63, 64].

Ten schemat ekstrakcji był używany do badań osadów zbiornika Bort-Les-Orgues we Francji. Zawartość procentowa uzyskana zgodnie z metodą SMT wynosiła: 59% całkowitego fosforu – frakcja NAIP, 25% organicznego fosforu – OP i 16% apatytowanego fosforu – AP. Ilość potencjalnie uwalnianego fosforu (NAIP + OP) w osadzie to około 80%, co było zgodne z poprzednimi badaniami [65]. Zatem w zbiorniku Bort-Les-Orgues fosfor jest głównie antropogenicznego pochodzenia (NAIP + częściowo OP), podczas gdy frakcja Ca-P (AP) pochodząca z detrytusu stanowi mniej niż 20%. Te wyniki wskazują także, że najwięcej fosforu w osadzie zbiornika jest allochtonicznego pochodzenia. Brigault i Ruban stwierdzili [66], że spośród źródeł allochtonicznego fosforu około 30% pochodzi z domowych lub przemysłowych ścieków (przeważnie NAIP), 60% z rolnictwa (NAIP + OP) [2, 67].

Zmiany ilości fosforu całkowitego zawartego w powierzchniowej warstwie osadów są odbiciem intensywności jego uwalniania do toni wodnej, a zmiany zawartości poszczególnych frakcji określają ich udział w procesach wymiany, pozwalając określić zapas fosforu. Pomagają zatem prognozować opóźnienie efektów rekultywacji jezior. Trudności w ocenie ilości uwalnianego i deponowanego fosforu wynikają także z zaburzeń obserwowanych w ekosystemach wodnych w efekcie presji człowieka. Zachodzące zmiany są w coraz większym stopniu nieprzewidywalne. Istnieje więc konieczność nieustannego śledzenia tych zmian i weryfikacji wiedzy dotyczącej mechanizmów decydujących o stanie zbiorników wodnych [4].

3. Podsumowanie

Przeprowadzona analiza pozwala zauważyć, że zdecydowana większość badań dotyczyła płytkich jezior, o różnej trofii, od oligo- do hipertroficznyc, a niewielka ich część skupiała się na jeziorach głębokich. Nieliczne prace były poświęcone zbiornikom zaporowym, być może dlatego, że, jak się powszechnie uważa, ładunki wewnętrzne w zbiornikach zaporowych o krótkim czasie retencji wody są mało istotne wobec ogromnych ładunków zewnętrznych ze zlewni i wynikających stąd bardzo wysokich stężeń substancji biogennych. Jednak w określonych warunkach (przy długim czasie retencji wody) mogą one być ważne również w zbiornikach zaporowych. W zbiornikach zaporowych rozległych i zróżnicowanych morfometrycznie może występować zróżnicowanie przestrzenne parametrów fizycznych, chemicznych i biologicznych w wodzie oraz osadach dennych. Zmiany głębokości w osi podłużnej zbiornika pociągają za sobą odmienny charakter osadów dennych, często chemizm wody i sedymentującego sestonu. Głównymi czynnikami wpływającymi na proces wydzielania fosforu z osadów dennych, jak wcześniej wspomniano, są: potencjał oksydacyjno-redukcyjny, zawartość tlenu, pH, temperatura, rodzaj związków chemicz-

nych, w jakich ten pierwiastek występuje w osadach oraz struktura osadów. Większość tych czynników może się znacznie różnić w zbiornikach zaporowych o różnej głębokości, czy też w tym samym zbiorniku w zależności od głębokości. Wydzielanie fosforu może zatem przebiegać przy udziale różnorodnych mechanizmów, w różnych partiach zbiornika głębokiego, często bez wpływu resuspensji cząstek osadów.

Pomimo licznych badań dotyczących mechanizmów uwalniania i wiązania fosforu w osadach dennych wiedza na ten temat jest – w przypadku zbiorników zaporowych, zwłaszcza głębokich i o dużym czasie retencji – nadal niedostateczna. Zapobieganie eutrofizacji wód jest bardzo kosztowne. Koszty te są jednak nieporównywalnie niższe od kosztów rekultywacji, zwłaszcza że w głębokich zbiornikach zaporowych jest ona mało realna.

Literatura

1. Gnauck A., Luther B., Heinrich R., Hoffmann A.: *Modelling and simulation of phosphorus dynamics in shallow lakes*. 4th International Conference on Reservoir Limnology and Water Quality, Ceske Budejovice, Czech Republic 2002, p. 98-101.
2. Ruban V., Lopez-Sanchez J.F., Pardo P., Rauret G. et al.: *Harmonized protocol and certified reference material for the determination of extractable contents of phosphorus in freshwater sediments – A synthesis of recent works*. Fresenius J. Anal. Chem., no 370, 2001, p. 224-228.
3. Pardo P., Lopez-Sanchez J.F., Rauret G.: *Characterisation, validation and comparison of three methods for the extraction of phosphate from sediments*. Analytica Chimica Acta, no 376, 1998, p. 183-195.
4. Kentzer A.: *Fosfor i jego biologicznie dostępne frakcje w osadach jezior różnej trofii*. Rozprawa habilitacyjna, Wydawnictwo UMK, Toruń 2001.
5. Perkins R.G., Underwood G.J.C.: *The potential for phosphorus release across the sediment-water interface in an eutrophic reservoir dosed with ferric sulphate*. Wat. Res., no 35(6), 2001, p. 1399-1406.
6. Appan A., Ting D.-S.: *A laboratory study of sediment phosphorus flux in two tropical reservoirs*. Water Science and Technology, no 34(7-8), 1996, p. 45-52.
7. Kim L.H., Choi E., Stenstrom M.K.: *Sediment characteristics, phosphorus types and phosphorus release rates between river and lake sediments*, Chemosphere, no 50, 2003, 53-61.
8. Kajak Z.: *Hydrobiologia–Limnologia. Ekosystemy wód śródlądowych*. PWN, Warszawa 1998.
9. Goedkoop W., Pettersson K.: *Seasonal changes in sediment phosphorus forms in relation to sedimentation and benthic bacterial biomass in Lake Erken*. Hydrobiologia, nr 431, 2000, s. 41-50.
10. Kleeberg A., Kozerski H.P.: *Phosphorus release in Lake Großer Müggelsee and its implications for lake restoration*. Hydrobiologia, nr 342, 1997, s. 9-26.
11. Dojlido J.R.: *Chemia wód powierzchniowych*. Wydawn. Ekonomia i Środowisko, Białystok 1995.

12. Borovec J., Hejzlar J., Brzakova M.: *Spatial and temporal variations of P-release in a small stratified reservoir*. 4th International Conference on Reservoir Limnology and Water Quality, Ceske Budejovice Czech Republic 2002, s. 49-52.
13. Wiśniewski R.J.: *Rola zasilania wewnętrznego w eutrofizacji zbiorników zaporowych. Procesy biologiczne w ochronie i rekultywacji nizinnych zbiorników zaporowych*. Biblioteka Monitoringu Środowiska, Łódź 1995.
14. O'Neill P.: *Chemia środowiska*. PWN, Warszawa–Wrocław 1998.
15. Olila O.G., Reddy K.R.: *Influence of redox potential on phosphate-uptake by sediments in two sub-tropical eutrophic lakes*. *Hydrobiologia*, nr 345, 1997, p. 45-57.
16. Golterman H.L.: *The distribution of phosphate over iron-bound and calcium-bound phosphate in stratified sediments*. *Hydrobiologia*, nr 364, 1998, s. 75-81.
17. Golterman H.L.: *Phosphate release from anoxic sediments or "What did Mortimer really write?"*. *Hydrobiologia*, nr 450, 2001, s. 99-106.
18. Golterman H.L.: *The Chemistry of Phosphate and Nitrogen Compounds in Sediments*. Kluwer Academic Publisher 2005.
19. Golterman H.L.: *The role of the ironhydroxide-phosphate-sulphide system in the phosphate exchange between sediments and overlying water*. *Hydrobiologia*, nr 297, 1995, s. 43-54.
20. Lehtoranta J., Pitkänen H.: *Binding of phosphate in sediment accumulation areas of the eastern Gulf of Finland, Baltic Sea*. *Hydrobiologia*, nr 492, 2003, s. 55-67.
21. Murphy T., Kumagai M., Irvine K.: *The seasonal change in phosphorus dissolution in Lake Biwa sediments*. *Verh. Internat. Verein. Limnol.*, no 28, 2002, p. 370-372.
22. Hupfer M., Fischer P., Friese K.: *Phosphorus retention mechanisms in the sediment of an eutrophic mining lake*. *Water, Air, and Soil Pollution*, no 108, 1998, p. 341-352.
23. Kleeberg A.: *Interactions between benthic phosphorus release and sulfur cycling in Lake Scharmützelsee (Germany)*. *Water, Air and Soil Pollution*, no 99, 1997, p. 391-399.
24. Serrano L., Calzada-Bujak I., Toja J.: *Variability of the sediment phosphate composition of a temporary pond (Donana National Park, SW Spain)*. *Hydrobiologia*, nr 429, 2003, s. 159-169.
25. Hupfer M., Gächter R., Rüggeger H.: *Polyphosphate in lake sediments: ³¹P NMR spectroscopy as a tool for its identification*. *Limnol. Oceanogr.*, no 40, 1995, p. 610-617.
26. Kleeberg A., Dudel G.E.: *Changes in extent of phosphorus release in a shallow lake (Lake Großer Müggelsee: Germany, Berlin) due to climatic factors and load*. *Marine Geology*, no 139, 1997, p. 1-75.
27. Gonsiorczyk T., Casper P., Koschel R.: *Phosphorus-binding forms in the sediment of an oligotrophic and an eutrophic hardwater lake of the Baltic Lake District (Germany)*. *Water Science and Technology*, no 37(3), 1998, p. 51-58.
28. Gomez E., Durillon C., Rofes G., Picot B.: *Phosphate adsorption and release from sediments of brackish Lagoons: pH, O₂ and loading influence*. *Wat. Res.*, no 33(10), 1999, p. 2437-2447.

29. Simčič T., Brancelj A.: *Intensity of mineralization processes in mountain lakes in NW Slovenia*. Aquatic Ecology, no 36, 2002, p. 345-354.
30. Gonsiorczyk T., Casper P., Koschel R.: *Variations of phosphorus release from sediments in stratified lakes*. Water, Air, and Soil Pollution, no 99, 1997, 427-434.
31. Selig U.: *Particle size-related phosphate binding and P-release at the sediment-water interface in a shallow German lake*. Hydrobiologia, nr 492, 2003, s. 107-118.
32. Pettersson K.: *Mechanisms for internal loading of phosphorus in lakes*. Hydrobiologia, nr 373, 1998, s. 21-25.
33. Hillbricht-Ilkowska A.: *Nutrient loading and retention in lakes of the Jorka river system (Masurian Lakeland, Poland): Seasonal and long-term variation*. Pol. J. Ecol., no 50(4), 2002, p. 459-474.
34. Van Hullebusch E., Auvray F., Deluchat V., Chazal Ph.M. et al.: *Phosphorus fractionation and short-term mobility in the surface sediment of a polymictic shallow lake treated with a low dose of alum (Courtille Lake, France)*. Water, Air and Soil Pollution, no 146, 2003, p. 75-91.
35. Bartoszek L., Gruca-Rokosz R., Koszelnik P., Tomaszek J.: *Phosphorus in the Solina reservoir ecosystem*. Environment Protection Engineering, no 4, 2004, p. 13-21.
36. Watts C.J.: *Seasonal phosphorus release from exposed, re-inundated littoral sediments of two Australian reservoirs*. Hydrobiologia, nr 431, 2000, s. 27-39.
37. Watts C.J.: *The effect of organic matter on sedimentary phosphorus release in an Australian reservoir*. Hydrobiologia, nr 431, 2000, s. 13-25.
38. Andersen F.Q., Ring P.: *Comparison of phosphorus release from littoral and profundal sediments in a shallow, eutrophic lake*. Hydrobiologia, nr 408/409, 1999, s. 175-183.
39. Rzepecki M.: *Bottom sediments in a humic lake with artificially increased calcium content: sink or source for phosphorus?* Water, Air and Soil Pollution, no 99(1/4), 1997, p. 457-464.
40. Hartikainen H., Pitkanen M., Kairesalo T., Tuominen L.: *Co-occurrence and potential chemical competition of phosphorus and silicon in lake sediment*. Wat. Res., no 30(10), 1996, p. 2472-2478.
41. Tuominen L., Hartikainen H., Kairesalo T., Tallberg P.: *Increased bioavailability of sediment phosphorus due to silicate enrichment*. Wat. Res., no 32(7), 1998, p. 2001-2008.
42. Wiśniewski R.: *Rola resuspensji osadów dennych w funkcjonowaniu ekosystemów wodnych*. Rozprawy UMK, Toruń 1995.
43. Christiansen C., Gertz F., Laima M.J., Lund-Hansen L.C. et al.: *Nutrient (P,N) dynamics in the southwestern Kattegat, Scandinavia: sedimentation and resuspension effects*. Environmental Geology, no 29(1/2), 1997, p. 66-77.
44. Weyhenmeyer G.A., Meili M., Pierson D.C.: *A simple method to quantify sources of settling particles in lakes: resuspension versus new sedimentation of material from planktonic production*. Mar. Freshwater Res., no 46, 1995, p. 223-231.
45. Czerwieńec E.: *Fosfor w środowisku wód powierzchniowych – wymiana między wodą a osadami dennymi*. Mat. konf. III Ogólnopolskiej Konferencji Naukowo-

- Technicznej „Postęp w Inżynierii Środowiska”, Rzeszów–Polańczyk 2003, s. 321-327.
46. Tomaszek J., Czerwieńiec E.: *Release of gases from bottom sediment of the Rzeszów reservoir, Poland*. Environment Protection Engineering, no 4, 2004, p. 189-196.
 47. Wiśniewski R.J.: *The role of benthic biota in the phosphorus flux through the sediment-water interface*. Verh. Internat. Verein. Limnol, no 24, 1991, p. 913-916.
 48. Rydin E.: *Potentially mobile phosphorus in lake Erken sediment*. Wat. Res., no 34(7), 2000, p. 2037-2042.
 49. Pardo P., Lopez-Sanchez J.F., Rauret G.: *Relationships between phosphorus fractionation and major components in sediments using the SMT harmonized extraction procedure*. Anal. Bioanal. Chem., no 376, 2003, p. 248-254.
 50. Kaiserli A., Voutsas D., Samara C.: *Phosphorus fractionation in lake sediments-Lakes Volvi and Koronia*. N. Greece, Chemosphere, no 46, 2002, p. 1147-1155.
 51. Søndergaard M., Windolf J., Jeppesen E.: *Phosphorus fractions and profiles in the sediment of shallow Danish lakes as related to phosphorus load, sediment composition and lake chemistry*. Wat. Res., no 30(4), 1996, p. 992-1002.
 52. Nõges P., Kisand A.: *Horizontal distribution of sediment phosphorus in shallow eutrophic Lake Võrtsjärv (Estonia)*. Hydrobiologia, nr 408/409, 1999, s. 167-174.
 53. Kassila J., Hasnaoui M., Yahyaoui A.: *Sequential extractions of inorganic and org-Phosphate from fish pond sediments (Deroua station, Beni Mellal, Morocco) by different fractionation methods*. Hydrobiologia, nr 431, 2000, s. 51-58.
 54. Eckert W., Didenko J., Uri E., Eldar D.: *Spatial and temporal variability of particulate phosphorus fractions in seston and sediments of lake Kinneret under changing loading scenario*. Hydrobiologia, nr 494, 2003, s. 223-229.
 55. Krogerus K., Ekholm P.: *Phosphorus in settling matter and bottom sediments in lakes loaded by agriculture*. Hydrobiologia, nr 429, 2003, s. 15-28.
 56. Garcia A.R., de Iorio A.F.: *Phosphorus distribution in sediments of Morales Stream (tributary of the Matanza-Riachuelo River, Argentina). The influence of organic point source contamination*. Hydrobiologia, nr 492, 2003, s. 129-138.
 57. Pacini N., Gächter R.: *Speciation of riverine particulate phosphorus during rain events*. Biogeochemistry, no 47, 1999, p. 87-109.
 58. Ting D., Apan A.: *General characteristics and fractions of phosphorus in aquatic sediments of two tropical reservoirs*. Wat. Sci. Tech., no 34(7-8), 1996, p. 53-59.
 59. Rydin E., Welch E.B.: *Aluminum dose required to inactivate phosphate in lake sediments*. Wat. Res., no 32(10), 1998, p. 2969-2976.
 60. Graca B., Bolalek J.: *Forms of phosphorus in sediments from the Gulf of Gdańsk*. Applied Geochemistry, no 13, 1998, p. 319-327.
 61. Huanxin W., Presley B.J., Velinsky D.J.: *Distribution and sources of phosphorus in tidal river sediments in the Washington. DC, Area*, Environmental Geology, no 30(3/4), 1997, p. 224-230.
 62. Ruban V., Lopez-Sanchez J.F., Pardo P., Rauret G. et al.: *Selection and evaluation of sequential extraction procedures for the determination of phosphorus forms in lake sediment*. J. Environ. Monit., no 1, 1999, p. 51-56.

63. Ruban V., Lopez-Sanchez J.F., Pardo P., Rauret G. et. al.: *Development of a harmonized phosphorus extraction procedure and certification of a sediment reference material*. J. Environ. Monit., no 3, 2001, p. 121-125.
64. Pardo P., Rauret G., Lopez-Sanchez J.F.: *Shortened screening method for phosphorus fractionation in sediments. A complementary approach to the standards, measurements and testing harmonized protocol*. Analytica Chimica Acta, no 508, 2004, p. 201-206.
65. Ruban V., Demare D.: *Sediment phosphorus and internal phosphate flux in the hydroelectric reservoir of Bort-les-Orgues, France*. Hydrobiologia, nr 373, 1998, s. 349-359.
66. Brigault S., Ruban V.: *External phosphorus load estimates and P-budget for the hydroelectric reservoir of Bort-Les-Orgules, France*. Water, Air and Soil Pollution no 119, 2000, 91-103.
67. Ruban V., Brigault S., Demare D., Philippe A.M.: *An investigation of the origin and mobility of phosphorus in freshwater sediments from Bort-Les-Orgues Reservoir, France*. J. Environ. Monit., no 1, 1999, p. 403-407.

PHOSPHORUS RELEASE FROM THE BOTTOM SEDIMENT

Summary

The review of the newest publications concerning phosphorus release from bottom sediment was achieved. The factors controlled phosphorus release and mobility of the particular fractions were discussed. Moreover, the most often used methods of phosphorus fractionation in the bottom sediment were described.

Złożono w Oficynie Wydawniczej w marcu 2006 r.

Radosław CIEŚLAK
TERMO-ELTERM Rzeszów

Janusz RAK
Politechnika Rzeszowska

WYKRYWANIE NIESZCZELNOŚCI RUROCIĄGÓW PREIZOLOWANYCH Z WYKORZYSTANIEM METODY REZYSTANCYJNEJ I IMPULSOWEJ

Obecnie firmy wodociągowe przywiązują dużą wagę do ograniczania strat wody związanych z awaryjnością sieci wodociągowej. W pracy przedstawiono zasady działania nowoczesnych metod wykrywania nieszczelności w rurociągach preizolowanych. Metody oparte na pomiarze rezystancji i impedancji pozwalają nie tylko wykryć przeciek, ale także zlokalizować jego miejsce na rurociągu.

1. Wstęp

Przecieki w sieciach wodociągowych są obiektywną rzeczywistością, którą należy ograniczać konsekwentnie i metodycznie. O przeciekach dowiadujemy się zwykle w przypadku awarii wodociągowych. W firmach wodociągowych prowadzona jest statystyka uszkodzeń sieci wodociągowej, na podstawie której można wnioskować o występowaniu przecieków [1-3].

Skutki wystąpienia przecieków w sieci wodociągowej mają dwojaki charakter:

- skutki bezpośrednie – związane są ze stratą wody jako produktu handlowego, możliwością zanieczyszczenia wody wodociągowej,
- skutki pośrednie – związane są z możliwością zapadnięcia się powierzchni terenu, z zagrożeniem bezpieczeństwa ruchu pieszego i kołowego, podmyciem fundamentów budowli, przedostaniem się wody do obiektów podziemnych.

W odniesieniu do warunków krajowych przyczyny uszkodzeń sieci wodociągowej przedstawiają się następująco [4]:

- pęknięcia poprzeczne i podłużne rurociągów ~40%,
- nieszczelność złączy ~40%,
- uszkodzenia armatury ~6%,
- inne uszkodzenia ~14%.

Należy dążyć do następującej intensywności uszkodzeń w poszczególnych rodzajach sieci wodociągowej [5, 6]:

- przewody tranzytowe i magistralne, $\lambda = 0,3$ uszk./km · rok,
- sieć rozdzielcza, $\lambda = 0,5$ uszk./km · rok,
- podłączenia domowe, $\lambda = 1,0$ uszk./km · rok.

Z analiz strat wody w sieci wodociągowej wynika, że kształtują się one na poziomie 10-12% produkcji dobowej, ale są miasta w kraju, dla których ten wskaźnik wynosi nawet 25-40%. Straty ponoszone przez firmę wodociągową są oczywiste i łatwe do wyliczenia w skali doby czy roku, gdy znana jest cena 1 m³ wody zimnej lub ciepłej.

2. Metody poszukiwania przecieków

W ostatnich latach, po urynkowaniu ceny wody do spożycia z wodociągów komunalnych, nastąpił rozwój metod lokalizacji przecieków. Wcześniej wykrywanie uszkodzeń sieci wodociągowej było związane z pojawieniem się wody wodociągowej na powierzchni terenu w pobliżu rurociągu.

Obecna systematyka metod poszukiwania przecieków przedstawia się następująco:

- metody monitoringu obserwacyjnego tras przebiegu wodociągu,
- badanie poziomu wody gruntowej wzdłuż tras wodociągu przez sondowanie gruntu,
- monitorowanie ciśnienia w sieci
 - pomiar gwałtownych spadków ciśnienia,
 - badanie szczelności poszczególnych odcinków przewodów,
 - analiza spadku linii ciśnienia,
- metody związane z pomiarem natężenia przepływu
 - pomiary gwałtownych wzrostów poboru wody,
 - bilansowanie wody wtłoczonej do sieci i poboru z niej,
 - analiza maksymalnego współczynnika nierównomierności godzinowej rozbioru wody,
 - badanie minimalnego godzinowego rozbioru wody,
 - testowanie poszczególnych fragmentów sieci wodociągowej,
- metody akustyczne
 - badanie natężenia szumów rozchodzących się w sieci wodociągowej za pomocą przyrządów rejestrujących,
 - osłuchiwanie sieci wodociągowej za pomocą stetofonu wyposażonego w mikrofon prętowy i geofon,
 - analiza korelacji szmeru przecieku za pomocą korelatora.

Celem niniejszej pracy jest przedstawienie metod rezystorowych lokalizacji przecieków oraz podstaw, na jakich one funkcjonują [7, 8]. Metody te można zastosować tylko w przypadku rur preizolowanych, których w wodociągach

używa się do dystrybucji ciepłej wody użytkowej [9, 10]. Technologie rezystorowe w wodociągach są stosowane przy dużych średnicach przewodów prowadzonych w zurbanizowanych terenach, gdzie długotrwała awaria poza dużymi stratami finansowymi mogłaby być zagrożeniem dla życia ludzi (np. gejzer gorącej wody w pasie ruchu pieszego). Metody rezystorowe są najdroższe spośród wymienionych wcześniej, ale pozwalają wykryć przeciek w chwili jego powstania, dokładnie go zlokalizować, a tym samym zapobiegać jego eskalacji.

3. Opis zasady działania

3.1. System rezystancyjny Brandes

3.1.1. Charakterystyka systemu

System rezystancyjny Brandes działa na zasadzie pomiaru rezystancji izolacji termicznej. Techniczną podstawą pomiarów jest „metoda porównawczego pomiaru oporności” wykorzystująca zasadę „nieobciążonego dzielnika napięcia”. Sieci rur preizolowanych wyposażone są w przewody instalacji alarmowej umieszczone wewnątrz pianki izolacyjnej [9]:

- przewód czujnikowy (BS-FA) NiCr (80% Ni, 20% Cr) o grubości (w zależności od producenta rur) 0,5-1,2 mm i stałej jednostkowej oporności $R_C = 5,7 \Omega/m$. Przewód ten wykonany jest w izolacji teflonowej koloru czerwonego, perforowanej co 15 mm,
- przewód zasilający, u niektórych producentów systemu zwany powrotnym (BS-RA), miedziany, o grubości 0,5-0,8 mm i stałej jednostkowej oporności $R_Z = 0,036 \Omega/m$. Przewód jest wykonany w izolacji teflonowej lub podwójnej, z materiałów teflonopodobnych, koloru zielonego, bez perforacji,
- przewód towarzyszący (BS-BA), miedziany nieizolowany, jeżeli rura wykonana jest z materiału, który nie przewodzi prądu elektrycznego.

Przewody łączone są za pomocą tulejek zaciskowych z nałożonymi koszulkami termokurczliwymi. Przewód czujnikowy czerwony umieszcza się zawsze po prawej stronie rurociągu, patrząc od źródła ciepła, a przewód powrotny – zielony – po lewej. Sieć dzieli się na odcinki pomiarowe o maksymalnej długości 1000 m, gdy uwzględni się także odgałęzienia wyposażone w przewody kontrolne. Odcinek 1000 m oznacza dwie niezależne pętle po 1000 m – pętla zasilania i powrotu czynnika grzewczego. Na końcach pętli instaluje się urządzenia do kontroli, sygnalizacji oraz lokalizacji uszkodzenia. Kontrola i lokalizacja odbywają się w dwóch etapach:

- kontrola stanu suchości izolacji,
- lokalizacja miejsca wystąpienia awarii.

3.1.2. Zasada prowadzenia nadzoru

Pomiędzy przewodem czujnikowym umieszczonym w izolacji cieplnej a samą rurą jest przykładane napięcie (w przypadku rury z materiału nieprzewodzącego, napięcie U przykładana się do przewodu towarzyszącego BS-BA) obliczone według wzoru (1), zgodnie z rys. 1.

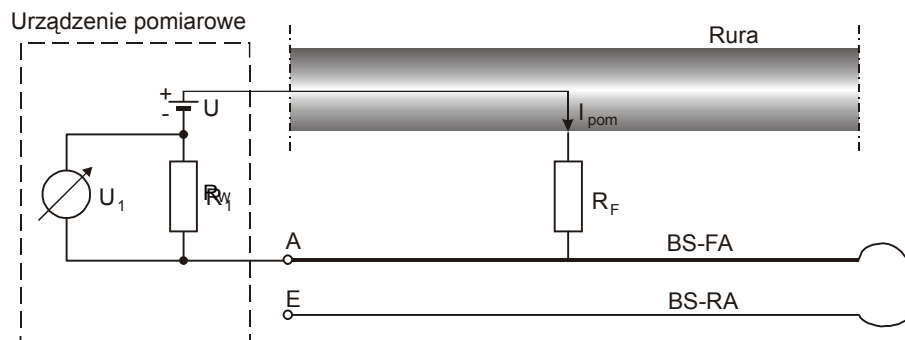
$$U_1 = U \cdot \frac{R_W}{R_W + R_F} \quad (1)$$

gdzie: R_W – wzorcowa rezystancja w urządzeniu pomiarowym,

R_F – rezystancja izolacji w miejscu zawilgocenia,

U – napięcie pomiarowe (napięcie całkowite),

U_1 – napięcie częściowe na oporniku R_1 .

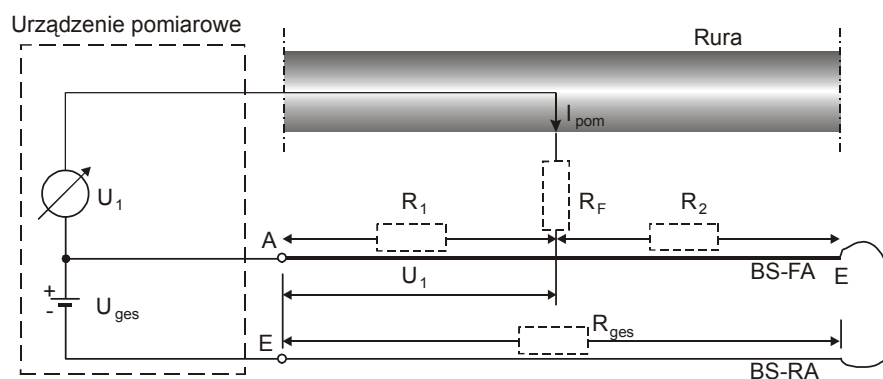


Rys. 1. Zasada prowadzenia nadzoru; I_{pom} – natężenie prądu pomiarowego

W przypadku gdy izolacja jest sucha, wartość rezystancji izolacji R_F jest bardzo duża, a mierzone zgodnie ze wzorem napięcie częściowe (spadek napięcia) na oporniku R_W – bardzo małe. Z chwilą przecieku izolacja podlega zawilgoceniu, tym samym spada jej rezystancja i w związku z tym rośnie spadek napięcia U_1 na rezystancji wzorcowej R_W . Przy bardzo dużym zawilgoceniu napięcie U_1 może być nawet zbliżone do napięcia pomiarowego. Należy zwrócić uwagę, że układ działa na każde, nawet najmniejsze zawilgocenie izolacji cieplnej, niekoniecznie powstałe w wyniku nieszczelności rurociągu. Wilgoć w izolacji cieplnej może pojawić się także w wyniku uszkodzenia izolacji przeciwwilgociowej, a każde, nawet najmniejsze zawilgocenie izolacji cieplnej prowadzi w efekcie końcowym do korozji stalowego rurociągu, do przecieków i zniszczenia rury. Kiedy pojawia się przeciek, często jest już za późno, straty nim spowodowane są niewspółmiernie większe niż koszt naprawy fragmentu uszkodzonej izolacji.

3.1.3. Zasada lokalizacji

W celu zlokalizowania zawilgocenia lub zwarcia (uszkodzenia izolacji) do pętli czujnikowej przykładane jest napięcie lokalizujące U_{ges} (rys. 2.).



Rys. 2. Zasada pomiarowa wykorzystywana w lokalizacji zawilgocenia lub zwarcia

Symbole na rys. 2. oznaczają:

- U_{ges} – napięcie pomiarowe (lokalizujące),
- U_1 – spadek napięcia w miejscu zawilgocenia,
- R_{ges} – oporność pętli czujnikowej,
- R_1 – oporność częściowa mierzona od początku pętli do miejsca przecieku,
- R_2 – oporność częściowa mierzona od miejsca zawilgocenia do końca pętli,
- R_F – oporność izolacji w miejscu zawilgocenia.

Po przyłożeniu napięcia lokalizującego można przyrządem zmierzyć napięcie U_1 . Jest to napięcie częściowe w miejscu przecieku. Można je wyświetlać nie w voltach lecz np. w % napięcia całkowitego i wynik będzie stanowić o lokalizacji przecieku (jako % całkowitej długości rury). Korzysta się ze wzoru:

$$x\% = \frac{U_1}{U_{ges}} \cdot 100\% = \frac{R_1}{R_{ges}} \cdot 100\% = \frac{L_1}{L_{ges}} \cdot 100\% \quad (2)$$

- gdzie: U_{ges} – napięcie całkowite,
 U_1 – napięcie częściowe,
 R_{ges} – całkowita oporność pętli,
 R_1 – częściowa oporność pętli,
 $x\%$ – wynik lokalizacji,
 L_{ges} – całkowita długość odcinka rury,
 L_1 – odległość do miejsca zawilgocenia.

Dzięki odpowiedniej konstrukcji intensywność zawilgocenia nie ma wpływu na dokładność lokalizacji.

3.2. System impulsowy

3.2.1. Charakterystyka systemu

Sieci rur preizolowanych są wyposażone w dwa przewody instalacji alarmowej umieszczone wewnątrz pianki izolacyjnej. System impulsowy działa na zasadzie pomiaru impedancji pomiędzy jednym z przewodów zatopionych w izolacji cieplnej a rurą. Zmiany impedancji w stosunku do przyjętej jej wartości odbierane są jako stany awaryjne [11].

3.2.2. Przewody sygnalizacyjne

Przewody wtopione w piankę izolacyjną są nieizolowane, wykonane z czystej miedzi o przekroju najczęściej $1,5 \text{ mm}^2$. W trakcie montażu istotne jest, aby przewody w poszczególnych odcinkach rur były łączone ze sobą w sposób właściwy. W tym celu jeden z przewodów jest pobielany cyną, co nadaje mu srebrnoszare zabarwienie, drugi ma kolor czystej miedzi. Zaleca się, by przewody były układane w taki sposób, żeby przewód ocynowany leżał zawsze po prawej stronie rurociągu, patrząc od strony jego zasilania (źródła ciepła). Przewody łączy się tulejkami zaciskowymi, połączenia umieszcza się na specjalnych podkładkach, aby nie dotykały do rurociągu. Po wykonaniu objętych monitorowaniem odcinków sieci sprawdza się rezystancję obwodów:

- na końcach odcinków zwiera się oba przewody (czysty i pobielony cyną) i z drugiej strony obwodu mierzy się rezystancję pętli – powinna wynosić $1,2 \Omega$ na każde 100 m przewodu alarmowego,
- po rozwarciu końców przewodów zmierzona rezystancja pomiędzy przewodami alarmowymi oraz pomiędzy każdym przewodem alarmowym a rurą powinna dać wartość nieskończoną (brak zwarcie).

3.2.3. Monitorowanie rurociągu

Przyrządy do monitorowania sprawdzają w sposób ciągły przewodność elektryczną w warstwie izolacyjnej. Ewentualne uszkodzenie rurociągu lub przerwanie przewodów sygnalizacyjnych najlepiej lokalizuje się za pomocą reflektometru impulsowego. Nowoczesne urządzenia pokazują stan warstwy izolacyjnej i przewodu sygnalizacyjnego jako graficzną funkcję długości, co pozwala na ocenę rodzaju i rozmiaru uszkodzenia zanim przystąpi się do prac naprawczych.

Reflektometr sygnalizuje uszkodzenie, jeżeli:

$$Z_p < Z_L - 25\% \quad (3)$$

gdzie: Z_p – impedancja progowa,
 Z_L – impedancja falowa rurociągu.

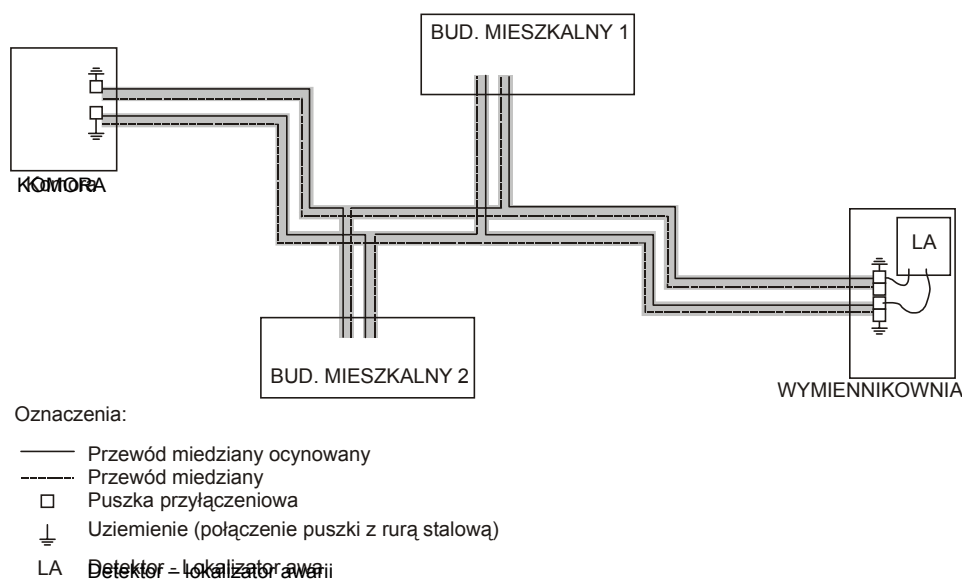
Raflektometr podłącza się do jednego z przewodów sygnalizacyjnych oraz do rury stalowej. Przyrząd wysyła impulsy elektryczne. Jeżeli wysłany impuls

napotka zmianę w impedancji przewodu lub warstwy izolacyjnej, wówczas pewna część impulsu jest odbita. Wielkość odbicia zależy od rodzaju i zasięgu zmiany.

Reflektometr mierzy czas odbicia impulsu od miejsca uszkodzenia do miejsca montażu urządzenia pomiarowego. Czas ten zależy od szybkości, z jaką impuls rozchodzi się w otaczającym materiale (a ta zależy od impedancji falowej rurociągu) oraz od odległości od uszkodzenia. Reflektometr najpierw powinien być właściwie wyskalowany pod względem szybkości rozchodzenia się impulsów w warstwie izolacyjnej – dzieje się to w dobrej klasy urządzeniach w sposób automatyczny. Jeżeli urządzenie ma zaprogramowaną prawidłową prędkość rozchodzenia się impulsów w suchej izolacji, to po odbiciu się impulsu od miejsca zawilgocenia potrafi z dokładnością $\pm 3 \text{ m} + \pm 1\%$ długości sieci wyświetlić miejsce uszkodzenia.

3.3. Zastosowanie praktyczne

Na rysunku 3. przedstawiono przykładowy schemat instalacji alarmowej impulsowej dla budynków mieszkalnych.



Rys. 3. Przykładowy schemat ideowy instalacji alarmowej impulsowej. Opracowano na podstawie pracy [10]

4. Podsumowanie

- Eksploatacja sieci wodociągowej wymaga utrzymywania jej ciągłego funkcjonowania przez prawidłowe nią zarządzanie, między innymi w zakresie wykrywania awarii i przywracania poziomu technicznego oraz cech użytkowych po ich usunięciu.
- Metody rezystancyjne i impulsowe można stosować w wypadku specjalnych typów rur preizolowanych, które obecnie można stosować do przesyłu ciepłej wody użytkowej. Dla normalnie eksploatowanych przewodów wodociągowych nie ma możliwości zastosowania tej metody wykrywania przecieków.
- Istnieje możliwość wyposażenia strategicznych rurociągów prowadzących zimną wodę w tego rodzaju instalacje, przez wprowadzenie dodatkowych powierzchni typu osłonowego na korpusie klasycznego rurociągu, ale musi się to odbywać na etapie projektowania bądź budowy wodociągu.
- Wymagana jest niezawodność szczelności izolacji w wypadku prowadzenia rurociągów poniżej zwierciadła wód gruntowych.

Literatura

1. Dohnalik P.: *Straty wody w miejskich sieciach wodociągowych*. Wydawn. Polskiej Fundacji Ochrony Zasobów Wodnych, Bydgoszcz 2000.
2. Dohnalik P., Jędrzejewski Z.: *Efektywna eksploatacja wodociągów, ograniczenie strat wody*. Wydawn. LEMTECH, Kraków 2004.
3. Speruda S., Rodecki R.: *Ekonomiczny poziom wycieków. Modelowanie strat w sieciach wodociągowych*. Wydawn. Translator s.c., Warszawa 2003.
4. Berger M., Ways M.: *Poszukiwanie przecieków sieci wodociągowych – poradnik*. Wydawn. Seidel-Przywecki Sp. z o.o., Warszawa 2003.
5. Rak J.: *Awaryjność sieci wodociągowych w miastach polskich*. *Wodociągi Polskie*, nr 3, 2003.
6. Rak J.: *O potrzebie remontów sieci wodociągowej Rzeszowa*. *Armatura i Rurociągi*, nr 3, 2003.
7. *Rury preizolowane. Poradnik projektanta*. Finpol Rohr Ltd, Warszawa 1995.
8. *System ZPU Międzyrzecz preizolowanych rur dla podziemnych sieci ciepłowniczych*. Katalog firmowy, ZPU Międzyrzecz 2004.
9. *Systemy nadzoru dla rurociągów ciepłowniczych Brandes*. Karta katalogowa, Warszawa 1999.
10. *Systemy kontrolne – preizolowane sieci ciepłownicze, system PRIM S.A.* Lublin 2001.
11. *Wykrywanie nieszczelności rurociągów, połączenie instalacji sygnalizacyjnej impulsowej*. Instrukcja, ZPU Międzyrzecz 2004.

**LEAK DETECTION IN PRE-INSULATED PIPELINES USING
THE RESISTANCE AND IMPULSE METHOD****S u m m a r y**

Nowadays water-pipe companies attach great importance to the reduction of the losses of water connected with water-pipe network failure. In the work the principles of operation of the modern methods for leak detection in pre-insulated pipelines have been presented. The methods based on the resistance and impedance measurement allow not only to detect the leak but also to localize it in the pipeline.

Złożono w Oficynie Wydawniczej w kwietniu 2006 r.

Galyna KALDA
Janusz RAK
Barbara TCHÓRZEWSKA-CIEŚLAK
Rzeszów University of Technology

BILOGIRSKY BRINE SPRING ITS PHYSICAL, CHEMICAL AND BACTERIOLOGICAL CHARACTERISTICS AND SANITARY PROTECTION

Paper presents research of ecological condition of Bilogirsky mineral water spring. It's recommended a range of measures aimed at protection and perspective usage of mineral water of Bilogirsky spring.

1. Introduction

During last years underground waters in the territory of Ukraine are intensively researched to study possibility of their use in balneological practice and also casting medicated and table drinks. Depending on amount of biologically active components mineral waters are divided into medicated, medicated and table, and natural table waters.

Medicated mineral waters include those with 8-12 g/dm³ mineralization or mineralization under 8 g/dm³ but having certain amount of biologically active components [1, 2]. Consumption of such waters should be recommended and regulated by a doctor. Medicated and table mineral waters include those with 2-8 g/dm³ mineralization. These waters can be consumed as medicated or irregularly as table drinks.

Natural table waters are divided into natural mineral table waters (1-2 g/dm³ mineralization) and natural table waters (mineralization under 1 g/dm³). Natural table waters are used as fresheners.

2. Research results

Khmelnitsky region has 18 kinds of mineral waters that are referred to 8 types. Some of them are well known thanks to their balneological properties, other need studying. One of mineral waters in Khmelnitsky region is "Bilogirska" which brine spring is at the village Bilogiria.

Testing this water proved its value so it is recommended for casting as natural table water. Now “Bilogirska” mineral water is included in the register of the best natural table waters in Ukraine. “Bilogirska” mineral water has been awarded high quality by London Nutrition Institute, Great Britain.

Bilogirska mineral water is water with low mineralization, it has high quality taste as carbonated so natural water due to low amount of calcium, which doesn't create crust at boiling. That is why this water is perfect for drinking and cooking.

3. Mineral water analysis criteria

Using mineral waters for medical purposes needs creation of quality principles for complex evaluation of natural waters by chemical content and physical properties in relation to their curative effect. Now mineral waters are to be evaluated by objective criteria to classify them into groups, classes, types (standards), so they would have certain contents and therapeutic effect.

Principle of analogy that assesses new waters against well known ones is successfully applied in rest and resort practice. Such names as “Yesentuki”, “Borjomy”, “Macesta”, “Karlovy-Vary” have become the brand mark among mineral waters. Today mineral waters are studied on their physical and chemical properties and possibility of classification. Classification of mineral waters is connected with quantitative criteria they should comply with.

Selecting criteria that assess chemistry and physical properties of mineral waters gave the most important ones, which assess physiological and, thus, medical effect. Such criteria includes total amount of components (mineralization), ion analysis, gas analysis and gas saturation (solved and spontaneous gases), pharmacological analysis (mineral and organic microelements), radioactivity, active pH reaction, temperature.

Quality criteria include the following physical and chemical characteristics:

- ion analysis, mineralization, gas analysis, acid-alkaline, oxide-renewing and buffer characteristics,
- analysis of anthropogenic substances: nitrogen compounds (nitrates, nitrites, ions of ammonia), pesticides, some heavy and transient metals (lead, selenium, cadmium, copper, zinc, mercury, chromium, strontium, arsenic, fluorine), radioactive elements (uranium, radium).

Most of characteristics applied to last three groups are assessed by their toxicity.

4. Physical and chemical characteristics of Bilogirsky mineral water spring

Studying physical characteristics of underground waters was conducted directly at the spring. Bilogirsky underground waters are colorless, transparent, fresh, having no smell, temperature – from 8 to 9 deg C. Relative density equals

1.002 at 20 deg C. Mineral waters are neutral or low-alkaline, pH within 7.0.-7.8. Saturated gases are represented by carbon dioxide – 19.07 mg/dm³ [1], oxygen – 5.76 mg/dm³ [1]. Hydrogen sulfide was not detected. Having low gas saturation gas analysis gave carbon dioxide nitrogen.

Macro-component analysis of Bilogirsky spring waters are hydro-carbonate-calcium or magnesium-calcium, with low mineralization (from 0.43 to 0.45 g/dm³) (table 1.) [3].

Table 1. Macro-component analysis of Bilogirsky spring waters

Elements	Date of sampling – 18.05.2003			Date of sampling – 19.06.2003		
	g/dm ³	mg-eq [*]	eq-% ^{**}	g/dm ³	mg-eq	eq-%
Cations						
Na ⁺	0,0185	0,81	14,22	0,0083	0,363	6,53
Ca ²⁺	0,0772	3,85	67,54	0,0820	4,092	73,64
Mg ²⁺	0,0126	1,04	18,24	0,0134	1,102	19,83
Total:	0,1083	5,70	100,00	0,1037	5,557	100,00
Anions						
Cl ⁻	0,0071	0,20	3,52	0,0071	0,20	3,60
SO ₄ ²⁻	0,0104	0,22	3,85	0,0123	0,256	4,61
CO ₃ ²⁻	-	-	-	-	-	-
HCO ₃ ⁻	0,3220	5,28	92,63	0,3111	5,101	91,79
Total:	0,3395	5,70	100,00	0,3303	5,557	100,00
Total amount:	0,4478	-	-	0,4342	-	-

* mg-eq – amount of milliequivalents, ** eq-% – percentage share of milliequivalents.

Table 1. shows that hydro-carbonates do not have a wide range – from 92 to 93 mg-eq%. Concentration of calcium and magnesium ions ranges a little bit more. Since calcium ions concentration is dominating magnesium ions sometimes rate 20 mg-eq% what makes waters magnesium-calcium.

Conducted research showed that Bilogirsky mineral water spring does not have high amount of microelements. Their concentration is lower than standards.

The following components were detected in the samples of spring waters: strontium – 0.7 mg/dm³, barium – 0.14 mg/l, chromium – 0.0014 mg/dm³, manganese – 0.045 mg/dm³, nickel – 0.002 mg/dm³, cobalt – less 0.002 mg/dm³, copper – 0.0036 mg/dm³, tin – 0.0007 mg/dm³, molybdenum – 0.0007 mg/dm³, silver – 0.004 mg/dm³, brome – 2.18 mg/dm³, iodine – 1.9 mg/dm³, fluorine – 0.16 mg/dm³, metabolic acid – 0.36 mg/dm³, silicic acid – 17.2 mg/dm³, vanadium – 0.0009 mg/dm³, zirconium – less 0.0023 mg/dm³. Such elements as lithium, iron, zinc, beryllium, bismuth, germanium [3] were not detected.

Toxic microelements found in Bilogirsky spring are: vanadium – 0.0009 mg/dm³ (threshold limit value in natural table waters – 0.4 mg/dm³), fluorine –

0.16 mg/dm³ (threshold limit value in natural table waters – 1.5 mg/dm³) and chromium – 0.01 (threshold limit value in natural table waters – 0.5 mg/dm³). Microelement analysis of Bilogirsky spring waters is given in table 2. [3].

Table 2. Microelement analysis of Bilogiria spring

Element	Amount, mg/dm ³	Element	Amount, mg/dm ³
1	2	3	4
Cations			
K ⁺	-	Be ²⁺	-
Cb ⁺	-	Ti ⁴⁺	-
Li ⁺	-	Pb ²⁺	-
Rb ²⁺	-	Hg ²⁺	-
Sr ²⁺	0,70	Bi ³⁺	-
Ba ²⁺	0,14	Cu ²⁺	0,0036
Al ³⁺	-	Sn ²⁺	0,0007
Cr ³⁺	0,0140	Mo ⁶⁺	0,0007
Fe ²⁺	-	Ge ⁴⁺	-
Fe ³⁺	-	Se ⁴⁺	-
Fe _Σ	-	Au ²⁺	-
Mn ²⁺	0,045	Pt ²⁺	-
N ²⁺	0,0018	Pd ²⁺	-
Co ²⁺	0,0023	Ag ⁺	0,0014
Zn ²⁺	-	NH ₄ ⁺	-
Amount of cations: 0,9095 mg/dm ³			
Anions			
Br ⁻	2,182	H ₂ SiO ₃ ⁻	17,21
I	2	3	4
NO ₂ ⁻	-	S ₂ O ₃ ²⁻	-
NO ₃ ⁻	-	HBO ₃ ⁻	0,364
Γ ⁻	1,904	H ₃ As ₃ O ₃ ⁻	-
F ⁻	0,16	S ⁻	0,0009
SO ₄ ²⁻	-	-	-
Amount of anions: 21,8209 mg/dm ³			
Notice: W, Ga, Hf, Cd, Nb, Y, Za, Ce, Yb, Se, Sb, Th, P			

Radioactive elements are presented in concentrations lower than their threshold limit values.

Such toxic elements as lead, mercury, selenium, arsenic, phenol were not detected in spring waters. Neither were any organic substances.

Sanitary and chemical indicators (ions of ammonia, nitrates, nitrites) and bacteriological analysis prove sufficient quality of those waters and allow

recommending them for casting as drink water [4]. Researched chemical and bacteriological indicators are given in table 3.

Table 3. Chemical bacteriological indexes of Bilogiria mineral water

Index	Analysis data		Standard GOST 2874-73
	Bilogiria captation	Suholye captation	
1	2	3	4
Temperature	8°C	8°C	-
Taste	no taste	no taste	-
Smell	0 points	0 points	up to 2 points
Color	3°	3°	-
no	no	-	-
no	no	-	-
30 cm	30 cm	-	30 cm and more
no	no	-	no residual
7,0	6,8	-	6,5-9,5
-	-	-	1000 mg/l
3,2 mg/l	3,04 mg/l	-	2-3 mg/l
0,08 mg/l	0,04 mg/l	-	trace
no	no	-	10 mg/l
0,001 mg/l	0,001 mg/l	-	trace
8,0 mg/l	15,0 mg/l	-	300 mg/l
-	40,0 mg/l	-	500 mg/l
5,8 mg/l	5,8 mg/l	-	-
Total hardness	7,8 mg-eq/l	6,6 mg-eq/l	8 mg-eq/l
Contact hardness	3,8 mg-eq	-	-
Ultimate hardness	4,0 mg-eq/l	-	-
Calcium	3,6 mg/l	4,6 mg/l	-
Magnesium	4,2 mg/l	2,0 mg/l	-
Iron	0,2 mg/l	0,3 mg/l	0,3 mg/l
Aluminium	-	-	0,10 mg/l
Manganese	0,1 mg/l	-	0,1 mg/l
Zinc	-	-	5,0 mg/l
Fluorine	0,2 mg/l	0,2 mg/l	0,7 mg/l
Molybdenum	-	-	0,5 mg/l
Load	-	-	0,1 mg/л
Arsenic	-	-	0,05 mg/l
Strontium	-	-	2,0 mg/l

Table 3. (cd.)

Index	Analysis data		Standard GOST 2874-73
	Bilogiria captation	Suholye captation	
1	2	3	4
Copper	0,01 mg/l	0,05 mg/l	1,0 mg/l
Biological oxygen consumption	-	-	333
Coli-titr	333	333	3
Coli-index	3	3	100
Colony number	100	100	-

Water is potable by its chemical and bacteriological analysis. Thus underground waters of Bilogirsky spring are low-mineralized ($0.43-0.45 \text{ g/dm}^3$), hydro-carbonate-calcic or magnesium-calcic without specific elements and are referred to group of natural potable waters. Macro-element analysis of Bilogirsky spring water detected hydro carbonates – 0.3222 g/dm^3 , sulfate – 0.0104 g/dm^3 , chloride – 0.0071 g/l , calcium – 0.0772 g/dm^3 , sodium – 0.0185 g/dm^3 and magnesium – 0.00126 g/dm^3 .

The greatest value in microelement analysis belongs to strontium, barium, chromium, manganese, nickel, cobalt, copper, tin, molybdenum, silver, brome, iodine, fluorine, metaboric acid, silicic acid, vanadium, zirconium.

Toxic microelements found in Bilogirsky spring are vanadium, fluorine and chromium. Such microelements as lithium, iron, zinc, beryllium, bismuth, germanium were not detected.

Solved gases are represented by carbon dioxide and oxygen. Hydrogen sulfide is not detected. Being low-saturated spring waters are carbon-dioxide-nitrogen. Radioactive elements are represented by uranium and radium. Radon is not detected.

Amount of toxic microorganisms and concentration of elements that give sanitary and chemical water condition complies with DSTU 878-93.

Bilogirsky spring water is referred to group of natural table waters.

5. Recommendations on protection of Bilogirsky mineral water spring

Protection of underground, particularly mineral waters, includes creation of offtake sanitary protective zones, prevention of underground pollution and pollutants monitoring, upgrading offtake equipment.

Sanitary protective zones. Sanitary protective zones are purposed to protect water offtake that is for water supply and medical use. They are divided into regime zones. Zoning is duty of Council of Deputies with agreement

approved by Organs of State Sanitary Supervision, environmental protection, water industry and geology [5].

Sanitary protective zone (SPZ) includes 3 regime zones. As spring waters are equal at their protection to ground waters, so the first zone – contamination control area – should have radius 50 m. Size and configuration of the second zone – restricted area – purposed for bacterial protection is defined by calculations. Size of zone depends on water-bearing and roof strata and also spring rate and can vary from dozens to hundreds meters. The third zone which also is referred to restricted area and purposed for chemical protection is also defined by calculations. Its size depends on exploring period and may reach zone of aquiferous stratum. Water protection in SPZ prevents pollution of off takes and aquiferous.

Water protection in 1st SPZ:

- planning, fencing, greening, securing, leading surface drain out of zone,
- canalizing drain from buildings into central sewer net,
- complying with sanitary and technical standards posed to design offtake and control bores. Offtake bores should be equipped with instrumentation for systematic assessing actual spring rate against calculated one,
- restricting trespassing, building living or industrial buildings, using pesticides, organic and mineral fertilizers, pipelining, mining gravel or sand, and construction works which do not relate to water pipelines, their construction, reconstruction or operation, ejection of wastes or making stockyard, cutting woods.

Water protection in 2nd SPZ:

- margins of second zone are marked by signaling labeling,
- keeping under control using territories for construction of all types, and also changes in technologies of industrial enterprises that cause hazard to underground waters by polluting with wastes,
- improving conditions of industrial and agricultural objects, settlements and several buildings, their centralized water supply, canalizing, draining polluted underground waters, and also finding, renewing all old, not working, defective or wrong explored bores and mines, which are potentially polluting actually working aquiferous, regulating making new bores,
- restricting contamination with garbage, humus, industrial wastes, building warehouses with fuel and oil materials, pesticides and mineral fertilizers, collectors, slurry-tanks and the others, which cause chemical hazard to water springs, and also setting cemeteries, stoke-mortuary, sewer fields, filtration fields, grain-storage trench, meat-factories and other agriculture objects, which cause bacterial hazard. It is restricted to keep and use mineral fertilizers and pesticides, underground pumping wasted waters, bearing solid wastes and mining bowels, cutting woods.

Water protection in 3rd SPZ:

- finding, closing, renewing all old, not working, defective or wrong explored bores and mines, which can potentially pollute currently working aquiferous. Drilling new bores and any construction works should be approved by local State Sanitary Epidemic and Geology Department,
- restricting underground pumping wasted waters, bearing solid wastes and mining bowels what may cause pollution of aquiferous, placing warehouses with fuel and oil materials, pesticides and mineral fertilizers, collectors of industrial wastes, oil-products and oil pipelines which cause chemical hazard to underground water [5].

Preventing pollution of underground water. Enterprises, establishments and organizations whose activity deals with hazards to underground waters, especially those, which use industrial or agriculture waste collectors should engage measures to prevent pollution of underground water and also equip local nets with control bores to monitor water quality. To prevent water pollution agriculture, forestry, farm enterprises should follow rules for storing, transporting and using fertilizers, chemical and toxic substances [6].

In case of underground water reservoirs exhaustion as well as their pollution State Commission of Ukraine investigates reasons of such accident and reacts to suggestions made by State Geology and Environmental Protection Office to recreate them [7] using funds from responsible people.

Perspectives for using mineral water of Bilogirsky mineral water spring go over approved reserves by this time. Their growth may be reached by intensive off take from researched area.

Protection of Bilogirsky mineral water spring needs engaging the following measures:

1. Creating Sanitary Protective Zone, which is currently missing and the area around the spring is waterlogged and does not comply with existing standards.
2. Improving tapping. Possibility to loss water out of tapping should be entirely eliminated.
3. Equip the spring with equipment and instrumentation to provide normal operation and monitoring.
4. Equip the spring with protective equipment, which would protect from precipitation and external factors.
5. Controlling usage of water.

If the requirements listed above are fulfilled the underground waters of Bilogirsky mineral water spring can be used for casting natural table drinks.

References

1. Rak J., Tchórzewska-Cieślak B., Kalda G.: *Metoda analizy ryzyka przyczyn i skutków niedotrzymania jakości wód mineralnych*. Gaz, Woda i Technika Sanitarna, z. 11, 2005.
2. Tchórzewska-Cieślak B., Kalda G.: *Wody mineralne występujące na zachodniej Ukrainie*. III Ogólnopolska Konferencja Naukowo-Techniczna nt. „Aktualne zagadnienia w uzdatnianiu i dystrybucji wody”, Szczyrk, 16-17 czerwca 2005 r., Wydawn. Politechniki Śląskiej, Gliwice 2005.
3. Посохов Е.В.: *Общая гидрогеохимия*. Ленинград: Издательство „Недра”, 1975.
4. ДСТУ 878-93. *Води мінеральні питні. Технічні умови*.
5. Войткевич Г.В., Глоба В.М., Коробин В.И.: *Справочник по охране геологической среды*, Ростов-на-Дону: Издательство „Феникс”, 1996.
6. Степановский А.С.: *Охрана окружающей среды*. Москва 2000.
7. *Про правовий режим зон санітарної охорони водних об'єктів*. Постанова Кабінету Міністрів України, № 2024, від 18.12.1998.

BILOGIRSKIE ŹRÓDŁA WÓD MINERALNYCH I ICH FIZYCZNE, CHEMICZNE I BAKTERIOLOGICZNE CHARAKTERYSTYKI ORAZ OCHRONA SANITARNA

Streszczenie

Artykuł przedstawia badania jakości fizycznej, chemicznej i bakteriologicznej bilogirskich wód mineralnych. Prezentuje zakres ich ochrony sanitarnej oraz perspektywy wykorzystania tych źródeł wód mineralnych.

Złożono w Oficynie Wydawniczej we wrześniu 2006 r.

Jadwiga KALETA
Politechnika Rzeszowska

PROCES KOAGULACJI W USUWANIU WYBRANYCH ZANIECZYSZCZEŃ ORGANICZNYCH Z ROZTWORÓW WODNYCH

W artykule przedstawiono możliwości zastosowania procesu koagulacji do usuwania wybranych zanieczyszczeń organicznych z roztworów wodnych, takich jak: substancje humusowe, detergenty, pestycydy, wielopierścieniowe węglowodory aromatyczne oraz zanieczyszczenia ropopochodne. Oceniono również skuteczność procesu koagulacji stosowanego w oczyszczaniu wody i ścieków.

1. Wstęp

Zanieczyszczenia organiczne występujące w środowisku wodnym to domieszki naturalne reprezentowane głównie przez substancje humusowe (SH) oraz związki pochodzenia antropogenicznego: detergenty, pestycydy, fenole, wielopierścieniowe węglowodory aromatyczne (WWA), substancje ropopochodne i wiele innych. Gdy zanieczyszczenia te występują w wodach ujmowanych do picia, mają ujemny wpływ na zdrowie konsumentów. Substancje organiczne zwiększają zapotrzebowanie wody na dezynfektanty, są prekursorami ubocznych produktów utleniania chemicznego oraz dezynfekcji, a także przyczyniają się do braku stabilności biologicznej wody [1]. Konieczność usuwania tych związków z wody przeznaczonej do spożycia przez ludzi jest sprawą bezdyskusyjną. O wadze problemu świadczy fakt, że zarówno w normatywach polskich, jak i standardach Unii Europejskiej ich dopuszczalne stężenia w wodzie do picia są bliskie zeru. Pomimo wieloletnich badań problem skutecznego usuwania zanieczyszczeń organicznych z roztworów wodnych nie doczekał się kompleksowego rozwiązania.

Substancje organiczne występujące w ujmowanych wodach powinny być w znacznej części usuwane w pierwszych procesach układu jej oczyszczania. Dużą rolę w tym względzie przypisuje się właściwie prowadzonemu **procesowi koagulacji**, którego zadaniem jest usunięcie z roztworów wodnych zawiesin koloidalnych, jak również zmniejszenie zawartości wielu zanieczyszczeń organicznych. Koagulacja, w wyniku której uzyskuje się barwę w granicach 1-5 mgPt/dm³ oraz mętność w zakresie 0,1-1,0 NTU, zwana wysokoefektywną,

pozwała na znaczne obniżenie zawartości związków organicznych, prekursorów trihalometanów, w tym między innymi związków humusowych oraz wielu innych indywidualnych zanieczyszczeń organicznych występujących w wodach [2].

Oceniając efektywność procesu koagulacji, bierze się pod uwagę nie tylko pierwszy i drugi (flokulacja) jej etap, ale również procesy służące do usuwania powstałych kłaczków, takie jak sedimentacja, filtracja czy mikrofiltracja. Wymienione procesy stanowią jeden z podstawowych stopni w wielostopniowych barierach oczyszczania wody.

2. Proces koagulacji w oczyszczaniu ścieków

Proces koagulacji, wraz z towarzyszącym mu często procesem chemicznego strącania, znalazł zastosowanie w wysokoefektywnych technologiach oczyszczania ścieków miejskich oraz podczyszczania ścieków przemysłowych. Koagulację zanieczyszczeń występujących w ściekach stosuje się w celu osiągnięcia następujących efektów:

- strącania metali lub substancji barwnych ze ścieków przemysłowych,
- wstępnego oczyszczania ścieków miejskich o dużym udziale ścieków przemysłowych,
- zwiększenia efektywności wstępnego oczyszczania ścieków przez wprowadzenie koagulantu przed osadnikiem wstępnym; stopień usunięcia zanieczyszczeń organicznych wyrażonych jako biochemiczne zapotrzebowanie na tlen (BZT₅) wzrasta do 50-60%,
- strącania związków fosforu,
- usunięcia substancji refrakcyjnych ze ścieków.

W wyniku wprowadzenia procesu koagulacji w ściekach po biologicznym oczyszczeniu można uzyskać dodatkowe obniżenie chemicznego zapotrzebowania na tlen (ChZT) i OWO o 60-70%.

3. Proces koagulacji w oczyszczaniu wód

Proces koagulacji jest powszechnie stosowany przy oczyszczaniu większości wód powierzchniowych. Czasem stosuje się go również do oczyszczania wód podziemnych i infiltracyjnych.

Właściwie przebiegająca koagulacja zapewnia nie tylko duży stopień usunięcia koloidów i zawiesin trudno opadających, ale również zasocjowanych z nimi innych zanieczyszczeń, w tym także mikrozanieczyszczeń. Tak więc efektem skutecznie prowadzonej koagulacji jest zmniejszenie mętności wody, intensywności barwy, wskaźników zanieczyszczenia organicznego, w tym prekursorów ubocznych produktów dezynfekcji i utleniania chemicznego, oraz zawartości wielu mikrozanieczyszczeń, głównie występujących w oczyszczanej wodzie w postaci form trudno rozpuszczalnych lub asocjatów. W procesie ko-

agulacji są również usuwane mikroorganizmy (zwłaszcza martwe), które właściwościami są zbliżone do cząstek koloidalnych [3, 4].

W ostatnim okresie prowadzi się zaawansowane prace nad modyfikacją i udoskonalaniem procesu koagulacji, polegające na wprowadzaniu nowych koagulantów i flokulantów, przez co uzyskuje się przyspieszenie procesu oraz zmniejszenie potrzebnych dawek reagentów. Bardzo skuteczne okazały się koagulanty glinowe nowej generacji – wstępnie zhydrolizowane, np. koagulant o symbolu PAC [5]. Zastosowanie do koagulacji wstępnie zhydrolizowanych preparatów (PAC i PAX) zmniejsza, w porównaniu z siarczanem glinu, zużycie zasadowości oraz spadek odczynu pH, decydujących o agresywności kwasowo-węglanowej wody. Uzyskuje się również mniejsze stężenia glinu pozostałego po procesie koagulacji [6]. Dużo uwagi poświęca się także sposobom prowadzenia procesu koagulacji, w celu zwiększenia jej efektywności oraz zmniejszenia liczby niezbędnych urządzeń [7, 8].

Proces koagulacji zanieczyszczeń zawartych w wodzie rzeki Odra (poziom Wrocław), prowadzony za pomocą siarczanu żelaza II wstępnie utlenionego wodą chlorową (dawki od 50 do 100 $\text{gFeSO}_4 \cdot 7 \text{H}_2\text{O}/\text{m}^3$), powodował zmniejszenie BZT₅ w 46-70%, utlenialności w 64-85% i OWO w 44-63% [9]. Gorszymi koagulatami okazały się koagulanty glinowe: siarczan glinu i zhydrolizowany polichlorek glinu (PAC) o wzorze chemicznym $\text{Al}_n(\text{OH})_m\text{Cl}_{3n-m}$. Najlepsze uzyskiwane wyniki (przy odczynie pH = 6,0) były następujące: obniżenie utlenialności dla siarczanu glinu wynoszące 14,3%, a dla PAC 16%, natomiast zmniejszenie wskaźnika OWO odpowiednio 10 i 11% [5]. Nie potwierdziły tego faktu inne badania, które wykazały większą skuteczność koagulantów glinowych. Przy zastosowaniu siarczanu glinu uzyskano zmniejszenie utlenialności na poziomie 38%, a dla PAC spadek tego wskaźnika wynosił 49,4% [6].

W procesie uzdatniania wody podziemnej ujmowanej na potrzeby ZUW Zawada w Opolu zastosowano proces koagulacji z użyciem dwóch koagulantów: siarczanu glinu i zasadowego polichlorosiarczanu aluminium (WAC) o wzorze chemicznym $\text{Al}_n(\text{OH})_m(\text{SO}_4)_k\text{Cl}_{3n-m-2k}$. Ustalono w badaniach optymalne dawki wynosiły: dla siarczanu glinu 33,3 g/m^3 , a dla WAC – 0,86 g/m^3 . Zmniejszenie utlenialności przy jej początkowej wartości wynoszącej 5,02 gO_2/m^3 było równe: w przypadku koagulantu pierwszego 44,4%, a drugiego – 56%. Znacznie lepsze efekty uzyskane przy użyciu preparatu WAC wynikają z faktu zachodzenia dwóch mechanizmów: klasycznej koagulacji typowej dla koagulantów mineralnych i koagulacji charakterystycznej dla polielektrolitów organicznych [10].

Analiza procesów technologicznych stosowanych w latach 1996-1998 w Zakładzie Wodociągu Północnego w Warszawie wykazała również dużą skuteczność procesu koagulacji w usuwaniu zanieczyszczeń organicznych. Stosowanie koagulatu mieszanego (siarczan glinu + siarczan żelaza III o nazwie PIX) pozwoliło na obniżenie utlenialności z 9,1-10,9 (po wstępnym ozonowaniu) do wartości 5,1-5,9 gO_2/m^3 , OWO i absorbancji UV (245 nm) odpowiednio z 9,57 do 10,38 gC/m^3 i z 23,40-27,43 do 13,26-14,81 m^{-1} [11].

Badania prowadzone na wodzie ze studni promienistej w Mosinie (koło Poznania) wykazały, że koagulacja powierzchniowa na złożu dwuwarstwowym z zastosowaniem soli glinu w ilości $2,5 \text{ g Al/m}^3$ powodowała obniżenie OWO w granicach 7-18% [12].

Podczas oczyszczania barwnych wód miocęńskich metodą napowietrzania i koagulacji kontaktowej siarczanem glinu (dawka $50 \text{ gAl}_2(\text{SO}_4)_3/\text{m}^3$) z prędkością 5 m/h uzyskano obniżenie utlenialności z 7,6 do $3,6 \text{ gO}_2/\text{m}^3$ (52,6%), a absorpcji z $40,5$ do $14,0 \text{ m}^{-1}$ (65,4%) [13].

Wprowadzając w układ technologiczny oczyszczania wody infiltracyjnej we Wrocławiu proces koagulacji powierzchniowej, poprzez dawkowanie na istniejące złożo filtracyjne chlorku żelaza III w ilości 5 g/m^3 lub polielektrolitu Magnafloc LT31 w ilości $1,3-1,6 \text{ g/m}^3$, uzyskiwano zmniejszenie średniej utlenialności z $3,6 \text{ gO}_2/\text{m}^3$ (woda surowa) do $2,6 \text{ gO}_2/\text{m}^3$, a OWO z $3,02 \text{ gC/m}^3$ do $2,49 \text{ gC/m}^3$. Podczas stosowania samej filtracji (bez dawkowania koagulantów) końcowe efekty były gorsze: średnia utlenialność w wodzie uzdatnionej wynosiła $3,0 \text{ gO}_2/\text{m}^3$, a OWO $2,52 \text{ gC/m}^3$ [14].

Przeprowadzone badania na stacji pilotowej w SUW Drwęża w Lubiczu potwierdziły znaczący wpływ intensywności mieszania na efektywność procesu koagulacji. Stwierdzono, że istnieje optymalna do usuwania substancji organicznych intensywność mieszania szybkiego i wolnego, zależna od dawki koagulantu oraz stężenia zanieczyszczeń zawartych w wodzie. Usunięcie utlenialności w procesie koagulacji wahało się w granicach 30-60%. Zwiększenie liczby obrotów w mieszaninzie szybkim z 200 do 400 obr./min powodowało poprawę usuwania utlenialności o ok. 10%, a wzrost szybkości mieszania wolnego skutkowało obniżeniem utlenialności w granicach 5-12% [15].

Oprócz tradycyjnych koagulantów, jakimi są sole żelaza i glinu, podstawowym koagulantem stosowanym przy oczyszczaniu wody zawierającej znaczne ilości związków organicznych jest wapno. Koagulant ten znalazł szerokie zastosowanie, zwłaszcza w odnowie wody. Koagulacja dużymi dawkami wapna, prowadzona przy odczynie pH powyżej 10,5, najczęściej w przedziale 11,0-11,5, podczas której wytrąca się wodorotlenek magnezu $\text{Mg}(\text{OH})_2$ i węglan wapnia CaCO_3 , umożliwia wysoki stopień usunięcia rozpuszczonych związków organicznych. Zachodzi tutaj głównie adsorpcja zanieczyszczeń na wytrąconych osadach. Uzyskiwane efekty zmniejszenia stężenia związków organicznych są następujące: OWO – ok. 50%, ekstrakt węglowo-chloroformowy (EWCh) – 60%, ekstrakt węglowo-alkoholowy (EWA) – 35%.

Ponieważ rola koagulacji w usuwaniu mikrozanieczyszczeń łatwo rozpuszczalnych w wodzie jest drugorzędna, stopień ich usuwania może zwiększyć pylisty węgiel aktywny, dawkowany jako substancja wspomagająca [3].

4. Koagulacja wybranych zanieczyszczeń organicznych z wody

4.1. Substancje humusowe

Wiele eksperymentów prowadzonych na wodach o różnym składzie potwierdziło przydatność procesu koagulacji do usuwania naturalnej materii organicznej reprezentowanej przez związki humusowe. Koagulacja wody z zastosowaniem soli glinu lub żelaza to szeroko stosowana metoda obniżenia barwy, utlenialności i wartości wskaźnika OWO, oznaczeń, które są w korelacji z zawartością substancji humusowych występujących w wodach naturalnych.

W przypadku usuwania SH w procesie koagulacji często konieczne jest stosowanie większych dawek koagulantów niż przy koagulacji cząstek powodujących mętność wody oraz ścisłe zachowanie optymalnych warunków procesu, głównie odczynu pH. Przy zbyt małych dawkach koagulantów żelazowych lub niewłaściwym odczynie pH mogą powstać barwne połączenia (chelaty) kwasów humusowych z żelazem [16].

Proces koagulacji najefektywniej zachodzi przy odczynie pH = 4,0-6,0. Zdaniem wielu autorów przy odczynie pH > 6,25 (7,0) o usuwaniu SH decyduje ich sorpcja na powierzchni powstałych kłaczków wodorotlenków żelaza $\text{Fe}(\text{OH})_3$ lub glinu $\text{Al}(\text{OH})_3$, a wymagana dawka koagulantu jest większa. Przy wartościach odczynu pH > 6,25 sprawność usuwania SH zwiększa się wraz ze wzrostem ich masy cząsteczkowej, a więc wraz z ich podatnością na adsorpcję. W związku z tym stosowanie przed procesem koagulacji chemicznego utleniania jest niecelowe, gdyż prowadzi do rozfrakcjonowania barwnych zanieczyszczeń organicznych, do których usunięcia potrzebne są większe dawki koagulantów [17].

Nie potwierdziły tej zależności inne badania. Koagulacja wody o stężeniu SH = 4,0 g/m³ za pomocą chlorku glinu w dawkach 5,4-8,5 gAl/m³, poprzedzona wprowadzeniem ozonu w ilości 0,1-0,3 gO₃/m³, dawała znacznie lepsze rezultaty niż koagulacja bez wstępnego utleniania [18].

Koagulacja wody zawierającej substancje humusowe w ilości 50 g/m³ za pomocą uwodnionego chlorku glinu ($\text{AlCl}_3 \cdot 6 \text{H}_2\text{O}$) zachodziła najefektywniej w zakresie odczynu pH od 5,0 do 7,0. W tym przypadku największy udział miała adsorpcja na powstałych kłaczkach $\text{Al}(\text{OH})_3$, dawki koagulantu były jednak dość duże, w granicach od 130 do 200 gAlCl₃/m³ [19].

Dobre efekty uzyskano, prowadząc koagulację dwustopniową. Zastosowanie w pierwszym stopniu soli żelaza w ilości 3-5 gFe/m³ przy odczynie pH = 4,8-5,1 zmniejszyło utlenialność o 85-88%. Dalszą poprawę uzyskano w drugim stopniu, przy dawkach 1,3-1,7 gFe/m³ i odczynie pH = 8,0 [20].

Tradycyjne koagulanty można zastąpić polielektrolitami kationowymi. Użytkuje się wówczas porównywalne efekty przy zastosowaniu mniejszych dawek reagentów [21].

Przebieg i efektywność procesu koagulacji zależy w znacznym stopniu od zasolenia wody, w zwłaszcza jej twardości. Badania prowadzone na wodzie zawierającej SH w stężeniu wynoszącym 50 g/m^3 , z zastosowaniem siarczanu glinu jako koagulantu w dawkach od 0,1 do 27 gAl/m^3 wykazały, że lepsze wyniki uzyskiwano w przypadku wody o większym zasoleniu [22, 23].

Duży stopień usuwania SH zapewnia również koagulacja wapnem. Jej skuteczność zależy (wprost proporcjonalnie) od wytrąconego w wodzie węglanu wapnia CaCO_3 , a głównie wodorotlenku magnezu Mg(OH)_2 . Na stopień usuwania SH ma wpływ twardość węglanowa i odczyn pH oczyszczanej wody. Przy dużej twardości węglanowej i wysokim odczynie pH sprawność usuwania tych zanieczyszczeń dochodziła nawet do 75-98% [3].

Proces koagulacji SH charakteryzujących się dużą aktywnością oraz zdolnością sorpcyjną wpływał korzystnie na stopień zmniejszenia innych zanieczyszczeń organicznych, np. pestycydów [24, 25]. Obecność w koagulowanej wodzie SH wpływała również korzystnie na usuwanie jonów miedzi i ołowiu, szczególnie w zakresie 5-7 pH [3].

Metodą alternatywną do koagulacji i następującej po niej sedymentacji okazała się flotacja. Wodę zanieczyszczoną SH w ilościach od 50 do 200 g/m^3 poddawano procesowi wypieniania przez 8-20 min. Jako wypieniacz stosowano etanol w ilości 1% w stosunku do zawartości SH. Maksymalne procenty zmniejszenia sięgały nawet 99% [26].

4.2. Detergenty

Proces koagulacji okazał się skuteczny w usuwaniu detergentów (SPC). Stosując siarczan glinu, uzyskano 30% obniżenie zawartości detergentu anionowego. Lepsze wyniki, bo wyrażające się zmniejszeniem 50%, uzyskano dla tego detergentu przy użyciu siarczanu żelaza II z dodatkiem chloru i wody wapiennej.

Badania przeprowadzone w Zakładach Chemicznych w Oświęcimiu wykazały dużą przydatność wapna do usuwania detergentów. Dawka wapna 10 gCaO/m^3 , przy zachowaniu 30-dniowego czasu kontaktu, dała 80-95% zmniejszenie detergentu o nazwie **Nekal** [3]. Natomiast w innych badaniach wykazano, że w procesie koagulacji prowadzonej z udziałem tradycyjnych koagulantów zmniejszenie SPC oscylowało wokół 40%, koagulacja wapnem dawała gorsze efekty – tylko 25% usunięcie SPC [27].

Obok tradycyjnych koagulantów do oczyszczania ścieków z przemysłu włókienniczego stosowano z powodzeniem odpowiednie polielektrolity. Do koagulacji SPC anionowych skutecznymi okazały się polielektrolity kationowe [3, 28]. Usuwanie anionowych SPC realizowano w procesie koagulacji za pomocą polichlorku glinu. Dodatek polielektrolitu kationowego powodował

zmniejszenie dawki koagulantu. Dobre rezultaty osiągnięto również, stosując sam polielektrolit w dawce 10 razy mniejszej od dawki koagulantu [29]. Obecne w ściekach detergenty anionowe usuwano w procesie dwustopniowej koagulacji poprzedzonej utlenianiem za pomocą nadtlenku wodoru (H_2O_2). Nadtlenek wodoru dawkowano jednocześnie z siarczanem żelaza II ($FeSO_4$), w drugim stopniu koagulacji stosowano polichlorek glinu.

Stężenie SPC w roztworach modelowych wynosiło 10 mg/dm^3 (takie stężenia są czasem notowane w zanieczyszczonych wodach powierzchniowych). Ustalono w badaniach optymalne dawki $FeSO_4$ i polichlorku glinu wynosiły odpowiednio 60 i 90 g/m^3 . Powstające kłaczkę posiadały dobre właściwości sedymentacyjne, a ilość pozostałego żelaza wahała się od 2 do 5 g/m^3 [30].

4.3. Pestycydy

Skuteczność procesu koagulacji z zastosowaniem tradycyjnych reagentów (soli glinu i żelaza) zależała od rodzaju usuwanego pestycydu. Pestycydy hydrofobowe (DDT) usuwane były z dużą efektywnością, dochodzącą do 95%, natomiast pestycydy hydrofilowe (lindan) zmniejszały się tylko o około 10%. Wzrost rozpuszczalności pestycydów wpływał niekorzystnie na proces koagulacji tych zanieczyszczeń. Zastosowanie środków wspomagających proces flokulacji, jakimi są polielektrolity, przyczyniło się do uzyskania większego procentu zmniejszenia pestycydów. Koagulacja wapnem okazała się procesem skutecznym tylko w odniesieniu do niektórych pestycydów, np. karbofuranu [31].

4.4. Wielopierścieniowe węglowodory aromatyczne

Ponieważ wielopierścieniowe węglowodory aromatyczne (WWA) są w dużym stopniu sorbowane przez koloidy i zawiesiny, tradycyjne metody oczyszczania wody, takie jak koagulacja, sedymentacja i filtracja, są skuteczne w ich usuwaniu. Zwiększenie efektywności usuwania WWA w typowych układach uzdatniania wód uzyskuje się przez wprowadzenie po procesie filtracji procesu adsorpcji, z zastosowaniem węgla aktywnych [32].

4.5. Zanieczyszczenie ropopochodne

Po mechanicznym oczyszczeniu roztworów wodnych z zanieczyszczeń olejowych często stosuje się proces koagulacji za pomocą tradycyjnych koagulantów, tj. soli glinu i żelaza [33]. Zastosowanie koagulantów pozwala na usunięcie około 90% olejów. Większą wydajność uzyskiwano przez wprowadzenie dodatku krzemionki aktywnej, węgla aktywnego, flokulantów organicznych oraz przez wstępne, drobnopęcherzykowe napowietrzanie. Pozwoliło to usunąć zanieczyszczenia ropopochodne wyrażone jako ekstrakt eterowy w 79,7%.

Oprócz tradycyjnych reagentów stosuje się coraz częściej nowoczesne flokulanty organiczne [34] i nowoczesne środki adsorpcyjno-koagulacyjne, takie jak np. koagulanty trójskładnikowe glinowo-żelazowo-krzemionkowe [35].

5. Podsumowanie

Na ostateczną efektywność procesu koagulacji wpływają: destabilizacja koloidalnych zanieczyszczeń organicznych, neutralizacja ładunku anionów organicznych przez kationowe produkty hydrolizy koagulantów, wymiana jonowa, kompleksowanie powierzchniowe, adsorpcja na cząstkach wodorotlenków metali stosowanych koagulantów oraz procesy strącania i współstrącania. Rola wymienionych zjawisk zależy od odczynu pH oczyszczanych wód oraz od ładunku produktów hydrolizy koagulantów.

Maksymalizację efektów koagulacji można osiągnąć przez: korektę odczynu pH, dobór rodzaju i dawek stosowanych reagentów (koagulantów, flokulantów, w tym polielektrolitów, utleniaczy, pylistych sorbentów), określenie kolejności ich dawkowania, dobór hydrauliki i rozwiązania komór procesowych w warunkach homogenicznych (objętościowych) oraz heterogenicznych (powierzchniowych).

Skuteczność procesu koagulacji w usuwaniu zanieczyszczeń organicznych z roztworów wodnych jest bardzo zróżnicowana. W przypadku stosowania tego procesu po biologicznym oczyszczaniu ścieków można uzyskać obniżkę ChZT i OWO o 60-70%. Występują natomiast duże rozbieżności w doniesieniach literaturowych na temat efektywności koagulacji w oczyszczaniu wody. Zastosowanie koagulacji pozwala na obniżenie ogólnych wskaźników związków organicznych, takich jak ChZT (metodą nadmanganianową), OWO, i absorbancja UV odpowiednio w granicach 14,3-85,0%, 10,0-63,0% i 7,8-66,0%. W odniesieniu do indywidualnych związków organicznych efektywność procesu koagulacji waha się również w bardzo szerokim zakresie.

Substancje humusowe były eliminowane w procesie koagulacji w zakresie 7-99%. Detergenty, w zależności od ich charakteru, zostały usunięte w 30-95%, pestycydy w granicach 10-95%, a zanieczyszczenia olejowe w zakresie 79,7-90,0%.

Literatura

1. Rak M., Świdarska-Bróz M.: *Przydatność wstępnie zhydrolizowanych koagulantów glinowych w usuwaniu zanieczyszczeń organicznych z wody*. Inżynieria i Ochrona Środowiska, nr 3-4(6), 2003, s. 347-359.
2. Dymaczewski Z., Sozański M.M.: *Wodociągi i kanalizacja w Polsce, tradycja i współczesność*. PZITS Poznań, Poznań-Bydgoszcz 2002.
3. Świdarska-Bróz M.: *Mikrozanieczyszczenia w środowisku wodnym*. Wydawn. Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 1993.

4. Świdorska R., Anielak A.M.: *Koagulacja wód powierzchniowych z udziałem substancji wspomagających*. Annual Set the Environment Protection, t. 6, Koszalin 2004, s. 139-157.
5. Rak M., Świdorska-Bróz M.: *Porównanie skuteczności siarczanu glinu i koagulantu PAC w oczyszczaniu wód*. Ochrona Środowiska, nr 5(75), 1999, s. 21-24.
6. Wolborska A., Zarzycki R., Mętlewiak B.: *Wpływ rodzaju koagulantu glinowego na jakość wody uzdatnionej*. Ochrona Środowiska, nr 4(75), 1999, s. 25-28.
7. Kaleta J.: *Usuwanie barwy z wody w procesie sorpcji i koagulacji*. Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, Budownictwo i Inżynieria Środowiska, z. 32, Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2000, s. 171-178.
8. Granops M., Kaleta J.: *Woda, uzdatnianie i odnowa*. Wydawn. SGGW, Warszawa 2005.
9. Kowalski T.: *Analiza zjawisk zachodzących podczas oczyszczania wód powierzchniowych w procesie koagulacji solami żelazowymi i filtracji przez złożę dolomitowe*. Ochrona Środowiska, nr 1-2(48-49), 1993, s. 45-51.
10. Lipiak D., Szczepankiewicz J.: *Porównanie efektów procesu koagulacji wody podziemnej SUW Zawada w Opolu przy zastosowaniu siarczanu aluminium i zasadowego polichlorosiarczanu aluminium (WAC®HB)*. Mat. konf. International Conference „Municipal and Rural Water Supply and Water Quality”, Poznań 1998, t. I, s. 151-169.
11. Sroka M., Kulesza M.: *Kierunki rozwoju technologii uzdatniania wody z Zalewu Zegrzyńskiego w Zakładzie Wodociągu Północnego*. Ochrona Środowiska, nr 4(75), 1999, s. 69-72.
12. Nawrocki J., Biłozor S.: *Uzdatnianie wody, procesy chemiczne i biologiczne*. PWN, Warszawa–Poznań 2000.
13. Perchuc M., Ziółkowska T.: *Badania nad uzdatnianiem barwnych wód podziemnych*. Ochrona Środowiska, nr 4(59), 1995, s. 23-28.
14. Dziubek A.M., Maćkiewicz J.: *Zastosowanie koagulacji powierzchniowej do uzdatniania wód infiltracyjnych*. Ochrona Środowiska, nr 3(74), 1999, s. 57-60.
15. Grudowski G., Pasewicz J., Stojanowska Z.: *Badania procesu koagulacji w SUW Drwęca w Lubiczu*. Mat. konf. International Conference „Municipal and Rural Water Supply and Water Quality”, Poznań 1996, t. III, s. 143-153.
16. Świdorska R., Anielak A.M.: *The significance of electrokinetic potential in the adsorption process of humic substances*. Annual Set the Environment Protection, t. 6, Koszalin 2004, s. 32-49.
17. Kowal A.L., Świdorska-Bróz M.: *Oczyszczanie wody*. PWN, Warszawa–Wrocław 1996.
18. Melia C., Becker W., Au K.: *Removal of humic substances by coagulation*. Wat. Sci. Tech., no 9(40), 1999, p. 47-54.
19. Lu X., Chen Z., Yang X.: *Spectroscopic study of aluminium speciation in removing humic substances by Al coagulation*. Wat. Res., no 15(33), 1999, p. 3271-3280.

20. Wahlroos G.: *The realization of activated-carbon filtration in a water purification process for highly humic water by prior two-stage iron III salt coagulation*. Aqua, no 4(40), 1991, p. 211-222.
21. Kam S.K., Gregory J.: *The interaction of humic substances with cationic polyelectrolytes*. Wat. Res., no 15(35), 2001, p. 3557-3566.
22. Duan J., Wang J., Graham N., Wilson F.: *Coagulation of humic acid by aluminium sulphate in saline water conditions*. Desalination, no 150, 2002, p. 1-14.
23. Duan J., Wilson F., Graham N., Tay J.: *Adsorption of humic acid by powered activated carbon in saline water condition*. Desalination, no 151, 2002, p. 53-66.
24. Murphy E.M., Zachara J.M.: *The role of sorbed humic substances on the distribution of organic and inorganic contaminants in groundwater*. Geoderma, no 67, 1995, p. 103-124.
25. Pandey A.K., Pandey S.D., Misra V., Viswanathan P.N.: *Role of free radicals in the binding of organochlorine pesticides and heavy metals with humic acid*. The Science of the Total Environment, no 231, 1999, p. 125-133.
26. Zouboulis A.I., Jun W., Katsoyiannis I.A.: *Removal of humic acids by flotation*. Colloids and surfaces A: Physicochem. Eng. Aspects, no 231, 2003, p. 181-193.
27. Kowal A.L.: *Odnova wody. Podstawy teoretyczne procesów*. Wydawn. Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 1990.
28. Prats D., Ruiz F., Vazquez B., Rodrigez-Pastor M.: *Removal of anionic and nonionic surfactants in a wastewater treatment plant with anaerobic digestion. A comparative study*. Wat. Res., no 8, 1997, p. 1925-1930.
29. Bolto B.A., Dixon D.R., Gray S.R., Chee H., et al.: *The use of soluble organic polymers in waste treatment*. Wat. Sci. Tech., no 34, 1996, p. 117-124.
30. Lin Sheng H., Lin Chi M., Leu Horhg G.: *Operating characteristics and kinetic studies of surfactant wastewater treatment by fenton oxidation*, Wat. Res., no 33, 1999, p. 1735-1741.
31. Świdarska-Bróż M.: *Przydatność koagulacji w usuwaniu mikrozanieczyszczeń i ich prekursorów*. Mat. konf. International Conference „Municipal and Rural Water Supply and Water Quality”, Poznań 1996, t. I, s. 319-331.
32. Kowal A.L., Maćkiewicz J., Świdarska-Bróż M.: *Podstawy projektowe systemów oczyszczania wód*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 1998.
33. Hupka J.: *Odolejanie ścieków przemysłowych*. Przemysł Chemiczny, nr 1(59), 1980, s. 10-13.
34. Stępnia S.: *Usuwanie zanieczyszczeń olejowych ze ścieków emulsyjnych nowoczesnymi preparatami chemicznymi*. Gaz, Woda i Technika Sanitarna, nr 11, 1992, s. 254-255.
35. Stępnia S.: *Unieszkodliwianie zużytych emulsji olejowych metodami chemicznymi*. Przemysł Chemiczny, nr 9-10(60), 1981, s. 440-442.

REMOVAL OF CHOSEN ORGANIC POLLUTIONS FROM AQUEOUS SOLUTIONS IN COAGULATION PROCESS

S u m m a r y

The paper presents possibility of use the coagulation process in removal of chosen organic pollutions such as: humic substances, detergents, pesticides, polycyclic aromatic hydrocarbons and oil contaminants from aqueous solutions. Estimate also the effectiveness of the coagulation process used in water treatment and waste-water treatment.

Złożono w Oficynie Wydawniczej w marcu 2006 r.

Jadwiga KALETA
Alicja PUSZKAREWICZ
Politechnika Rzeszowska

BADANIA DOTYCZĄCE MODERNIZACJI STACJI UZDATNIANIA WODY W MIEJSCOWOŚCI RADYMNO

W artykule przedstawiono wyniki badań technologicznych wód wglębnych o ponadnormatywnej zawartości żelaza, manganu, azotu amonowego, charakteryzujących się dodatkowo dużą twardością. Wodę odpowiadającą wymogom sanitarnym uzyskano, stosując dwustopniową filtrację. Jako pierwszy stopień zastosowano piasek kwarcowy, drugi stopień stanowiły złoża wypełnione masami katalitycznymi Defeman lub G-1. Zmniejszenie twardości wody uzyskano, dawkując wodorotlenek sodu, lub prowadząc wymianę jonową części wody na kationicie.

1. Wstęp

Nowelizacja polskich przepisów, zaostrzająca wymagania stawiane wodzie przeznaczonej do spożycia przez ludzi, oraz pogarszająca się jakość zasobów wodnych sprawiają, że zwiększa się liczba stacji uzdatniania, które nie zapewniają odpowiedniej jakości wody podawanej do sieci. Wiele stacji uzdatniania stoi przed koniecznością intensyfikacji procesu oczyszczania wody i modernizacji eksploatowanych urządzeń [1, 2]. Technologia uzdatniania większości wód podziemnych jest prosta. Występujący w tych wodach dwutlenek węgla oraz żelazo z reguły nie stwarzają większych problemów i dają się łatwo usunąć w tradycyjnych metodach napowietrzania (uzupełnianego czasem chemicznym wiązaniem dwutlenku węgla), a także jednostopniowej filtracji na złożach piaskowych. Sprawa komplikuje się, gdy oprócz żelaza występują inne zanieczyszczenia, takie jak mangan, azot amonowy, siarkowodór. Należy wówczas zastosować filtry dwuwarstwowe lub filtrację dwustopniową. Pierwszy stopień filtracji realizowany jest najczęściej na złożach z piasku kwarcowego. Filtracja drugiego stopnia odbywa się z zastosowaniem mas katalitycznych [3-5].

Obok wód podziemnych o normatywnej twardości spotyka się niekiedy wody miękkie oraz wody bardzo twarde. Twardość jest wskaźnikiem limitowanym w przepisach sanitarnych (w granicach od 60 do 500 mgCaCO₃/dm³), dlatego należy w takich przypadkach przeprowadzić proces mineralizacji bądź zmiękczenia wody [6, 7].

Celem przeprowadzonych badań było określenie efektywności usuwania żelaza, manganu i azotu amonowego w układzie dwustopniowej filtracji oraz opracowanie metody zmniejszenia twardości wody do wartości normatywnej. Wyniki badań laboratoryjnych stanowiły podstawę do opracowania modernizacji ciągów technologicznych na stacjach uzdatniania wody w miejscowości Radymno.

2. Charakterystyka wód pochodzących z eksploatowanych studni

W miejscowości Radymno pracują dwie stacje uzdatniania wody ujmujące wodę wglębną. Wodę do badań pobrano z dwóch studni głębinowych (S-1 i S-2) zasilających stację I i z dwóch studni (S-3 i S-4) zasilających stację II. Podstawowe oznaczenia fizyczno-chemiczne wód wykonano zgodnie z obowiązującymi w Polsce normami, a uzyskane wyniki porównano z wartościami określonymi w rozporządzeniu Ministra Zdrowia z dnia 19 listopada 2002 r. w sprawie wymagań dotyczących jakości wody przeznaczonej do spożycia przez ludzi (Dz.U. Nr 203, poz. 1718) (tab. 1.).

Tabela 1. Skład fizyczno-chemiczny pobranych wód

Wskaźnik	Jednostka	Wartość dopuszczalna	Stacja uzdatniania I		Stacja uzdatniania II	
			studnia S-1	studnia S-2	studnia S-3	studnia S-4
Odczyn pH	-	6,5-9,5	6,97	6,77	6,60	5,50
Mętność	NTU	1	98,00	36,00	48	12
Barwa	mgPt/dm ³	15	80	47	49	26
Twardość ogólna	mval/dm ³ (mg/dm ³)	1,2-10 (60-500)	8,46 (423)	9,84 (492)	14,6 730	13,4 670
Zasadowość	mval/dm ³	-	7,1	7,1	8,7	-
Zapach	-	akceptowalny	nieakceptowalny – gnilny			
Żelazo ogólne	mgFe/dm ³	0,2	9,10	8,10	13,3	9,3
Mangan	mgMn/dm ³	0,05	1,97	1,42	1,90	1,46
Amoniak	mg NH ₄ ⁺ /dm ³	0,5	2,34	2,51	3,21	2,57

Wody ze studni S-1 i S-2 (ujęcie I) posiadały zmienioną barwę i podwyższoną mętność oraz ponadnormatywną zawartość żelaza, manganu i amoniaku. Zapach tych wód był nieakceptowalny.

Wody ze studni S-3 i S-4 (ujęcie II) charakteryzowały się, obok zanieczyszczeń występujących w studniach S-1 i S-2, ponadnormatywną twardością, która przekraczała górną dopuszczalną granicę.

3. Badania technologiczne wody z ujęcia I

3.1. Założenia do badań

W przeprowadzonych badaniach szukano optymalnych sposobów usuwania z wody zapachu, mętności, barwy, nadmiernych ilości żelaza, manganu i amoniaku. Parametry hydrauliczne były przyjęte zgodnie z warunkami panującymi na stacji. Badania technologiczne prowadzono w dwóch seriach, na wodzie pobranej ze stacji po odżelaziaczach (I stopień filtracji), które pracują prawidłowo.

3.2. Napowietrzanie i filtracja przez masę katalityczną Defeman – seria I

Jako wypełnienie filtru w II stopniu filtracji zastosowano masę Defeman, która jest bardzo sprawnym katalitycznym materiałem filtracyjnym, zawierającym około 60-90% dwutlenku manganu MnO_2 . W przypadku stosowania tej masy zalecane jest wstępne napowietrzanie wody oraz odczyn pH wody w granicach od 7,0 do 9,0.

Filtr II^o o średnicy 35 mm składał się z następujących warstw:

- żwirowej podtrzymującej, o granulacji 2-5 mm-0,2 m,
- właściwej – masy Defeman, o granulacji 1-3 mm-0,7 m.

W przeprowadzonych badaniach stosowano prędkość filtracji 12 m/h. Uzyskane wyniki zestawiono w tab. 2.

Tabela 2. Wyniki badań uzyskane w serii I, studnie S-1 i S-2

Oznaczenie	Wskaźnik	Wartość normatywna	I ^o filtracji		II ^o filtracji	
			woda po odżelazianiu, studnia S-1	woda po odżelazianiu, studnia S-2	woda uzdatniona, studnia S-1	woda uzdatniona, studnia S-2
			v = 12 m/h	v = 12 m/h	v = 12 m/h	v = 12 m/h
Odczyn pH	-	6,5-9,5	7,16	6,71	7,34	6,80
Twardość	mval/dm ³	1,2-10	8,5	9,60	8,68	9,20
	mg/dm ³	60-500	425	480	434	460
Zasadowość	mval/dm ³	-	6,5	6,7	6,5	9,2
Żelazo ogólne	mgFe/dm ³	0,2	0,17	0,1	0,1	0,03
Mangan	mgMn/dm ³	0,05	0,41	0,33	0,05	0,02
Barwa	mgPt/dm ³	15	3	2	2	1
Mętność	NTU	1	2	2	1	1
Amoniak	mgNH ₄ ⁺	0,5	0,25	0,25	0,05	0,025
Zapach	akceptowalny					

Uzdatniona woda odpowiadała normom jakości wody przeznaczonej do spożycia w zakresie wszystkich analizowanych wskaźników, jednak zawartość manganu i twardość były na granicy dopuszczalnych wartości. Z tego względu przeprowadzono drugą serię badań w celu obniżenia tych parametrów.

3.3. Alkalinizacja, napowietrzanie i filtracja przez masę katalityczną Defeman – seria II

Do napowietrzonych wód dodawano wodorotlenek sodu NaOH w ilości 150 i 80 mg/l, w celu uzyskania odczynu pH o wartościach odpowiednio 8,7 i 8,2. Tak przygotowane wody poddawano filtracji jak w p. 3.2. Uzyskane wyniki zestawiono w tab. 3. i 4.

Tabela 3. Wyniki badań uzyskane w serii II, studnia S-1

Oznaczenie	Wskaźnik	Wartość normatywna	I° filtracji	II° filtracji	
			woda po odżelazianiu, studnia S-1	woda uzdatniona, studnia S-1	
				dawka NaOH 150 mg/l	dawka NaOH 80 mg/l
Odczyn pH	-	6,5-9,5	7,16	8,1	7,8
Twardość	mval/dm ³ mg/dm ³	1,2-10 60-500	8,5 425	3,88 194	7,60 380
Zasadowość	mval/dm ³	-	6,5	4,4	6,9
Żelazo ogólne	mgFe/dm ³	0,2	0,17	0,00	0,00
Mangan	mgMn/dm ³	0,05	0,41	0,00	0,03
Barwa	mgPt/dm ³	15	3	1	1
Mętność	NTU	1	2	1	1
Amoniak	mgNH ₄ ⁺	0,5	0,25	0,03	0,04
Zapach	akceptowalny				

Tabela 4. Wyniki badań uzyskane w serii II, studnia S-2

Oznaczenie	Wskaźnik	Wartość normatywna	I° filtracji	II° filtracji	
			woda po odżelazianiu	woda uzdatniona, studnia S-2	
				dawka NaOH 150 mg/l	dawka NaOH 80 mg/l
Odczyn pH	-	6,5-9,5	6,71	8,0	7,7
Twardość	mval/dm ³ mg/dm ³	1,2-10 60-500	9,60 480	4,2 210	6,4 320
Zasadowość	mval/dm ³	-	6,7	3,8	6,2
Żelazo ogólne	mgFe/dm ³	0,2	0,07	0,01	0,01
Mangan	mgMn/dm ³	0,05	0,33	0,01	0,02
Barwa	mgPt/dm ³	15	2	1	1
Mętność	NTU	1	2	1	1
Amoniak	mgNH ₄ ⁺	0,5	0,25	0,04	0,05
Zapach	akceptowalny				

W zastosowanej technologii uzdatniania uzyskano pozytywne rezultaty odnośnie do jakości wody z obu studni. Wprowadzenie alkalizacji spowodowało niemal całkowite usunięcie żelaza i manganu oraz znaczną obniżkę twardości wody. Z punktu widzenia końcowej jakości wody zalecana dawka wodorotlenku sodu powinna wynosić 80 mgNaOH/l, ale decyzja należy do eksploatatora stacji.

4. Badania technologiczne wody z ujęcia II

4.1. Założenia do badań

W przeprowadzonych badaniach szukano optymalnych rozwiązań dotyczących usuwania z wody zapachu, mętności, barwy, twardości, nadmiernych ilości żelaza, manganu i amoniaku. Badania technologiczne prowadzono w 5 seriach na wodzie pobranej ze stacji po odżelaziaczach, które pracują prawidłowo. W drugim stopniu filtracji zastosowano złożę filtracyjne Defeman oraz masę aktywną G-1. Parametry hydrauliczne były przyjęte zgodnie z obecnymi warunkami panującymi na stacji.

4.2. Napowietrzanie i filtracja przez masę katalityczną Defeman – seria I

W ramach II stopnia filtracji wodę przepuszczano przez filtr wypełniony masą Defeman, która została scharakteryzowana w p. 3.2. W przeprowadzonych badaniach stosowano prędkość filtracji 12 m/h. Uzyskane wyniki zestawiono w tab. 5.

Tabela 5. Wyniki badań uzyskane w serii I, studnie S-3 i S-4

Oznaczenie	Wskaźnik	Wartość normatywna	I ^o filtracji		II ^o filtracji	
			woda po odżelazianiu, studnia S-3	woda po odżelazianiu, studnia S-4	woda uzdatniona, studnia S-3	woda uzdatniona, studnia S-4
			v = 12 m/h	v = 12 m/h	v = 12 m/h	v = 12 m/h
Odczyn pH	-	6,5-9,5	7,06	6,75	7,18	7,11
Twardość	mval/dm ³ mg/dm ³	1,2-10 60-500	13,85 692	13,2 660	13,60 680	13,2 660
Zasadowość	mval/dm ³	-	7,9	7,5	7,4	7,5
Żelazo ogólne	mgFe/dm ³	0,2	0,11	0,60	0,05	0,07
Mangan	mgMn/dm ³	0,05	0,64	0,64	0,01	0,01
Barwa	mgPt/dm ³	15	2	6	1	1
Mętność	NTU	1	2	1	1	1
Amoniak	mgNH ₄ ⁺	0,5	1,12	0,6	0,4	0,3
Zapach	akceptowalny					

Uzdatniona woda odpowiadała normom jakości wody do spożycia w zakresie wszystkich analizowanych wskaźników z wyjątkiem twardości ogólnej. Z tego względu przeprowadzono następną serię badań w celu obniżenia tego parametru.

4.3. Alkalizacja, napowietrzanie i filtracja przez masę katalityczną Defeman – seria II

Do napowietrzonych wód dodawano wodorotlenek sodu NaOH w ilości 150 mg/l w celu uzyskania odczynu pH około 8,7. Następnie prowadzono filtrację jak w p. 4.2. Uzyskane wyniki zestawiono w tab. 6.

Tabela 6. Wyniki badań uzyskane w serii II, studnie S-3 i S-4

Oznaczenie	Wskaźnik	Wartość normatywna	I ^o filtracji		II ^o filtracji	
			woda po odżelazianiu, studnia S-3	woda po odżelazianiu, studnia S-4	woda uzdatniona, studnia S-3	woda uzdatniona, studnia S-4
					dawka NaOH 150 mg/l	dawka NaOH 150 mg/l
Odczyn pH	-	6,5-9,5	7,06	6,75	7,41	7,30
Twardość	mval/dm ³ mg/dm ³	1,2-10 60-500	13,85 692	13,2 660	8,92 446	7,32 366
Zasadowość	mval/dm ³	-	7,9	7,5	6,1	5,1
Żelazo ogólne	mgFe/dm ³	0,2	0,11	0,60	0,05	0,05
Mangan	mgMn/dm ³	0,05	0,64	0,64	0,00	0,00
Barwa	mgPt/dm ³	15	2	6	1	1
Mętność	NTU	1	2	1	1	1
Amoniak	mgNH ₄ ⁺	0,5	1,12	0,6	0,45	0,22
Zapach	akceptowalny					

W zastosowanej technologii uzdatniania uzyskano pozytywne rezultaty odnośnie do jakości wody z obu studni. Wprowadzenie alkalizacji spowodowało niemal całkowite usunięcie żelaza i manganu oraz znaczną obniżkę twardości wody.

4.4. Napowietrzanie i filtracja przez masę katalityczną G-1 – seria III

Przeanalizowano również możliwość zastosowania innej dostępnej na rynku masy aktywnej o nazwie G-1. Masa katalityczna G-1 jest wysokoefektywnym produktem służącym do usuwania żelaza i manganu z wody. Głównym jej składnikiem jest dwutlenek manganu (60-90%).

Filtr o średnicy 35 mm składał się z następujących warstw:

- żwirowej podtrzymującej, o granulacji 2-5 mm-0,2 m,
- właściwej – masy G-1, o granulacji 1-3 mm-0,7 m.

W przeprowadzonych badaniach stosowano prędkość filtracji 12 m/h. Uzyskane wyniki zestawiono w tab. 7.

Tabela 7. Wyniki badań uzyskane w serii III, studnie S-3 i S-4

Oznaczenie	Wskaźnik	Wartość normatywna	I ^o filtracji		II ^o filtracji	
			woda po odżelazianiu, studnia S-3	woda po odżelazianiu, studnia S-4	woda uzdatniona, studnia S-3 v = 12 m/h	woda uzdatniona, studnia S-4 v = 12 m/h
Odczyn pH	-	6,5-9,5	7,06	6,75	6,97	7,09
Twardość	mval/dm ³ mg/dm ³	1,2-10 60-500	13,85 692	13,2 660	13,8 690	13,2 660
Zasadowość	mval/dm ³	-	7,9	7,5	7,2	7,5
Żelazo ogólne	mgFe/dm ³	0,2	0,11	0,60	0,05	0,05
Mangan	mgMn/dm ³	0,05	0,64	0,64	0,01	0,01
Barwa	mgPt/dm ³	15	2	6	1	1
Mętność	NTU	1	2	1	1	1
Amoniak	mgNH ₄ ⁺ /d m ³	0,5	1,12	0,6	0,45	0,41
Zapach	akceptowalny					

Uzdatniona woda odpowiadała normom jakości wody do spożycia w zakresie wszystkich analizowanych wskaźników z wyjątkiem twardości ogólnej. Z tego względu przeprowadzono następną serię badań w celu obniżenia tego parametru.

4.5. Alkalizacja, napowietrzanie i filtracja przez masę katalityczną G-1 – seria IV

Do napowietrzanej wody dodawano wodorotlenek sodu NaOH w ilości 150 mg/l, w celu uzyskania odczynu pH około 8,7. Następnie prowadzono filtrację jak w p. 4.4. Uzyskane wyniki zestawiono w tab. 8.

W zastosowanej technologii uzdatniania uzyskano pozytywne rezultaty odnośnie do jakości wody z obu studni. Wprowadzenie alkalizacji spowodowało niemal całkowite usunięcie żelaza i manganu oraz znaczną obniżkę twardości wody.

Tabela 8. Wyniki badań uzyskane w serii IV, studnie S-3 i S-4

Oznaczenie	Wskaźnik	Wartość normatywna	I ^o filtracji		II ^o filtracji	
			woda po odżelazianiu, studnia S-3	woda po odżelazianiu, studnia S-4	woda uzdatniona, studnia S-3 dawka NaOH 150 mg/l	woda uzdatniona, studnia S-4 dawka NaOH 150 mg/l
Odczyn pH	-	6,5-9,5	7,06	6,75	6,91	7,11
Twardość	mval/dm ³ mg/dm ³	1,2-10 60-500	13,85 692	13,2 660	9,00 450	7,92 396
Zasadowość	mval/dm ³	-	7,9	7,5	5,9	5,4
Żelazo ogólne	mgFe/dm ³	0,2	0,11	0,60	0,02	0,04
Mangan	mgMn/dm ³	0,05	0,64	0,64	0,01	0,01
Barwa	mgPt/dm ³	15	2	6	1	1
Mętność	NTU	1	2	1	1	1
Amoniak	mgNH ₄ ⁺	0,5	1,12	0,6	0,42	0,32
Zapach	akceptowalny					

4.6. Zmiękczenie wody na kationicie – seria V

Dalsze zmniejszenie twardości wody można uzyskać w procesie wymiany jonowej. Do tego celu zastosowano filtr wypełniony kationitem silnie kwaśnym – Purolite C-100 E (posiada atest PZH o dopuszczeniu do oczyszczania wody do spożycia), regenerowanym 8% NaCl.

Filtr o średnicy 23 mm wypełniony był przedmiotowym jonitem na wysokość 0,4 m, zastosowana prędkość filtracji wynosiła około 16 m/h. Na jonit kierowano wodę uzdatnioną (w procesie alkalizacji do odczynu pH = 8,7 i filtracji przez zastosowanie masy katalitycznej), której twardość oscylowała wokół wartości 8,0 mval/dm³ (400 mgCaCO₃).

Tabela 9. Jakość uzdatnionej wody – seria V

Stosunek zmieszania		Jakość końcowa wody uzdatnionej		
woda po jonicie	woda po odżelazianiu i odmanganianiu	twardość [mval/l] (mg/l)	zasadowość [mval/l]	odczyn pH
67%	33%	2,84 (142)	6,3	7,24
50%	50%	4,24 (212)	6,4	7,45
33%	67%	5,2 (260)	6,2	7,41
25%	75%	6,2 (310)	6,2	7,37

Przez cały cykl filtracyjny (czas pomiędzy regeneracjami, który ustala się po zainstalowaniu filtrów, gdy zna się objętość jonitu) uzyskiwano wodę po-

zbawioną twardości. Z uwagi na to, że woda taka nie odpowiada normom sanitarnym i zdrowotnym, a także ze względów ekonomicznych należy ją mieszać z wodą uzdatnioną (seria I lub III) w odpowiednich proporcjach (tab. 9.). Przy zastosowaniu takiego uzdatniania wody, z uwagi na jakość wody i efektywność pracy stacji, należy zastosować stosunek zmieszania z mniejszymi udziałami wody po jonicie.

5. Podsumowanie

5.1. Stacja uzdatniania I

Technologię stacji uzdatniania I należy zmodernizować, głównie pod kątem usuwania manganu. W tym celu należy w ramach drugiego stopnia filtracji zastosować masę aktywną Defeman. W wyniku przeprowadzonych badań technologicznych (dwie serie) optymalną okazała się seria II. Ustalono, że w ramach istniejącej technologii należy wprowadzić do rurociągu przed mieszaczem wodno-powietrznym, znajdującym się przed filtrem ze złożem Defeman, wodorotlenek sodu NaOH w ilości około 80 mg/l. Reagent ten poprawi efekty odżelaziania i odmanganiania, a dodatkowo przyczyni się do zmniejszenia twardości wody. Rozwiązanie takie jest najkorzystniejsze ze względów sanitarnych, zdrowotnych i ekonomicznych. Wykonanie instalacji do dawkowania NaOH umożliwi płynną regulację wprowadzanej ilości reagenta w zależności od jakości wody surowej.

5.2. Stacja uzdatniania II

Technologię uzdatniania wody realizowaną na stacji II należy zmodernizować pod kątem usuwania manganu oraz twardości. W wyniku przeprowadzonych badań technologicznych (pięć serii) optymalnymi okazały się serie II, IV i V.

Istniejące złoża w ramach II stopnia filtracji należy wymienić na masę Defeman lub G-1 i prowadzić proces uzdatniania opisany w serii II lub IV. Wodorotlenek sodu NaOH w ilości około 150 mg/l (wartość ta zależy od twardości wody surowej) należy wprowadzić do rurociągu przed mieszaczem wodno-powietrznym znajdującym się przed filtrem ze złożem Defeman lub G-1. Rozwiązanie takie jest korzystne ze względów sanitarnych, zdrowotnych i ekonomicznych.

Z uwagi na to, że alkalizacja wody za pomocą wodorotlenku sodowego wprowadzona przed drugim stopniem filtracji może się okazać niewystarczająca w zakresie usuwania twardości (w przypadku bardzo dużej twardości wody surowej), należałoby docelowo zastosować dodatkowy proces zmiękczenia jonitowego i mieszania wody po kationicie z wodą po obu stopniach filtracji. Użytkownik stacji powinien ustalić stosunek zmieszania, w zależności od indywidualnych wymagań stawianych wodzie kierowanej do wodociągu.

Literatura

1. Granops M., Puszkarewicz A.: *Efektywność technologiczna wybranych stacji uzdatniania wód podziemnych*. Mat. konf. IV Międzynarodowej Konferencji Naukowo-Technicznej „Zaopatrzenie w wodę, jakość i ochrona wód”, PZITS Poznań 2000, t. I, s. 383-390.
2. Kaleta J., Puszkarewicz A., Papciak D.: *Usuwanie żelaza, manganu i związków azotowych z wód wglębnych*, Monografie Komitetu Inżynierii Środowiska PAN, Lublin 2005, vol. 32, s. 187-195.
3. Kowal A.L.: *Uzdatnianie wody, stan obecny i kierunki zmian*. Gaz, Woda i Technika Sanitarna, nr 9, 2002, s. 315-320.
4. Rybicki S.A., *System „multibariera” – sposób na zmniejszenie ryzyka dostarczenia wody o niewłaściwej jakości*. Ochrona Środowiska, nr 3(82), 2001, s. 7-11.
5. Kaleta J., Piech A.: *Zastosowanie złoża Crystal-Right 100 w uzdatnianiu wód podziemnych*. Mat. konf. VI Międzynarodowej Konferencji Naukowo-Technicznej „Zaopatrzenie w wodę, jakość i ochrona wód”, PZITS Poznań 2004, t. I, s. 631-638.
6. Jeż-Walkowiak J., Sozański M.M.: *Możliwości modernizacji zakładów uzdatniania wody podziemnej*. Mat. konf. VI Międzynarodowej Konferencji Naukowo-Technicznej „Zaopatrzenie w wodę, jakość i ochrona wód”, PZITS Poznań 2004, t. I, s. 107-130.
7. Kaleta J., Puszkarewicz A.: *Uzdatnianie wód podziemnych kwaśnych i miękkich*. Hydroprezentacje, sierpień 2005, s. 321-326.

THE RESEARCH RELATING WITH MODERNIZATION OF PURIFICATION WATER PLANT IN RADYMNO

Summary

The paper presents results of technological researches of ground waters with above standard (*i.e. too high*) content of iron, manganese, ammonium nitrogen and being characterized with additionally large hardness. Water answering to health – requirements was obtained by use two degrees of filtration. The first degree was realized by use the sand, in the second by application of catalytic masses: Defeman or G-1. Reduction of hardness of water was obtained by dosing hydroxide of sodium or using ion (cation) exchange for parts of water.

Złożono w Oficynie Wydawniczej w marcu 2006 r.

Witold NIEMIEC
Paulina SOBOLEWSKA
Tadeusz JASIŃSKI
Politechnika Rzeszowska

WYBRANE MOŻLIWOŚCI PRZYRODNICZEGO ZAGOSPODAROWANIA OSADÓW ŚCIEKOWYCH

W opracowaniu skrótkowo przedstawiono podstawowe, najczęściej stosowane w praktyce, sposoby utylizacji komunalnych osadów ściekowych. Wymienione technologie spełniają krajowe wymogi prawne oraz dyrektywy obowiązujące w krajach UE. Opisano fragment wieloletnich badań wykonywanych we współpracy z Uniwersytetem Rzeszowskim i gminą Trzebownisko, dotyczących przyrodniczego zagospodarowania osadów ściekowych pochodzących z komunalnej oczyszczalni ścieków typu Lemna.

1. Wstęp

Potrzeba dostosowania się do standardów europejskich w zakresie ochrony środowiska zdecydowała o wprowadzeniu powszechnego wymogu oczyszczania ścieków. Jednym z produktów ubocznych w procesie oczyszczania ścieków są osady ściekowe. Okazało się, że wraz ze wzrostem liczby oczyszczalni nie podjęto wystarczająco intensywnych prac dotyczących niezwykle ważnego problemu, jakim jest zagospodarowanie osadów ściekowych. Dotychczas znaczne ilości osadów ściekowych trafiają na składowiska odpadów, które stanowią „bioreaktory” przetwarzające substancje organiczne emitujące gaz wysypiskowy i odcieki zagrażające środowisku. Stąd znaczenia nabierają wszystkie prace teoretyczne i doświadczalne, które idą w kierunku zagospodarowania i unieszkodliwienia osadów.

Obecnie w kraju dominującym sposobem zagospodarowania osadów jest ich deponowanie na składowiskach. W 2003 roku w krajowych oczyszczalniach ścieków komunalnych powstało ok. 446 500 ton osadów (w przeliczeniu na suchą masę), z czego ok. 164 900 ton stanowiły odpady składowane [1]. W województwie podkarpackim w wyniku procesów technologicznych oczyszczania ścieków wytworzono ok. 21 747 ton suchej masy osadów komunalnych, z czego ok. 7 448 ton zdeponowano na składowiskach [2].

Składowanie znaczącej ilości osadów ściekowych, powstających podczas procesów technologicznych w oczyszczalniach, staje się coraz większym pro-

blemem. Rosną koszty eksploatacji oczyszczalni związane ze składowaniem osadów, co wymusza działania w kierunku zmniejszenia ich masy i objętości. Po przystąpieniu Polski do Unii Europejskiej obowiązują europejskie normy i standardy w zakresie gospodarki odpadami, w tym i osadami ściekowymi. Zgodnie z zarządzeniem Rady Wspólnoty Europejskiej [3] w krajach Unii Europejskiej nie można deponować na składowiskach osadów ściekowych z zawartością substancji organicznych. Takie uregulowania z pewnością będą stosowane również w Polsce. Wprowadzanie na konkretnym terenie odpowiedniej metody utylizacji i zagospodarowania osadów ściekowych uzależnione jest od ich składu fizycznego i chemicznego. Tylko nielicznym oczyszczalniom ścieków na terenie Polski udało się dotychczas poprawnie rozwiązać ten problem. Osady, w których nie ma związków toksycznych lub ich stężenie jest na dopuszczalnym poziomie, mogą być, po zagęszczeniu i odwodnieniu, wykorzystane przyrodniczo, natomiast gdy ich stężenie jest duże, muszą być poddane procesom termicznym. Tak więc zasadniczym ograniczeniem w przyrodniczym wykorzystaniu osadów ściekowych jest nadmierna koncentracja substancji toksycznych lub niebezpiecznych, zwłaszcza metali ciężkich. Stosowane przyrodniczo osady muszą być również bezpieczne pod względem sanitarnym, to znaczy nie powinny zawierać mikroorganizmów chorobotwórczych.

Z uwagi na to, że osady mogą się stać – jako odpady – potencjalnym źródłem zagrożenia dla otoczenia oraz przyczyną znacznego pogorszenia jakości środowiska, przed procesem składowania należy ocenić stopień ich szkodliwości dla środowiska, określając właściwości chemiczne, biologiczne oraz odór. Zgodnie z zaleceniami powszechnie przyjmowanymi za słuszne, osady nie mogą opuścić terenu oczyszczalni bez wcześniejszego ich ustabilizowania i higienizacji. W pierwszej kolejności poddaje się je stabilizacji tlenowej lub beztlenowej. Ustabilizowane osady są odwadniane w celu uzyskania zawartości suchej masy na poziomie 20-30%. Obecnie w kraju ustabilizowane i odwodnione osady stanowią odpad, który najczęściej nie jest kwalifikowany do przyrodniczego wykorzystania, tymczasem są one potencjalnie cenną substancją nawozową, gdyż zawierają w swoim składzie znaczne ilości substancji biogennych oraz mogą współtworzyć próchnicę glebową. Zakres zmienności składu chemicznego osadów ściekowych z 29 krajowych oczyszczalni ścieków komunalnych oraz dopuszczalne rozporządzeniem Ministra Środowiska [4] zawartości metali ciężkich podaje tab. 1. Przedstawione dane wskazują, że najczęściej w osadach przekroczone są dopuszczone rozporządzeniem Ministra Środowiska zawartości cynku, kadmu i niklu. Obowiązujące w Unii Europejskiej dyrektywy 99/31/UE, 75/442/EWG [5, 6] oraz zarządzenie [3] ograniczają możliwość deponowania odpadów organicznych łatwo biodegradowalnych na składowiskach odpadów. W chwili obecnej przepisy te nie są w kraju rygorystycznie przestrzegane, ale w najbliższych latach można się spodziewać bardziej surowego ich egzekwowania.

Tabela 1. Skład chemiczny osadów ściekowych oraz zawartość metali ciężkich na podstawie badań z 29 oczyszczalni ścieków komunalnych w kraju

Parametr	Zawartość składnika w suchej masie osadów [%]		
	średnio	zakres zmienności	
Sucha masa	30,7	2,9-76,5	
Azot (N)	4,2	1,74-8,35	
Fosfor (P ₂ O ₅)	0,7	1,53-4,91	
Potas (K ₂ O)	0,28	0,06-0,69	
Wapń (CaO)	4,22	0,63-13,49	
Magnez (MgO)	0,58	0,19-0,98	
Sód (Na ₂ O)	0,14	0,05-0,69	
PH	-	6,5-8,5	
Metal	Zawartość składnika w suchej masie osadów [mg/kg]		
	średnio	zakres zmienności	wg rozporządzenia [4]
Cynk (Zn)	1504	270-4260	2500
Ołów (Pb)	134	15-308	500
Kadm (Cd)	8	0,9-146	10
Miedź (Cu)	200	3,2-595	800
Chrom (Cr)	145	17-490	500
Nikiel (Ni)	43	7,4-254	100

Opracowano na podstawie pracy [7].

Unieszkodliwianie osadów jako przykład zagospodarowania polega na poddaniu ich procesom przekształceń biologicznych, fizycznych i chemicznych, w celu doprowadzenia do stanu, który nie stwarza zagrożenia dla życia i zdrowia ludzi. Według ustawy o odpadach [8] w przypadku przekroczenia w osadach dopuszczalnej zawartości składników zaliczanych do niebezpiecznych, jakimi są między innymi metale ciężkie, osady, uznaje się je za niebezpieczne. Powinny one podlegać unieszkodliwieniu w całości, bez możliwości wykorzystania znajdujących się w nich użytecznych składników materii.

2. Wybrane sposoby zagospodarowania osadów stosowane w praktyce

Zagospodarowanie i unieszkodliwianie osadów może się odbywać na kilka sposobów. Kierunki zagospodarowania osadów ściekowych w Polsce i krajach Unii Europejskiej przedstawiono na rys. 1.

Metodą, która może prowadzić do uzyskania produktu bezpiecznego pod względem sanitarnym, z zachowaniem możliwości odzysku zawartych w osadach składników pokarmowych dla roślin, jest kompostowanie. Kompostowanie to proces częściowo egzotermiczny, powodujący okresowy wzrost temperatury

w złożu. Wzrost temperatury wpływa korzystnie na higienizację złoża. Technologia kompostowania osadów jest szczególnie wskazana na terenach wiejskich, gdzie z reguły występuje duża dostępność terenu oraz materiału strukturalnego, którym może być na przykład słoma, ułatwiająca dostęp powietrza niezbędnego do procesu natlenienia masy organicznej celem jej mineralizacji.



Rys. 1. Kierunki zagospodarowania osadów ściekowych. Opracowano na podstawie pracy [3]

Podczas fermentacji osadów ściekowych ginie w osadnikach około 20% jaj pasożytów zwierzęcych. Przy fermentacji mezofilowej ginie ich do 70%, a przy fermentacji termofilowej do 100%. Zniszczeniu ulegają też zarodniki niektórych grzybów i bakterie chorobotwórcze, a nasiona chwastów tracą zdolność kiełkowania. Uzyskany kompost zawiera substancje organiczne, azot, fosfor, potas i mikroelementy. Taki nawóz jest dobrej jakości i został dopuszczony nie tylko do nawożenia zielenców, ale i do stosowania w rolnictwie. Jego jakość potwierdzają analizy fizykochemiczne, mikrobiologiczne i parazytologiczne. Zmieszany z ziemią kompost o obniżonej kwasowości jest wykorzystywany do uprawy iglaków, nawożenia trawników, a także wzbogacania najsłabszych gleb i nieużytków rolnych. Ziemia ogrodnicza otrzymywana z osadów wymaga badania składu chemicznego i mikrobiologicznego przed dopuszczeniem do obrotu handlowego.

Kompostowanie i przygotowywanie osadów ściekowych do wykorzystania przyrodniczego może przynosić oczyszczalni także korzyści finansowe. Osady z komunalnych i przemysłowych oczyszczalni ścieków, liczone w tysiącach ton, mogą być bogatym źródłem biogazu stosowanego do celów energetycznych. Biogaz powstający z fermentacji osadów ściekowych może być wykorzystany po spalaniu do celów grzewczych lub do produkcji energii elektrycznej. Zagospodarowanie biogazu, jednego z głównych czynników efektu cieplarnianego, wpływa korzystnie na ochronę środowiska. Zakłada się, że wytworzona z biogazu energia cieplna i elektryczna może zaspokoić w pełni potrzeby oczyszczalni. W Polsce istnieje około 2 761 czynnych oczyszczalni ścieków [1], lecz system odzyskiwania ciepła z osadów ściekowych zastosowano dotąd w niewielu z nich. Przykładem może być oczyszczalnia w Krakowie, Rzeszowie lub oczyszczalnia ścieków w Żywcu [9, 10].

Nowoczesne zakłady utylizacji odpadów w wielu regionach kraju są wyposażone w instalacje do segregacji i rozdrabniania odpadów, a także w linie do kompostowania substancji organicznych. Takie rozwiązanie pozwala na kompostowanie wysegregowanych substancji organicznych z osadem ściekowym. Podobne technologie są stosowane w Niemczech, Japonii, Kanadzie, Włoszech i we Francji [11]. Inwestycje te są opłacalne pod względem ekonomicznym i dlatego w Polsce powstaje coraz więcej zakładów stosujących kompostowanie jako sposób zagospodarowania osadów. Na przykład w zakładzie utylizacji odpadów w Puławach stosowana jest technologia fermentacji bioodpadów, frakcji organicznej odzyskiwanej z odpadów komunalnych razem z osadami ściekowymi [12]. O wyborze takiej technologii w Puławach zdecydowało bliskie sąsiedztwo oczyszczalni i składowiska odpadów, przy którym wybudowano zakład utylizacji z instalacją do produkcji biogazu z eksploatowanego składowiska oraz oczyszczalni ścieków. Podobna linia jest także uruchamiana w Zgorzelcu [11].

W 2001 roku oddano do eksploatacji Zakład Bioprodukcji Humusu i Podłoża Organicznych w gminie Brzesko [13]. Wykorzystuje się w nim osady ściekowe do produkcji wysokogatunkowych nawozów organicznych. Opracowana przez Instytut Upraw, Nawożenia i Gleboznawstwa w Puławach technologia wytwarzania nawozów polega na kompostowaniu przefermentowanych i odwodnionych osadów z oczyszczalni ścieków wraz z innymi odpadami organicznymi. Kompost otrzymuje się w wyniku tlenowego rozkładu substancji organicznych przez drobnoustroje, głównie bakterie tlenowe. Aby zachować prawidłowy przebieg procesu, zastosowano nawadnianie kompostowanych stosów materii organicznej. Zastosowana technologia zapobiega powstawaniu i emisji do atmosfery amoniaku, siarkowodoru i metanu. Odbiorcami otrzymywanego kompostu są firmy ogrodnicze. Zakład wykorzystuje go również do produkcji wierzby energetycznej, która nadaje się do spalania w kotłach fluidalnych.

Zagospodarowanie osadów ściekowych jest integralnym elementem procesu oczyszczania ścieków, ale wprowadzenie efektywnych metod ich utylizacji wymaga dużych nakładów i nowoczesnych technologii. Zgodnie z pkt. 3.1.3.3 uchwały w sprawie krajowego planu gospodarki odpadami [14] jednym ze sposobów utylizacji osadów ściekowych jest ich termiczne przetworzenie. Proces przeprowadzany jest w specjalistycznych instalacjach lub urządzeniach, gdzie zachodzi ich termiczne unieszkodliwienie.

W niektórych oczyszczalniach na terenie Polski [15], w uzasadnionych przypadkach, osady ściekowe poddawane są procesom termicznym, które obejmują ich suszenie oraz spalanie. Otrzymywany w procesie suszenia granulatu nie stanowi już odpadu. Ze względu na wysoką kaloryczność nadaje się on na paliwo i może być wykorzystywany na przykład do produkcji pary technologicznej i dalszego podsuszania osadów ściekowych. W procesie spalania granulatu uzyskuje się niewielką, w porównaniu do masy wyjściowej osadów, ilość popiołu. Finalny produkt obróbki termicznej jest deponowany na składowisku komunal-

nym. Spalanie odpadów komunalnych jest alternatywą dla składowisk. Umożliwia ono znaczną, bo nawet do 95%, redukcję objętości. Do składowania pozostaje wówczas jedynie popiół.

W poszukiwaniu prawidłowego zagospodarowania zgromadzonych osadów, z uwzględnieniem: wymogów prawa, wykorzystania zawartych w osadach związków biogenych oraz minimalizacji kosztów, powstały opracowania studialne [16, 17], których celem było wypracowanie metody spełniającej wskazane założenia. W ostatnich latach znacznym zainteresowaniem cieszy się zagospodarowanie osadów w powiązaniu z produkcją roślin energetycznych na nieużytkach. Wyprodukowane rośliny mogą być później wykorzystane do produkcji paliwa. Spośród wskazanych teoretycznie poprawnych sposobów zagospodarowania osadów wybrano rozwiązanie polegające na wydobyciu osadów ze stawu osadczego, odwodnienie ich, przetransportowanie na wybrane nieużytki rolne i zastosowanie w systemie wkładki nawozowej o zmiennej grubości.

3. Materiał i metody badań zastosowane w wybranej technologii zagospodarowania osadów

W Zakładzie Oczyszczania i Ochrony Wód Politechniki Rzeszowskiej prowadzone są wieloletnie badania z zakresu zagospodarowania osadów z oczyszczalni typu Lemna. W powiecie rzeszowskim w eksploatacji znajdują się takie oczyszczalnie w Nowej Wsi, Łące oraz Chmielniku. Od 2003 roku prowadzone są przez PRz, URz we współpracy z gminą Trzebownisko doświadczenia polowe w uprawie wierzby energetycznej w Jasionce koło Rzeszowa. Do przyrodniczego zagospodarowania wykorzystano osady ściekowe powstałe podczas eksploatacji oczyszczalni ścieków typu Lemna w Nowej Wsi.

Proces oczyszczania ścieków w oczyszczalni typu Lemna obejmuje trzy stopnie. W pierwszym odbywa się oczyszczanie mechaniczne z wykorzystaniem krat i piaskownika, w celu usunięcia ze ścieków skratek i zawiesiny mineralnej. W drugim stopniu przebiega oczyszczanie biologiczne w stawie napowietrzanym. Polega ono na biochemicznym rozkładzie i utlenieniu substancji organicznej, przy współdziałaniu mikroorganizmów osadu czynnego. Czas zatrzymania ścieków w stawie napowietrzanym wynosi około 10 dni. W trzecim stopniu realizuje się doczyszczanie ścieków, polegające na usuwaniu związków biogenych w stawie pokrytym rzęsą wodną *Lemna minor*. Staw pokryty jest systemem barier pływających, tworzących oczka, które nie pozwalają na przemieszczanie się kożucha rzęsy po powierzchni stawu pod wpływem wiatru i falowania. Równomierne pokrycie rzęsą całej powierzchni stawu jest warunkiem wytworzenia się w jego toni stref aerobowej, anoksycznej i anaerobowej oraz ogranicza rozwój glonów.

Staw, w którym składuje się osady ściekowe, jest okresowo opróżniany, a wydobyty osad po odwodnieniu powinien być zagospodarowany. Parametry

gleby przed zdeponowaniem osadu były zbadane zgodnie z wymogami rozporządzenia Ministra Środowiska [4]. Poboru próbek gleby dokonano zgodnie z PN-R-04031:1997 [18]. Podobnie parametry osadu określono, spełniając wymogi wspomnianego rozporządzenia [4]. Badania gleb, na których zastosowano nawożenie oraz badania charakterystyki osadów, wykonano w Stacji Chemiczno-Rolniczej Oddział w Rzeszowie. Zawartość metali w próbkach gleb określono za pomocą spektrometru absorpcji atomowej Perkin-Elmer i AMA-254 Altec. Kompletne wyniki przedmiotowych badań zamieszczono w opracowaniu [17].

Osady były również poddane badaniom mikrobiologicznym według PN-Z-19000-1 [19] i parazytologicznym, zgodnie z PN-Z-19000-4 [20], w specjalistycznym laboratorium Zakładu Oczyszczania i Ochrony Wód PRz.

4. Wyniki badań i ich analiza

Teren nizinny, płaski, który wybrano zgodnie z założeniami doświadczeń, znajduje się w gminie Trzebownisko, w miejscowości Jasionka. Gleba piaszczysta odłogu (po użytkowaniu pastwiskowym), o poziomie wód gruntowych poniżej 1,5 m, spełnia wymogi zagospodarowania osadów opisane w rozporządzeniu [4]. Wyniki badań gleby i dwóch partii osadów podano w tab. 2. W celu porównania oznaczonych parametrów ze wskaźnikami określonymi rozporządzeniem [4], w tabeli zamieszczono również odpowiednie normatywne wartości badanych wskaźników.

Tabela 2. Charakterystyka gleby i osadów ściekowych

Parametr	Uwarunkowania prawne [4]		Badania gleby [17]	Badania osadu [17]	
	gleba	osady		I partia	II partia
PH	-	-	-	6,9	7,2
Sucha masa [%]	-	-	-	9,2	3,4
Subst. org. [% s.m.]	-	-	-	45,6	52,2
N-og [% s.m.]	-	-	-	2,2	3,4
P ₂ O ₅ -og [% s.m.]	-	-	-	1,6	4,1
CaO [% s.m.]	-	-	-	2,7	4,1
MgO [% s.m.]	-	-	-	2,2	1,2
Cd [mg/kg s.m.]	3	10	0,29	5,72	4,97
Pb [mg/kg s.m.]	50	500	12,9	75,8	76,5
Ni [mg/kg s.m.]	30	100	10,3	33,5	35,6
Zn [mg/kg s.m.]	150	2500	33,3	4353	3919
Cu [mg/kg s.m.]	50	800	4,9	256	335
Hg [mg/kg s.m.]	1	5	-	0,4428	0,7031
Cr [mg/kg s.m.]	100	500	9,9	70,6	73,7

Oznaczona zawartość metali w osadach nie przekracza dopuszczalnych wartości określonych rozporządzeniem [4], z wyjątkiem cynku. Podwyższone zawartości cynku notuje się w wielu osadach komunalnych w Polsce. Ponieważ w badanej glebie zawartość tego metalu jest niska, uznano za dopuszczalne nawożenie wybranych gruntów osadami o podwyższonej zawartości cynku.

Przeprowadzone badania mikrobiologiczne wykazały możliwość stosowania osadów do produkcji wierzby, ponieważ zostały spełnione warunki kryterialne zawarte w rozporządzeniu [4]: badanie nie wykazało obecności bakterii z rodzaju *Salmonella*, a potencjalna obecność jaj rodzaju *Ascaris*, w liczbie 68 w przeliczeniu na 1 kg suchej masy osadu, jest niższa od dopuszczalnej (300).

W wyniku przeprowadzonych badań gleby i osadów uznano, że można wykorzystać wybrany areal odłogowanych gleb pod produkcję wierzby, z przeznaczeniem na cele energetyczne lub potrzeby rzemiosła (wyroby wikliniarskie). Prace polowe rozpoczęto od wydobycia osadów ze stawu osadczego za pomocą przewoźnej stacji odwadniania osadów, wyposażonej w filtracyjną prasę taśmową Bellmer typu WPN-K1, o wydajności średniej 10-12 m³/godz. oraz przy użyciu polielektrolitu PRAESTOL K233L. Zostały one zdeponowane w sierpniu 2003 r. na nieużytki o powierzchni ok. 1 ha i przykryte warstwą gleby o grubości 0,2-0,4 m. Kolejnym krokiem było nasadzenie wierzby w marcu 2004 r. Sadzono zrzesy długości ok. 0,25 m, w rzędach co 0,6 m. Odległość pomiędzy zrzecami w rzędzie wynosiła 0,4 m. W sumie posadzono ok. 4 500 sztuk zrzew. Pielęgnacja plantacji obejmowała pielenie i spulchnianie mechaniczne gleby. Zabiegi pielęgnacyjne w latach 2004-2005 wykonywano zgodnie z zasadami agrotechniki uprawy wierzby (plewienie, opryski). Zgodnie z zasadami eksploatacji plantacji wierzby na cele energetyczne rośliny uzyskują w pełni swoje cechy użytkowe w trzecim roku uprawy. W następnych latach, zgodnie z planem eksploatacji plantacji, będą wykonywane niezbędne badania monitoringowe mające na celu określenie podstawowych parametrów ze względu na wymogi uprawowe i wskaźniki opisujące oddziaływanie zastosowanej technologii na środowisko.

5. Podsumowanie

Zaprezentowana technologia wskazuje na możliwość przyrodniczego zagospodarowania osadów pochodzących z komunalnych oczyszczalni ścieków zgodnie z wymogami Prawa Ochrony Środowiska, a w szczególności ustawy o odpadach. W przedstawionej metodzie wartości nawozowe i energetyczne krążącej w środowisku materii zostają gospodarczo wykorzystane, a niebezpieczne związki i metale ciężkie wyeliminowane z łańcucha troficznego człowieka.

Technologia może być stosowana wówczas, gdy spełnione są normatywy bezpieczeństwa dla zdrowia ludzi i stanu środowiska. Morfologia i skład chemiczny osadów powinny odpowiadać uwarunkowaniom prawnym, a grunty

podlegające gospodarce osadami muszą posiadać zdolności bezpiecznego przyjęcia i wykorzystania przez rośliny składników pokarmowych zawartych w osadach. Zastosowana technika – maszyny i inne urządzenia wykorzystywane w technologii – powinny zapewniać pełne bezpieczeństwo dla środowiska oraz obsługujących środki techniczne ludzi.

Dotychczasowe badania prowadzone przez inny zespół [21] wykazują, że wyprodukowane rośliny energetyczne można wykorzystać jako paliwo do spalania lub do procesów pirolitycznego zgazowania mieszanek z tworzywami sztucznymi, odpadami opakowaniowymi, osadami oraz odpadami rzeźnianymi wymagającymi termicznego unieszkodliwiania. Powstały podczas zgazowania gaz pirolityczny należy wykorzystać na cele grzewcze lub do wytwarzania prądu w procesie konwersji energii.

Zaletą prezentowanej technologii zagospodarowania komunalnych osadów ściekowych jest gospodarcze wykorzystanie potencjału nawozowego do produkcji roślin energetycznych oraz wyeliminowanie czynników niebezpiecznych z obiegu troficznego człowieka.

Literatura

1. Rocznik Statystyczny Rzeczypospolitej Polskiej 2004. Zakład Wydawnictw Statystycznych, Warszawa 2004.
2. Program ochrony środowiska. Plan gospodarki odpadami dla województwa podkarpackiego. Zarząd Województwa Podkarpackiego, Rzeszów 2003.
3. Zarządzenie Rady Wspólnoty Europejskiej o składowaniu odpadów – COM (91), Raport końcowy – SYN 335. Bruksela, 22 maja 1991, tłumaczenie OBREM, Łódź 1992.
4. Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 1 sierpnia 2002 r. w sprawie komunalnych osadów ściekowych (Dz.U. Nr 134, poz. 1139 i 1140).
5. Dyrektywa 99/31/UE z dnia 26 kwietnia 1999 r. w sprawie składowania odpadów.
6. Dyrektywa Rady Wspólnoty Europejskiej 75/442/EWG w sprawie odpadów (tzw. dyrektywa ramowa) ze zmianami.
7. Krajowy Plan Gospodarki Odpadami 2003.
8. Ustawa o odpadach z dnia 27 kwietnia 2001 r. (Dz.U. Nr 62, poz. 628 z późniejszymi zmianami).
9. <http://www.veoliawatersystems.pl/index11223.htm>.
10. <http://mpwik-zywiec.pl/index.php?modul=plik&inweb=oczyszczalniasciekow>.
11. http://www.nfosigw.gov.pl/site/main/aktualnosc_artykuly-odslona.php?id=1034584299.
12. <http://www.ekosystem.com.pl/index.jsp?ID=23&AMID=29>.
13. Plan gospodarki odpadami dla gminy Brzesko 2004. http://www.wrotamalopolski.pl/NR/rdonlyres/6C34DD2F-FAF6-4E26-AFE4-19C12BD56340/81500/PGO_Brzesko_4105.pdf.

14. Uchwała Rady Ministrów Nr 219 w sprawie krajowego planu gospodarki odpadami, z dnia 29 października 2002 r. (M.P., 03.11.159 z dnia 28 lutego 2003 r.).
15. http://www.mos.gov.pl/odpady/odpady_ulegajace_biodegradacji/komunalne_osady_sciekowe.pdf.
16. Niemiec W., Jasiński T.: *Propozycje zagospodarowania odpadów stałych w oczyszczalni typu Lemna w Gminie Trzebowniko*. Opracowanie wykonane na zlecenie gminy Trzebowniko. Rzeszów 2003.
17. Niemiec W., Jasiński T.: *Przyrodnicze zagospodarowanie osadów ściekowych z oczyszczalni typu Lemna*. Opracowanie wykonane na zlecenie gminy Trzebowniko. Rzeszów 2003.
18. PN-R-04031:1997: *Analiza chemiczno-rolnicza gleby. Pobieranie próbek*.
19. PN-Z-19000-1:2001: *Jakość gleby. Ocena stanu sanitarnego gleby. Wykrywanie bakterii z rodzaju Salmonella*.
20. PN-Z-19000-4:2001 *Jakość gleby. Ocena stanu sanitarnego gleby. Wykrywanie jaj pasożytów jelitowych Ascaris lumbricoides i Trichuris trichiura*.
21. Wrzask S., Sobolewska P., Maślanka W.: *Wykorzystanie procesu pirolizy utylizacji masy organicznej*. Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, Budownictwo i Inżynieria Środowiska, z. 35. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2004, s. 461-466.

ON SOME SELECTED WAYS OF NATURAL UTILISATION OF SEWAGE SEDIMENT

Summary

The paper is an abridged presentation of some basic, most frequently applied in practice methods of utilization of communal sewage sediment. All technologies presented here are in agreement with domestic legal demands and directives valid in EU countries. A part of long-term investigations carried out in cooperation with Rzeszów University and Trzebowniko commune, referring to natural utilization of sewage sediment from communal sewage plant of Lemna type has been described.

Złożono w Oficynie Wydawniczej w kwietniu 2006 r.

Vyacheslav PISAREV
Sylwia KOZUBAL
Politechnika Rzeszowska

KLIMATYZACJA CENTRALNA Z KONWEKCYJNYMI BELKAMI CHŁODZĄCYMI

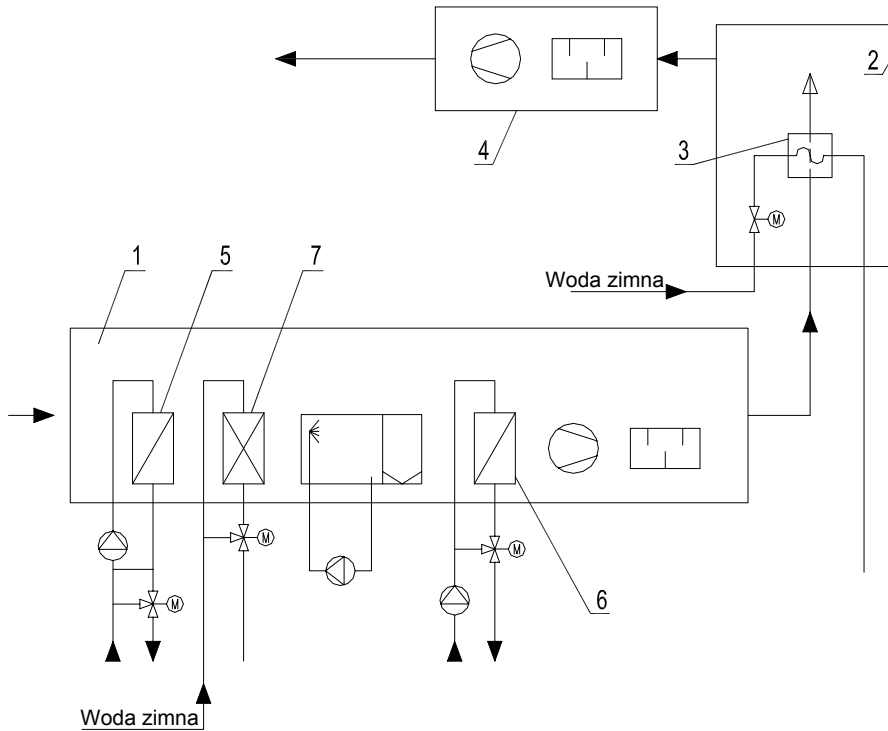
W pracy omówiono podstawy projektowania zmian stanu powietrza przy jego uzdatnianiu w systemach klimatyzacji z konwekcyjnymi belkami chłodzącymi. Podano przykład obliczeniowy zmiany stanu powietrza w systemie klimatyzacji.

Zastosowanie kompleksowego działania centralnego systemu klimatyzacji z konwekcyjnymi belkami chłodzącymi jest korzystne w pomieszczeniach, w których występują duże zyski ciepła jawnego. Wykorzystanie tych nowoczesnych układów klimatyzacyjnych jest sposobem rozwiązywania problemów ze zwiększonym obciążeniem cieplnym pomieszczeń. Aby zapewnić komfort cieplny w pomieszczeniu, należy zagwarantować odpowiednią centralę klimatyzacyjną, typ i charakterystykę konwekcyjnej belki chłodzącej, temperaturę, prędkość i wilgotność powietrza w pomieszczeniu.

Belka konwekcyjna uzupełnia pracę instalacji klimatyzacyjnej. Takie połączenie jest bardzo efektywne – belka chłodząca odbiera zyski ciepła jawnego, a system klimatyzacji reguluje warunki wilgotnościowe oraz zapewnia niezbędną czystość powietrza według warunków sanitarno-higienicznych. W tym układzie urządzenie klimatyzacyjne jest stosunkowo niewielkie i powinno dostarczać objętościowego strumienia powietrza w zakresie od 20 do 50 m³/h na osobę, w zależności od sposobu użytkowania pomieszczenia.

Konwekcyjna belka chłodząca 3 (KBCh) ochładza powietrze wewnętrzne, cyrkulujące w pomieszczeniu 2, odbierając ciepło jawne (rys. 1.). Powietrze zewnętrzne w ilości normy sanitarnej uzdatniane jest w centrali klimatyzacyjnej 1 i nawiewane do KBCh 3, gdzie miesza się z powietrzem wewnętrznym. Dalej mieszanina powietrza jest nawiewana do pomieszczenia 2.

Temperaturę powietrza nawiewanego t_N od KBCh do pomieszczenia określa się według warunków komfortu. Minimalna temperatura powietrza strumienia wewnętrznego, po ochłodzeniu przez belkę chłodzącą, zmienia się w granicach między 19 i 21°C [1]. Temperatura wody zimnej t_{w1} , napływającej do wymiennika ciepła konwekcyjnej belki chłodzącej, jest zawsze większa od temperatury punktu rosy powietrza w pomieszczeniu. W warunkach polskich $t_{w1} \geq 17^\circ\text{C}$.



Rys. 1. Schemat instalacji belki chłodzącej z systemem klimatyzacji centralnej: 1 – centrala klimatyzacyjna nawiewna, 2 – pomieszczenie, 3 – belka chłodząca, 4 – centrala wywiewna, 5 – nagrzewnica pierwsza, 6 – nagrzewnica druga, 7 – chłodnica

Podczas uzdatniania (ochładzania) powietrza w komorach nawilżania lub w chłodnicach powierzchniowych central klimatyzacyjnych, pracujących w systemach z centralną klimatyzacją i konwekcyjnymi belkami chłodzącymi, występuje minimalna zawartość wilgoci powietrza nawiewanego x_{\min} , jaką można uzyskać (co wypływa z możliwości zamarzania wody zimnej przyływającej do central klimatyzacyjnych i właściwości termodynamicznych powietrza). Jednocześnie istnieją ograniczone możliwości odzysku wilgoci w pomieszczeniach z najmniejszym współczynnikiem kierunkowym ε , przez nawiewane, klimatyzowane powietrze zewnętrzne. Aby ocenić możliwość realizacji systemu klimatyzacji z konwekcyjnymi belkami chłodzącymi, należy przedstawić procesy uzdatniania powietrza na wykresie $i-x$.

Rozpatrzona zostanie metoda obliczeniowa systemu klimatyzacji centralnej z konwekcyjnymi belkami chłodzącymi uwzględniająca okres letni. Dane wyjściowe są następujące:

- parametry powietrza zewnętrznego wg PN-76/B-03420 [2]: temperatura – t_z [°C], wilgotność względna – φ_z [%],

- parametry powietrza wewnętrznego wg PN-78/B-03421 [3]: temperatura – t_p [°C], wilgotność względna – φ_p [%], zawartość wilgoci – x_p [kg/kg],
- parametry technologiczne odpowiednio w pomieszczeniach 1 i 2: zyski ciepła całkowitego – Q_1, Q_2 [W], zyski wilgoci – W_1, W_2 [kg/h],
- sanitarne normy powietrza zewnętrznego – G_1, G_2 [kg/h].

Indeksy 1 i 2 określają parametry dla pomieszczeń odpowiednio 1 i 2.

Na wykresie $i-x$ (rys. 2.) umiejscowiono punkty stanu powietrza odpowiadające parametrom powietrza zewnętrznego (punkt Z) i wewnętrznego (punkt P). Przyjmuje się dla pomieszczenia 1, że punktowi P odpowiada punkt P_1 . Założono, że powietrze jest wywiewane z pomieszczenia 1 (2) z parametrami odpowiadającymi punktom P_1 (P_2).

Określa się minimalną zawartość wilgoci powietrza nawiewanego, którą można osiągnąć z warunków ochładzania powietrza w chłodnicy powierzchniowej 7 centrali klimatyzacyjnej (rys. 1.). Na linię $\varphi = 100\%$ naniesiono punkt F – stan kresu możliwości ochładzania powietrza w chłodnicy powierzchniowej. Temperaturę powietrza t_F w punkcie F oblicza się ze wzoru:

$$t_F = t_{ch} + (3-5)^\circ\text{C} \quad (1)$$

gdzie t_{ch} – temperatura wody przyływającej do chłodnicy 7 (rys. 1.).

Następnym krokiem jest przeprowadzenie linii $x_{p1} = \text{const.}$ i $x_F = \text{const.}$ Jeżeli wielkość x_F jest mniejsza od wielkości x_{p1} , to system klimatyzacyjny w tym pomieszczeniu może być realizowany. W innym przypadku należy projektować system uzdatniania powietrza w pomieszczeniu na innych zasadach.

Do dalszych obliczeń, w celu uproszczenia analizy, przyjmuje się: $Q_1 = Q_2$, $W_1 > W_2$, $G_1 = G_2$. Zawartość wilgoci w powietrzu nawiewanym z centrali klimatyzacyjnej do pomieszczenia 1, gdzie występują największe zyski wilgoci (i spełniony jest warunek $\varepsilon_1 < \varepsilon_2$), oblicza się następująco:

$$x_K = x_P - W_1/G_1 \quad (2)$$

Jeżeli $x_K > x_F$, to system klimatyzacji może być dalej realizowany.

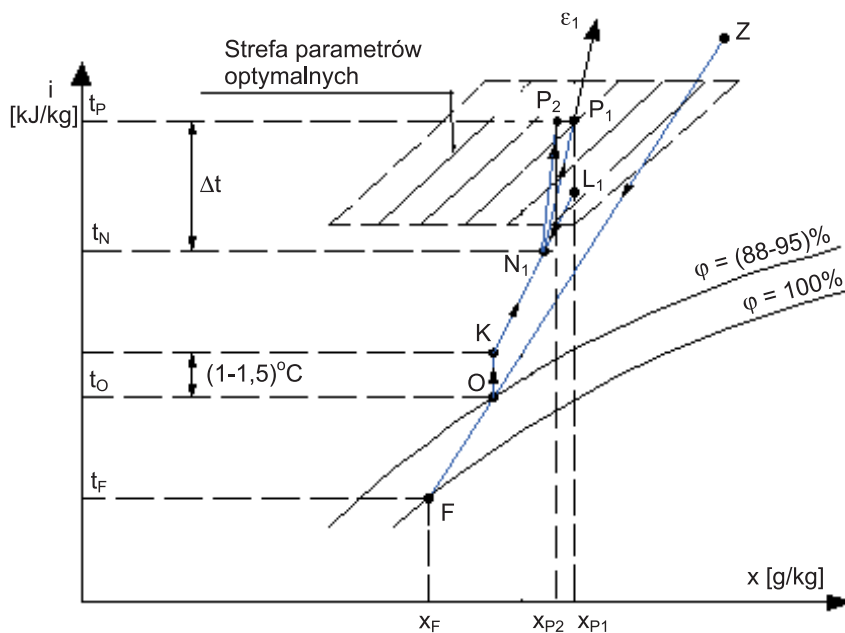
Po połączeniu punktów Z i F powstanie linia ZF , oznaczająca proces ochładzania powietrza zewnętrznego w chłodnicy powierzchniowej. Na przecięciu linii ZF i linii $\varphi = (85-95)\%$ leży punkt O – stan powietrza po przejściu przez chłodnicę powierzchniową w centrali klimatyzacyjnej 1 (rys. 1.). Według źródła literaturowego [4] można przyjmować wilgotność względną $\varphi_o = 88\%$, jeżeli wartość wilgotności względnej powietrza zewnętrznego φ_z będzie mniejsza od 45%. Natomiast przy $45\% < \varphi_z < 70\%$ – $\varphi_o = 92\%$, a przy $\varphi_z > 70\%$ $\varphi_o = 98\%$. Stąd określamy x_o . Przy określaniu stanu powietrza nawiewanego od centrali klimatyzacyjnej – punkt K – uwzględnia się minimalną temperaturę powietrza nawiewanego. Punkt ten leży na przecięciu linii $x_o = \text{const.}$ i izotermi $t_K = t_o + 1,5^\circ\text{C}$. Powietrze nawiewane po drodze w przewodach i wentylatorze jest

ogrzewane, a przyrost tej temperatury można orientacyjnie przyjąć jako równy $1,5^{\circ}\text{C}$ [5]. Jednak w rzeczywistości należy ten przyrost każdorazowo obliczyć.

W celu określenia położenia punktu N_1 (punkt N_1 – stan powietrza nawiewanego do pomieszczenia 1 po zmieszaniu strumieni powietrza G_1 , uzdatnianego w centrali klimatyzacyjnej, i strumienia powietrza wewnętrznego, przepływającego przez KBCh) zakłada się dopuszczalną różnicę temperatur pomiędzy temperaturą powietrza w pomieszczeniu a temperaturą powietrza nawiewanego Δt ($6\text{-}12^{\circ}\text{C}$) [4]. Następnie oblicza się temperaturę powietrza t_{N1} i t_{N2} .

W celu uproszczenia analizy przyjmuje się $\Delta t_1 = \Delta t_2$ i $t_{N1} = t_{N2} = t_N$. Tworzy się linię $t_N = \text{const.}$, a następnie oblicza współczynniki zmiany stanu powietrza dla pomieszczenia 1 – ε_1 :

$$\varepsilon_1 = Q_{c1}/W_1 \quad (3)$$



Rys. 2. Zmiana stanu powietrza w okresie letnim w systemie z klimatyzacją centralną i konwekcyjnymi belkami chłodzącymi

Na przecięciu linii $\varepsilon_1 = \text{const.}$ i linii $t_N = \text{const.}$ określa się stan powietrza w punkcie N_1 . Łączymy punkty K i N_1 linią, prowadzoną do jej przecięcia się z linią $x_{P1} = \text{const.}$ (w punkcie L_1). Odcinek P_1L_1 to stan powietrza wewnętrznego po ochłodzeniu w wymienniku ciepła KBCh, proces ochładzania powietrza wewnętrznego przebiega wzdłuż linii $x_{P1} = \text{const.}$ (rys. 2.).

W katalogu sprawdza się, czy dobrana konwekcyjna belka chłodząca (KBCh) spełnia warunki, które dyktuje punkt N_1 , ze względu na wydajność powietrza i możliwość jego chłodzenia.

Określa się wydajność chłodnicy powierzchniowej centrali klimatyzacyjnej:

$$Q_{ch} = (G_1 + G_2) \cdot (i_z - i_o) \quad (4)$$

gdzie: i_z – entalpia powietrza zewnętrznego,

i_o – entalpia powietrza po przejściu przez chłodnicę powierzchniową centrali klimatyzacyjnej.

Następnie należy określić, jaka ilość ciepła, na przykład z pomieszczenia 1 ($Q_{P.K.1}$), może być przyjmowana przez powietrze nawiewane z centrali klimatyzacyjnej:

$$Q_{P.K.1} = G_1 \cdot (i_p - i_k) \quad (5)$$

Oblicza się, ile ciepła pozostało do przyjęcia przez KBCh:

$$Q = Q_1 - Q_{P.K.1} \quad (6)$$

Wielkość Q to pozostałe ciepło jawne.

W odniesieniu do pomieszczenia 2, z wcześniejszych warunków $W_2 < W_1$ wynika, że ilość powietrza zewnętrznego G_2 ($G_2 = G_1$) będzie większa niż potrzebna do usuwania zysków wilgoci W_2 . W ten sposób przy stałej różnicy temperatur Δt ($t_p - t_N$) można oczekiwać, że zawartość wilgoci w powietrzu wewnętrznym w pomieszczeniu 2 będzie inna niż w pomieszczeniu 1. Te parametry można określić w przedstawiony dalej sposób.

Zawartość wilgoci w powietrzu w pomieszczeniu 2 dla zakładanych warunków określa się następująco:

$$x_{P2} = x_K + W_2/G_2 \quad (7)$$

Na przecięciu linii $t_p = \text{const.}$ i linii $x_{P2} = \text{const.}$ leży punkt P_2 – stan powietrza w pomieszczeniu 2. Oczywiście jest, że wielkość $x_{P2} < x_{P1}$. Jeżeli punkt P_2 leży w strefie parametrów komfortu i wielkość x_F jest mniejsza od wielkości x_{P2} , to system klimatyzacji może być realizowany.

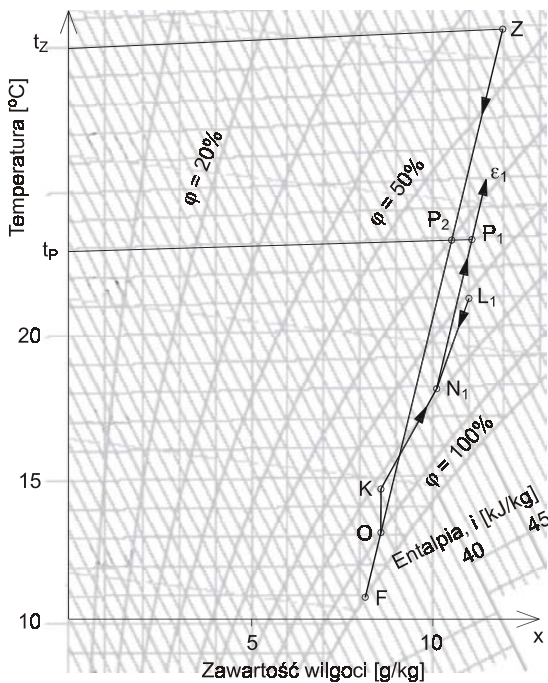
Minimalną ilość świeżego powietrza w pomieszczeniu określa się wg sanitarnej normy dla danego pomieszczenia (wielkość G). Następnie sprawdza się możliwość rozdziału powietrza nawiewanego z temperaturą t_N w pomieszczeniu. W znacznym stopniu rozdział powietrza z małą temperaturą wymaga określonego typu nawiewników. Jeżeli przy danej temperaturze t_N nie można zapewnić warunków komfortu w strefie pracy, to trzeba przyjmować większą wartość temperatury t_N . Przy tym w skład centrali pokazanej na rys. 1. należy włączyć drugą nagrzewnicę 6.

Dalej przedstawiono przykład obliczeniowy systemu z klimatyzacją centralną i konwekcyjnymi belkami chłodzącymi, z uwzględnieniem okresu letniego.

Przyjęto następujące dane wyjściowe:

- **parametry powietrza zewnętrznego** – wg PN-76/B-03420 [3]: temperatura – $t_z = 30^\circ\text{C}$, wilgotność względna – $\varphi_z = 45\%$,
- **parametry powietrza wewnętrznego** – wg PN-78/B-03421 [5]: temperatura – $t_p = 23^\circ\text{C}$, zawartość wilgoci $x_p = 11\text{ g/kg}$,
- **parametry technologiczne** – zyski ciepła całkowitego – $Q_1 = 1087,4\text{ W}$, $Q_2 = 592,7\text{ W}$, zyski wilgoci – $W_1 = 484,8\text{ g/h}$, $W_2 = 404\text{ g/h}$,
- sanitarne normy powietrza zewnętrznego – $G_1 = 240\text{ kg/h}$, $G_2 = 200\text{ kg/h}$.

Na wykresie i - x (rys. 3.) zaznaczono punkty odpowiadające wartościom parametrów powietrza zewnętrznego Z i wewnętrznego P . Określono temperaturę powietrza w chłodnicy powierzchniowej (punkt F), przyjmując $t_{ch} = 8^\circ\text{C}$ i $\Delta t = 3^\circ\text{C}$, według wzoru (1): $t_F = 8 + 3 = 11^\circ\text{C}$. Punkt F umiejscowiono na przecięciu się linii $t_F = 11^\circ\text{C}$ i $\varphi = 100\%$.



Rys. 3. Przebieg zmian stanu powietrza w okresie letnim w systemie z klimatyzacją centralną i konwekcyjnymi belkami chłodzącymi

Następnie sprawdzono, czy został spełniony warunek $x_F < x_{P1}$ ($x_F = 8,1\text{ g/kg}$): $8,1 < 11\text{ g/kg}$ – warunek został spełniony, system klimatyzacji może być dalej realizowany.

Ze wzoru (2) obliczono zawartość wilgoci w powietrzu nawiewanym do pomieszczeń: $x_K = 11 - 484,8/240 = 9$ g/kg. Sprawdzono, czy został spełniony warunek $x_K > x_F$: $9 > 8,1$ g/kg – warunek został spełniony.

Punkt stanu powietrza po przejściu przez chłodnicę powierzchniową (punkt O) umiejscowiono na przecięciu linii $x_K = \text{const.}$ i linii ZF (ZF – proces uzdatniania powietrza w centrali klimatyzacyjnej), $t_o = 13^\circ\text{C}$.

Temperatura w punkcie K będzie wynosić $t_K = t_o + 1,5^\circ\text{C}$, stąd $t_K = 14,5^\circ\text{C}$.

Temperaturę powietrza po zmieszaniu w punkcie N_1 strumienia powietrza przyływającego od centrali klimatyzacyjnej i powietrza cyrkulacyjnego w pomieszczeniu przyjęto o 6°C niższą niż w punkcie P . Założono, że $t_N = t_{N1} = t_{N2}$. Punkt N_1 leży na przecięciu się linii t_N ($t_N = 24 - 6 = 18^\circ\text{C}$) i prostej kierunkowej ε_1 .

Prostą kierunkową dla pomieszczenia 1 obliczono wg wzoru (3):

$$\varepsilon_1 = 1087,4 \text{ W}/484,8 \text{ g/h} = 8074 \text{ kJ/kg.}$$

Następnym krokiem jest połączenie linią punktów K i N_1 i poprowadzeniu jej do przecięcia się z linią $x_{P1} = \text{const.}$ Na przecięciu tych linii znajduje się punkt L_1 , przedstawiający stan powietrza po ochłodzeniu przez belki.

Określono zawartość wilgoci powietrza w pomieszczeniu 2, ze wzoru (7):

$$x_{P2} = 9 + 404/240 = 10,7 \text{ g/kg.}$$

Obliczono wydajność chłodnicy powierzchniowej ze wzoru (4), z wykorzystaniem wykresu $i-x$:

$$Q_{ch1} = (240 + 200) \text{ kg/h} \cdot (61 - 35) \text{ KJ/kg} = 3,177 \text{ kW.}$$

Ustalono, jaka ilość ciepła z pomieszczenia 1 może być przyjmowana przez powietrze nawiewane z centrali klimatyzacyjnej, ze wzoru (5), z wykorzystaniem wykresu $i-x$:

$$Q_{P.K.1} = 240 \text{ kg/h} \cdot (50,8 - 38) \text{ KJ/kg} = 0,853 \text{ kW.}$$

Określono ilość ciepła pozostałego do przyjęcia przez belki ze wzoru (6):

$$Q = 1,0874 - 0,853 = 0,2344 \text{ kW.}$$

Dobrano dwie belki chłodzące nawiewne Polaris 1 [6], długości 1,2 m, o wydajności chłodzenia 170 W.

Literatura

1. Bieniek B.: *Stropy chłodzące*. Ciepłownictwo i Klimatyzacja, nr 2, 2002, s. 29-32.
2. PN-76/B-03420: *Wentylacja i klimatyzacja. Parametry obliczeniowe powietrza zewnętrznego*.
3. PN-76/B-03421: *Wentylacja i klimatyzacja. Parametry obliczeniowe powietrza wewnętrznego w pomieszczeniach przeznaczonych do stałego przebywania ludzi*.
4. Bielowa P.M.: *Sistemy kondicionowania wożducha s czileriami i fankolami*. Ewroklimat, Moskwa 2003.
5. Malicki M.: *Wentylacja i klimatyzacja*, PWN, Warszawa 1980.
6. *Belka nawiewna Polaris I*. Katalog LindabClimate.

CENTRAL AIR-CONDICIONING WITH CONVECTION COOLING BEAN

Summary

In the publication, the based issues connected with the change of air state, during designing of air-conditioning with convection cooling bean, were discussed.

Złożono w Oficynie Wydawniczej w kwietniu 2006 r.

Vyacheslav PISAREV
Anna MAMROŁ
Alina PASIERB
Politechnika Rzeszowska

WSPÓŁCZESNE KIERUNKI ROZWOJU I MODERNIZACJI WENTYLACJI POMIESZCZEŃ

W pracy omówiono współczesne kierunki rozwoju i modernizacji wentylacji pomieszczeń: wentylację higrosterowaną, okienną, z kontrolowanym ogrzewaniem powietrza, hybrydową i inne. Przedstawiono krótki opis tych systemów i ich charakterystykę.

1. Wstęp

Najczęściej stosowanym – bo najprostszym i najtańszym – rozwiązaniem wentylacji w budownictwie mieszkaniowym jest wentylacja grawitacyjna, działająca na zasadzie wykorzystania różnicy temperatury powietrza zewnętrznego i wewnętrznego. Jednak jej uzależnienie od warunków atmosferycznych powoduje, że nie zawsze jest skuteczna. Zastosowanie wentylatora wymusza cyrkulację powietrza w pomieszczeniach, ale znacznie zwiększa całkowite zużycie energii elektrycznej. W wentylacji mechanicznej dodatkowy koszt stanowi również sieć przewodów, które trzeba rozprowadzić. Mimo wszystko jest ona pewniejszym i skuteczniejszym rozwiązaniem niż wentylacja grawitacyjna. Jednakże, mając na względzie zarówno komfort użytkowników budynków, jak i oszczędność energii, poszukuje się lepszych i sprawniejszych rozwiązań w dziedzinie wentylacji. Modernizacja wentylacji pomieszczeń idzie w kilku kierunkach. Są to między innymi: wentylacja higrosterowana, jednorurowy system wentylacji, system wentylacji okiennej, system z kontrolowanym ogrzewaniem powietrza nawiewanego, zastosowanie wywietrzaków, wykorzystanie odzysku ciepła oraz wentylacja hybrydowa.

2. Wentylacja higrosterowana

System wentylacji higrosterowanej wykorzystuje naturalną właściwość materiałów do zmiany długości wraz ze zmianą poziomu wilgotności [1]. Dostosowuje wymianę powietrza w pomieszczeniach do obecnych potrzeb, a wskaź-

nikiem decydującym o ilości doprowadzonego i usuniętego powietrza jest wilgotność względna panująca w danym wnętrzu. Wentylacja higrosterowana ma zastosowanie w instalacjach wentylacji grawitacyjnej oraz mechanicznej wyciągowej. Jej elementami składowymi są higrosterowane nawiewniki, kratki wyciągowe oraz wentylator – w przypadku wentylacji mechanicznej.

Nawiewniki, jako elementy doprowadzające powietrze, można montować w stolarce okiennej (nawiewniki okienne) lub w górnej części ściany zewnętrznej (nawiewniki ściennie). Nawiewniki działają bez prądu, samoczynnie, mechanicznie, w sposób ciągły i nie powodują hałasu. Wyposażone są w czujnik mierzący wilgotność względną powietrza w pomieszczeniu, który reaguje na zmieniające się warunki, dostosowując strumień przepływającego powietrza do potrzeb. Przepustnica w nawiewniku jest uchylana proporcjonalnie do zawartości wilgotności względnej w pomieszczeniu.

Kratki wywiewne i wyciągowe wyprowadzają zużyte powietrze z budynku na zewnątrz. Kratka wywiewna stosowana przy wentylacji grawitacyjnej jest montowana (w przypadku budynku mieszkalnego) na ścianie pomieszczenia pomocniczego (łazienka, ubikacja, kuchnia), na otworze przewodu kominowego, a kratka wyciągowa stosowana przy wentylacji mechanicznej wywiewnej jest połączona poprzez system przewodów z wentylatorem. Dzięki czujnikowi higroskopijnemu, który steruje otwarciem przepustnicy w zależności od poziomu wilgotności względnej powietrza wewnętrznego, kratki regulują automatycznie natężenie strumienia powietrza wyciąganego z pomieszczenia. Wraz ze wzrostem wilgoci w pomieszczeniu zwiększa się ilość przepływającego powietrza, które powoduje jej szybkie usunięcie. W chwili gdy poziom nawilżenia pomieszczenia jest niski, kratki redukują ilość usuwanego powietrza.

Wentylator – jako element wspomagający usuwanie powietrza – zapewnia odpowiedni wyciąg powietrza, niezależny od warunków zewnętrznych i wewnętrznych. Wentylatory, działając 24 godz. na dobę, zapewniają wymaganą cyrkulację powietrza przy minimalnym zużyciu prądu. Regulacja natężenia przepływu zależy jedynie od kratki wyciągowej, które regulują stopień otwarcia wylotu powietrza.

W systemie wentylacji higrosterowanej wymiana powietrza w znacznym stopniu zależy od zapotrzebowania wynikającego z codziennego użytkowania pomieszczenia. Można przyjąć, że nawiewniki i kratki higrosterowane pozwalają znacznie zrównoważyć różnice w wentylacji mieszkań na różnych poziomach.

Ostatnio na rynku pojawiły się nowe, wzbogacone systemy higrosterowanej wentylacji mechanicznej, takie jak: system wentylacji mechanicznej z odzyskiem ciepła VMP, systemy wentylacji mechanicznej wyciągowej SEKWOJA (zapewniające skuteczne usuwanie powietrza z czterech pomieszczeń jednocześnie) oraz VMP K (wentylator wyposażony w pięć króćców ssących i jeden wyrzutowy), rozpowszechniane przez firmę AERECO. Bardziej rozbudowanym układem jest TEMPERACJA – system klimatyzacji wykorzystujący pompę ciepła do zmiany parametrów nawiewanego powietrza [2].

3. Jednorurowy system wentylacji mieszkań

Innym rozwiązaniem w nowoczesnej wentylacji mieszkań jest zdecentralizowany system wentylacji jednorurowej, na przykład typu ELS, opracowany przez firmę HELIOS [3]. System ten działa na zasadzie wentylacji podciśnieniowej. Podciśnienie – wytwarzane w całym mieszkaniu przez wentylatory zainstalowane w kuchni, łazience, ubikacji – powoduje napływ świeżego powietrza przez elementy nawiewne umieszczone w ścianach zewnętrznych pokoju dziennego i sypialni. Następuje wymiana powietrza w tych pomieszczeniach, ponieważ panujące podciśnienie wymusza dalszy przepływ powietrza do strefy przejściowej (korytarz, hol, przedpokój) i dalej do pomieszczeń obciążonych (kuchnia, łazienka, ubikacja), skąd za pośrednictwem wentylatorów podłączonych do wspólnych pionowych przewodów wentylacyjnych odprowadzane jest na zewnątrz budynku. Elementy nawiewne montowane są nad grzejnikami, co zapewnia szybkie podgrzanie napływającego powietrza w zimnych porach roku. Energooszczędnym rozwiązaniem są nawiewniki ze szczeliną automatycznie regulowaną w zależności od temperatury zewnętrznej.

Wentylatory umieszczone w kuchni, łazience i WC są podłączone do wspólnych pionów wentylacyjnych, łącznie do 40 wentylatorów na 20 kondygnacjach, do dwóch urządzeń na jednej kondygnacji [3]. Taki sposób odprowadzania powietrza pozwala zaoszczędzić wiele powierzchni użytkowej w budynku, ogranicza zużycie materiałów, upraszcza montaż, co oznacza znaczną redukcję czasu pracy i kosztów robocizny, a także ma wykluczyć błędy wykonawcze. Zalety te wpływają na zmniejszenie kosztów ponoszonych przez inwestora. Również koszty eksploatacyjne są niewielkie. Działanie urządzeń ELS pozwala zredukować ilość odprowadzanego ogrzanego powietrza wentylacyjnego i dzięki temu przyczynia się zasadniczo do oszczędności energii cieplnej w mieszkaniach.

4. System wentylacji okiennej oraz zdecentralizowany system wentylacji przez fasadę budynku

Jedną z dziedzin rozwojowych współczesnej wentylacji mieszkań jest jeszcze system wentylacji okiennej zwany „inteligentnym” [4]. Tutaj produktem przyszłości jest układ FLS, który może w pełni odpowiadać za przewietrzanie pomieszczenia. Opracowany przez firmę BELIMO system to inteligentny napęd do uchylania i zamykania okien ze standardowymi okuciami [4]. Układ FLS zapewnia dobrą wymianę powietrza w pomieszczeniu przez całą dobę. Pomieszczenie wentylowane jest bez udziału albo z minimalnym udziałem użytkownika. Wietrzenie odbywa się tak długo, jak to jest niezbędne, mniej w zimie, a więcej w lecie. Jeżeli pada deszcz, wieje silny wiatr lub jest niska temperatura, okno zamyka się automatycznie. System FLS nie utrudnia normalnej eksploatacji

okna, a zmiany w trybie pracy można dokonywać za pomocą pilota, przez komputer PC lub ręcznie. W przypadku zdecentralizowanego systemu wentylacji zwanego ZWB powietrze zewnętrzne jest bezpośrednio zasysane i wywiewane przez fasadę budynku. Urządzenia w tym systemie najczęściej są podłączone do centralnej, czteroprzewodowej sieci czynnika grzejącego i chłodzącego, prowadzonej wzdłuż fasady. Zdecentralizowane urządzenia wentylacyjne mogą być montowane jako stojące pod parapetem okiennym, w powiązaniu z podwójną fasadą, lub jako leżące w przestrzeni międzypodłogowej [5]. Urządzenie ZWB ma zapewnić kontrolowany nawiew i wywiew powietrza z odzyskiem ciepła, grzanie, chłodzenie i filtrację powietrza. Funkcje te spełnia centralna wentylacja oraz grzejniki lub sufity chłodzące (z wyjątkiem nawilżania i osuszania powietrza).

5. System z kontrolowanym ogrzewaniem powietrza nawiewanego

Takim systemem jest na przykład VENTPLUS [6], który do ogrzewania powietrza nawiewanego wykorzystuje zamontowane grzejniki płytowe. Jego zastosowanie ma na celu poprawienie i kontrolowanie ogrzewania powietrza napływającego bezpośrednio z zewnątrz budynku. Ma także zwiększyć wydajność cieplną grzejnika, dostarczając świeże, przefiltrowane powietrze wprost na grzejnik. Zasada działania tego systemu polega na napływie zimnego powietrza, przez otwór w ścianie i przez filtr, do izolowanej obudowy za grzejnikiem. Tam powietrze spływa na dół i po ogrzaniu unosi się do pomieszczenia. System VENTPLUS wykorzystuje niewielkie podciśnienie w pomieszczeniach i dlatego musi współpracować z wentylacją mechaniczną.

6. Zastosowanie wywietrzaków

Standardowo kanały wentylacji grawitacyjnej powinny być wyprowadzone ponad dach budynku i zakończone nasadą kominową z dwustronnymi wylotami bocznymi ponad strefą zaburzeń powodowanych przez wiatr. Czasami jednak występuje konieczność wykonania wylotów w innej formie, kiedy zachodzi potrzeba podniesienia istniejących kanałów wentylacyjnych nad dach, ale bez możliwości nadmurowywania trzonów kominowych (by wyjść ze strefy zaburzeń), zwiększenia ciśnienia czynnego w ostatnich kondygnacjach, wyrównania wysokości kanałów wentylacyjnych obsługujących to samo mieszkanie, gdy na kanałach spalinowych zainstalowane są wywietrzaki spalinowe (co może spowodować odwrotny przepływ w kanale wentylacji grawitacyjnej).

Jest kilka rodzajów elementów zakańczających wyloty kanałów wentylacyjnych [7]: wywietrzaki stałe (cylindryczne – typu A, stożkowe – typu B,

gwiazdziste – typu C), wywietrzaki ruchome (obrotowe), nasady typu Rotowent, osłony stałe w postaci rurowych nasad typu H.

Podciśnienie w obudowie wywietrzaków wytwarzane jest przez strumień powietrza zewnętrznego poruszającego się z określoną prędkością, o kierunkach zbliżonych do prostopadłego do obudowy. Wartość tego podciśnienia zależy od prędkości wiatru i konstrukcji wywietrzaka.

7. Wentylacja hybrydowa

Wentylacja hybrydowa łączy prostotę wentylacji grawitacyjnej ze stabilnością wentylacji mechanicznej [8]. Ma zagwarantować użytkownikowi stałą i pożądaną wydajność, przy maksymalnym ograniczeniu ponoszonych kosztów. Może ona być rozwiązana jako dwa odrębne systemy: wentylacja naturalna i wentylacja mechaniczna. Pracuje ten system, który w danej chwili nadaje się najbardziej do realizacji określonych zadań. Przykładowo wentylacja naturalna zapewnia wentylację obiektów w okresach przejściowych, a wentylacja mechaniczna – w okresach chłodnych i ciepłych. Można też wykorzystać wentylację mechaniczną w godzinach użytkowania obiektu, a wentylację naturalną do ochładzania nocnego. Innym rozwiązaniem jest wspomaganie mechaniczne wentylacji naturalnej. Polega ono na dodatkowym działaniu wentylatorów nawiewnych lub wywiewnych. W czasie gdy siły wyporu cieplnego są zbyt słabe, jak również wtedy, gdy jest zapotrzebowanie na większą ilość powietrza wentylacyjnego, następuje uruchomienie wentylatorów wspomagających, których działanie zwiększa dyspozycyjną różnicę ciśnienia. Przykładem takiego urządzenia wspomagającego wentylację grawitacyjną jest opracowana przez firmę AERECO niskociśnieniowa nasada dachowa VBP [8]. Rozwiązanie to wykorzystuje siłę wyporu. Z chwilą gdy podciśnienia uzyskane w sposób grawitacyjny są zbyt małe, aby skutecznie usuwać powietrze z pomieszczeń, układ sterujący włącza tę nasadę. Taki tryb pracy zapewnia odpowiednią jakość powietrza wewnętrznego przy najmniejszym zużyciu energii. Wspomaganiem wentylacji naturalnej są również: nasada obrotowa Turbowent Hybrydowy Darco [9], która składa się z turbiny osadzonej obrotowo w układzie obrotowo-łożyskowym zamontowanym w podstawie nasady, oraz nasada Fenko z umieszczonym wewnątrz wentylatorem [10].

Trzeci sposób działania wentylacji hybrydowej sprowadza się do optymalnego wykorzystania wyporu cieplnego i wiatru tak, aby system wentylacji mechanicznej mógł pracować przy jak najmniejszej różnicy ciśnienia.

W system wentylacji hybrydowej mogą być wyposażone zarówno nowe, jak i remontowane budynki, ze względu na to, że układ może wykorzystywać istniejące kanały grawitacyjne.

8. Odzysk ciepła

Jednym ze sposobów zmniejszenia zużycia energii w procesie przygotowania powietrza w centrali wentylacyjnej, a co za tym idzie zmniejszenia ponoszonych kosztów, jest odzysk ciepła. Proces ten polega na wykorzystaniu ciepła z powietrza wyciąganego z pomieszczenia do wstępnego podgrzewania zimnego powietrza zewnętrznego. Stosowane układy można podzielić na urządzenia bez medium pośredniczącego oraz z medium pośredniczącym.

Odzysk ciepła w układzie bez czynnika pośredniczącego może być realizowany przez recyrkulację lub wymienniki krzyżowe i obrotowe. Recyrkulacja jest najprostszym sposobem odzysku ciepła, a w związku z tym wymagającym najmniejszych nakładów inwestycyjnych i eksploatacyjnych. Proces ten przebiega zwykle w komorze mieszania centrali i polega na doprowadzeniu części powietrza wywiewanego (a z nim ciepła) do powietrza świeżego pochodzącego z czepni. Natomiast w wymiennikach płytowych strumienie powietrza zewnętrznego i wywiewanego prowadzone są względem siebie w przeciwnym kierunku lub w prądzie krzyżowym. Powietrze to przepływa obok siebie oddzielone cienkimi ściankami. Po jednej stronie ścianki płynie świeże powietrze (chłodne), a po drugiej – usuwane z pomieszczenia (ciepłe) [11]. Spośród rekuperatorów płytowych największą popularnością cieszą się wymienniki o przepływie krzyżowym. Odzysk ciepła można także realizować na wymienniku obrotowym. Wymiana ciepła zachodzi tutaj za pomocą wirnika wykonanego z folii aluminiowej, blachy lub siatki stalowej, pokrytego często warstwą higroskopijną, umożliwiającą dodatkowo odzysk ciepła utajonego podczas kondensacji pary wodnej.

Przy odzysku ciepła z czynnikiem pośredniczącym stosuje się między innymi układ glikolowy, składający się z nagrzewnicy cieczowej w strumieniu świeżego powietrza i chłodnicy w strumieniu usuwanego powietrza. Transport ciepła zachodzi za pośrednictwem cyrkulującej cieczy [12]. Czynnikiem pośredniczącym może być także woda, ale w tym przypadku konieczne jest zastosowanie systemu zabezpieczenia przed zamarzaniem.

Innym sposobem odzysku ciepła z czynnikiem pośredniczącym jest zastosowanie rurki ciepła. Wymiennik tego typu składa się z kilku rzędów rurek wypełnionych freonem, ożebrowanych od strony powietrza. Jedna część każdej rurki znajduje się w kanale nawiewnym, natomiast druga – w kanale wywiewnym. Ciepło pobierane od powietrza usuwanego z pomieszczenia powoduje odparowanie znajdującego się w rurce czynnika niskowrzącego. Różnica gęstości pomiędzy fazą ciekłą i parową czynnika wymusza przepływ do drugiego końca rurki, gdzie podczas procesu skraplania ciepło jest oddawane do powietrza nawiewanego [13].

Układem z czynnikiem pośredniczącym jest też pompa ciepła. Jest to odwrócony sprężarkowy obieg chłodniczy. Ciepło pobierane jest z powietrza wywiewanego przez wrzący freon znajdujący się w parowaczu. Następnie ciepło to,

za pomocą czynnika chłodniczego skraplanego w skraplaczu, oddawane jest powietrzu nawiewanemu. Czynnik chłodniczy jako ciecz trafia do zbiornika, a stąd do zaworu rozprężnego, który zasila parownik w czynnik. Ciekły czynnik chłodniczy, przepływając przez parownik, zmienia się najpierw w parę mokrą, a następnie przegrzaną, pobierając cały czas ciepło. Następnie jako gaz trafia z powrotem na ssanie sprężarki, gdzie zostaje sprężony [13].

9. Podsumowanie

- Obecnie dużo uwagi poświęca się problemowi wentylacji, gdyż „dają się we znaki” negatywne skutki niewłaściwej wymiany powietrza przy dotychczas stosowanych rozwiązaniach wentylacyjnych. Działanie systemu wentylacji grawitacyjnej wspomaga się, instalując na wylotach z kanałów różnego rodzaju wywietrzaki stałe lub obrotowe. W systemach wentylacji mechanicznej montuje się tłumiki w celu zmniejszenia poziomu hałasu, czy też dąży się do obniżenia kosztów energii. W tym zakresie stawia się na odzysk ciepła z powietrza wywiewanego z pomieszczenia. Odzysk ciepła czy chłodu zmniejszy znacząco energochłonność systemu, a tym samym obniżą się rachunki za energię elektryczną.
- Zaobserwować można dążenie do pełnej automatyzacji systemów wentylacji, co ma być udogodnieniem dla użytkownika. Widać to na przykład w stosowaniu nawiewników i kratek wyciągowych, sterowanych poziomem wilgotności w pomieszczeniu, czy też montowaniu „inteligentnych” napędów do uchylania i zamykania okien.
- System wentylacji hybrydowej wydaje się być odpowiednim rozwiązaniem problemu niedziałającej skutecznie w okresach letnich i przejściowych wentylacji naturalnej, a także zwiększonych kosztów w przypadku wentylacji mechanicznej. Wprawdzie koszty inwestycyjne tego nowego systemu będą większe niż w przypadku samej wentylacji naturalnej, ale późniejsze korzyści wynikające z działania systemu zrekompensują to. Wentylacja hybrydowa ma jednak pewne wady, zwłaszcza w przypadku zastosowania nasad kominowych, które muszą być ustawiane „na wiatr”. Konieczne jest też doprowadzenie instalacji elektrycznej ponad dach oraz zapewnienie odpowiedniego nawiewu.

Literatura

1. Kuleta P.: *System wentylacji higrosterowanej*. Technika Wentylacyjna i Klimatyzacyjna, nr 11, 2003, s. 20-23.
2. Prospekt: *AERECO – wentylacja higrosterowana*. AERECO wentylacja Sp. z o.o.
3. Prospekt: *Nowoczesna wentylacja mieszkań*. HELIOS.
4. Prospekt: *Inteligentny system wentylacji okiennej. FLS – produkt przyszłości*. BELIMO.

5. Halupczok J., Makulla D.: *Zdecentralizowany system wentylacji przez fasadę budynku*. Rynek Instalacyjny, nr 12, 2004, s. 59-64.
6. Prospekt: *VENTPLUS. SIGARTH*.
7. Opaliński S., Rabczak S.: *Wentylacja grawitacyjna*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2003.
8. <http://www.aereco.com.pl/produkty.php>.
9. *Wentylacja hybrydowa – ekologiczna, tania i skuteczna*. Rynek Instalacyjny, nr 9, 2004, s. 56-57.
10. Prospekt: *Hybrydowa, wywiewna nasada FENKO*. UNIWERSAL.
11. <http://www.rekuperatory.pl/gwc/gwc1.stml>.
12. <http://www.wentylacja.org.pl>.
13. Wall S., Ziętek P.: *Centrale klimatyzacyjne – przegląd*. Polski Instalator, nr 3, 2004, s. 10-18.

CONTEMPORARY DIRECTION OF DEVELOPMENT AND MODERNIZATION OF A VENTILATION ROOMS

S u m m a r y

In the publication the contemporary direction of development and modernization of a ventilation rooms, were discussed. A short description of these systems and their characteristics was presented.

Złożono w Oficynie Wydawniczej w kwietniu 2006 r.

Alicja PUSZKAREWICZ
Politechnika Rzeszowska

JONITOWA DEMINERALIZACJA WODY

Celem badań było określenie efektywności wymiennicy jonowych pod kątem demineralizacji wody. Przetestowano następujące jonity z grupy Purolite: A 100 – słabo zasadowy anionit, A 870 – anionit amfoteryczny, A 400 – silnie zasadowy anionit, C 100H – silnie kwaśny kationit oraz M 46 – jonit buforujący. Określono ich zdolności jonowymienne oraz przeprowadzono demineralizację wody w trzech różnych układach technologicznych złożonych z badanych jonitów. Najlepsze rezultaty (woda o najwyższych parametrach jakościowych – przewodność elektryczna $< 1 \mu\text{S/cm}$) osiągnięto przy zastosowaniu układu demineralizacyjnego złożonego z czterech szeregowo połączonych jonitów: C 100H – A 100 – A 400 – M 46.

1. Wstęp

Jakość wytwarzanych produktów i efektywne działanie procesów technologicznych w wielu gałęziach gospodarki nierozdzielnie związane są z jakością wody procesowej. Woda ultraczysta jest niezbędna w przemyśle farmaceutycznym, energetyce jądrowej, do zasilania wysokociśnieniowych kotłów oraz w wielu innych procesach technologicznych. Wymagania stawiane wodzie ultraczystej różnią się nieznacznie, w zależności od rodzaju jej przeznaczenia [1, 2].

Proces demineralizacji polega na usunięciu wszystkich zawartych w wodzie substancji w formie jonowej, których obecność jest następstwem rozpuszczonych w wodzie soli. Wodę zdemineralizowaną można uzyskać przy zastosowaniu różnych technik, co jest podyktowane wymaganiami jakościowymi wody, względami ekonomicznymi lub technologicznymi.

2. Demineralizacja wody przy udziale wymiennicy jonowych

Podstawową metodą przygotowania wody wysokiej jakości jest jonitowa demineralizacja (Ion Exchange – IE), kolejno w złożu kationitowym, anionitowym i mieszanym. Mimo wielu wad wynikających z zastosowania IE (wytwarzanie ścieków poregeneracyjnych) jest niezastąpiona w przemyśle energetycznym, co się wiąże z prostotą procesu oraz największą skutecznością i efektywnością w usuwaniu krzemionki [2].

Wymiana jonowa wykorzystuje zjawisko polegające na wymianie ruchomych jonów jonitu na jony elektrolitu. Substancje mające taką zdolność zamiany

jonów, bez ulegania zmianom strukturalnym, zwane są wymiennicami jonowymi lub jonitami. Proces wymiany jonowej realizowany jest najczęściej w warunkach dynamicznych, polegających na przepływie roztworu przez stacjonarne złożo (operacja kolumnowa) [3].

Rezultatem przepływu roztworu przez jonit jest wytworzenie w jonicie trzech charakterystycznych stref:

- strefy jonitu wyczerpanego – warstwa, gdzie jonit jest w równowadze z roztworem zasilającym,
- strefy pracy – warstwa, w której realizowany jest proces wymiany jonowej (strefa ta w czasie pracy jonitu ulega wyczerpaniu),
- strefy jonitu w formie czystej (strefa zanika w momencie przebiccia złoża) [3].

Pełny układ do demineralizacji (wraz z odkrzemianiem) wody obejmuje najczęściej:

- wymianę kationów za pomocą silnie kwasowego kationitu wodorowego (proces dekationizacji) – wszystkie kationy zawarte w wodzie zostają wymienione na jony wodorowe,
- wymianę anionów przy udziale anionitu słabo zasadowego – wymienione zostają tylko aniony mocnych kwasów (np. Cl^- , SO_4^{2+}), nie ulegają tu związaniu jony słabo zdysocjonowanych kwasów (np. H_2CO_3 , H_2SiO_3),
- wymianę anionów i odkrzemianie przy wykorzystaniu anionitu silnie zasadowego – wszystkie aniony zawarte w wodzie zostają zamienione na jony OH^- , w tym CO_2 i krzemionka,
- wymianę pozostałych jonów w kolumnie dwujonitowej – zbiornik buforowy [2, 4].

Stosowane układy rozwiązań technologicznych mogą różnić się między sobą jedynie liczbą zastosowanych wymienników oraz kombinacją ich ustawień, co podyktowane jest składem wody surowej oraz jej przeznaczeniem.

3. Cel i zakres badań własnych

Celem badań było określenie przydatności złóż jonitowych typu Purolite do uzdatniania wody pod kątem jej demineralizacji. Testowane jonity pochodziły bezpośrednio od przedstawiciela handlowego firmy „Purolite”. Zakres badań obejmował:

- określenie podstawowych właściwości testowanych jonitów (zdolności jonowymiennych całkowitych i roboczych),
- przeprowadzenie procesu jonitowej demineralizacji wody w różnych układach technologicznych,
- analizę wody surowej i uzdatnionej.

Zastosowane w badaniach jonity to Purolite: A 100 – anionit słabo zasadowy, A 870 – anionit mieszany (dwufunkcyjny), A 400 – anionit silnie zasadowy, C 100H – kationit silnie kwaśny, M 46 – jonit buforujący [5-8].

4. Wyniki badań i ich omówienie

4.1. Badania w warunkach statycznych

W tej części badań wyznaczono całkowitą zdolność jonowymienną jonitów (anionitów: A 100, A 870, A 400 i kationitu C 100H) w procesie wstrząsania, przy udziale roztworów standardowych sporządzonych na bazie wody destylowanej, zaprawianej odpowiednio dla kationitów CaCl_2 , dla anionitów HCl, o stężeniach jonów Ca^{2+} i Cl^- podanych w tab. 1.

Anionity pracowały w cyklu wodorotlenowym (regeneracja NaOH), kationit zaś w cyklu wodorowym (regeneracja HCl). Uzyskane wyniki (zdolności jonowymienne całkowite) przedstawiono w tab. 1. i porównano z wartościami katalogowymi producenta (tab. 2.).

Tabela 1. Całkowite pojemności jonowymienne analizowanych jonitów

Pojemności jonowymienne	Jednostki	Rodzaj jonitu			
		A 100	A 870	A 400	C 100H
Początkowe stężenie Ca^{2+} w roztworze standardowym	[mval/dm ³]	-	-	-	10,54
Początkowe stężenie Cl^- w roztworze standardowym	[mval/dm ³]	9,15	10,28	9,15	-
Końcowe stężenia wymienianych jonów w roztworze standardowym	[mval/dm ³]	1,014	0,732	0,507	0,200
Całkowita zdolność wymienna jonitu w stanie zawilgoconym	[mval/g]	1,12	1,19	1,08	1,49
	[mval/cm ³]	1,18	1,24	1,16	1,93
Zdolność wymienna jonitu w stanie suchym	[mval/g]	2,46	3,48	3,26	3,61

Tabela 2. Zestawienie porównawcze pojemności katalogowych z wartościami uzyskanymi podczas badań

Rodzaj jonitu	Katalogowa całkowita zdolność wymienna jonitu w stanie zawilgoconym [mval/dm ³]	Laboratoryjna całkowita zdolność wymienna jonitu w stanie zawilgoconym [mval/cm ³]	Katalogowa całkowita zdolność wymienna jonitu w stanie suchym [mval/g]	Laboratoryjna całkowita zdolność wymienna jonitu w stanie suchym [mval/g]
A 100	1,3	1,18	3,9	2,46
A 870	1,35	1,24	-	3,48
A 400	1,3	1,16	3,7	3,26
C 100H	2,0	1,93	4,5	3,61

Wyznaczenie całkowitej pojemności jonowymiennej analizowanych jonitów miało na celu określenie przydatności badanych złóż jonitowych do zastosowania ich w praktyce. Ocena ta miała za zadanie eliminację złóż zniszczonych mechanicznie i chemicznie, np. z powodu nieprawidłowego przechowywania czy transportu, chemicznej degradacji lub przeterminowania. Otrzymane w badaniach całkowite pojemności jonitów były porównywalne z pojemnościami katalogowymi. Niewielkie różnice w przypadku anionitów mogły wynikać z zastąpienia zalecanego (przez normę) roztworu standardowego kwasu siarkowego kwasem solnym. Ponadto, w przypadku podanej pojemności katalogowej, wartość ta była związana z liczbą grup funkcyjnych wbudowanych w szkielet jonitu, zaś określona w badaniach – otrzymana w optymalnych warunkach prowadzenia procesu.

4.2. Badania w warunkach dynamicznych

Układ badawczy do pracy w warunkach dynamicznych składał się z kolumn jonitowych o średnicy $d = 16$ mm, wypełnionych odpowiednim złożem jonitowym do wysokości 200 mm. Zastosowana prędkość filtracji wynosiła 12 m/h.

Złoża anionitowe pracowały w cyklu wodorotlenowym (regeneracja NaOH), kationit zaś w cyklu wodorowym (regeneracja HCl). Zalecane dawki i stężenia regenerantów zawiera tab. 3.

Tabela 3. Stężenia i dawki związków użytych do regeneracji jonitów

Typ jonitu	Regenerant	Ilość środka regenerującego
A 100	2% NaOH	80 g/l
A 870	4% NaOH	161 g/l
A 400	4% NaOH	160 g/l
C 100H	5% HCl	160 g/l

Badania realizowano w dwóch etapach:

- pierwszy etap – wyznaczenie roboczej zdolności jonowymiennej testowanych jonitów,
- drugi etap – demineralizacja wody przy zastosowaniu trzech różnych układów technologicznych.

Wyznaczenie roboczej zdolności jonowymiennej jonitów – etap pierwszy

Określenie pojemności użytkowej przyczynia się do ustalenia optymalnych warunków prowadzenia procesu wymiany jonowej (m.in. prędkości filtracji, rodzaju i ilości środka regeneracyjnego) oraz jest niezbędne do prawidłowego zaprojektowania stacji uzdatniania wody. Wyniki tego etapu badań zestawiono w tab. 4.

Wyznaczone w określonych wcześniej warunkach użytkowe pojemności jonowymienne w punkcie wyczerpania złoża były nieco większe od określonych według zaleceń katalogowych i stanowiły średnio: dla anionitów 80% całkowitej zdolności wymiennej, dla kationitu zaś 91,71%.

Tabela 4. Pojemności użytkowe badanych jonitów

Pojemności użytkowe jonitów	Typ jonitu			
	A 100	A 870	A 400	C 100H
Pojemność użytkowa w punkcie przebiccia [mval/cm ³]	0,16	0,15	0,13	0,72
Pojemność użytkowa w punkcie wyczerpania [mval/cm ³]	0,96	1,06	0,92	1,77
Procentowy stosunek pojemności użytkowej w punkcie przebiccia do pojemności całkowitej [%]	25,12	22,85	23,67	39,90
Procentowy stosunek pojemności użytkowej w punkcie wyczerpania do pojemności całkowitej [%]	81,35	85,16	78,67	91,71

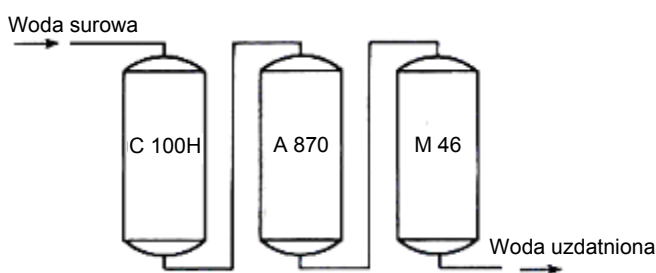
Demineralizacja wody – etap drugi

W tej części badań określono efektywność demineralizacji wody o składzie zamieszczonym w tab. 5. Była to woda wodociągowa (powierzchniowa) odpowiadająca wymaganiom wody do spożycia. Aby całkowicie spełnić wymagania jakości wody preparowanej na wymiennikach jonitowych, została przepuszczona przez filtr z węgla aktywnego, w celu usunięcia z niej związków chloru.

Oznaczeniami kontrolnymi były: odczyn pH, zasadowość, kwasowość, zawartość wolnego dwutlenku węgla, twardość ogólna, chlorki, zawartość krzemionki i przewodność elektryczna.

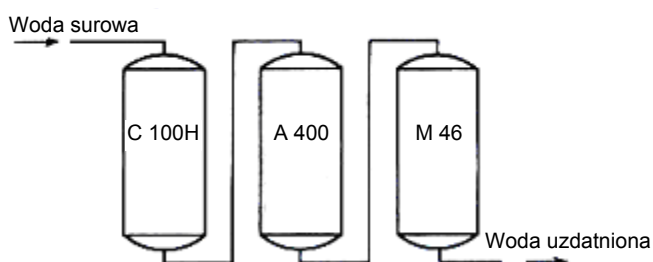
Odrębnie działające układy technologiczne (przedstawione na rys. 1-3) były następujące:

- A. Układ składający się z szeregowo połączonych: kationitu silnie kwaśnego, anionitu dwufunkcyjnego i złoża mieszane (rys. 1.).



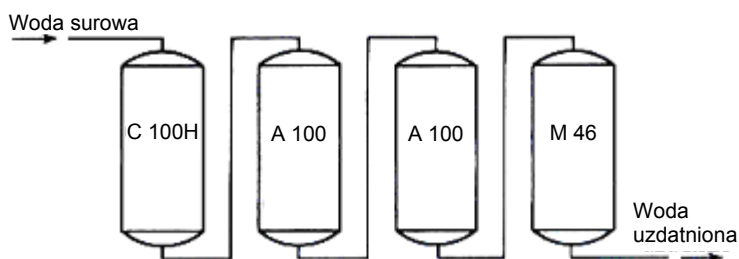
Rys. 1. Układ demineralizacyjny A

B. Układ składający się z szeregowo połączonych: kationitu silnie kwaśnego, anionitu silnie zasadowego i złoża mieszanego (rys. 2.).



Rys. 2. Układ demineralizacyjny B

C. Układ składający się z szeregowo połączonych: kationitu silnie kwaśnego, anionitu słabo zasadowego, anionitu silnie zasadowego i złoża mieszanego (rys. 3.).



Rys. 3. Układ demineralizacyjny C

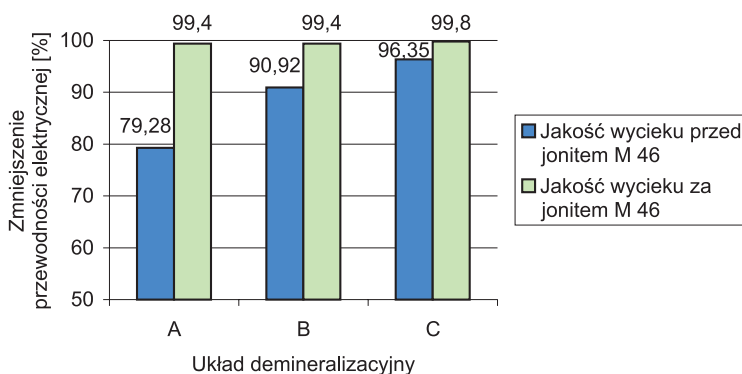
Przed przystąpieniem do badań każde ze złóż poddane zostało procesowi regeneracji (tab. 4.). Dane dotyczące jakości wody surowej oraz po demineralizacji zawiera tab. 5. Na podstawie uzyskanych wyników zaobserwowano, że stopień czystości wody uzależniony był zarówno od rozbudowy układu technologicznego, jak i rodzaju użytych jonitów.

Uzdatniona woda w każdym z zastosowanych ciągów technologicznych (A, B, C) charakteryzowała się znacznie obniżoną zawartością krzemionki, dwutlenku węgla, niską przewodnością elektryczną oraz obojętnym odczynem. Bardzo mała wartość tych parametrów we wszystkich przebadanych układach świadczyła o tym, że stopień demineralizacji był duży, a woda uzyskana w tych procesach mogłaby być stosowana do celów energetycznych – wybór właściwej metody zależałby od konkretnych wymagań odbiorcy. Prawie całkowitą demineralizacją (przewodność elektryczna $< 1 \mu\text{S}/\text{cm}$) odznaczała się woda otrzymana w trzecim układzie demineralizacyjnym (C).

Tabela 5. Analiza fizykochemiczna wody surowej i uzdatnionej

Wskaźnik	Jednostka	Woda surowa	Woda uzdatniona w układzie A		Woda uzdatniona w układzie B		Woda uzdatniona w układzie C	
			jakość wycieku przed jonitem M 46	jakość wycieku za jonitem M 46	jakość wycieku przed jonitem M 46	jakość wycieku za jonitem M 46	jakość wycieku przed jonitem M 46	jakość wycieku za jonitem M 46
Odczyn	pH	7,55	8,3	7,5	8,5	7,5	9,2	7,6
Zasadowość <i>F</i>	mval/dm ³	-	0,1	-	0,25	-	0,3	-
Zasadowość <i>M</i>	mval/dm ³	4,4	0,6	0,8	0,3	0,8	0,5	0,4
Wolny CO ₂	mg/dm ³	15,0	-	2,2	-	2,0	-	2,0
Chlorki	mg/dm ³	65	3,0	0,0	1,0	0,0	0,5	0,0
Krzemionka	mg SiO ₂ /dm ³	12,0	1,2	0,6	0,7	0,45	0,5	0,33
Przewodność elektryczna	μS/cm	530	107	3,0	48	3,0	18	0,85
Kwasowość ogólna	mval/dm ³	0,25	-	0,06	-	0,06	-	0,05
Kwasowość mineralna	mval/dm ³	-	-	-	-	-	-	-
Twardość ogólna	mval/dm ³	5,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Zastosowanie złoża mieszanego M 46 w układach demineralizacyjnych wpłynęło znacząco na końcową wysoką jakość wody uzdatnionej, a przede wszystkim na uzyskanie jej neutralnego odczynu. W przypadku przewodności elektrycznej pozytywny wpływ jonitu buforowego widoczny był głównie dla układu pierwszego (A), gdzie różnica w procentowym zmniejszeniu przewodności wyniosła prawie 20% (rys. 4.).



Rys. 4. Procent zmniejszenia przewodności elektrycznej w układach A, B, C

5. Wnioski

1. W przeprowadzonych badaniach laboratoryjnych potwierdzona została przydatność analizowanych jonitów: anionitów A 100, A 400, A 870 i kationitu C 100H do demineralizacji wody.
2. Wodę o najlepszych parametrach jakościowych, charakteryzującą się najmniejszą przewodnością elektryczną ($0,85 \mu\text{S}/\text{cm}$) i najmniejszą zawartością krzemionki ($0,33 \text{ mg}/\text{l}$) uzyskano w trzecim układzie demineralizacyjnym (C), składającym się z czterech występujących po sobie wymienników wypełnionych złożami: kationitowym C 100H, anionitowymi A 100 i A 400 oraz mieszanym M 46. Stopień zmniejszenia przewodności elektrycznej wyniósł w tym układzie 99,98%, zawartości krzemionki zaś 97,2%.
3. Uzyskanie bardzo dobrych efektów demineralizacji wody w każdym z trzech analizowanych układów technologicznych (układy A, B, C) było możliwe dzięki zastosowaniu w ciągu demineralizacyjnym złoża mieszanego M 46 jako jonitu buforującego, korygującego w sposób znaczący odczyn wody.

Literatura

1. Gomółka B. i E.: *Technologia wód przemysłowych z ćwiczeniami*. Wydawn. Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 1994.
2. Stańda J.: *Woda do kotłów parowych i obiegów chłodzących silowni parowych*. WNT, Warszawa 1999.
3. Kowal A.L.: *Odnowa wody. Podstawy teoretyczne procesów*. Wydawn. Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 1996.
4. Tan H.K.: *Ion exchange accompanied by neutralization in an anion bed*. Chemical Engineering Journal, no 91, 2003, s. 59-66.
5. *Purolite A 100 – anionit słabo zasadowy – dane techniczne, opis produktu*. Karta informacyjna firmy „Purolite”.
6. *Purolite A 870 – anionit zasadowy mieszany – dane techniczne, opis produktu*. Karta informacyjna firmy „Purolite”.
7. *Purolite A 400 – anionit silnie zasadowy Typ I – dane techniczne, opis produktu*. Karta informacyjna firmy „Purolite”.
8. *Purolite C 100H – kationit silnie kwaśny – dane techniczne, opis produktu*. Karta informacyjna firmy „Purolite”.

DEMINERALIZATION OF WATER BY ION EXCHANGER

Summary

The purpose of researches was definition of efficiency treatment of water under angle it demineralization by ion exchangers. Ion exchangers type Purolite (A 100 – weakly alkali anion-exchanger, A 870 – mixed anion exchanger, A 400 – strongly alkali anion exchanger, C 100H –

strongly sour cation-exchanger, M 46 – ion exchange – buffer) were tested in this work. These ion exchangers were parts of composition of three separate technological systems. The best qualitative parameters of water were obtained in demineralization system consisting of four ion exchangers jonit serially: C 100H – strongly sour cation-exchanger, A 100 – weakly alkali anion-exchanger, A 400 – strongly alkali anion exchanger, M 46 – ion exchange – buffer.

Złożono w Oficynie Wydawniczej w marcu 2006 r.

Janusz RAK
Politechnika Rzeszowska

Jan GUZIK
MPGK Krosno

ANALIZA TECHNICZNO-EKONOMICZNO- -NIEZAWODNOŚCIOWA FUNKCJONOWANIA SYSTEMU ZAOPATRZENIA W WODĘ AGLOMERACJI KROŚNIEŃSKIEJ

System zaopatrzenia w wodę (SZW) miasta Krosna składa się z trzech układów dostawy wody. Każdy z nich jest złożony z podsystemów, obiektów i elementów. Jeśli jeden z układów nie spełnia swoich zadań, to nie jest zachowana wymagana dostawa wody i niezawodność zaopatrzenia w wodę odbiorców staje się wyjątkowo ważnym zadaniem. W referacie przedstawiono obliczenia pozwalające na oszacowanie prawdopodobieństwa, że SZW Krosna spełni zadanie dostawy wymaganej ilości wody Q_{dmax} , a także prawdopodobieństwa, że SZW Krosna nie znajdzie się w stanie klęski, gdy dostawa wody jest równa Q_g .

1. Wstęp

Miasto Krosno liczy 50 000 mieszkańców i zaopatrywane jest w wodę z trzech ujęć wód powierzchniowych. Ujęcia w Sieniawie i Iskrzyni pobierają wodę z rzeki Wisłok, natomiast ujęcie w Szczepańcowej – z rzeki Jasiołka [1, 2].

Projektowana maksymalna dobowo wydajność ujęć, równa maksymalnej produkcji wody uzdatnionej, wynosi 35 500 m³/d. Udział poszczególnych ujęć jest następujący:

ZW Sieniawa	13 000 m ³ /d, co stanowi 36,6%,
ZW Iskrzynia	15 000 m ³ /d, co stanowi 42,2%,
ZW Szczepańcowa	7 500 m ³ /d, co stanowi 21,2%.

Zakłady Wodociągowe (ZW) w Iskrzyni i Szczepańcowej zlokalizowane są w niewielkich odległościach od granic miasta Krosna, natomiast ujęcie w Sieniawie w odległości ok. 24 km.

Obecnie dobowo produkcja wody w okresach maksymalnego na nią zapotrzebowania wynosi 18 000 m³/d. System zaopatrzenia w wodę (SZW) miasta

Krosna dysponuje ponad 100% mocą rezerwową w zakresie możliwości produkcji wody do spożycia.

Zgodnie z ustawą z dnia 7 czerwca 2001 r. o zbiorowym zaopatrzeniu w wodę firma wodociągowa „ma obowiązek zapewnić zdolność posiadanych urządzeń wodociągowych do realizacji dostaw wody w wymaganej ilości i pod odpowiednim ciśnieniem oraz dostaw wody w sposób ciągły i niezawodny przy zapewnieniu jej należytej jakości” [3].

Maksymalna dobowo produkcja wody w 2004 r. wynosiła:

ZUzW Iskrzynia	5 800 m ³ /d
ZUzW Sieniawa	7 500 m ³ /d
<u>ZUzW Szczepańcowa</u>	<u>4 100 m³/d</u>
	$Q_{dmax} = 17\,400\text{ m}^3/\text{d}$

Do dalszej analizy przyjęto $Q_{dmax} = 18\,000\text{ m}^3/\text{d}$.

2. Niezawodność dostawy wody dla miasta Krosna

2.1. Metodyka oceny niezawodności SZW

System zaopatrzenia w wodę Krosna składa się z trzech układów zasilania w wodę. Niewypełnienie zadań przez poszczególne elementy SZW powoduje zakłócenia w normalnym zaopatrzeniu w wodę i dlatego szczególnie ważnym zagadnieniem jest ocena niezawodności dostawy wody do odbiorców. Przeprowadzone dalej obliczenia pozwolą na wyznaczenie [4, 5]:

- prawdopodobieństwa, że SZW Krosna spełni zadanie dostarczenia wymaganej ilości wody równej Q_{dmax} ,
- prawdopodobieństwa, że SZW Krosna nie znajdzie się w „stanie kłęski”.

Określenie stopnia zaspokojenia potrzeb przez SZW miasta wymaga sprecyzowania wartości niedoboru, który spowoduje „stan kłęski”. Stan taki występuje wówczas, gdy zasilanie miasta w wodę pokrywa stosunkowo niski procent zapotrzebowania, utrzymujący się przez dłuższy czas. Jednak określenie „stanu kłęski” w sposób jednoznaczny nie jest możliwe, może być on określony w sposób hipotetyczny. Zakłada się, że występuje on wówczas, gdy jedynie mieszkańcy zamieszkujący partery budynków mają ograniczoną możliwość poboru wody. Odpowiada to w przybliżeniu spadkowi ciśnienia w sieci do wartości 0,1 MPa. Przyjmuje się, że „stan kłęski” występuje, jeżeli dostawa wody spada poniżej $0,3 Q_{dmax}$. W rozpatrywanym przypadku elementami SZW są podsystemy: ujęcie + ZUzW = ZW. Zastosowana metoda wymaga zestawienia stanów SZW. Liczba możliwych stanów wynosi 2^m , gdzie m jest liczbą podsystemów. Stan pracy oznaczono symbolem „+”, a stan uszkodzenia symbolem „-”.

Zaprezentowana dalej metoda uwzględnia różne wydajności ZW i obliczone dla nich wskaźniki gotowości. Czynnikiem określającym zawodność SZW jest niedobór produkcji wody w czasie uszkodzenia podsystemów. Zawodność U

określa stosunek oczekiwanej wartości niedoboru wody do oczekiwanej wartości potrzeb, którą jest Q_n :

$$U = \frac{E(\Delta Q)}{Q_n} \quad (1)$$

gdzie: U – uogólniony wskaźnik zawodności,

$E(\Delta Q)$ – wartość niedoboru wody,

Q_n – wartość oczekiwana wymaganego zapotrzebowania na wodę,

ΔQ – niedobór zasilania wody,

przy czym:

$$E(\Delta Q) = \sum_{i=0}^{i=n} \Delta Q_i \cdot P_i \quad (2)$$

gdzie: P_i – prawdopodobieństwo przebywania elementów w danym stanie,

n – maksymalna liczba możliwych stanów niezawodnościowych; jeżeli

m – liczba wszystkich źródeł zasilania, to $n = 2^m$.

Niedobór zasilania zachodzi z pewnym prawdopodobieństwem P_i [5], które można obliczyć według wzoru:

$$P_i = \prod_{j \in S} K_j \cdot \prod_{j \in N} (1 - K_j) \quad (3)$$

gdzie: K_j – wskaźnik gotowości podsystemu dostawy wody,

$j \in S$ – zbiór tych elementów, które w i -tym stanie są sprawne (+),

$j \in N$ – zbiór tych elementów, które w i -tym stanie są niesprawne (-).

Wartość niedoboru zasilania ΔQ można obliczyć jako różnicę wymaganej (maksymalnej) wydajności źródeł zasilania i wydajności źródeł w i -tym stanie, korzystając ze wzoru:

$$\Delta Q = Q_n - \sum_{k_i=0}^m Q_{ik} \quad (4)$$

gdzie: Q_{ik} – wydajność poszczególnych źródeł zasilania w i -tym stanie przy k_i uszkodzeniach,

Q_n – wartość wymaganego zapotrzebowania na wodę,

k_i – liczba uszkodzonych źródeł zasilania w i -tym stanie.

Niezawodność SZW wyraża uogólniony wskaźnik niezawodności K , równy:

$$K = 1 - U \quad (5)$$

Jeżeli przepustowość wszystkich źródeł jest większa od przepustowości wymaganej, to występuje tzw. rezerwa zasilania (niedobór jest równy zeru). Wartość obliczonego w ten sposób wskaźnika niezawodności systemu K określa prawdopodobieństwo zapewnienia wymaganej wydajności dostawy wody dla miasta. W tabeli 1. zestawiono wskaźniki niezawodności dla ZUzW.

Tabela 1. Zestawienie produkcji wody i niezawodności podsystemów ujęcie – ZUzW dla Krosna

Podsystem	Ujęcie – ZUzW Szczepańcowa	Ujęcie – ZUzW Iskrzynia	Ujęcie – ZUzW Sieniawa
Maks. produkcja [m ³ /d]	7 500	15 000	13 000
Wskaźnik gotowości K	0,9680642	0,9819447	0,9721907
Wskaźnik postoju K_p	0,0319358	0,0180553	0,0278093

Wartości wskaźników gotowości K i wskaźnika postoju K_p ($K_p = 1 - K$) obliczono na podstawie schematów niezawodnościowych, wykorzystując wzory na podstawowe struktury niezawodnościowe [5].

2.2. Zastosowanie metody

2.2.1. Stan projektowy $Q_{dmax} = 35\,500\text{ m}^3/\text{d}$

Można przyjąć, że dla Krosna „stan kłęski” wystąpi przy założonym ciśnieniu minimalnym 0,1 MPa dla wartości $Q_g = 1\,065\text{ m}^3/\text{d}$ w odniesieniu do $Q_{dmax} = 35\,500\text{ m}^3/\text{d}$. Obecnie $Q_{dmax} = 18\,000\text{ m}^3/\text{d}$, co odpowiada $Q_g = 5\,400\text{ m}^3/\text{d}$. Sporządzono tablicę stanów SZW (tab. 2.) i obliczono prawdopodobieństwo zajęcia tych stanów oraz odpowiadające im wartości dostawy wody. Prawdopodobieństwo, że SZW Krosna znajdować się będzie w „stanie pracy” wynosi:

$$P_g = \sum_i^7 P_i = 0,998419,$$

gdzie i – numer stanu pracy, $i = 1 \dots 8$.

Prawdopodobieństwo wystąpienia „stanu kłęski”: $U = 1 - P_g = 0,16 \cdot 10^{-4}$.

Uogólniony wskaźnik zawodności $U = \frac{E(N)}{Q_{dmax}} = \frac{846,9}{35\,500} = 0,023856$.

Uogólniony wskaźnik niezawodności $K = 1 - U = 0,9761437 < K_W = 0,9956733$.

Według systematyki wymaganego poziomu niezawodności systemów zaopatrzenia w wodę A. Wieczystego, Krosno zaliczane jest do III kategorii niezawodności, dla której wymagany poziom uogólnionego wskaźnika niezawodności $K_W = 0,9956733$.

Tabela 2. Zestawienie stanów SZW Krosna, prawdopodobieństwa oraz niedoborów występujących w poszczególnych stanach

Stan i	Podsystem			Niedobór N_i [m ³ /d]	Prawdopodobieństwo P_i	$E(N_i)$ [m ³ /d]
	ZW Szczepańcowa	ZW Iskrzynia	ZW Sieniawa	produkcja Q_i [m ³ /d]		
1	+	+	+	0	0,9241504	0
				35 500		
2*	+	+	-	13 000	0,0264351	343,7
				22 500		
3	+	-	+	15 000	0,0169926	254,9
				20 000		
4	-	+	+	7 500	0,0304638	228,5
				28 000		
5	-	-	+	22 500	$5,6 \cdot 10^{-4}$	5,6
				13 000		
6	-	+	-	20 500	$8,7 \cdot 10^{-4}$	8,7
				15 000		
7*	+	-	-	28 000	$4,9 \cdot 10^{-4}$	4,9
				7 500		
8*	-	-	-	35 500	$0,16 \cdot 10^{-4}$	0,6
				0		
Suma:					1,0	$E(N) = 846,9$

$Q_n = Q_{dmax} = 35\,500\text{ m}^3/\text{d}$, * „stan klęski” $Q_g = 10\,650\text{ m}^3/\text{d}$.

Tabela 3. Zestawienie stanów pracy miasta Krosna – stan faktyczny

Stan i	Podsystem			Prawdopodobieństwo P_i	Niedobór N_i [m ³ /d]	$E(N_i)$ [m ³ /d]
	ZW Szczepańcowa	ZW Iskrzynia	ZW Sieniawa		produkcja Q_i [m ³ /d]	
1	+	+	+	0,9241504	0	0
					18 000	
2	+	+	-	0,0264351	0	0
					22 500	
3	+	-	+	0,0169926	0	0
					20 500	
4	-	+	+	0,0304638	0	0
					28 000	
5	-	-	+	$5,6 \cdot 10^{-4}$	5 500	3,1
					13 000	
6	-	+	-	$8,7 \cdot 10^{-4}$	3 000	2,6
					15 000	
7	+	-	-	$4,9 \cdot 10^{-4}$	10 500	5,1
					7 500	
8*	-	-	-	$0,16 \cdot 10^{-4}$	18 000	0,3
					0	
Suma:				1,0	-	11,1

* „stan klęski” $Q_g = 5\,400\text{ m}^3/\text{d}$.

2.2.2. Stan faktyczny – $Q_{dmax} = 18\,000\text{ m}^3/\text{d}$

W tabeli 3. zestawiono obliczenia odnoszące się do stanu faktycznego, czyli pracy trzech ZW.

$$\text{Uogólniona zawodność } U = \frac{E(N)}{Q_{dmax}} = \frac{11,1}{18\,000} = 0,000617.$$

Uogólniony wskaźnik niezawodności $K = 1 - U = 0,99938 > K_W = 0,9956733$.

2.2.3. Stany hipotetyczne

Pracują ZW Szczepańcowa i ZW Iskrzynia – $Q_{dmax} = 18\,000\text{ m}^3/\text{d}$ (tab. 4.)

Tabela 4. Zestawienie stanów pracy: ZW Szczepańcowa i ZW Iskrzynia – stan hipotetyczny

Stan i	Podsystem		Prawdopodobieństwo P_i	Niedobór N_i [m^3/d]	$E(N_i)$ [m^3/d]
	ZW Szczepańcowa	ZW Iskrzynia		produkcja Q_i [m^3/d]	
1	+	+	0,9550585	0	0
				22 500	
2	+	–	0,0174786	10 500	183,5
				75 000	
3	–	+	0,0313591	13 000	94,1
				15 000	
4*	–	–	$5,77 \cdot 10^{-4}$	18 000	10,4
				0	
Suma:			1,0	–	288

* „stan klęski” $Q_g = 5\,400\text{ m}^3/\text{d}$.

$$\text{Uogólniona zawodność } U = \frac{E(N)}{Q_{dmax}} = \frac{288}{18\,000} = 0,016.$$

Uogólniony wskaźnik niezawodności $K = 1 - U = 0,984 < K_W = 0,9956733$.

Pracują ZW Szczepańcowa i ZW Sieniawa – $Q_{dmax} = 18\,000\text{ m}^3/\text{d}$ (tab. 5.)

Tabela 5. Zestawienie stanów pracy: ZW Szczepańcowa i ZW Sieniawa – stan hipotetyczny

Stan i	Podsystem		Prawdopodobieństwo P_i	Niedobór N_i [m^3/d]	$E(N_i)$ [m^3/d]
	ZW Szczepańcowa	ZW Sieniawa		produkcja Q_i [m^3/d]	
1	+	+	0,941143	0	0
				20 500	
2	+	–	0,0269211	10 500	282
				7 500	
3	–	+	0,0310476	5 000	155,2
				13 000	
4*	–	–	$8,88 \cdot 10^{-4}$	18 000	16,0
				0	
Suma:			1,0	–	453,9

* „stan klęski” $Q_g = 5\,400\text{ m}^3/\text{d}$.

$$\text{Uogólniona zawodność wynosi: } U = \frac{E(N)}{Q_{d\max}} = \frac{453,9}{18\,000} = 0,025217.$$

$$\text{Uogólniony wskaźnik niezawodności } K = 1 - U = 0,974783 < K_W = 0,9956733.$$

Pracują ZW Iskrzynia i ZW Sieniawa – $Q_{d\max} = 18\,000 \text{ m}^3/\text{d}$ (tab. 6.)

Tabela 6. Zestawienie stanów pracy: ZW Iskrzynia i ZW Sieniawa – stan hipotetyczny

Stan i	Podsystem		Prawdopodobieństwo P_i	Niedobór N_i [m^3/d]	$E(N_i)$ [m^3/d]
	ZW Iskrzynia	ZW Sieniawa		produkcja Q_i [m^3/d]	
1	+	+	0,9546375	0 28 000	0
2	+	-	0,0273071	3 000 15 000	81,9
3	-	+	0,0175531	5 000 13 000	87,8
4*	-	-	$5,02 \cdot 10^{-4}$	18 000 0	9,0
Suma:			1,0	-	178,7

* „stan kłęski” $Q_g = 5\,400 \text{ m}^3/\text{d}$.

$$\text{Uogólniona zawodność: } U = \frac{E(N)}{Q_{d\max}} = \frac{178,7}{18\,000} = 0,009928.$$

$$\text{Uogólniony wskaźnik niezawodności } K = 1 - U = 0,990072 < K_W = 0,9956733.$$

3. Analiza zużycia wody w sytuacjach awaryjnych

Wyróżnia się dwa rodzaje zapotrzebowania ludności na wodę do spożycia w warunkach specjalnych:

- niezbędna ilość wody – $15 \text{ dm}^3/\text{mk} \cdot \text{d}$,
- minimalna ilość wody – $7,5 \text{ dm}^3/\text{mk} \cdot \text{d}$.

Dalej została przedstawiona skrócona analiza zapotrzebowania na wodę do spożycia w sytuacjach awaryjnych.

Pracuje ZW Sieniawa

Jednostkowe zużycie wody na 1 mieszkańca wynosi:

$$q_{j1} = \frac{Q_{dS}}{LM} = \frac{13\,000}{50\,000} = 0,26 \text{ m}^3/\text{mk} \cdot \text{d} = 260 \text{ dm}^3/\text{mk} \cdot \text{d} \quad (6)$$

gdzie LM – liczba mieszkańców; w przypadku Krosna $LM = 50\,000$.

Pracuje ZW Iskrzynia

Jednostkowe zużycie wody na 1 mieszkańca wynosi:

$$q_{j2} = \frac{Q_{dl}}{LM} = \frac{15\,000}{50\,000} = 0,3 \text{ m}^3/\text{mk} \cdot \text{d} = 300 \text{ dm}^3/\text{mk} \cdot \text{d} \quad (7)$$

Pracuje ZW Szczepańcowa

$$q_{j3} = \frac{Q_{dsz}}{LM} = \frac{7\,500}{50\,000} = 0,15 \text{ m}^3/\text{mk} \cdot \text{d} = 150 \text{ dm}^3/\text{mk} \cdot \text{d} \quad (8)$$

Praca każdego ZUzW w pełni samodzielnie spełnia wymagania zapotrzebowania na wodę do spożycia w sytuacjach kryzysowych.

4. Dyskusja nad koncepcją racjonalnej eksploatacji SZW miasta Krosna

- Wodociąg Krosna ma charakter grupowy, tzn. oprócz miasta zaopatruje w wodę do spożycia sąsiednie gminy.
- Źródłem zaopatrzenia w wodę są dwie rzeki: Wisłok (ZUzW Sieniawa, ZUzW Iskrzynia) oraz Jasiołka (ZUzW Szczepańcowa). Taki układ jest bardzo korzystny z punktu widzenia niezawodności funkcjonowania SZW. W wypadku pojawienia się zanieczyszczenia incydentalnego w jednym źródle możliwe jest zaopatrywanie miasta w wodę z drugiego źródła. Prawdopodobieństwo równoczesnego losowego skażenia incydentalnego obu źródeł wody jest zanedbywalnie małe. Należy utrzymać zaopatrzenie w wodę miasta Krosna z tych dwóch źródeł.
- Gdy porównuje się dwa źródła poboru wody w postaci ujęć wody zlokalizowanych na rzece Wisłok, bardziej odporne na zanieczyszczenia incydentalne okazuje się ujęcie w Sieniawie. Jest ono zlokalizowane powyżej ujęcia wody w Iskrzyni, a co za tym idzie, posiada mniejszą zlewnię, która może być źródłem potencjalnego skażenia. Dodatkowo zbiornik w Besku jest buforem względem możliwych zanieczyszczeń incydentalnych. Z punktu widzenia stabilności jakości wody surowej bardziej korzystna jest eksploatacja ZUzW w Sieniawie.
- Zbiornik Besko wraz z jego otoczeniem spełnia wymagania przepisów odnośnie do stref ochrony sanitarnej ujęcia wody.
- Przy rozbudowanym istniejącym monitoringu jakości wody surowej, sprawnym systemie łączności i wymiany informacji możliwe jest wariantowe zarządzanie SZW miasta Krosna. Mając na względzie zanieczyszczenia związane z warunkami hydrologicznymi i meteorologicznymi (barwa, mętność, zawiesina, śryż, niskie i wysokie stany wody w rzece) oraz dwie rzeki jako

źródła wody surowej, można preferować taką produkcję wody w ZUzW, która zapewni najtańszy 1 m³ wody do spożycia. Przykładowo wody klarowne nie wymagają zwiększonych dawek koagulanta i flokulanta z możliwością stosowania większych prędkości filtracji. Intensywne opady deszczu w zlewni jednej z rzek, powodujące pogorszenie jakości wody surowej, powinny skutkować zmniejszeniem produkcji wody z tego ujęcia, a więc zwiększeniem produkcji z ujęcia na rzece, której woda jest dobrej jakości. Tego rodzaju zarządzanie SZW miasta Krosna jest możliwe do stosowania z wykorzystaniem łączności telekomunikacyjnej lub internetowej.

- System zaopatrzenia w wodę do spożycia posiada zdolności produkcyjne z rezerwą ~100% w stosunku do obecnego zapotrzebowania na wodę. Standardy europejskie to maksimum 50% nadmiarowych możliwości produkcji wody. Pojawiają się więc pytania: „Czy można zrezygnować z jednego z trzech zakładów wodociągowych? Jeżeli tak, to z którego?”
- Wstępne wyniki ankiety sondażowej opinii konsumentów lepiej oceniają usługi ZW w Sieniawie niż ZW w Iskrzyni. Analizę należałoby przeprowadzić na bardziej reprezentatywnej statystycznie próbie sondażowej. Analizy postaw konsumentów są regułą w kontaktach firma wodociągowa – konsumenci w krajach zachodnioeuropejskich. W postępowaniu konsumentkim niezawodność dostawy wody kojarzona jest z jej ciągłością w dowolnej, dogodnej dla konsumenta chwili czasu, w odpowiedniej ilości, o jakości zgodnej z obowiązującym normatywem, pod wymaganym ciśnieniem i o akceptowalnej cenie 1 m³.
- Kolejność ZW według kosztów produkcji 1 m³ przedstawia się następująco:
 - ZW Szczepańcowa – 0,72 zł/m³,
 - ZW Sieniawa – 1,08 zł/m³,
 - ZW Iskrzynia – 1,08 zł/m³.

W tabeli 7. podano koszty (w zł) utrzymania w ruchu poszczególnych ZW.

Tabela 7. Produkcja wody i jej koszty [zł] w 2004 r. w ZW Krosna

Zakład wodociągowy	Koszty 2004 r.	Produkcja wody surowej	Koszt 1 m ³ wody uzdatnionej	Produkcja wody wtłoczonej do sieci	Koszt 1 m ³ wody wtłoczonej	Koszty utrzymania laboratorium
ZW Iskrzynia	2 134 145	2 054 161	1,04	1 983 742	1,08	213 944
ZW Sieniawa	2 708 743	2 728 106	0,99	2 514 043	1,08	287 995
ZW Szczepańcowa	913 788	1 265 190	0,72	1 265 029	0,72	35 811
Razem:	5 756 676	6 047 457	0,95	5 762 814	1,00	–

Aspekt finansowy rozpatrzono na podstawie analizy kosztów eksploatacji za 2004 r. Jak wcześniej wykazano, SZW Krosna spełnia swoje funkcje przy wyłączeniu z eksploatacji jednego z trzech ZW (ZUzW + UjW). Można roz-

patrywać wyłączenie z eksploatacji ZW Iskrzynia lub ZW Sieniawa. Zakładając wyłączenie jednego z ww. ZW, należy się liczyć ze zwiększeniem produkcji w dwóch pozostałych. Wzrost ten i tak nie będzie w chwili obecnej równy nominalnej (projektowej) produkcji wody, a jedynie będzie dopełnieniem do faktycznego dobowego zapotrzebowania na wodę do spożycia.

- Jednostkowy koszt ogólny produkcji 1 m³ wody uzdatnionej jest najwyższy w ZW Iskrzynia i wynosi 1,04 zł/m³. Należy zauważyć, że z chwilą wyłączenia danego ZW następuje 100% redukcja kosztów związanych z utrzymaniem w ruchu bazy laboratoryjnej, a 70-80% oszczędności jest związanych z kosztami eksploatacyjnymi (pozostałe ZW zwiększają produkcję wody).
- Przejęcie produkcji wody przez ZW Sieniawa jest bardziej efektywne z punktu widzenia ekonomicznego, ponieważ 1 m³ wody będzie produkowane w cenie 0,99 zł/m³, zamiast 1,04 zł/m³, co ma miejsce w ZW Iskrzynia.
- Podczas modernizacji ZUZW Sieniawa należy rozpatrzyć możliwość zastosowania nowoczesnej i taniej technologii firmy Veolia Water Systems Polska, znanej pod nazwą ACTIFLO. Technologia ACTIFLO to kompaktowy układ konwencjonalnej koagulacji wody, który dodatkowo wykorzystuje mikropiasek jako bazę do budowy kłaczków sorpcyjnych. W rezultacie kłaczkowi osadu są obciążone mikropiaskiem i wykazują znakomite właściwości sedymentacyjne.
- Ujęcie wody dla ZUZW w Sieniawie projektowane było na 36 000 m³/d, obecne pozwolenie wodno-prawne na pobór 13 000 m³/d wynika z oszczędności w partycypacji przez MPGiK Krosno kosztów utrzymania zapory w Besku. W razie potrzeby istnieje możliwość wystąpienia o zwiększenie dobowego poboru wody bez jakichkolwiek zmian technicznych.
- Wyniki oceny niezawodności strukturalnej funkcjonowania poszczególnych ZUZW przedstawiają się następująco:
 - ZUZW Iskrzynia $K_g = 0,9819447$,
 - ZUZW Sieniawa $K_g = 0,9721907$,
 - ZUZW Szczepańcowa $K_g = 0,9680642$.

Wskaźnik gotowości K_g należy interpretować jako prawdopodobieństwo dostarczenia 100% nominalnej produkcji wody w dowolnej chwili czasu. Analiza niezawodnościowa metodą wartości oczekiwanej niedoborów wody wykazała, że praca trzech ZUZW spełnia warunki normatywne określone przez A. Wieczystego. Uogólniony wskaźnik niezawodności K określa prawdopodobieństwo niepowstania niedoborów wody w odniesieniu do możliwych kombinacji ZUZW, typu „pracuje”, „nie pracuje”.

Hipotetyczne scenariusze eksploatacyjne z wyłączeniem jednego ZUZW z eksploatacji dały następujące uogólnione wskaźniki niezawodności:

- pracuje Iskrzynia i Sieniawa $K = 0,990072$,
- pracuje Szczepańcowa i Iskrzynia $K = 0,984000$,
- pracuje Szczepańcowa i Sieniawa $K = 0,974783$.

Przeprowadzenie modernizacji ZUzW w Sieniawie spowoduje wzrost obu wskaźników niezawodności. Nie można porównywać wskaźnika gotowości z uogólnionym wskaźnikiem niezawodności, gdyż ich interpretacja merytoryczna jest całkowicie odmienna.

- Długość sieci tranzytowej ZUzW Sieniawa – Krosno $L_t = 24$ km.
Zaleca się rozpatrzyć strategię remontową sieci tranzytowej wody. Należy liczyć się z faktem, że eksploatowane rurociągi tranzytowe za około 50 lat osiągną wiek „śmierci technicznej”, a co za tym idzie, trzeba na bieżąco prowadzić procesy renowacyjne, kierując się intensywnością uszkodzeń λ na danych odcinkach. Intensywność uszkodzeń powyżej 2 uszk./km-rok powinna stać się sygnałem do rozpatrzenia możliwości tzw. rehabilitacji rurociągu metodami bezwykopowymi.
- SZW Krosna nie posiada modelu symulacji pracy sieci wodociągowej. Z tego powodu przyjęcie któregośkolwiek ze scenariuszy wyłączenia z eksploatacji danego ZUzW musi odbywać się podczas normalnej eksploatacji. Operację taką należy dobrze przygotować pod względem logistycznym. Zaleca się rozpocząć obserwację w niedzielę (najmniejsze rozbiory wody), poprzez dzień roboczy (średnie rozbiory wody) i zakończyć w sobotę (największe rozbiory wody).
- Decyzje o wyłączeniu z eksploatacji sprawnego technicznie ZUzW są bardzo trudne ze względów społecznych, ale uzasadnione ze względów ekonomicznych. Urynkowienie ceny 1 m^3 wody spowodowało spadek jej jednostkowego spożycia: 80-130 $\text{dm}^3/\text{mk} \cdot \text{d}$ (dane Izby Gospodarczej „Wodociągi Polskie” dla warunków krajowych). Wielkości te są racjonalne i odpowiadają tendencjom w rozwiniętych krajach europejskich. Utrzymywanie w długim okresie dużych rezerwowych mocy produkcyjnych jest nieracjonalne z ekonomicznego punktu widzenia. Tezę tę podbudowuje fakt, że wodociąg krośnieński, posiadający charakter wodociągu grupowego, oprócz miasta Krosna zaopatruje gminy: Miejsce Piastowe, Krościenko Wyżne, Korczyna, Wojasówka, Charkówka, Rymanów, Iwonicz, Besko, Zarszyn i Jedlicze. Posiada około 20% możliwości ewentualnego powiększenia rynku sprzedaży wody w dotychczasowej konfiguracji sieci wodociągowej. Jedynie o te 20% można zwiększyć sprzedaż wody w wyniku działań marketingowych, zachęcając lokalnych odbiorców do korzystania z wody do spożycia pochodzącej z wodociągu krośnieńskiego. Wielkość tę z powodzeniem można uzyskać, eksploatując dwa zakłady wodociągowe. Znane są przykłady wyłączeń z eksploatacji ZUzW z przyczyn czysto ekonomicznych, np. ZW Będzin na Śląsku był wyłączony przez pół roku, a w Rzeszowie w 1994 r. podjęto decyzję o likwidacji ZW Rzeszów o wydajności 7 500 m^3/d , pobierającego wodę poniżej ujęć wody Zwiężycza I i II z zalewu na rzece Wisłok.

5. Podsumowanie

W analizie niezawodnościowej określono „stan kłęski” jako zaopatrzenie przy minimalnym ciśnieniu na sieci 0,1 MPa, co odpowiada ilości dostarczonej wody $Q_g = 5\,400\text{ m}^3/\text{d}$, w warunkach obecnego zużycia $Q_{d\max} = 18\,000\text{ m}^3/\text{d}$ i $Q_g = 10\,650\text{ m}^3/\text{d}$, w warunkach zużycia równego maksymalnej zdolności produkcyjnej trzech ZW: $Q_{d\max} = 35\,500\text{ m}^3/\text{d}$. W wyniku przeprowadzonej analizy niezawodnościowej można sformułować następujące wnioski:

- Zaopatrzenie w wodę miasta Krosna, zgodnie z wymaganiami kryteriów niezawodnościowych, jest możliwe przy funkcjonowaniu wszystkich trzech ujęć i ZUzW w Sieniawie, Iskrzyni oraz Szczepańcowej.
- Rozpatrzone hipotetycznie przypadki rezygnacji z któregokolwiek z ww. ujęć wykazały, że żaden z nich nie spełnia wymagań kryteriów niezawodnościowych.
- Biorąc pod uwagę wynik analizy przeprowadzonej w p. 4., można postawić postulat o wyłączeniu z eksploatacji ZW Iskrzynia. Należy w tym względzie rozpatrzyć wariant połączenia tranzytu z ZW Sieniawa z pompownią II^o w Iskrzyni. W ten sposób nienaruszona by była hydraulika podsystemu dystrybucji wody aglomeracji krośnieńskiej.

Literatura

1. Budziło B., Filimowski J.: *Ocena funkcjonowania ujęć wody miasta Krosna*. Mat. konf. XVII Konferencji Naukowo-Technicznej nt. „Zaopatrzenie w wodę i jakość wód”. Wydawn. PZITS O/Wielkopolski, Gdańsk–Poznań 2002, s. 1025-1036.
2. Kucharski B., Rak J.: *Uwarunkowania bezpiecznej eksploatacji ujęć wody dla miasta Krosna*. Mat. konf. VIII Ogólnopolskiej, I Międzynarodowej Konferencji Naukowo-Technicznej nt. „Ochrona jakości i zasobów wód”, Zakopane–Kościelisko 1998, s. 203-215.
3. Ustawa z dnia 7 czerwca 2001 r. o zbiorowym zaopatrzeniu w wodę.
4. Rak J., Tchórzewska-Cieślak B.: *Drop in water consumption in the town Krosno – analysis of reliability as a tool in decision making process* Technical University of Kosice. VII vedecka konferencia s medzinarodnou ucasy`ou pri prilezitosti 25, wyrocia zalozenia Stavebnej fakulty a 50 wyrocia zalozenia Technickej University w Kosicach, Kosice, 22-24 maja 2002 r., s. 267-271.
5. Rak J., Wiczysty A., Tchórzewska-Cieślak B., Kucharski B.: *Analysis of water supply system reliability in the town of Krosno*. 17-th National and 5-th International Scientific and Technical Conference „Water Supply and Water Quality”, PZITS O/Wielkopolski, Gdańsk–Poznań, 24-28 czerwca 2002 r., s. 457-470.

**TECHNICAL-ECONOMICAL-RELIABILITY ANALYSIS
OF WATER SUPPLY SYSTEM FUNCTIONING
FOR THE KROSNO AGGLOMERATION****S u m m a r y**

Water Supply System (SZW) in the town Krosno consists of three water supply systems. Each of them consists of the subsystems, systems and elements. If one particular fragment of the whole system does not fulfill its task, it causes that the normal water supply is disturbed, and therefore an evaluation of the reliability of water supply to the recipients is an especially important issue. In this paper the calculations allowing estimation of the probability, that SZW in the town Krosno will fulfill its task to supply the required water quantity Q_{dmax} , the probability, that SZW in the town Krosno will not find itself in "emergency", when water supply is Q_g , have been presented.

Złożono w Oficynie Wydawniczej w kwietniu 2006 r.

Janusz RAK
Barbara TCHÓRZEWSKA-CIEŚLAK
Politechnika Rzeszowska

ANALIZA ZUŻYCIA WODY PRZEZ MIESZKAŃCÓW DĘBICY

W pracy dokonano analizy zużycia wody w mieście Dębica. Szczegółowo przedstawiono zużycie wody w 2003 r. Zaprezentowano godzinowe zużycia wody w dobie maksymalnego i minimalnego zużycia. Na tej podstawie wyliczono współczynniki nierównomierności rozbioru wody. Zbilansowano zapotrzebowanie na wodę do spożycia w sytuacji kryzysowej. W celu porównania przedstawiono zużycie wody w miastach polskich według Izby Gospodarczej „Wodociągi Polskie” i danych Głównego Urzędu Statystycznego.

1. Wstęp

Dębica liczy 50 tys. mieszkańców, a obszar objęty granicami administracyjnymi miasta zajmuje 34 km². Od 1999 roku jest miastem powiatowym w województwie podkarpackim. Leży na pograniczu dwóch jednostek fizyczno-geograficznych: Kotliny Sandomierskiej i Pogórza Karpackiego. W 1358 roku król Kazimierz Wielki wystawił właścicielowi osady Świętosławowi Gryfście zezwolenie na lokację miejską. Jednak dopiero w 1372 r. Świętosław powierzył urządzenie miasta sołtysowi Mikołajowi z Lipin, który został pierwszym wójtem Dębicy. W latach rozbiorów Dębica znalazła się pod zaborem austriackim i utraciła prawa miejskie. Ożywienie nastąpiło po zbudowaniu w 1856 r. linii kolejowej z Wiednia do Lwowa, ale dopiero w 1914 r. przywrócono jej prawa miejskie. W latach 1936-1939, w ramach COP, powstała w Dębicy Fabryka Opon Samochodowych, a w sąsiednim Pustkowie – Zakłady Tworzyw Sztucznych. W 1955 roku został oddany do użytku Zakład Uzdatniania Wody (ZUzW) o wydajności 7000 m³/d, zaopatrujący miasto w wodę do spożycia. Woda ujmowana jest z rzeki Wisłok. Pod koniec lat siedemdziesiątych, z powodu dynamicznego rozwoju firmy „Igloopol”, wzrosło zapotrzebowanie na wodę. ZUzW poddany został modernizacji, która zakończyła się w 1986 r., osiągając wydajność 16 000 m³/d. Po uruchomieniu wodociągu długość sieci wynosiła 17,5 km, a obecnie 185 km (magistralna – 11,1 km, rozdzielcza 90 km, przyłącza domowe 83,9 km). Z wodociągu korzysta około 90% mieszkańców miasta.

Struktura materiałowa sieci wodociągowej przedstawia się następująco: żeliwo – 65%, PCV – 20%, azbestocement – 10%, stal – 5%. Na terenie miasta funkcjonuje 65 studni awaryjnych o łącznej wydajności 650 m³/d.

2. Analiza zużycia wody – zużycie w latach 1999-2003

W tabeli 1. przedstawiono zużycie wody za okres 5 lat (1999-2003). Należy podkreślić, że produkcja wody do spożycia w tych latach to około 55% zdolności produkcyjnej ZUZW, która wynosi 5 840 000 m³/rok.

Tabela 1. Produkcja i zużycie wody w latach 1999-2003

Rok	Łączna produkcja wody [m ³]	Zużycie wody na potrzeby własne [m ³]	Woda wtłoczona do sieci [m ³]
1999	3 287 613	222 350	3 065 263
2000	3 245 554	188 522	3 057 032
2001	3 250 177	132 117	3 118 060
2002	3 260 028	135 604	3 124 424
2003	3 267 589	271 084	2 996 505

W tabeli 2. przedstawiono wskaźniki jednostkowego zużycia wody przypadające na mieszkańca.

Tabela 2. Wskaźniki jednostkowe dobowego i rocznego zużycia wody w latach 1999-2003

Rok	Woda wtłoczona do sieci [m ³ /rok]	Liczba mieszkańców [mk.]	Dobowe jednostkowe zużycie wody [dm ³ /mk. · d]	Roczne jednostkowe zużycie wody [m ³ /mk. · rok]
1999	3 065 263	48 974	171,5	62,6
2000	3 057 032	48 952	171,1	62,4
2001	3 118 060	48 837	174,9	63,8
2002	3 124 424	48 652	175,9	64,2
2003	2 996 505	48 435	169,5	61,9

Zużycie wody w dni świąteczne i wolne od pracy oraz dni robocze

W tabeli 3. przedstawiono zużycie wody w mieście w dni świąteczne i wolne od pracy oraz dni robocze. Dodatkowo rozgraniczono okres badawczy na wiosenno-letni (1.05-31.10.2003 r.) i jesienno-zimowy (1.11.2003 r.-30.04.2004 r.).

Średnie dobowe zużycie wody w okresie wiosenno-letnim w dni robocze jest o 7,4% większe od zużycia w dni świąteczne i wolne od pracy. W okresie jesienno-zimowym różnica ta wynosi 6,1%. Różnica pomiędzy średnim dobowym zużyciem wody w dni świąteczne i wolne od pracy w okresie wiosenno-letnim i jesienno-zimowym wynosi 6,9%, a w odniesieniu do dni roboczych – odpowiednio 8,2%.

Tabela 3. Zużycie wody w dni świąteczne i wolne od pracy oraz dni robocze

Okres badawczy – 2003 r.	Zużycie wody [m ³]	Średnie dobowe zużycie wody [m ³ /d]
Dni świąteczne i wolne od pracy w okresie wiosenno-letnim	445 425	8 099
Dni świąteczne i wolne od pracy w okresie jesienno-zimowym	432 068	7 580
Dni robocze w okresie wiosenno-letnim	1 122 022	8 698
Dni robocze w okresie jesienno-zimowym	996 990	8 040

Zużycie wody w poszczególnych dniach tygodnia

W tabeli 4. zestawiono roczne i średnie dobowe zużycie wody na przestrzeni tygodnia w 2003 r.

Tabela 4. Zużycie wody w poszczególnych dniach tygodnia

Dzień tygodnia	Zużycie wody [m ³]	Liczba dni w roku [d]	Średnie dobowe zużycie wody [m ³ /d]
Poniedziałek	433 765	52	8 342
Wtorek	432 470	52	8 317
Środa	439 100	53	8 285
Czwartek	436 783	52	8 400
Piątek	433 169	52	8 330
Sobota	449 939	52	8 653
Niedziela	371 279	52	7 140
Suma:	2 996 505	365	$Q_{d\bar{s}r} = 8\ 210$

Największe zużycie wody obserwuje się w soboty i wynosi ono $1,05 Q_{d\bar{s}r}$, najmniejsze zaś w niedziele – $0,87 Q_{d\bar{s}r}$. Z dni powszednich największe zużycie wody obserwuje się w czwartek.

Miesięczne zużycie wody

W tabeli 5. zestawiono sumaryczne i średnie dobowe zużycie wody z rozbićciem na miesiące 2003 r. Największe średnie dobowe zużycie wody zaobserwowano w czerwcu, a najmniejsze w grudniu.

Tabela 5. Sumaryczne i średnie dobowe miesięczne zużycie wody

Miesiąc	Zużycie wody [m ³]	Średnie dobowe zużycie wody [m ³ /d]	Q_{idsr}/Q_{dsr}
Styczeń	250949	8095	0,99
Luty	221444	7909	0,96
Marzec	249692	8055	0,98
Kwiecień	242317	8077	0,98
Maj	244607	7891	0,96
Czerwiec	271284	9043	1,10
Lipiec	273330	8817	1,07
Sierpień	277254	8944	1,09
Wrzesień	249881	8329	1,01
Październik	251091	8100	0,99
Listopad	235996	7867	0,96
Grudzień	228660	7376	0,90
Suma:	2996505	$Q_{dsr} = 8210$	

Doby maksymalnego i minimalnego zużycia wody

W 2003 roku dołą o maksymalnym zużyciu wody był dzień 17 lipca (czwartek – dzień roboczy), a wyniosło ono 10 725 m³/d. Minimalne dobowe zużycie wody miało miejsce 25 grudnia (czwartek – Boże Narodzenie) i wyniosło 5 640 m³/d. Należy zwrócić uwagę, że dniem maksymalnego zużycia wody okazał się dzień powszedni, co nie pokrywa się z największym zużyciem wody przypadającym w soboty.

W tabeli 6. przedstawiono godzinowe zużycie wody w dobie maksymalnego i minimalnego zużycia.

Tabela 6. Godzinowe zużycie wody w dobie maksymalnego i minimalnego zużycia [m³/h]

Godzina	7-8	8-9	9-10	10-11	11-12	12-13	13-14	14-15
Doba maksymalna	475	435	595	375	495	510	622	461
Doba minimalna	230	275	305	335	340	425	265	227
Godzina	15-16	16-17	17-18	18-19	19-20	20-21	21-22	22-23
Doba maksymalna	481	468	507	682	613	426	747	375
Doba minimalna	301	232	267	128	313	225	221	272
Godzina	23-24	0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7
Doba maksymalna	347	268	343	200	200	418	322	350
Doba minimalna	193	157	114	165	235	177	160	78

Wartości współczynników nierównomierności dobowej wynoszą:

$$N_{d\max} = \frac{Q_{d\max}}{8210} = \frac{10725}{8210} = 1,31 \quad (1)$$

$$N_{h\max} = \frac{Q_{h\max}}{447} = \frac{747}{447} = 1,67 \quad (2)$$

3. Zużycie wody w sytuacjach kryzysowych

Wyróżnia się dwa rodzaje zużycia wody do spożycia w warunkach kryzysowych (specjalnych) [1, 2]:

- niezbędna ilość wody (czas trwania kilka tygodni) dla ludności – $15 \text{ dm}^3/\text{mk} \cdot \text{d}$,
- minimalna ilość wody (czas trwania kilka dób) dla ludności – $7,5 \text{ dm}^3/\text{mk} \cdot \text{d}$.

Dębica posiada 65 studni publicznych o łącznej wydajności $Q_d = 650 \text{ m}^3/\text{d}$. Liczba mieszkańców $LM = 48\,435$. Jednostkowe zużycie wody na jednego statystycznego mieszkańca w sytuacji kryzysowej wynosi:

$$q_j = Q_d/LM = 650\,000/48\,435 = 13,4 \text{ dm}^3/\text{mk} \cdot \text{d} \quad (3)$$

W przypadku konieczności dostarczania wody w butelkach lub pojemnikach, przy założeniu, że dobowe fizjologiczne zapotrzebowanie organizmu na wodę do spożycia wynosi $2,0 \text{ dm}^3/\text{mk} \cdot \text{d}$, otrzymujemy:

$$Q_d = LM \cdot 2,0 = 48\,435 \cdot 2,0 = 96\,870 \text{ dm}^3/\text{d} \quad (4)$$

Odpowiada to konieczności dostarczenia w ciągu doby 64 580 sztuk butelek o pojemności $1,5 \text{ dm}^3$ lub 19 374 sztuk liczby pojemników o pojemności 5 dm^3 .

4. Cena wody i inflacja a zużycie wody

Ceny wody wodociągowej dla dwóch rodzajów odbiorców w latach 1998-2003 przedstawiono w tab. 7.

Wyznaczenie średniej ważonej ceny wody dla odbiorców prywatnych:

- średnia ważona cena wody w 1999 r.

$$\frac{1}{12} \cdot 1,28 + \frac{11}{12} \cdot 1,53 = 1,51 \text{ zł/m}^3,$$

- średnia ważona cena wody w 2001 r.

$$\frac{10}{12} \cdot 1,65 + \frac{1}{12} \cdot 1,80 = 1,68 \text{ zł/m}^3,$$

- średnia ważona cena wody w 2003 r.

$$\frac{2}{12} \cdot 1,80 + \frac{10}{12} \cdot 1,94 = 1,92 \text{ zł/m}^3.$$

Wyznaczenie średniej ważonej ceny wody dla podmiotów gospodarczych:

- średnia ważona cena wody w 1999 r.

$$\frac{1}{12} \cdot 1,35 + \frac{1}{12} \cdot 1,53 = 1,52 \text{ zł/m}^3,$$

- średnia ważona cena wody w 2000 r.

$$\frac{1}{12} \cdot 1,53 + \frac{10}{12} \cdot 1,73 = 1,70 \text{ zł/m}^3,$$

- średnia ważona cena wody w 2001 r.

$$\frac{10}{12} \cdot 1,86 + \frac{2}{12} \cdot 2,04 = 1,89 \text{ zł/m}^3,$$

- średnia ważona cena wody w 2003 r.

$$\frac{2}{12} \cdot 2,04 + \frac{10}{12} \cdot 2,20 = 2,17 \text{ zł/m}^3.$$

Tabela 7. Ceny 1 m³ wody

Rok	Data zmiany ceny wody	Cena wody [zł/m ³]			
		mieszkańcy	przemysł	średnia ważona	
				mieszkańcy	przemysł
1998	1.01	1,28	1,35	1,28	1,35
1999	1.02	1,53	1,53	1,51	1,52
2000	1.02	1,53	1,73	1,53	1,70
2001	1.01	1,65	1,86	1,68	1,89
	1.11	1,80	2,04		
2002	brak	1,80	2,04	1,80	2,04
2003	1.03	1,94	2,20	1,92	2,17

Porównanie wzrostu cen wody ze wzrostem inflacji przeprowadzono dla lat 1999-2003, przyjmując poziom ceny i inflacji w 1998 r. za 100 punktów procentowych. Informacje o przyroście inflacji pochodzą z danych GUS. W tabeli 8. zestawiono procentowy wzrost cen wody i przyrost inflacji.

Tabela 8. Porównanie wzrostu cen wody w stosunku do inflacji

Rok	Inflacja wg GUS [%]	Wzrost cen wody	
		mieszkańcy	przemysł
1998	100	100	100
1999	119,1	117,9	112,2
2000	129,2	119,5	125,7
2001	134,7	130,9	140,0
2002	136,6	140,6	151,1
2003	137,4	149,8	160,0

Wzrost ceny wody dla mieszkańców od 2002 r. przewyższa przyrost inflacji, dla przemysłu zaś zjawisko to występuje od 2001 r.

5. Zużycie wody w wybranej spółdzielni mieszkaniowej

Analizie poddano zużycie wody w spółdzielni mieszkaniowej, w skład której wchodzi 7 budynków pięciokondygnacyjnych, zamieszkałych przez 982 osoby w 262 mieszkaniach. W tabeli 9. zestawiono podstawowe dane o budynkach wchodzących w skład spółdzielni, za 2003 r.

Tabela 9. Zestawienie danych do wyznaczenia jednostkowego zużycia wody

Adres	Liczba mieszkań	Liczba mieszkańców	Zużycie wody [m ³ /rok]	Jednostkowe zużycie wody [dm ³ /mk. · d]
Kolejowa 35	32	93	2 830	83,4
Konarskiego 25	20	97	3 719	105,0
Konarskiego 29	20	90	3 497	96,8
Łysogórska 12	40	106	4 355	112,6
Kochanowskiego 5	50	176	5 546	86,3
Świętosława 3	40	172	5 096	81,2
Świętosława 1	60	248	7 994	88,0
				93,3

Wyrównane badanie jednostkowego zużycia wody w gospodarstwach domowych w odniesieniu do osoby korzystającej z wody wodociągowej w mieszkaniu pozwala na stwierdzenie, że jest ono znacznie niższe od zużycia przez statystycznego mieszkańca miasta (93,3 dm³/mk. · d wobec 169,5 dm³/mk. · d).

6. Zużycie wody w miastach polskich

W tabeli 10. przedstawiono wartości jednostkowego zużycia wody w miastach polskich według danych Izby Gospodarczej „Wodociągi Polskie”.

Tabela 10. Zestawienie jednostkowego zużycia wody w miastach polskich w latach 1998-2002 (65 miast)

Miasta o liczbie mieszkańców	Rok				
	1998	1999	2000	2001	2002
10 000-50 000	122	110	115	109	105
50 001-250 000	130	128	120	112	110
250 001-500 000	151	145	136	128	117
Powyżej 500 000	181	172	170	163	156
Według danych GUS*	129,3*	124,7	119,2	114,0	110,1
	141,6**	133,0	129,7	124,4	118,2

* w odniesieniu do mieszkańca statystycznego,

** w odniesieniu do mieszkańca korzystającego z wody wodociągowej w mieszkaniu.

7. Podsumowanie

W mieście Dębica na przestrzeni lat 1999-2003 obserwuje się spadek zużycia wody, co potwierdza tendencje krajowe [3-6]. Ustawa o zbiorowym zaopatrzeniu w wodę oraz rozporządzenie w sprawie określenia taryf nakłada na firmy wodociągowe i samorządy obowiązek takiego kalkulowania taryf opłat za wodę, aby w pełni pokryć niezbędne przychody przedsiębiorstwa i wyeliminować subsydiowanie poszczególnych grup odbiorców wody. Sytuacja taka ma miejsce w Dębicy, co wykazała analiza ekonomiczna przedstawiona w p. 4.

Analiza zużycia wody do spożycia w sytuacji kryzysowej wykazała, że istniejących 65 studni publicznych pozwala na zaopatrzenie ludności miasta prawie na poziomie tzw. niezbędnej ilości wody, wynoszącym 15 dm³/mk · d. Wartość ta zapewne zostanie osiągnięta po uwzględnieniu dostawy wody ze studni prywatnych. Obliczenia dotyczące dostawy wody konfekcjonowanej dają obraz skali potrzeb w zakresie zapewnienia koniecznego minimum.

Analiza awaryjnego zaopatrzenia miasta w wodę powinna obejmować także zaopatrzenie ludności w reglamentowaną wodę w pojemnikach. Można rozpatrywać, korzystając z doświadczeń szwajcarskich, scenariusze zaopatrzenia w wodę mieszkańców dużych miast z magazynów zapasowych, gdzie woda do spożycia składowana jest w sterylnych opakowaniach foliowych (PE), po uprzednim poddaniu dezynfekcji solami srebra i promieniami UV.

Literatura

1. Rak J., Kucharski B.: *Zaopatrzenie w wodę w sytuacjach kryzysowych*. Wydawn. Politechniki Koszalińskiej, Koszalin–Łazy, 7-9.06.2004 r., s. 268-279.
2. Zarządzenie Ministra Gospodarki Przestrzennej i Budownictwa z 1995 r. w sprawie zasad zapewnienia funkcjonowania publicznych urządzeń zaopatrzenia w wodę w warunkach specjalnych. M.P. z dnia 17 listopada 1995 r.
3. Rak J.: *Zużycie wody do spożycia przez mieszkańców miasta Sanoka*. Mat. konf. XII Konferencji Naukowo-Technicznej „Problemy gospodarki wodno-ściekowej w regionach rolniczo-przemysłowych”, Wierzba, 8-10 czerwca 2003 r., *Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej*, nr 16, Nauki Techniczne, s. 232-237.
4. Rak J., Tchórzewska-Cieślak B.: *Zużycie wody w mieście Rzeszowie*. Mat. konf. II Ogólnopolskiej Konferencji Naukowo-Technicznej „Aktualne zagadnienia w uzdatnianiu i dystrybucji wody”. Szczyrk, 5-6 czerwca 2003 r., Wydawn. Politechniki Śląskiej, Gliwice 2003, s. 263-270.
5. Rak J., Tchórzewska-Cieślak B.: *Analiza zużycia wody do spożycia w wybranych osiedlach miasta Rzeszowa*. Mat. konf. naukowo-szkoleniowej, Myczkowce, 19.10. 2001 r., Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2001, s. 236-240.
6. Rak J., Tchórzewska-Cieślak B.: *Zużycie wody do spożycia w mieście Rzeszowie z uwzględnieniem wysokości zabudowy*. Mat. konf. VI Międzynarodowej Konferencji Naukowej Lwów–Koszyce–Rzeszów, 12-15 września 2001 r., Wydawn. Politechniki Lwowskiej, Lwów 2001, s. 6-13.

THE ANALYSIS OF WATER CONSUMPTION BY DĘBICA

Summary

The analysis of water consumption by Dębica city has been done. Water usage in 2003 has been detailed presented. The hourly water consumption at maximum and minimum demand has been shown. On the basis on these parameters the coefficient of unsteady water distribution has been calculated. The consumption water requirement in crisis situation has been balanced. As a comparison potable water usage in polish cities according to Economic Federation „Polish Waterworks” and Central Office of Statistic has been done.

Złożono w Oficynie Wydawniczej w kwietniu 2006 r.

Janusz RAK
Ewa TUŁACZ
Politechnika Rzeszowska

ANALIZA OPINII KONSUMENTÓW WODY DO SPOŻYCIA KORZYSTAJĄCYCH Z WODOCIĄGU PUBLICZNEGO NA TERENIE WOJEWÓDZTWA PODKARPACKIEGO

W pracy przedstawiono wyniki badań opinii konsumentów na temat wody do spożycia. Badania te przeprowadzono na podstawie ankiety wykorzystanej we wcześniej przeprowadzonych sondażach [1, 2] i rozszerzonej o pewne zagadnienia, między innymi pytania dotyczące wiedzy konsumenta na temat zasobów wód, z jakich korzysta wodociąg, ilości, a także ceny zużywanej wody oraz jakości usług świadczonych przez firmę wodociągową i sprawności funkcjonowania Biura Obsługi Klienta. Sondażem objęto 100 respondentów z terenu województwa podkarpackiego, uzyskując opinie na temat poziomu uciążliwości przerw w dostawie wody oraz jakości dostarczanej wody. Badania te będą kontynuowane w celu poprawy skuteczności i jakości usług świadczonych przez firmy wodociągowe.

1. Wstęp

Prowadzenie sondażu opinii użytkowników wodociągów publicznych jest istotnym elementem w zwiększaniu niezawodności funkcjonowania systemu zaopatrzenia w wodę do spożycia, a co za tym idzie, ma również znaczenie w strategii rozwoju firm wodociągowych, tworząc podstawy dobrej pozycji na rynku. Potwierdzeniem wzrostu zainteresowania tą tematyką są ukazujące się w kraju opracowania naukowe [1-4].

Podstawowym wyznacznikiem skuteczności funkcjonowania systemu jest spełnienie oczekiwań klienta. Poprzez badanie satysfakcji klienta ocenia się, na ile jego wymagania zostały spełnione, co umożliwia stałe doskonalenie i zapobiega powstawaniu niezgodności.

Firmy wodociągowe zaczynają wdrażać system jakości wg normy ISO 9001:2000, który wymaga prowadzenia badań opinii użytkowników. Norma ta formułuje między innymi takie zasady, jak zrozumienie obecnych i przyszłych potrzeb klienta, wyjście naprzeciw jego wymaganiom oraz przewidywanie i wyprzedzenie oczekiwań, jakie klient może wyrazić. Proces doskonalenia po-

lega na ciągłej analizie i ocenie przebiegu procesów oraz realizacji ustalonych celów, z wykorzystaniem wszelkich źródeł, np. pomiarów satysfakcji klientów czy kierowanych przez nich reklamacji.

W Zakładzie Zaopatrzenia w Wodę i Odprowadzania Ścieków Politechniki Rzeszowskiej w ramach tematu badawczego „Niezawodność i bezpieczeństwo systemów komunalnych” w latach 2002-2004 prowadzony był sondaż opinii konsumentów wody do spożycia korzystających z wodociągów publicznych. Badania te były kontynuowane w roku 2005, a pytania zawarte w ankiecie, której wyniki przedstawiono w pracy [3], zostały w pewnym stopniu zmodyfikowane i rozszerzone o problematykę dotyczącą między innymi rodzaju zasobów wód, z jakich korzysta wodociąg, kosztów związanych ze zużyciem wody, a także funkcjonowania wodociągów oraz jakości usług świadczonych przez firmę wodociagową.

2. Wzór ankiety sondażowej

Ankieta sondażowa opinii konsumentów wody do spożycia korzystających z wodociągu publicznego przedstawia się następująco:

1. Płeć respondenta:

kobieta mężczyzna

2. Wiek respondenta:

18-27 lat 28-37 lat 38-47 lat 48-57 lat 58-67 lat powyżej 67 lat

3. Wykształcenie respondenta:

zasadnicze średnie wyższe

4. Wielkość miejscowości zamieszkania:

poniżej 15 tys. mieszkańców 15-50 tys. mieszkańców 51-100 tys. mieszkańców 101-250 tys. mieszkańców powyżej 250 tys. mieszkańców

5. Miejsce zamieszkania:

dom jednorodzinny
dom przy gospodarstwie rolnym
kamienica
blok wielopiętrowy

6. Czy wie Pani/Pan, z jakich zasobów wód korzysta wodociąg?

- z wód podziemnych – studni
- z wody powierzchniowej płynącej – rzeki
- z wody powierzchniowej stojącej – jeziora
- z wody powierzchniowej z zalewu
- nie wiem

7. Czy wie Pani/Pan, ile płaci za 1 m³ zużytej wody?

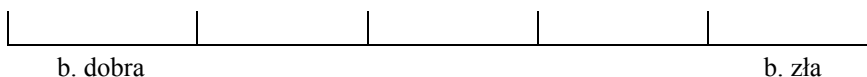
- tak nie

Jeżeli „nie”, to proszę przejść do pytania nr 9.

8. Cena za 1 m³ wody wodociągowej mieści się w przedziale:

- poniżej 1 zł/m³
- od 1,01 do 2,00 zł/m³
- od 2,01 do 3,00 zł/m³
- od 3,01 do 4,00 zł/m³
- od 4,01 do 5,00 zł/m³
- powyżej 5 zł/m³

9. Proszę zaznaczyć na skali ocenę jakości wody wodociągowej (wstawić „x” w danym polu)



10. Jak ocenia Pani/Pan jakość usług świadczonych przez firmę wodociągową?

- bardzo niska
- niska
- ani niska, ani wysoka
- wysoka
- bardzo wysoka

11. Proszę uporządkować cechy funkcjonowania wodociągu według wag ważności:

A – niezawodność, B – bezpieczeństwo, C – nowoczesność, D – cena za 1 m³ wody, E – przyjazny klientowi

1	2	3	4	5

Kratka z nr 1 oznacza cechę najważniejszą, a kratka z nr 5 najmniej ważną.

12. Proszę o ocenę walorów smakowo-zapachowych wody wodociągowej na podanej skali (wstawić „x” w danym polu):

b. dobra				b. zła

13. Proszę o ocenę klarowności wody na podanej skali (wstawić „x” w danym polu):

b. dobra				b. zła

14. Czy rachunki za dostawę wody są czytelne i zrozumiałe?

<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
tak	nie	nie mam wyrobionego zdania na ten temat

15. Czy miała Pani/Pan kontakt z Biurem Obsługi Klienta firmy wodociągowej?

<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
tak	nie

Jeżeli „nie”, to proszę przejść do pytania nr 17.

16. Jak ocenia Pani/Pan pracę obsługi Biura?

	tak	nie
szybka	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
uprzejma	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
kompetentna	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
sympatyczna	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

17. Jaki sposób kontaktu preferuje Pani/Pan przy załatwianiu sprawy? Proszę zaznaczyć 3 sposoby i podkreślić preferowany:

telefon	<input type="checkbox"/>
pismo	<input type="checkbox"/>
fax	<input type="checkbox"/>
e-mail	<input type="checkbox"/>
osobiście	<input type="checkbox"/>

18. Proszę ocenić uciążliwość braku dostawy wody. W każdym wierszu tabeli proszę zakreślić wybraną odpowiedź:

Brak dostawy wody	Częstotliwość przerwy	Uciążliwość				
		b. niska	niska	średnia	wysoka	b. wysoka
2 godziny	raz na miesiąc					
2 godziny	raz na ½ roku					
12 godzin	raz na kwartał					
12 godzin	raz na ½ roku					
12 godzin	raz na rok					
1 doba	raz na ½ roku					
1 doba	raz na rok					
1 doba	raz na 3 lata					
3 doby	raz na rok					
3 doby	raz na 3 lata					
3 doby	raz na 10 lat					

19. Czy wie Pani/Pan, ile wody przeciętnie zużywa mieszkaniec w ciągu miesiąca?

tak nie

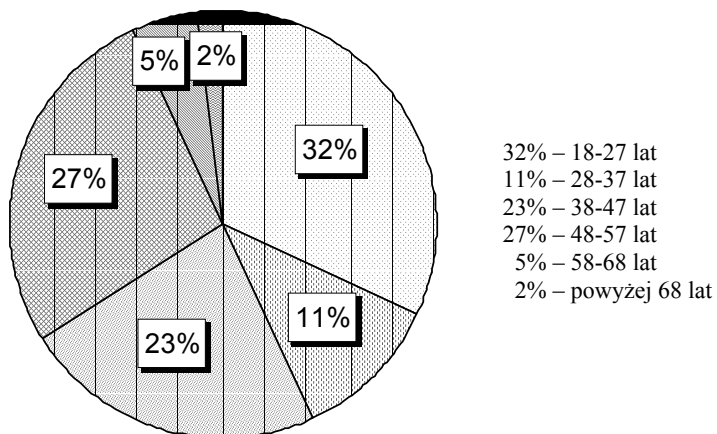
Jeżeli „nie”, to ankieta zakończona – dziękujemy!

20. Przeciętne miesięczne zużycie wody wodociągowej wynosi:

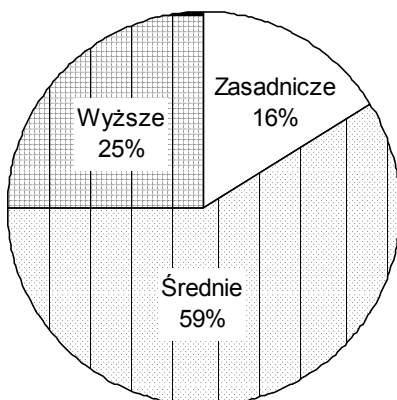
1-2 m³/m-c
3-9 m³/m-c
10-20 m³/m-c

3. Wyniki i analiza badań

W przeprowadzonym sondażu wzięło udział 100 ankietowanych z rejonów województwa podkarpackiego. Badanych odbiorców podzielono według takich kryteriów, jak płeć, wiek oraz wykształcenie respondenta. Z badań wynika, że znaczną przewagę, bo aż 68%, stanowią kobiety. Natomiast wiekowo przeważają osoby między 18 a 27 rokiem życia (32%), a niewiele mniejszy procent stanowią respondenci w wieku 48-57 lat (27%) oraz 38-47 lat (23%) (rys. 1.). Ponad połowa ankietowanych (59%) posiada wykształcenie średnie, 25% to użytkownicy wodociągów o wykształceniu wyższym, pozostali posiadają wykształcenie zasadnicze (rys. 2.).



Rys. 1. Podział ankietowanych ze względu na wiek

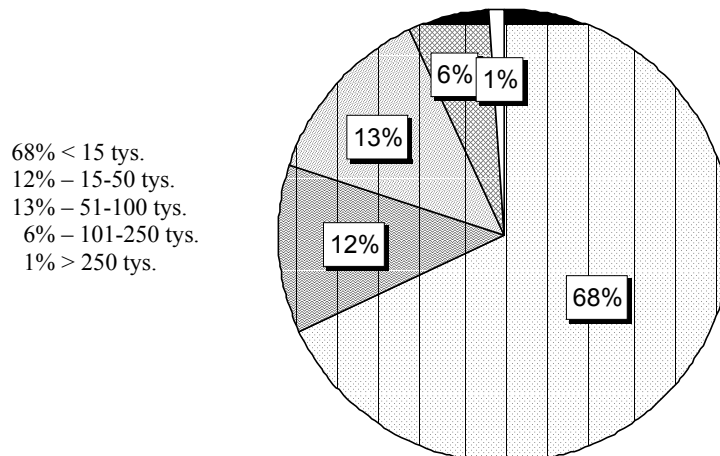


Rys. 2. Podział ankietowanych ze względu na wykształcenie

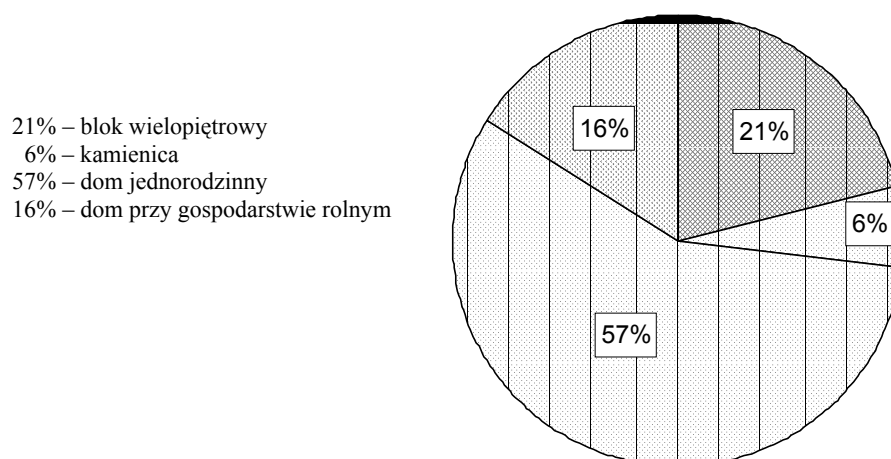
Kolejne pytanie obejmowało podział odbiorców wody ze względu na wielkość miejscowości zamieszkania. Przedstawia się on jak na rys. 3.

Uwzględniono także rodzaj miejsca zamieszkania, co pokazuje rys. 4. W tym przypadku zdecydowana większość ankietowanych zamieszkuje domy jednorodzinne (57%), a 21% odbiorców to mieszkańcy bloków wielopiętrowych.

Znaczna część ankiety zawiera pytania dotyczące wiedzy odbiorców wody na temat rodzaju zasobów wód wykorzystywanych przez wodociąg, ilości i ceny zużywanej wody oraz jakości usług świadczonych przez firmę wodociągową i cech funkcjonowania wodociągu.



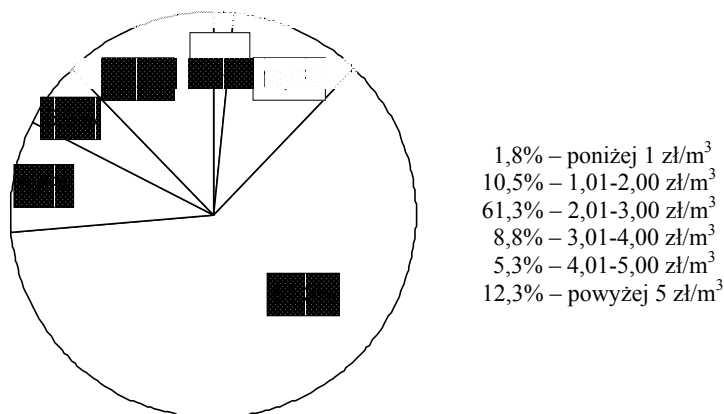
Rys. 3. Podział ankietowanych ze względu na wielkość miejscowości zamieszkania



Rys. 4. Podział ankietowanych ze względu na rodzaj miejsca zamieszkania

Jak się okazało, jedynie 7% ankietowanych nie wie, z jakich zasobów wód korzysta wodociąg, natomiast 74% respondentów podało, że wodociąg korzysta z zasobów wody powierzchniowej, w tym 23% stanowią wody płynące (rzeki), a 51% wody stojące (z zalewu). Pozostałe osoby (19%) potwierdziły wykorzystanie wód podziemnych (studni).

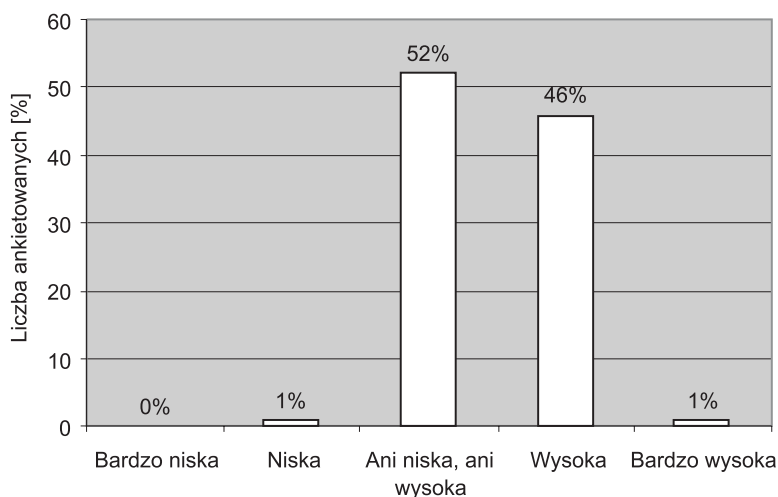
Niewiele ponad połowa, bo 57%, użytkowników wodociągów wykazała się wiedzą na temat kosztów zużywanej wody, twierdząc w większości, że średnio za 1 m³ wody płać od 2,01 do 3,0 zł. W tym 12,3% ankietowanych zadeklarowało, że płaci powyżej 5 zł za 1 m³ (rys. 5.).



Rys. 5. Cena za 1 m³ wody wodociągowej, jaką płacą ankietowani

Niewiele ponad 25% ankietowanych jest świadomych ilości wody, jaką miesięcznie zużywają. I tak, 26% respondentów wykorzystuje od 3 do 9 m³ wody na miesiąc, natomiast 2% twierdzi, że zużywa miesięcznie jedynie od 1 do 2 m³.

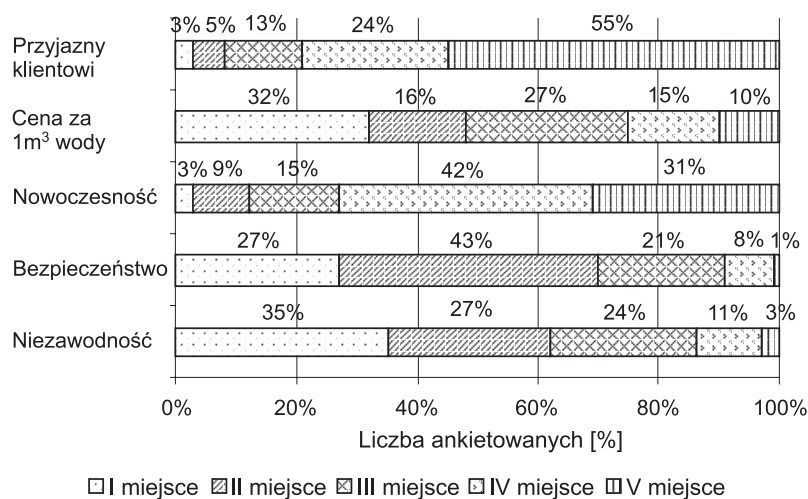
Jakość usług świadczonych przez firmę wodociągową została oceniona przez większość ankietowanych jako ani niska, ani wysoka, jednak 46% odbiorców wody określa usługi jako wysokie (rys. 6.).



Rys. 6. Ocena jakości usług świadczonych przez firmę wodociągową

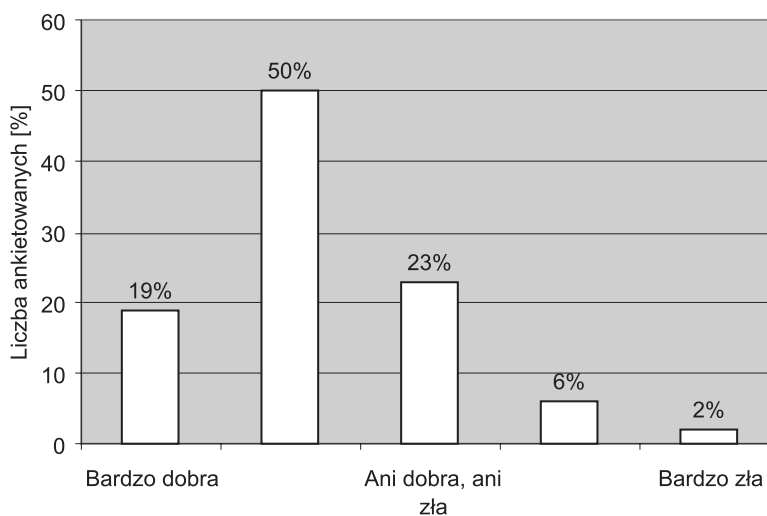
Biorąc pod uwagę jakość świadczonych przez firmę wodociągową usług, poproszono odbiorców wody o uporządkowanie według ważności cech funkcjonowania wodociągu. Jak się okazało, na pierwszym miejscu dominuje niezawodność (35%) oraz cena za 1 m³ wody (32%). Na drugim miejscu ankietowani

najczęściej stawiają bezpieczeństwo. Natomiast takie cechy, jak nowoczesny i przyjazny klientowi są dla znacznej części odbiorców wody najmniej ważne (rys. 7.).

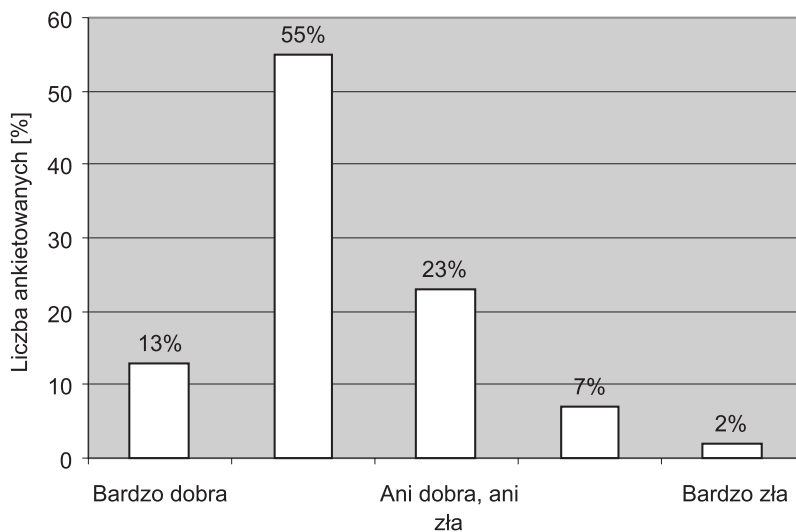


Rys. 7. Cechy funkcjonowania wodociągu według ważności

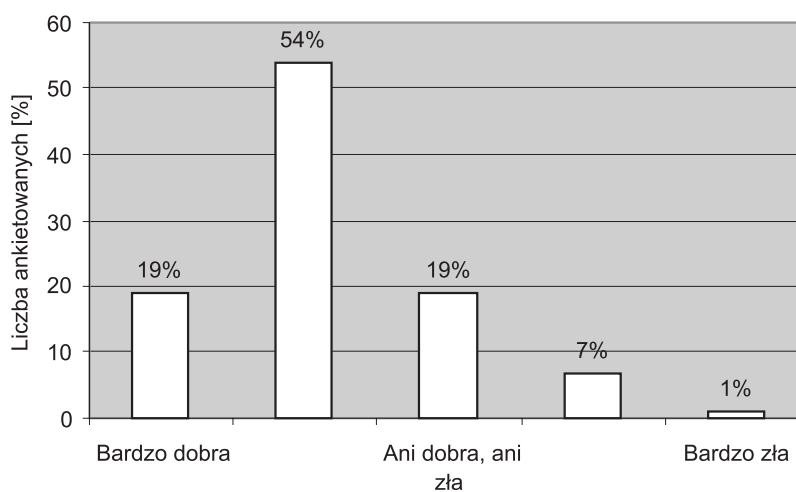
Poprawa standardów usług wodociągowych dotyczy także samego produktu, dlatego kolejne pytania dotyczyły jakości, walorów smakowo-zapachowych i klarowności wody. Wszystkie trzy cechy zostały przez ponad połowę respondentów określone jako stosunkowo dobre. Wyniki przeprowadzonych badań przedstawiono na rys. 8-10.



Rys. 8. Ocena jakości wody wodociągowej według ankietowanych



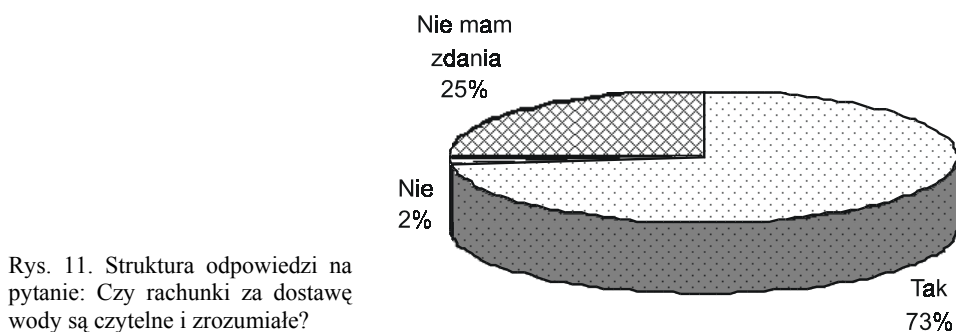
Rys. 9. Ocena walorów smakowo-zapachowych wody wodociągowej według ankietowanych



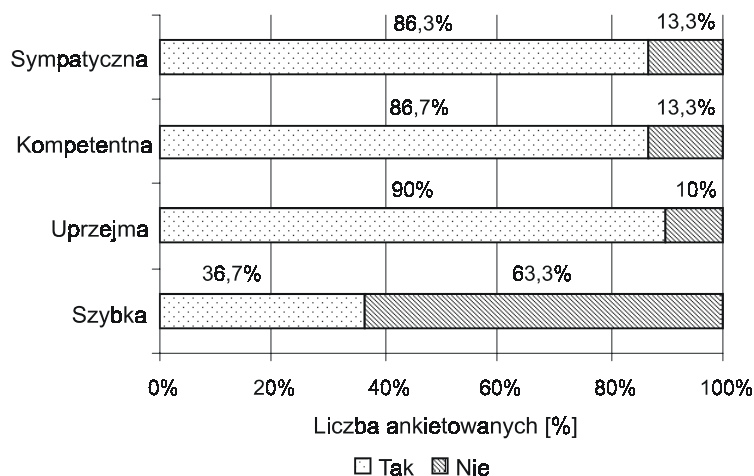
Rys. 10. Ocena klarowności wody wodociągowej według ankietowanych

Ostatnie cztery pytania poprzedzające badania opinii odbiorców wody na temat przerw w dostawie wody dotyczyły funkcjonowania Biura Obsługi Klienta. Po zestawieniu wyników badań stwierdzono, że dla 73% ankietowanych rachunki za dostawę wody są czytelne i zrozumiałe (rys. 11.). Jednak tylko 30% odbiorców wody miało kontakt z Biurem. Osoby te poproszone o ocenę pracy

Biura uznały obsługę w 90% za uprzejmą, ponad 80% potwierdziło, że jest kompetentna i sympatyczna, ale tylko 36,7% stwierdziło, iż obsługa jest szybka (rys. 12.).

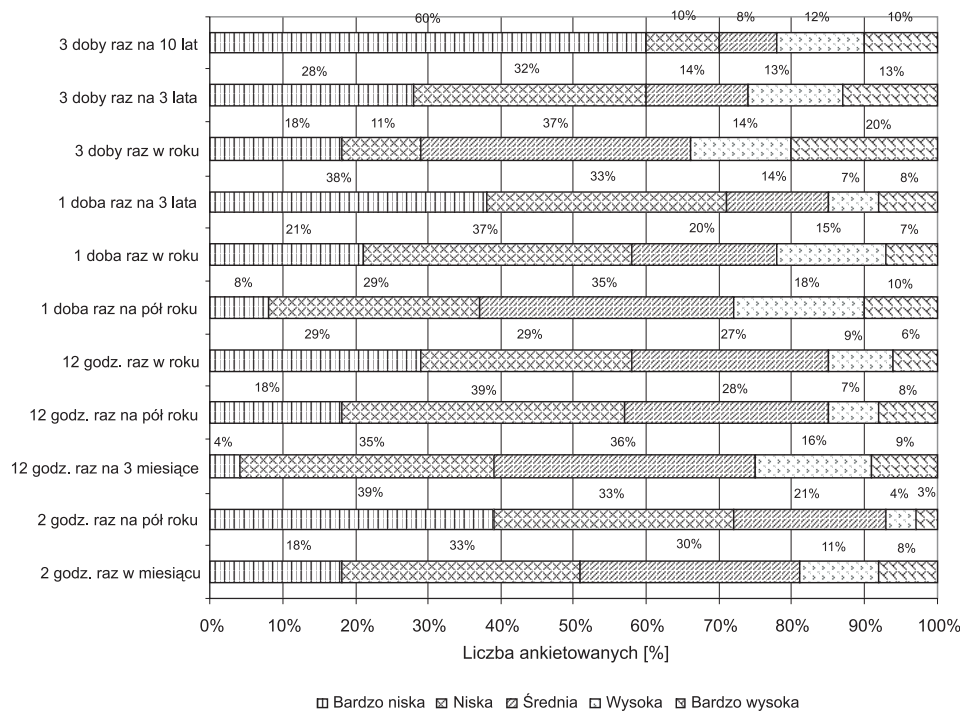


Rys. 11. Struktura odpowiedzi na pytanie: Czy rachunki za dostawę wody są czytelne i zrozumiałe?



Rys. 12. Ocena pracy Biura Obsługi Klienta

Na rysunku 13. przedstawiono łączne wyniki ocen przerw w dostawie wody w opinii konsumentów. Łatwo zauważyć, że największą uciążliwość związaną z przerwą w dostawie wody sprawia ankietowanym brak wody 3 doby raz w roku, natomiast najlepiej respondenci znoszą przerwy 3-dobowe raz na 10 lat, 2-godzinne raz na pół roku oraz 1-dobowe raz na 3 lata.



Rys. 13. Ocena poszczególnych przerw w dostawie wody

4. Podsumowanie

Przedmiotem analizy były badania opinii konsumentów wody do spożycia na temat niezawodności funkcjonowania wodociągów publicznych i pozwoliły one na ogólną ocenę warunków dostawy wody. Przedstawione wyniki i analiza badań są również związane z tematyką prac [1-3].

Miarą prawidłowości oceny działania systemów zaopatrzenia w wodę jest między innymi odczucie społeczne. Przeprowadzone badania opinii konsumentów pozwalają na orientacyjne określenie skali odczuć mieszkańców Podkarpacia odnośnie do walorów wody, jakości obsługi klienta oraz zakłóceń związanych z przerwami w dostawie wody.

W przeprowadzonych ankietach jakość, walory smakowo-zapachowe i klarowność wody zostały określone przez respondentów jako stosunkowo dobre. Ankietowani nie mieli także większych zastrzeżeń co do prawidłowości funkcjonowania Biura Obsługi Klienta, uskarżali się jedynie na wolną obsługę.

Jak pokazują wyniki sondażu, odbiorcy wody największy nacisk kładą na niezawodność funkcjonowania wodociągów, cenę wody oraz bezpieczeństwo, co potwierdza wagę i słuszność prowadzonych w Polsce badań naukowych związanych z problematyką niezawodności systemów zaopatrzenia w wodę.

Stosowanie teorii niezawodności otwiera zupełnie nowe perspektywy w badaniach i projektowaniu systemów zaopatrzenia w wodę. Badania sondażowe powinny stać się praktyką dnia codziennego. Pozwalają one na ocenę stopnia zadowolenia klientów, a więc są cennym materiałem służącym polepszeniu usług świadczonych przez firmy wodociągowe.

Literatura

1. Kwietniewski M.: *Ocena zawodności dostawy wody z punktu widzenia jej odbiorców na przykładzie badań w wybranym osiedlu mieszkaniowym*. Mat. konf. XVI Konferencji Naukowo-Technicznej „Zaopatrzenie w wodę, jakość i ochrona wód”. Wydawn. PZITS O/Wielkopolski, Kraków–Poznań 2000, s. 705-712.
2. Rak J., Tułacz E.: *Analiza opinii sondażu użytkowników wodociągów publicznych na temat przerw w dostawie wody*. Mat. konf. X Konferencji Naukowej Rzeszowsko-Lwowsko-Koszyckiej „Aktualne problemy budownictwa i inżynierii środowiska. Jakość – niezawodność – Bezpieczeństwo”, Rzeszów 3-4 września 2004 r., Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, cz. 2. Inżynieria Środowiska, z. 37, s. 337-348.
3. Wieczysty A., Lubowiecka T., Rak J.: *Stan aktualny i kierunki rozwoju w zakresie teorii i metod oceny niezawodności systemów wodociągowych w Polsce*. Mat. konf. XVII Konferencji Naukowo-Technicznej „Zaopatrzenie w wodę i jakość wód”. Wydawn. PZITS O/Wielkopolski, Gdańsk–Poznań 2002, s. 143-172.
4. Rak J.: *Zasady badań marketingowych związanych z zaopatrzeniem w wodę*. Wodociągi – Kanalizacja, nr 5(14), 2005, s. 13-16.

THE ANALYSIS OF OPINION WATER TO CONSUMPTION CONSUMERS USING PUBLIC WATER-SUPPLY SYSTEMS FROM PODKARPACKIE PROVINCE

Summary

In the article was presented the results of research water consumer opinion about water to consumption. The research was based on enquiry used in other articles [1, 3] and expanded to some questions e.g. consumer knowledge about water resources used by public water-supply systems, volume and price for water and quality of the water supply company service and proficiency of Customer Service Office work. The research that concern 100 respondents from Podkarpackie Province gave us opinion about onerousness level of breaks in water supply and quality of water supply. The research will be proceed because they purpose to improve efficiency and quality of the water supply company service.

Złożono w Oficynie Wydawniczej w kwietniu 2006 r.

Daniel SŁYŚ
Politechnika Rzeszowska

MODEL HYDRAULICZNY ZBIORNIKA TYPU *GPD* W FAZACH I WARIANTU OPRÓŻNIANIA

Zbiorniki retencyjne są obiektami powszechnie stosowanymi w nowoczesnych systemach kanalizacyjnych. Ich zadaniem jest okresowa retencja nadmiaru ścieków na etapie ich przepływu sieciami kanalizacyjnymi, przed oczyszczalniami oraz odbiornikami ścieków. W publikacji przedstawiono model hydrauliczny zbiornika grawitacyjno-pompowego typu *GPD* w I wariantcie procesu jego opróżniania.

1. Wstęp

Zbiorniki retencyjne są wielofunkcyjnymi obiektami nowoczesnych systemów kanalizacyjnych. Służą do odciążania hydraulicznego sieci kanalizacyjnych [1, 2], obiektów sieciowych, oczyszczalni ścieków oraz ograniczania wielkości zrzutów ścieków do odbiorników. W określonych sytuacjach mogą służyć do oczyszczania ścieków na drodze procesów sedymentacji [3] oraz uśredniania ich składu.

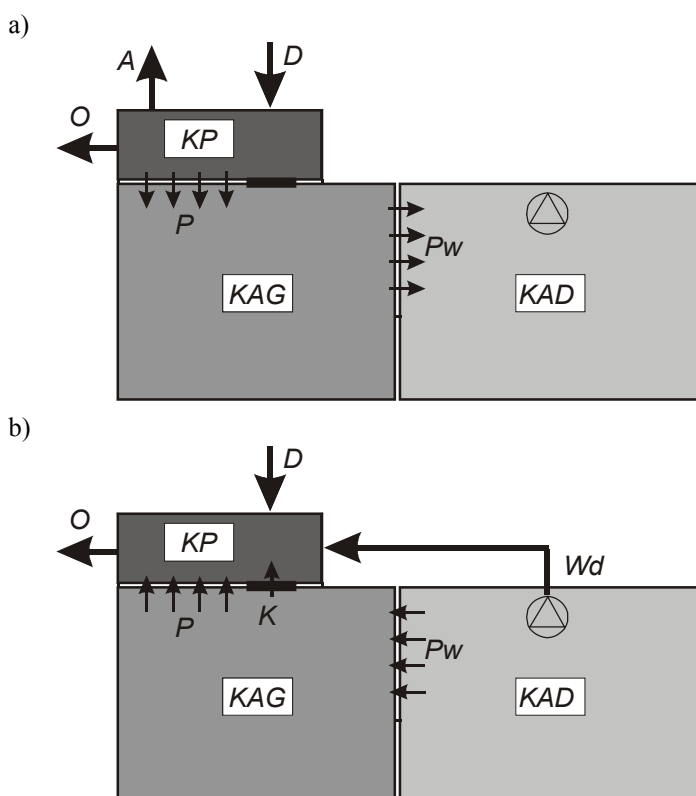
Obecnie w praktyce inżynierskiej powszechnie stosowane są konstrukcje jedno- i wielokomorowe, działające w grawitacyjnych układach retencji ścieków [4] oraz wchodzące do praktyki projektowej zbiorniki grawitacyjno-pompowe [5-7], wykorzystujące komory akumulacyjne napełniane lub opróżniane w wyniku transportu pompowego ścieków. Jedną z takich konstrukcji jest zbiornik typu *GPD*, który posiada komorę pompową zlokalizowaną poniżej grawitacyjnej komory akumulacyjnej, opróżnianą za pomocą układu pompowego.

Artykuł stanowi kontynuację publikacji zamieszczonej w Zeszytach Naukowych nr 204, w której przedstawiono model hydrauliczny zbiornika grawitacyjno-pompowego typu *GPD* w fazach jego napełniania [8].

2. Układ hydrauliczny zbiornika i jego zastosowanie w systemach kanalizacji

Podstawowym rozwiązaniem zbiorników z dolną komorą pompową jest konstrukcja typu *GPD*. Posiada ona obok komory przepływowej *KP*, dokonującej rozdziału ścieków w czasie spływów opadowych, grawitacyjną komorę

akumulacyjną *KAG*. Komory te połączone są w sposób identyczny jak w zbiorniku typu *Contract* [2], przez przelew międzykomorowy zlokalizowany na odpowiedniej wysokości oraz otwierany jednokierunkowo zawór klapowy. W kubaturze komory retencyjnej *KAG* zlokalizowano wewnętrzny przelew szybowy odprowadzający nadmiar ścieków z komory *KAG* do zlokalizowanej pod nią pompowej komory akumulacyjnej *KAD*. Proces opróżniania komory akumulacyjnej *KAG* odbywa się poprzez przelew międzykomorowy oraz otwór zwrotnego zaworu klapowego. Dolna komora pompowa *KAD* odprowadza ścieki w wyniku działania układu pompowego, transportującego je do komory przepływowej *KP*, skąd odpływają grawitacyjnie kanałem odpływowym. Na rysunku 1. przedstawiono układ hydrauliczny tego typu zbiornika retencyjnego oraz kierunki przepływu ścieków w procesie napełniania i opróżniania zbiornika.



Rys. 1. Schemat układu hydraulicznego zbiornika grawitacyjno-pompowego typu *GPD* w procesie: a) napełniania, b) opróżniania

Symbole na rys. 1. oznaczają: *A* – przelew awaryjny, *D* – kanał dopływowy, *K* – otwór przepływowy łączący komorę przepływową z komorą akumulacyjną *KAG*, wyposażony w zwrotny zawór klapowy, *KAG* – grawitacyjna komora

akumulacyjna, *KAD* – dolna pompowa komora akumulacyjna, *KP* – komora przepływowa, *O* – kanał odpływowy, *P* – przelew międzykomorowy, *P_w* – przelew międzykomorowy wewnętrzny łączący komorę akumulacyjną *KAG* i *KAD*, *Wd* – układ pompowy transportu ścieków z dolnej pompowej komory akumulacyjnej do komory przepływowej.

Biorąc pod uwagę charakterystykę układu akumulacji ścieków, zbiorniki tego typu powinny znaleźć szczególne zastosowanie w centrach miast o znacznym nasileniu inwestycji i ograniczonym dostępie terenu pod zabudowę infrastruktury komunalnej. Dzięki wykorzystaniu komory pompowej zlokalizowanej poniżej kanału dopływowego i grawitacyjnej komory akumulacyjnej istnieje możliwość wykonania nad zbiornikiem innych inwestycji budowlanych, jak: parkingi, magazyny.

3. Model działania zbiornika typu *GPD* w I wariacie opróżniania

Obniżenie wielkości natężenia dopływu ścieków do zbiornika retencyjnego decyduje o obniżaniu się zwierciadła ścieków w komorze przepływowej *KP*, co z kolei determinuje odpływ ścieków z grawitacyjnej komory akumulacyjnej *KAG* do komory przepływowej *KP*. W początkowym okresie przepływ ścieków odbywa się przez przelew międzykomorowy, który działa hydraulicznie jako przelew zatopiony (*FAZA 1.*), a następnie przez przelew funkcjonujący hydraulicznie jako niezatopiony (*FAZA 2.*). Opróżnianie grawitacyjnej komory akumulacyjnej trwa do czasu, w którym zwierciadło ścieków w tej komorze osiągnie poziom krawędzi przelewu międzykomorowego. W dalszym etapie następuje opróżnianie komory przepływowej *KP*, które ma miejsce do chwili osiągnięcia przez poziom zwierciadła ścieków w tej komorze poziomu otwarcia zwrotnego zaworu klapowego (*FAZA 3.*) [9]. Odpływ ścieków przez otwór wychylonego z położenia równowagi, w wyniku wypadkowego parcia cieczy, zaworu klapowego powoduje obniżanie się zwierciadła w grawitacyjnej komorze akumulacyjnej *KAG* oraz przepływ ścieków z dolnej komory akumulacyjnej *KAD* przez przelew międzykomorowy wewnętrzny, który w początkowym okresie funkcjonuje hydraulicznie jako przelew zatopiony (*FAZA 4.*), a następnie jako przelew niezatopiony (*FAZA 5.*). Dalsze obniżanie się zwierciadła ścieków w komorze akumulacyjnej *KAG* powoduje uruchomienie układu pompowego, którego zadaniem jest transport pompowy ścieków z poziomu dolnej komory akumulacyjnej *KAD* na poziom grawitacyjnej komory akumulacyjnej *KAG* (*FAZA 6.*). Po całkowitym opróżnieniu komory pompowej *KAD* następuje dalszy odpływ ścieków przez otwór zaworu klapowego, z grawitacyjnej komory akumulacyjnej *KAG* (*FAZA 7.*), aż do jej całkowitego opróżnienia. W dalszej kolejności opróżnianiu podlega komora przepływowa *KP* (*FAZA 8.*), osiągając stan przed wystąpieniem przepływu deszczowego w okresie pogody bezdeszczowej (*FAZA 9.*).

4. Charakterystyczne fazy działania zbiornika typu *GPD* w I wariantcie opróżniania

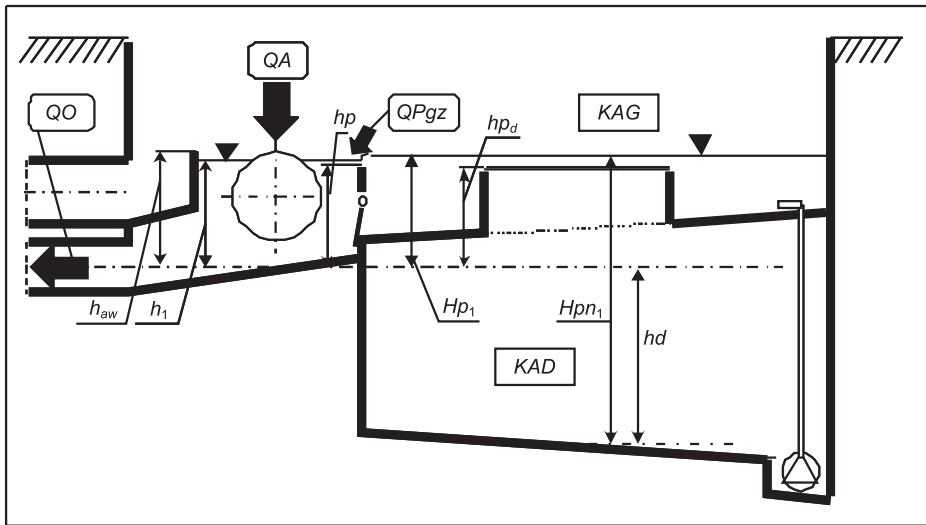
FAZA 1. (rys. 2.)

- Opróżnianie komory przepływowej zbiornika *KP*
- Opróżnianie grawitacyjnej komory akumulacyjnej *KAG* przez przelew międzykomorowy działający hydraulicznie jako przelew zatopiony

Brzegowe warunki hydrauliczne w zakresie napełnień i przepływów:

$$h > hp, h \leq h_{aw}, Hpn - hd = Hp, Hp > h, Hp > hp$$

$$QPgz > 0, QPw = 0, QPd = 0, QK = 0, QA < QO$$



Rys. 2. Warunki hydrauliczne w zbiorniku retencyjnym typu *GPD* w 1. fazie jego opróżniania

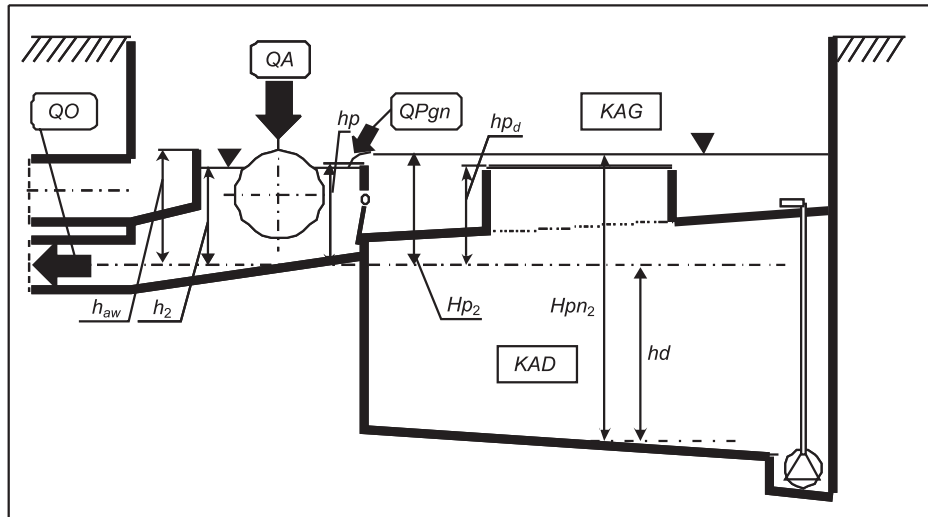
FAZA 2. (rys. 3.)

- Opróżnianie komory przepływowej zbiornika *KP*
- Opróżnianie grawitacyjnej komory akumulacyjnej *KAG* przez przelew międzykomorowy działający hydraulicznie jako przelew niezatopiony

Brzegowe warunki hydrauliczne w zakresie napełnień i przepływów:

$$h \leq hp, h \leq h_{aw}, Hpn - hd = Hp, Hp > h, Hp > hp$$

$$QPgn \geq 0, QPw = 0, QPd = 0, QK = 0, QA < QO$$

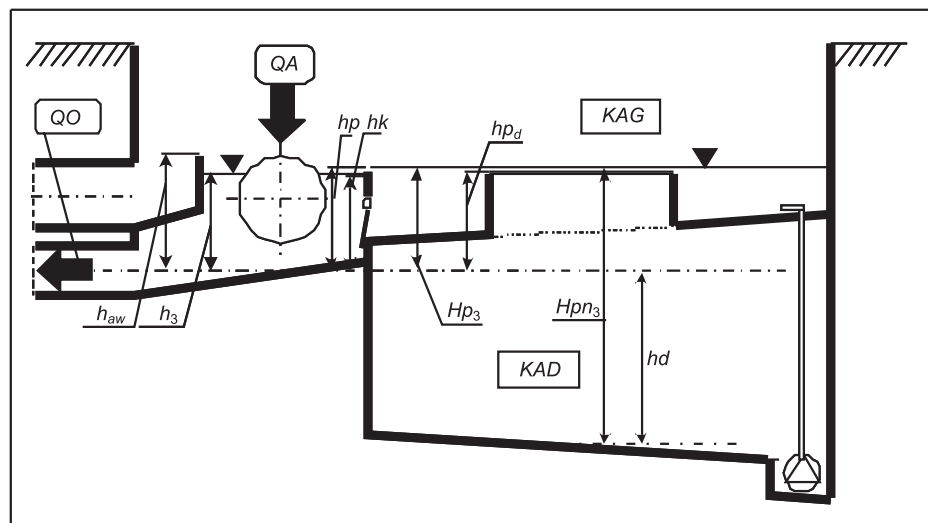
Rys. 3. Warunki hydrauliczne w zbiorniku retencyjnym typu *GPD* w 2. fazie jego opróżnianiaFAZA 3. (rys. 4.)

- Opróżnianie komory przepływowej zbiornika *KP*

Brzegowe warunki hydrauliczne w zakresie napełnień i przepływów:

$$h < hp, h \leq h_{aw}, Hpn - hd = Hp = \text{const.}, Hp > h, Hp = hp, h \geq hk$$

$$QPg = 0, QPw = 0, QPd = 0, QK = 0, QA < QO$$

Rys. 4. Warunki hydrauliczne w zbiorniku retencyjnym typu *GPD* w 3. fazie jego opróżniania

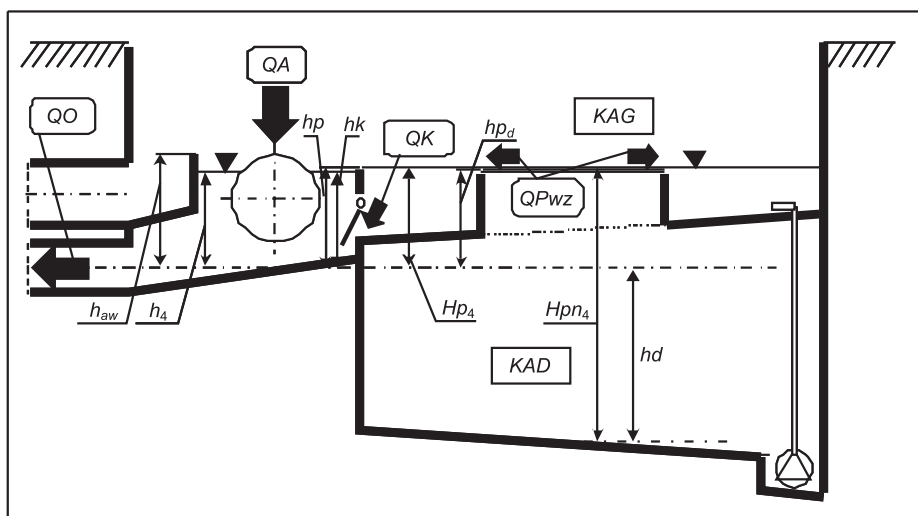
FAZA 4. (rys. 5.)

- Opróżnianie komory przepływowej zbiornika *KP*
- Opróżnianie grawitacyjnej komory akumulacyjnej *KAG* przez otwór zwrotnego zaworu klapowego
- Opróżnianie dolnej komory pompowej *KAD* przez przelew wewnętrzny działający hydraulicznie jako przelew zatopiony

Brzegowe warunki hydrauliczne w zakresie napełnień i przepływów:

$$h < h_p, h \leq h_{aw}, H_{pn} - h_d > H_p, H_p > h, H_p < h_p, h \leq h_k$$

$$Q_{Pg} = 0, Q_{Pwz} > 0, Q_{Pd} = 0, Q_K > 0, Q_A < Q_O$$



Rys. 5. Warunki hydrauliczne w zbiorniku retencyjnym typu *GPD* w 4. fazie jego opróżniania

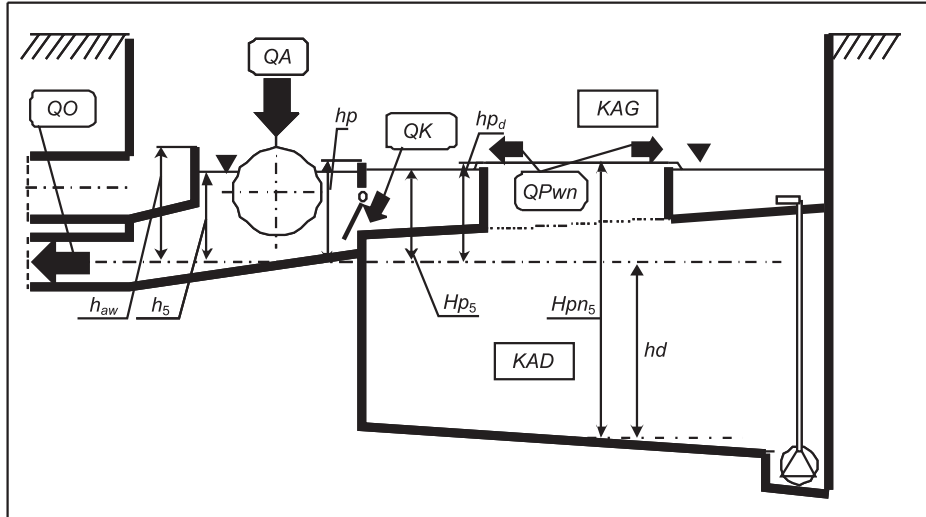
FAZA 5. (rys. 6.)

- Opróżnianie komory przepływowej zbiornika *KP*
- Opróżnianie grawitacyjnej komory akumulacyjnej *KAG* przez otwór zwrotnego zaworu klapowego
- Opróżnianie dolnej komory pompowej *KAD* przez przelew wewnętrzny działający hydraulicznie jako przelew niezatopiony

Brzegowe warunki hydrauliczne w zakresie napełnień i przepływów:

$$h < h_p, h \leq h_{aw}, H_{pn} - h_d > H_p, H_p > h, H_p < h_p, h \leq h_k$$

$$Q_{Pg} = 0, Q_{Pwn} > 0, Q_{Pd} = 0, Q_K > 0, Q_A < Q_O$$



Rys. 6. Warunki hydrauliczne w zbiorniku retencyjnym typu GPD w 5. fazie jego opróżniania

FAZA 6. (rys. 7.)

- Opróżnianie komory przepływowej zbiornika KP
- Opróżnianie grawitacyjnej komory akumulacyjnej KAG przez otwór zwrotnego zaworu klapowego
- Opróżnianie dolnej komory pompowej przez układ pompowy

Brzegowe warunki hydrauliczne w zakresie napełnień i przepływów:

$$h < hp, h \leq h_{aw}, Hpn - hd \leq Hp, Hp > h, Hp < hp, h < hk, Hp \leq ho$$

$$QPg = 0, QPwn = 0, QPd > 0, QK > 0, QA < QO$$

FAZA 7. (rys. 8.)

- Opróżnianie komory przepływowej zbiornika KP
- Opróżnianie grawitacyjnej komory akumulacyjnej KAG przez otwór zwrotnego zaworu klapowego

Brzegowe warunki hydrauliczne w zakresie napełnień i przepływów:

$$h < hp, h \leq h_{aw}, Hpn = 0, Hp > h, Hp < hp, h < hk$$

$$QPg = 0, QPwn = 0, QPd = 0, QK > 0, QA < QO$$

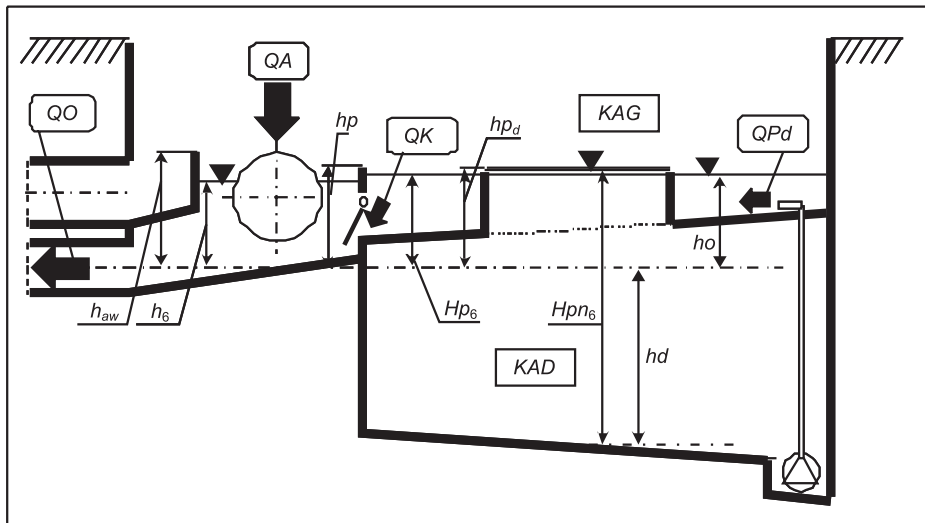
FAZA 8. (rys. 9.)

- Opróżnianie komory przepływowej zbiornika KP

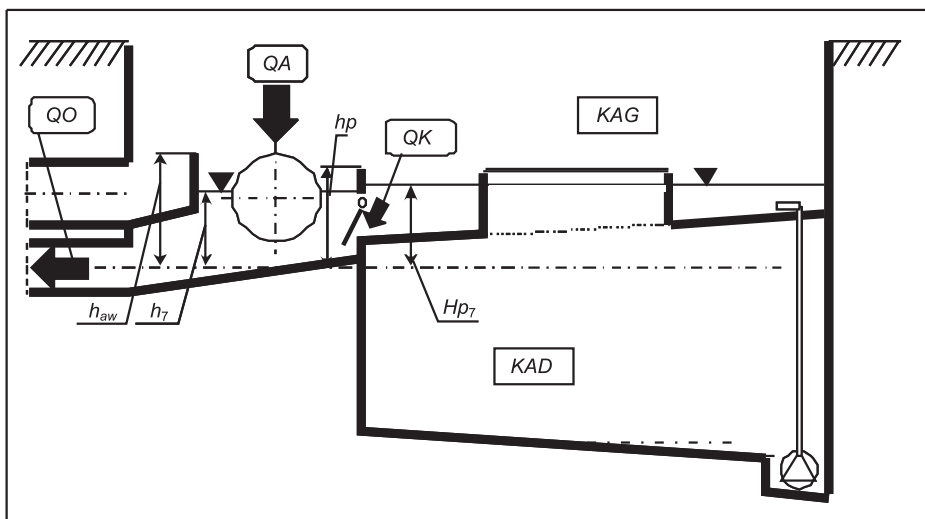
Brzegowe warunki hydrauliczne w zakresie napełnień i przepływów:

$$h < hp, h \leq h_{aw}, Hpn = 0, Hp = 0$$

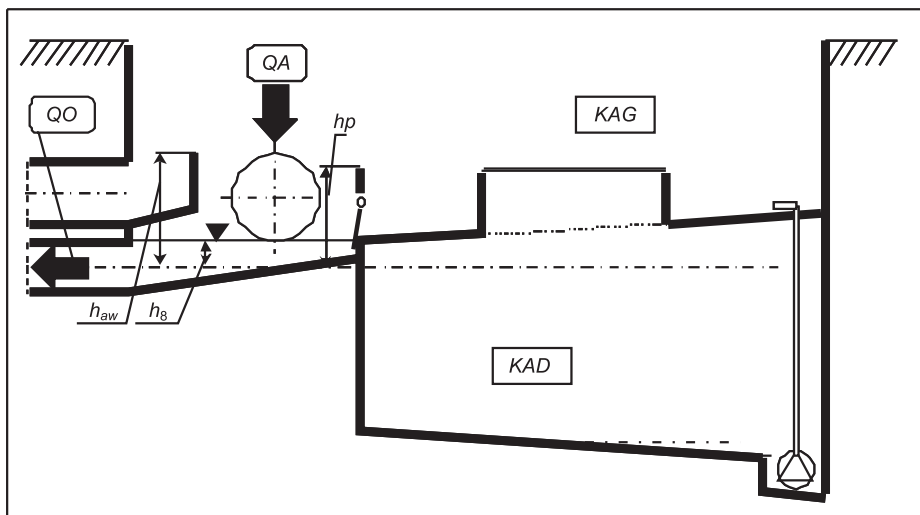
$$QPg = 0, QPwn = 0, QPd = 0, QK = 0, QA < QO$$



Rys. 7. Warunki hydrauliczne w zbiorniku retencyjnym typu *GPD* w 6. fazie jego opróżniania



Rys. 8. Warunki hydrauliczne w zbiorniku retencyjnym typu *GPD* w 7. fazie jego opróżniania

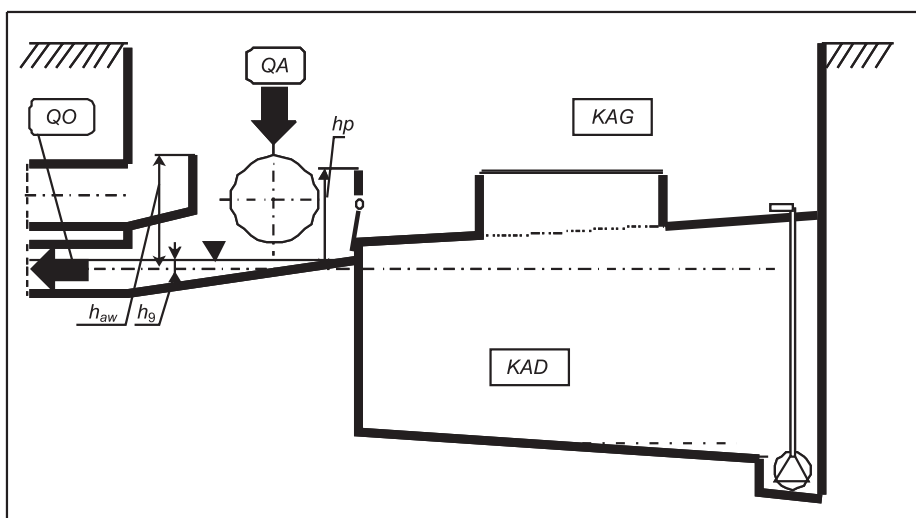
Rys. 9. Warunki hydrauliczne w zbiorniku retencyjnym typu *GPD* w 8. fazie jego opróżnianiaFAZA 9. (rys. 10.)

- Komora przepływowa funkcjonuje jako kanał tranzytowy łączący kanał dopływowy zbiornika z kanałem odpływowym

Brzegowe warunki hydrauliczne w zakresie napełnień i przepływów:

$$h < h_p, h \leq h_{aw}, h = \text{const.}, H_p = 0, H_{pn} = 0$$

$$Q_{Pg} = 0, Q_{Pwn} = 0, Q_{Pd} = 0, Q_K = 0, Q_A < Q_O$$

Rys. 10. Warunki hydrauliczne w zbiorniku retencyjnym typu *GPD* w 9. fazie jego opróżniania

5. Podsumowanie

W artykule przedstawiono pierwszy z trzech wariantów opróżniania zbiornika retencyjnego typu *GPD*, wyposażonego w dolną pompową komorę akumulacyjną *KAD*. Kolejne warianty opróżniania zbiornika charakteryzują się odmienną kolejnością opróżniania komór zbiornika oraz specyficznym dla siebie przebiegiem funkcji odpływu ścieków ze zbiornika. Przedstawiony wariant opróżniania charakteryzuje się wyrównanym hydrogramem odpływu ścieków ze zbiornika retencyjnego.

Oznaczenia

- h – napęnienie ściekami w komorze przepływowej *KP* odniesione do poziomu osi kanału odpływowego [m],
- hp – wzniesienie korony przelewu między komorą przepływową *KP* i grawitacyjną komorą akumulacyjną *KAG* odniesione do poziomu osi kanału odpływowego [m],
- Hp – napęnienie ściekami w grawitacyjnej komorze akumulacyjnej *KAG* odniesione do poziomu osi kanału odpływowego [m],
- hp_d – wzniesienie korony przelewu między grawitacyjną komorą akumulacyjną *KAG* i dolną pompową komorą akumulacyjną *KAD* odniesione do poziomu osi kanału odpływowego [m],
- Hp_w – napęnienie ściekami w komorze przepływowej *KP* odniesione do poziomu osi kanału odpływowego [m],
- h_{aw} – wzniesienie korony przelewu awaryjnego odniesione do poziomu osi kanału odpływowego [m],
- hd – średnia głębokość dolnej komory akumulacyjnej *KAD* liczona od dna tej komory do poziomu osi kanału odpływowego [m],
- Hp_n – średnie napęnienie ściekami w dolnej komorze akumulacyjnej *KAD* odniesione do dna tej komory [m],
- h_k – maksymalne napęnienie ściekami w komorze przepływowej *KP*, przy którym zostaje wychylona kłapa zwrotnego zaworu kłapowego, odniesione do poziomu osi kanału odpływowego [m],
- h_o – napęnienie ściekami w grawitacyjnej komorze akumulacyjnej *KAG*, przy którym rozpoczyna się działanie układu pompowego opróżniania dolnej komory akumulacyjnej *KAD*, odniesione do poziomu osi kanału odpływowego [m],
- QP_g – natężenie przepływu ścieków przez przelew pomiędzy komorą przepływową *KP* oraz grawitacyjną komorą akumulacyjną *KAG* [m^3/s],
- QP_{gn} – natężenie przepływu ścieków przez przelew pomiędzy komorą przepływową *KP* oraz grawitacyjną komorą akumulacyjną *KAG* działający hydraulicznie jako przelew niezatopiony [m^3/s],
- QP_{gz} – natężenie przepływu ścieków przez przelew pomiędzy komorą przepływową *KP* oraz grawitacyjną komorą akumulacyjną *KAG* działający hydraulicznie jako przelew zatopiony [m^3/s],

- QP_w – natężenie przepływu ścieków przez przelew pomiędzy dolną pompową komorą akumulacyjną KAD oraz grawitacyjną komorą akumulacyjną KAG [m^3/s],
- QP_{wn} – natężenie przepływu ścieków przez przelew pomiędzy dolną pompową komorą akumulacyjną KAD oraz grawitacyjną komorą akumulacyjną KAG działający hydraulicznie jako przelew niezatopiony [m^3/s],
- QP_{wz} – natężenie przepływu ścieków przez przelew pomiędzy dolną pompową komorą akumulacyjną KAD oraz grawitacyjną komorą akumulacyjną KAG działający hydraulicznie jako przelew zatopiony [m^3/s],
- QP_d – wydajność układu pompowego opróżniania dolnej pompowej komory akumulacyjnej KAD [m^3/s],
- QK – natężenie przepływu ścieków przez otwór zwrotnego zaworu klapowego zlokalizowanego w przegrodzie rozgraniczającej komorę przepływową KP oraz grawitacyjną komorą akumulacyjną KAG [m^3/s],
- QA – natężenie dopływu ścieków do zbiornika retencyjnego [m^3/s],
- QO – natężenie odpływu ścieków ze zbiornika retencyjnego [m^3/s].

Literatura

1. Dziopak J.: *Multi-chamber storage reservoirs in the sewerage system*. Wydawn. Politechniki Częstochowskiej, Częstochowa 1997.
2. Tabernacki J.: *Deszczowe zbiorniki retencyjne w kanalizacji. Nowa technika w inżynierii sanitarnej*. Wodociągi i Kanalizacja, nr 11, 1980.
3. Kalinowski M.: *Wpływ kanalizacyjnego zbiornika retencyjnego i przelewów burzowych na charakterystykę ścieków opadowych*. Instytut Gospodarki Przestrzennej i Komunalnej, Warszawa 1987.
4. Dziopak J.: *Modelowanie wielokomorowych zbiorników retencyjnych w kanalizacji*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2004.
5. Słyś D.: *Grawitacyjno-pompowe zbiorniki retencyjne w kanalizacji*. Ekotechnika, nr 2, 2005.
6. Słyś D.: *Free – flow – and pressure rainwater tanks for hydraulic emptying of sewerage systems*. Rinok Instalacji, nr 3, 2005.
7. Słyś D., Dziopak J.: *Charakterystyka hydrauliczna i przydatność rozwiązań technicznych zbiorników grawitacyjno-pompowych*. Mat. konf. IX Międzynarodowej Konferencji Naukowo-Technicznej „Infrastruktura podziemna miast”, Wydawn. Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 2005.
8. Dziopak J., Słyś D.: *Charakterystyka modelu hydraulicznego zbiornika grawitacyjno-pompowego z dolną komorą akumulacyjną podczas procesu napełniania*. Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, nr 204, Budownictwo i Inżynieria Środowiska, z. 35, Rzeszów 2003.
9. Dziopak J., Słyś D.: *Zawory klapowe typu Contract w wielokomorowych zbiornikach retencyjnych*. Mat. konf. XII Konferencji Naukowo-Technicznej „Problemy gospodarki wodno-ściekowej w regionach rolniczo-przemysłowych”, Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej, nr 16, t. II, Białystok 2003.

HYDRAULIC MODEL OF STORAGE RESERVOIR OF *GPD* TYPE IN PHASES OF 1st VARIANT OF EMPTYING

S u m m a r y

Storage reservoirs are commonly used objects modern sewage piping systems. Their task is to retain for some periods any excessive wastewaters in the course of their flow through sewage piping network, prior to reaching wastewater treatment plant or other wastewater receiving facility. The paper presents a hydraulic model of gravitation–pump tank of *GPD* type in the 1st variant of its emptying process.

Złożono w Oficynie Wydawniczej w lutym 2006 r.

Daniel SŁYŚ
Politechnika Rzeszowska

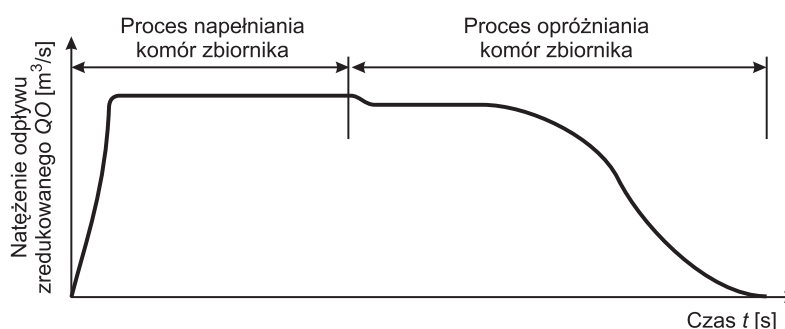
MODEL HYDRAULICZNY ZBIORNIKA TYPU *GPD* W FAZACH II WARIANTU OPRÓŻNIANIA

W publikacji przedstawiono drugi z wariantów opróżniania komór grawitacyjno-pompowego zbiornika retencyjnego typu *GPD*. Pokazano model hydrauliczny zbiornika w charakterystycznych fazach opróżniania, wraz z brzegowymi warunkami hydraulicznymi w zakresie napełnień i przepływów, określającymi poszczególne etapy jego działania.

1. Wstęp

Publikacja stanowi kontynuację artykułu zamieszczonego w Zeszytach Naukowych Politechniki Rzeszowskiej nr 204, w którym przedstawiono model hydrauliczny zbiornika grawitacyjno-pompowego z dolną komorą akumulacyjną typu *GPD* w fazach jego napełniania [1].

Zbiornik retencyjny typu *GPD* posiada trzy warianty opróżniania, które charakteryzuje odmienny przebieg procesów hydraulicznych determinowany inną kolejnością opróżniania poszczególnych komór zbiornika. Bezpośrednim tego następstwem jest różny przebieg funkcji odpływu ścieków ze zbiornika retencyjnego. Na rysunku 1. przedstawiono charakterystyczny hydrogram odpływu ścieków dla tego wariantu opróżniania zbiornika. Przyjęcie określonego sposobu opróżniania powinno uwzględniać szereg warunków, wśród których



Rys. 1. Charakterystyczny hydrogram odpływu ścieków ze zbiornika retencyjnego typu *GPD* dla II wariantu jego opróżniania

jednym z najistotniejszych jest czas opróżniania zbiornika retencyjnego i jego gotowość do przyjęcia kolejnych fal spływów kulminacyjnych. Dzięki odprowadzaniu ścieków akumulowanych w komorze akumulacyjnej *KAD* w trakcie procesu jej opróżniania bezpośrednio do komory przepływowej *KP*, wariant ten charakteryzuje się maksymalnym wykorzystaniem przepustowości hydraulicznej kanału odpływowego zbiornika i skróceniem czasu trwania procesu jego opróżniania.

2. Model działania zbiornika typu *GPD* w II wariacie opróżniania

Proces opróżniania zbiornika retencyjnego rozpoczyna się w chwili zrównania się natężenia dopływu ścieków *QA* oraz natężenia odpływu zredukowanego ze zbiornika *QO*. Zmniejszony dopływ ścieków powoduje obniżenie jego zwierciadła w komorze przepływowej *KP* i przepływ do niej ścieków przez przelew międzykomorowy z grawitacyjnej komory akumulacyjnej *KAG*. Przelew ten w początkowym okresie funkcjonuje hydraulicznie jako zatopiony (*FAZA 1.*), a następnie jako niezatopiony (*FAZA 2.*), aż do chwili obniżenia się napełnienia ściekami w komorze akumulacyjnej *KAG* do poziomu korony przelewu międzykomorowego. W dalszym okresie opróżniana jest komora przepływowa *KP* (*FAZA 3.*), a po osiągnięciu poziomu włączenia układu pompowego rozpoczyna się proces opróżniania dolnej komory akumulacyjnej *KAD*. Równocześnie położenie krawędzi wewnętrznego przelewu międzykomorowego determinuje zjawisko przepływu ścieków z grawitacyjnej komory akumulacyjnej *KAG*, przez ten przelew, do dolnej komory akumulacyjnej *KAD*. Przelew działa hydraulicznie jako zatopiony (*FAZA 4.*) oraz niezatopiony (*FAZA 5.*). Po opróżnieniu komory akumulacyjnej *KAD* następuje dalsze obniżanie się napełnienia w komorze przepływowej (*FAZA 6.*), które trwa do czasu otwarcia się kłapy zaworu zwrotnego [2] i rozpoczęcia procesu opróżniania grawitacyjnej komory akumulacyjnej *KAG* (*FAZA 7.*). Po ustaniu odpływu z niej ścieków opróżnia się komora przepływowa zbiornika (*FAZA 8.*), powracając do stanu z okresów pogody bezdeszczowej, w którym pełni ona rolę kanału tranzytowego niepiętrzącego ścieków (*FAZA 9.*).

3. Charakterystyczne fazy działania zbiornika typu *GPD* w II wariacie opróżniania

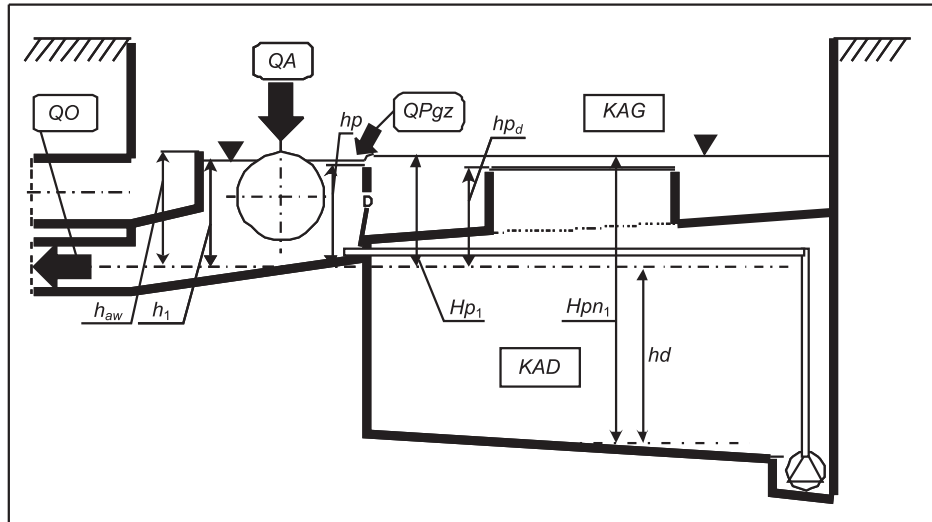
FAZA 1. (rys. 2.)

- Opróżnianie komory przepływowej zbiornika *KP*
- Opróżnianie grawitacyjnej komory akumulacyjnej *KAG* przez przelew międzykomorowy działający hydraulicznie jako przelew zatopiony

Brzegowe warunki hydrauliczne w zakresie napełnień i przepływów:

$$h > hp, h \leq h_{aw}, Hpn - hd = Hp, Hp > h, Hp > hp$$

$$QPgz > 0, QPw = 0, QPd = 0, QK = 0, QA < QO$$



Rys. 2. Warunki hydrauliczne w zbiorniku retencyjnym typu *GPD* w 1. fazie opróżniania

FAZA 2. (rys. 3.)

- Opróżnianie komory przepływowej zbiornika *KP*
- Opróżnianie grawitacyjnej komory akumulacyjnej *KAG* przez przelew międzykomorowy działający hydraulicznie jako przelew niezatopiony

Brzegowe warunki hydrauliczne w zakresie napełnień i przepływów:

$$h \leq hp, h \leq h_{aw}, Hpn - hd = Hp, Hp > h, Hp > hp$$

$$QPgn \geq 0, QPw = 0, QPd = 0, QK = 0, QA < QO$$

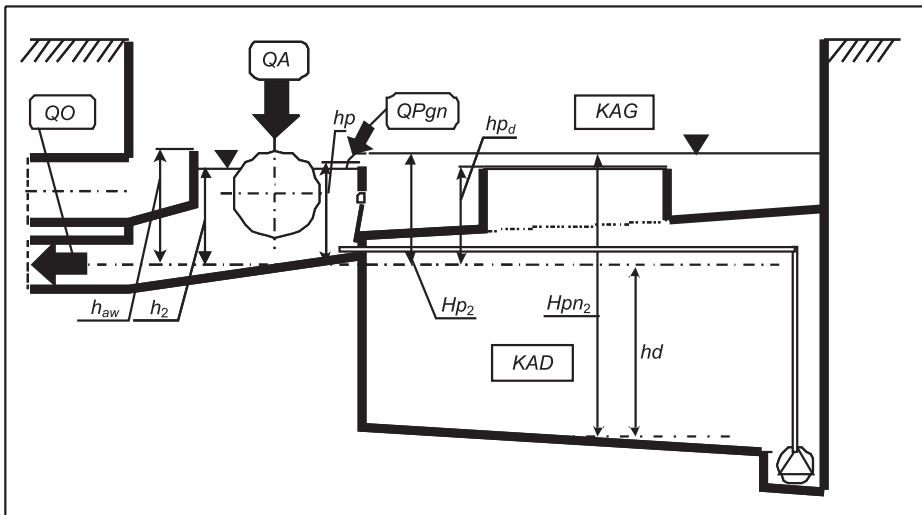
FAZA 3. (rys. 4.)

- Opróżnianie komory przepływowej zbiornika *KP*

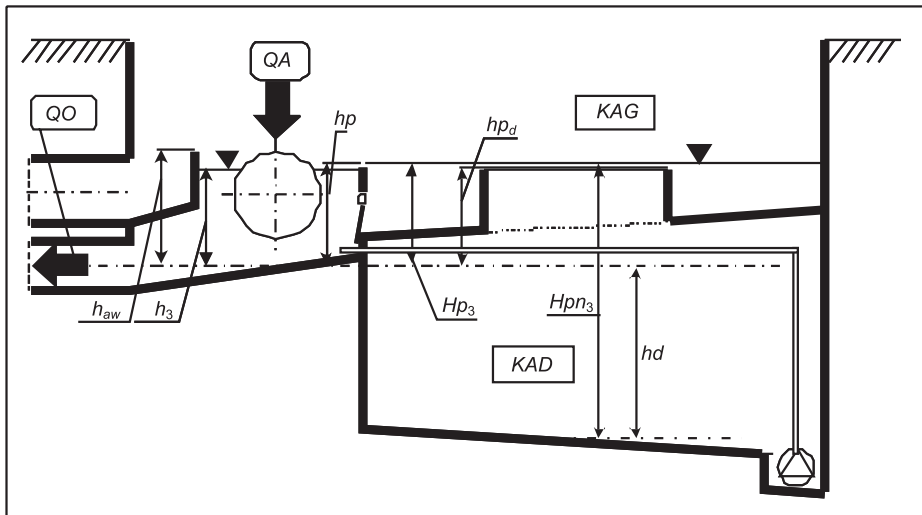
Warunki hydrauliczne w zakresie napełnień i przepływów:

$$h < hp, h \leq h_{aw}, Hpn - hd = Hp = \text{const.}, Hp > h, Hp = hp, h \geq hk$$

$$QPg = 0, QPw = 0, QPd = 0, QK = 0, QA < QO$$



Rys. 3. Warunki hydrauliczne w zbiorniku retencyjnym typu *GPD* w 2. fazie jego opróżniania



Rys. 4. Warunki hydrauliczne w zbiorniku retencyjnym typu *GPD* w 3. fazie jego opróżniania

FAZA 4. (rys. 5.)

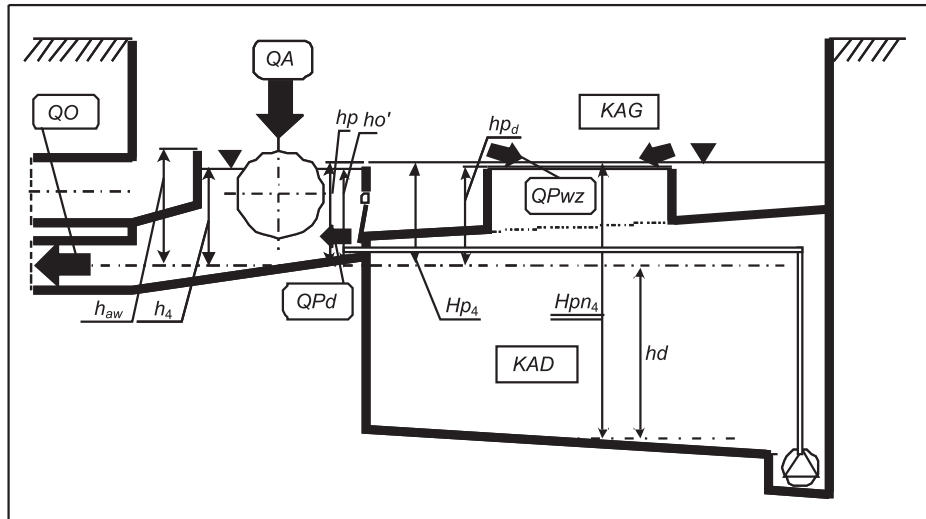
- Opróżnianie komory przepływowej zbiornika *KP*
- Opróżnianie grawitacyjnej komory akumulacyjnej *KAG* przez przelew międzykomorowy wewnętrzny działający hydraulicznie jako przelew zatopiony

- Opróżnianie dolnej pompowej komory akumulacyjnej *KAD* przez układ pompowy

Brzegowe warunki hydrauliczne w zakresie napełnień i przepływów:

$$h < hp, h \leq h_{aw}, Hpn - hd \leq Hp, Hp > h, Hp = hp, h > hk, Hpn - hd > hp_d, h \leq ho'$$

$$QPg = 0, QPwz > 0, QPd > 0, QK = 0, QA < QO$$



Rys. 5. Warunki hydrauliczne w zbiorniku retencyjnym typu *GPD* w 4. fazie jego opróżniania

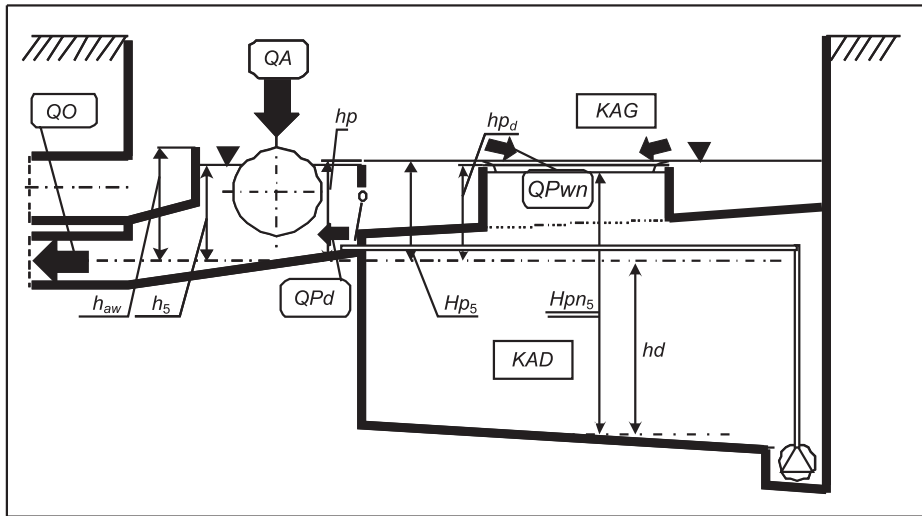
FAZA 5. (rys. 6.)

- Opróżnianie komory przepływowej zbiornika *KP*
- Opróżnianie grawitacyjnej komory akumulacyjnej *KAG* przez przelew międzykomorowy wewnętrzny działający hydraulicznie jako przelew niezatopiony
- Opróżnianie dolnej pompowej komory akumulacyjnej *KAD* przez układ pompowy

Brzegowe warunki hydrauliczne w zakresie napełnień i przepływów:

$$h < hp, h \leq h_{aw}, Hpn - hd \leq Hp, Hp > h, Hp \leq hp, Hp = hp_d, h > hk, Hpn - hd \leq hp_d$$

$$QPg = 0, QPwn > 0, QPd > 0, QK = 0, QA < QO$$



Rys. 6. Warunki hydrauliczne w zbiorniku retencyjnym typu *GPD* w 5. fazie jego opróżniania

FAZA 6. (rys. 7.)

- Opróżnianie komory przepływowej zbiornika *KP*

Brzegowe warunki hydrauliczne w zakresie napęnień i przepływów:

$$h < hp, h \leq h_{aw}, Hp > h, Hp \leq hp, Hp = hp_d, h > hk, Hpn = 0$$

$$QPg = 0, QPw = 0, QPd = 0, QK = 0, QA < QO$$

FAZA 7. (rys. 8.)

- Opróżnianie komory przepływowej zbiornika *KP*
- Opróżnianie grawitacyjnej komory akumulacyjnej *KAG* przez otwór zwrotnego zaworu klapowego

Brzegowe warunki hydrauliczne w zakresie napęnień i przepływów:

$$h < hp, h \leq h_{aw}, Hp > h, Hp \leq hp, Hp < hp_d, h \leq hk, Hpn = 0$$

$$QPg = 0, QPw = 0, QPd = 0, QK > 0, QA < QO$$

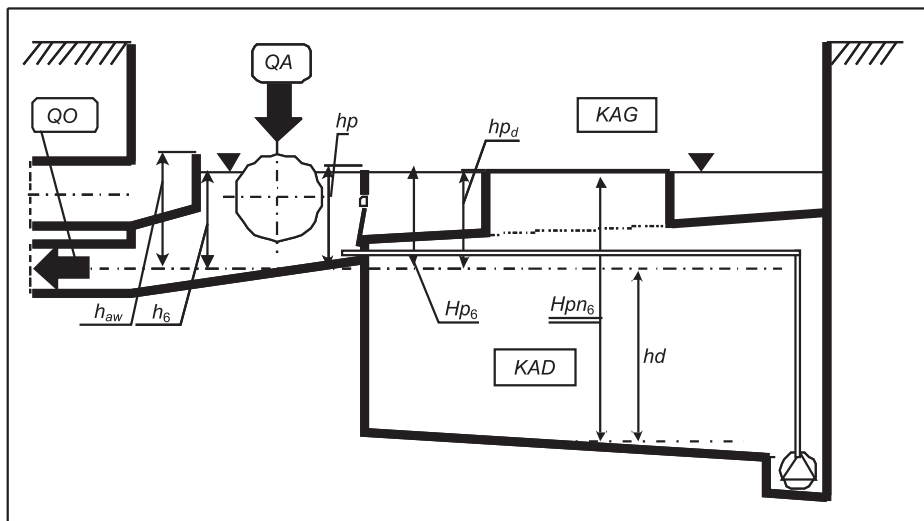
FAZA 8. (rys. 9.)

- Opróżnianie komory przepływowej zbiornika *KP*

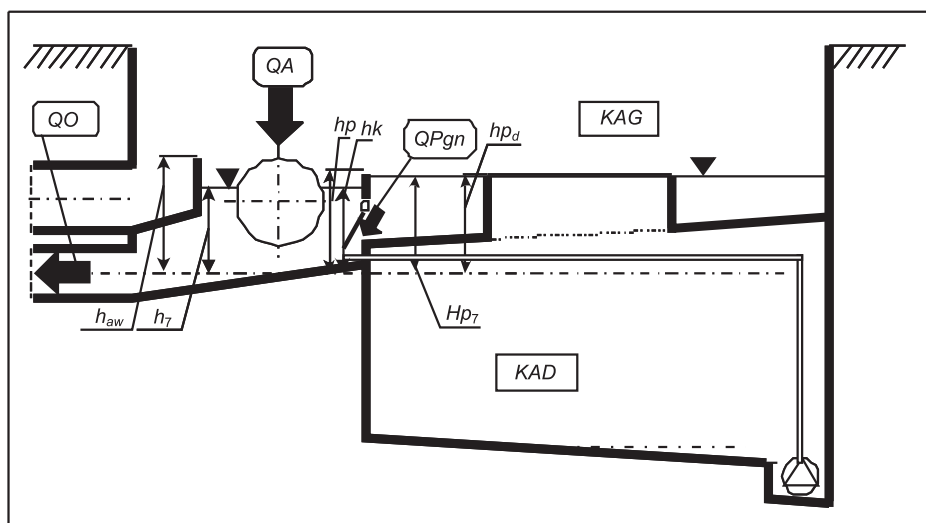
Brzegowe warunki hydrauliczne w zakresie napęnień i przepływów:

$$h < hp, h \leq h_{aw}, Hpn = 0, Hp = 0$$

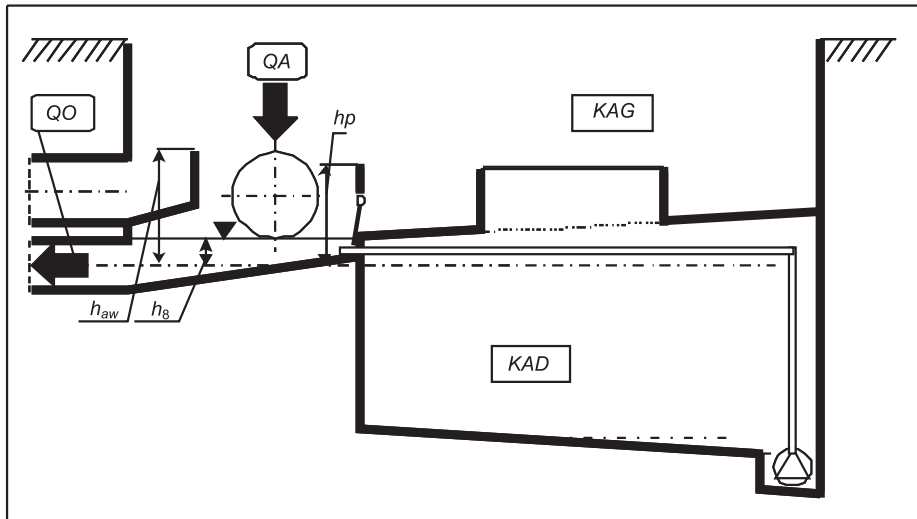
$$QPg = 0, QPwn = 0, QPd = 0, QK = 0, QA < QO$$



Rys. 7. Warunki hydrauliczne w zbiorniku retencyjnym typu *GPD* w 6. fazie jego opróżniania



Rys. 8. Warunki hydrauliczne w zbiorniku retencyjnym typu *GPD* w 7. fazie jego opróżniania



Rys. 9. Warunki hydrauliczne w zbiorniku retencyjnym typu *GPD* w 8. fazie jego opróżniania

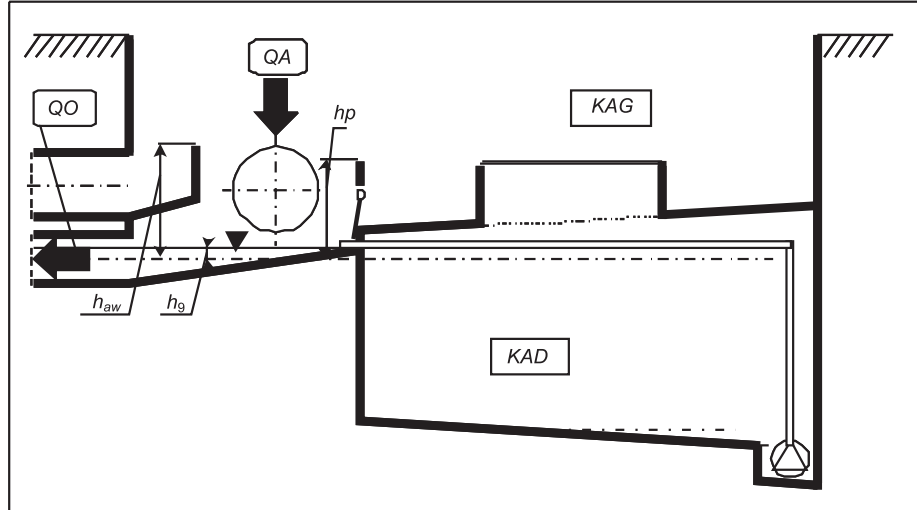
FAZA 9. (rys. 10.)

- Komora przepływowa funkcjonuje jako kanał tranzytowy łączący kanał dopływowy zbiornika z kanałem odpływowym

Brzegowe warunki hydrauliczne w zakresie napełnień i przepływów:

$$h < h_p, h \leq h_{aw}, h = \text{const.}, H_p = 0, H_{pn} = 0$$

$$QP_g = 0, QP_{wn} = 0, QP_d = 0, QK = 0, QA < QO$$



Rys. 10. Warunki hydrauliczne w zbiorniku retencyjnym typu *GPD* w 9. fazie jego opróżniania

4. Podsumowanie

W publikacji przedstawiono drugi wariant opróżniania zbiornika retencyjnego typu *GPD*, który jest wyposażony w komorę pompową zlokalizowaną poniżej grawitacyjnej części zbiornika. W rozwiązaniu tym ścieki z dolnej komory pompowej *KAD* odprowadzane są do komory przepływowej *KP* z pominięciem grawitacyjnej komory akumulacyjnej *KAG*. Taki układ hydrauliczny zbiornika umożliwia maksymalne wykorzystanie przepustowości kanału odpływowego w trakcie realizacji procesu opróżniania komory pompowej *KAD* i skrócenie czasu opróżniania zbiornika, a zatem uzyskanie gotowości do przyjęcia kolejnej fali spływów ścieków deszczowych.

Oznaczenia

- h – napelnienie ściekami w komorze przepływowej *KP* odniesione do poziomu osi kanału odpływowego [m],
- hp – wzniesienie korony przelewu między komorą przepływową *KP* i grawitacyjną komorą akumulacyjną *KAG* odniesione do poziomu osi kanału odpływowego [m],
- Hp – napelnienie ściekami w grawitacyjnej komorze akumulacyjnej *KAG* odniesione do poziomu osi kanału odpływowego [m],
- hp_d – wzniesienie korony przelewu między grawitacyjną komorą akumulacyjną *KAG* i dolną pompową komorą akumulacyjną *KAD* odniesione do poziomu osi kanału odpływowego [m],
- Hp_w – napelnienie ściekami w komorze przepływowej *KP* odniesione do poziomu osi kanału odpływowego [m],
- h_{aw} – wzniesienie korony przelewu awaryjnego odniesione do poziomu osi kanału odpływowego [m],
- hd – średnia głębokość dolnej komory akumulacyjnej *KAD* liczona od dna tej komory do poziomu osi kanału odpływowego [m],
- Hp_n – średnie napelnienie ściekami w dolnej komorze akumulacyjnej *KAD* odniesione do dna tej komory [m],
- hk – maksymalne napelnienie ściekami w komorze przepływowej *KP*, przy którym zostaje wychylona kłapa zwrotnego zaworu kłapowego, odniesione do poziomu osi kanału odpływowego [m],
- ho' – napelnienie ściekami w komorze przepływowej, przy którym rozpoczyna się działanie układu pompowego opróżniania dolnej komory akumulacyjnej *KAD*, odniesione do poziomu osi kanału odpływowego [m],
- QP_g – natężenie przepływu ścieków przez przelew pomiędzy komorą przepływową *KP* oraz grawitacyjną komorą akumulacyjną *KAG* [m^3/s],
- QP_{gn} – natężenie przepływu ścieków przez przelew pomiędzy komorą przepływową *KP* oraz grawitacyjną komorą akumulacyjną *KAG* działający hydraulicznie jako przelew niezatopiony [m^3/s],

- QP_{gz} – natężenie przepływu ścieków przez przelew pomiędzy komorą przepływową KP oraz grawitacyjną komorą akumulacyjną KAG działający hydraulicznie jako przelew zatopiony [m^3/s],
- QP_w – natężenie przepływu ścieków przez przelew pomiędzy dolną pompową komorą akumulacyjną KAD oraz grawitacyjną komorą akumulacyjną KAG [m^3/s],
- QP_{wn} – natężenie przepływu ścieków przez przelew pomiędzy dolną pompową komorą akumulacyjną KAD oraz grawitacyjną komorą akumulacyjną KAG działający hydraulicznie jako przelew niezatopiony [m^3/s],
- QP_{wz} – natężenie przepływu ścieków przez przelew pomiędzy dolną pompową komorą akumulacyjną KAD oraz grawitacyjną komorą akumulacyjną KAG działający hydraulicznie jako przelew zatopiony [m^3/s],
- QP_d – wydajność układu pompowego opróżniania dolnej pompowej komory akumulacyjnej KAD [m^3/s],
- QK – natężenie przepływu ścieków przez otwór zwrotnego zaworu klapowego zlokalizowanego w przegrodzie rozgraniczającej komorę przepływową KP oraz grawitacyjną komorę akumulacyjną KAG [m^3/s],
- QA – natężenie dopływu ścieków do zbiornika retencyjnego [m^3/s],
- QO – natężenie odpływu ścieków ze zbiornika retencyjnego [m^3/s].

Literatura

1. Dziopak J., Słyś D.: *Charakterystyka modelu hydraulicznego zbiornika grawitacyjno-pompowego z dolną komorą akumulacyjną podczas procesu napelniania*. Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, nr 204, Budownictwo i Inżynieria Środowiska, z. 35, Rzeszów 2003.
2. Dziopak J., Słyś D.: *Zawory klapowe typu Contract w wielokomorowych zbiornikach retencyjnych*. Mat. konf. XII Konferencji Naukowo-Technicznej „Problemy gospodarki wodno-ściekowej w regionach rolniczo-przemysłowych”, Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej, nr 16, t. II, Białystok 2003.

HYDRAULIC MODEL OF STORAGE RESERVOIR OF GPD TYPE IN PHASES OF 2nd VARIANT OF EMPTYING

Summary

The paper presents the second variant of emptying the chambers of gravitation–pump storage reservoir of GPD type. The hydraulic model of the tank is shown in characteristic phases of its emptying process, including the boundary hydraulic conditions for filling and flows that define individual stages of its operation.

Złożono w Oficynie Wydawniczej w lutym 2006 r.

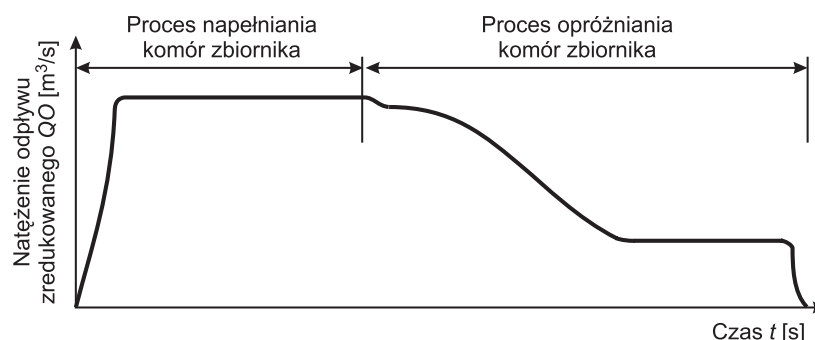
Daniel SŁYŚ
Politechnika Rzeszowska

MODEL HYDRAULICZNY ZBIORNIKA TYPU *GPD* W FAZACH III WARIANTU OPRÓŻNIANIA

W publikacji przedstawiono trzeci wariant opróżniania komór grawitacyjno-pompowego zbiornika retencyjnego typu *GPD* w charakterystycznych fazach jego działania, które opisano brzegowymi warunkami hydraulicznymi w zakresie napełnień i przepływów, określającymi poszczególne fazy.

1. Wstęp

Zbiornik retencyjny z dolną komorą akumulacyjną typu *GPD* posiada trzy odmienne przebiegi procesu opróżniania, które różnią się kolejnością odprowadzania ścieków z komór akumulacyjnych. Determinuje to inne warunki hydrauliczne w komorze przepływowej zbiornika [1, 2], a w konsekwencji inny przebieg funkcji określającej natężenie odpływu ścieków ze zbiornika $QO = f(h, t)$. Na rysunku 1. pokazano przykładowy hydrogram odpływu ścieków ze zbiornika dla III wariantu jego opróżniania.



Rys. 1. Charakterystyczny hydrogram odpływu ścieków ze zbiornika retencyjnego typu *GPD* dla III wariantu jego opróżniania

Przedstawiony w publikacji przebieg opróżniania zbiornika retencyjnego charakteryzuje się wydłużonym czasem opróżniania dolnej komory akumulacyjnej *KAD* w porównaniu do pozostałych wariantów. Posiada on jednak zasadni-

czą zaletę, polegającą na możliwości równoczesnego opróżniania dolnej komory akumulacyjnej *KAD* i płukania grawitacyjnej komory akumulacyjnej *KAG* tym samym strumieniem ścieków.

Najbardziej uzasadnionym zastosowaniem tego wariantu opróżniania zbiornika jest przypadek, kiedy zbiornik posiada niewielką objętość dolnej komory pompowej *KAD* lub(i) charakteryzuje się wysokim stopniem redukcji przepływu ścieków siecią kanalizacyjną.

2. Model działania zbiornika typu *GPD* w III wariantcie opróżniania

Proces opróżniania zbiornika retencyjnego inicjowany jest z chwilą zmniejszenia się natężenia dopływu ścieków do zbiornika *QA* do wartości mniejszej niż natężenie odpływu zredukowanego *QO*, określone zależnością:

$$QO = 2^{1/2} \cdot \mu \cdot g^{1/2} \cdot f \cdot h(t)^{1/2} \quad (1)$$

gdzie: μ – współczynnik wypływu ścieków przez otwór komory przepływowej do kanału odpływowego [–],
 g – przyspieszenie ziemskie [m/s^2],
 f – powierzchnia otworu wypływowej komory przepływowej [m^2],
 h – napełnienie w komorze przepływowej zbiornika retencyjnego [m].

Współczynnik wypływu ścieków przez otwór komory przepływowej do kanału odpływowej określa zależność:

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{8 \cdot g \cdot c_H^{-2} \cdot d^{-1} + \sum \zeta + 1}} \quad (2)$$

gdzie: c_H – współczynnik do wzoru Chezy'ego [$\text{m}^{1/2} \cdot \text{s}^{-1}$],
 d – średnica otworu wypływowej komory przepływowej [m],
 ζ – współczynnik oporów miejscowych [–].

Jako pierwsza na zmiany natężenia dopływu ścieków do zbiornika reaguje komora przepływowa *KP*. Zmniejszenie się w niej napełnień powoduje przepływ do niej ścieków akumulowanych w komorze *KAG*. Proces ten odbywa się przez przelew międzykomorowy, który funkcjonuje hydraulicznie początkowo jako przelew zatopiony (*FAZA 1.*), a następnie niezatopiony (*FAZA 2.*), do chwili osiągnięcia przez zwierciadło ścieków w komorze akumulacyjnej *KAG* poziomu krawędzi przelewu. W dalszej kolejności opróżniana jest komora przepływowa (*FAZA 3.*), po czym otwarciu ulega zwrotny zawór klapowy [3] i rozpoczyna się faza opróżniania komory akumulacyjnej *KAG* przez otwór zaworu,

przy jednoczesnym odpływie ścieków z komory akumulacyjnej *KAD* przez przelew funkcjonujący jako zatopiony (*FAZA 4.*) i niezatopiony (*FAZA 5.*). Po osiągnięciu przez zwierciadło ścieków w komorze akumulacyjnej *KAD* poziomu przelewu wewnętrznego opróżniana jest wyłącznie komora akumulacyjna *KAG* (*FAZA 6.*). Po jej całkowitym opróżnieniu następuje odpompowywanie ścieków z dolnej komory akumulacyjnej *KAD* do grawitacyjnej komory akumulacyjnej *KAG*. Następnie ścieki odpływają przez otwór wychylonego zaworu klapowego do komory przepływowej zbiornika *KP* (*FAZA 7.*). Po jej całkowitym opróżnieniu odpływają również ścieki z komory akumulacyjnej *KAG* (*FAZA 8.*) i komory przepływowej *KP* (*FAZA 9.*), po czym zbiornik powraca do sposobu działania jak w okresie bezdeszczowym (*FAZA 10.*).

3. Charakterystyczne fazy działania zbiornika typu *GPD* w III wariacie opróżniania

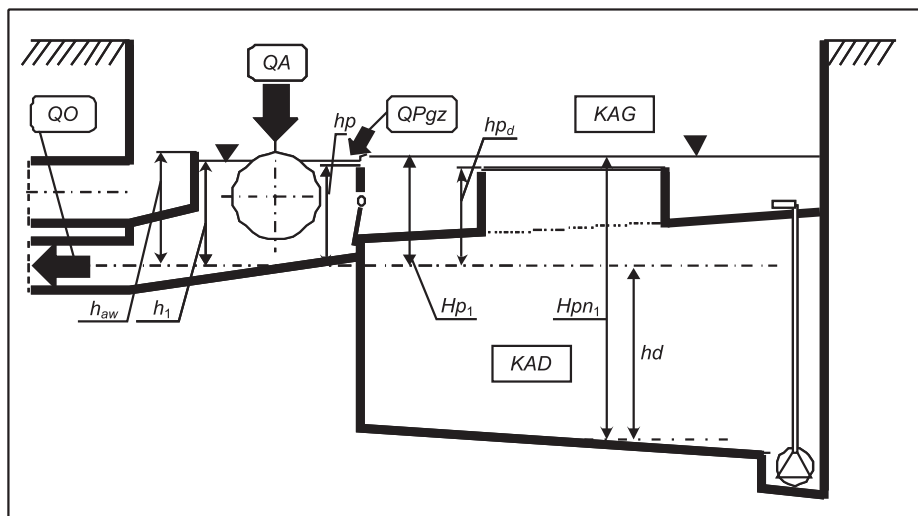
FAZA 1. (rys. 2.)

- Opróżnianie komory przepływowej zbiornika *KP*
- Opróżnianie grawitacyjnej komory akumulacyjnej *KAG* przez przelew międzykomorowy działający hydraulicznie jako przelew zatopiony

Brzegowe warunki hydrauliczne w zakresie napęlnień i przepływów:

$$h > h_p, h \leq h_{aw}, H_{pn} - h_d = H_p, H_p > h, H_p > h_p$$

$$Q_{Pgz} > 0, Q_{Pw} = 0, Q_{Pd} = 0, Q_K = 0, Q_A < Q_O$$



Rys. 2. Warunki hydrauliczne w zbiorniku retencyjnym typu *GPD* w 1. fazie jego opróżniania

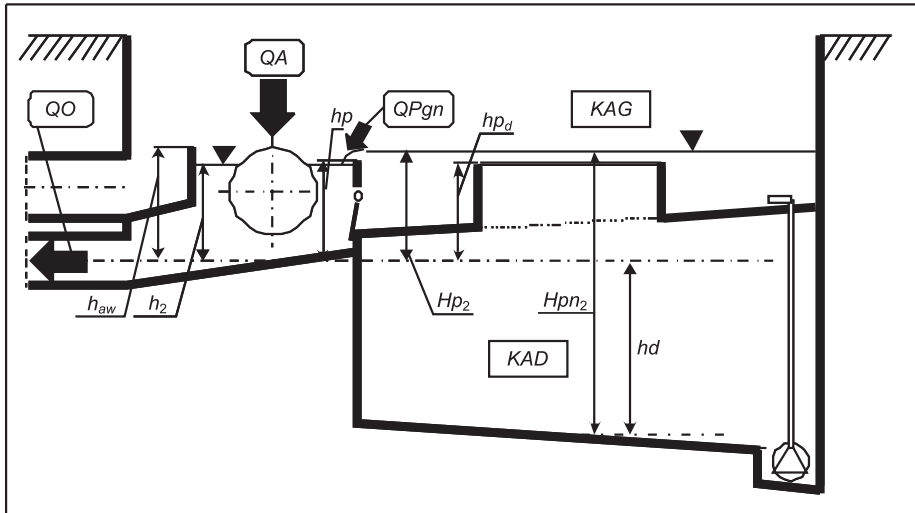
FAZA 2. (rys. 3.)

- Opróżnianie komory przepływowej zbiornika *KP*
- Opróżnianie grawitacyjnej komory akumulacyjnej *KAG* przez przelew międzykomorowy działający hydraulicznie jako przelew niezatopiony

Brzegowe warunki hydrauliczne w zakresie napełnień i przepływów:

$$h \leq h_p, h \leq h_{aw}, H_{pn} - h_d = H_p, H_p > h, H_p > h_p$$

$$Q_{Pgn} \geq 0, Q_{Pw} = 0, Q_{Pd} = 0, Q_K = 0, Q_A < Q_O$$



Rys. 3. Warunki hydrauliczne w zbiorniku retencyjnym typu *GPD* w 2. fazie jego opróżniania

FAZA 3. (rys. 4.)

- Opróżnianie komory przepływowej zbiornika *KP*
- $$h < h_p, h \leq h_{aw}, H_{pn} - h_d = H_p = \text{const.}, H_p > h, H_p = h_p, h \geq h_k$$
- $$Q_{Pg} = 0, Q_{Pw} = 0, Q_{Pd} = 0, Q_K = 0, Q_A < Q_O$$

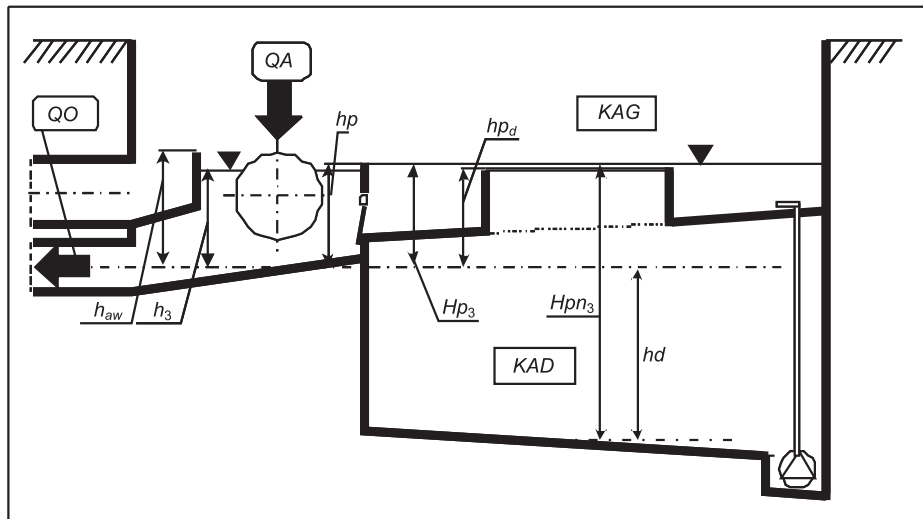
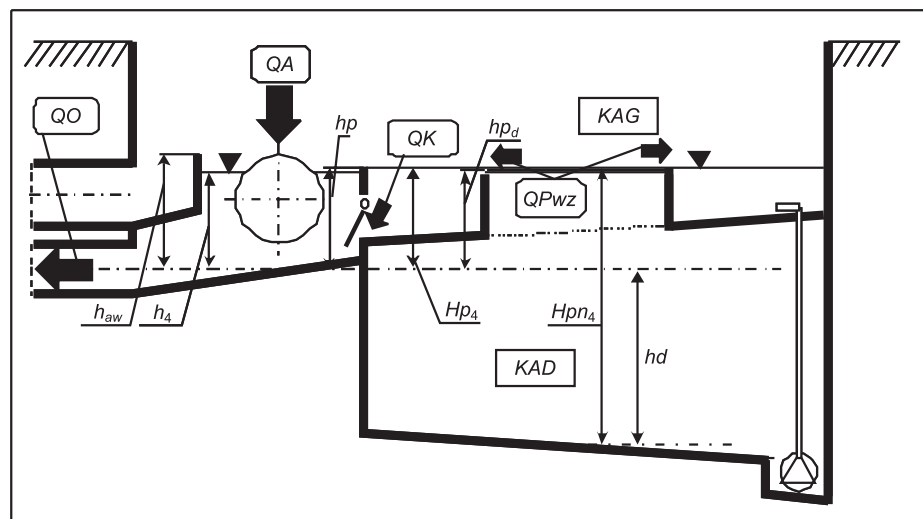
FAZA 4. (rys. 5.)

- Opróżnianie komory przepływowej zbiornika *KP*
- Opróżnianie grawitacyjnej komory akumulacyjnej *KAG* przez otwór zwrotnego zaworu klapowego
- Opróżnianie dolnej komory pompowej *KAD* przez przelew wewnętrzny działający hydraulicznie jako przelew zatopiony

Brzegowe warunki hydrauliczne w zakresie napełnień i przepływów:

$$h < h_p, h \leq h_{aw}, H_{pn} - h_d \geq H_p, H_p > h, h < h_k, H_{pn} - h_d > h_{p_d}, H_p > h_{p_d}$$

$$Q_{Pg} = 0, Q_{Pwz} > 0, Q_{Pd} = 0, Q_K > 0, Q_A < Q_O$$

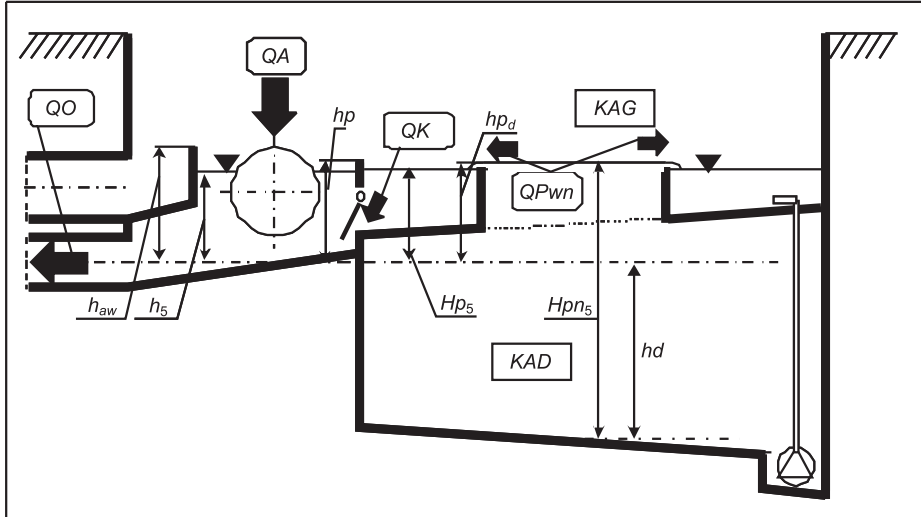
Rys. 4. Warunki hydrauliczne w zbiorniku retencyjnym typu *GPD* w 3. fazie jego opróżnianiaRys. 5. Warunki hydrauliczne w zbiorniku retencyjnym typu *GPD* w 4. fazie jego opróżnianiaFAZA 5. (rys. 6.)

- Opróżnianie komory przepływowej zbiornika *KP*
- Opróżnianie grawitacyjnej komory akumulacyjnej *KAG* przez otwór zwrotnego zaworu klapowego
- Opróżnianie dolnej komory pompowej *KAD* przez przelew wewnętrzny działający hydraulicznie jako przelew niezatopiony

Brzegowe warunki hydrauliczne w zakresie napełnień i przepływów:

$$h < h_p, h \leq h_{aw}, H_{pn} - h_d \geq H_p, H_p > h, h < h_k, H_{pn} - h_d > h_{p_d}, H_p \leq h_{p_d}$$

$$Q_{Pg} = 0, Q_{Pwn} > 0, Q_{Pd} = 0, Q_K > 0, Q_A < Q_O$$



Rys. 6. Warunki hydrauliczne w zbiorniku retencyjnym typu *GPD* w 5. fazie jego opróżniania

FAZA 6. (rys. 7.)

- Opróżnianie komory przepływowej zbiornika *KP*
- Opróżnianie grawitacyjnej komory akumulacyjnej *KAG* przez otwór zwrotnego zaworu klapowego

Brzegowe warunki hydrauliczne w zakresie napełnień i przepływów:

$$h < h_p, h \leq h_{aw}, H_{pn} = 0, H_p > h, h < h_k, H_p \leq h_{p_d}$$

$$Q_{Pg} = 0, Q_{Pw} = 0, Q_{Pd} = 0, Q_K > 0, Q_A < Q_O$$

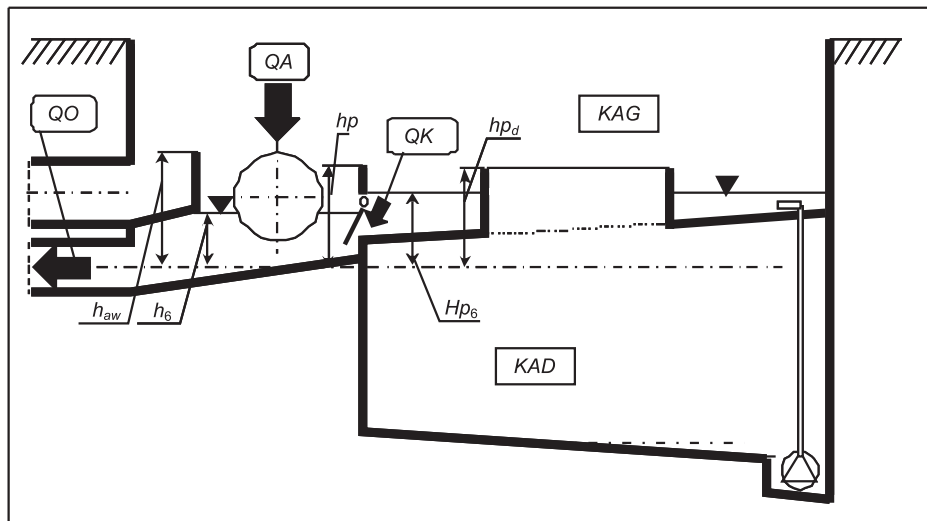
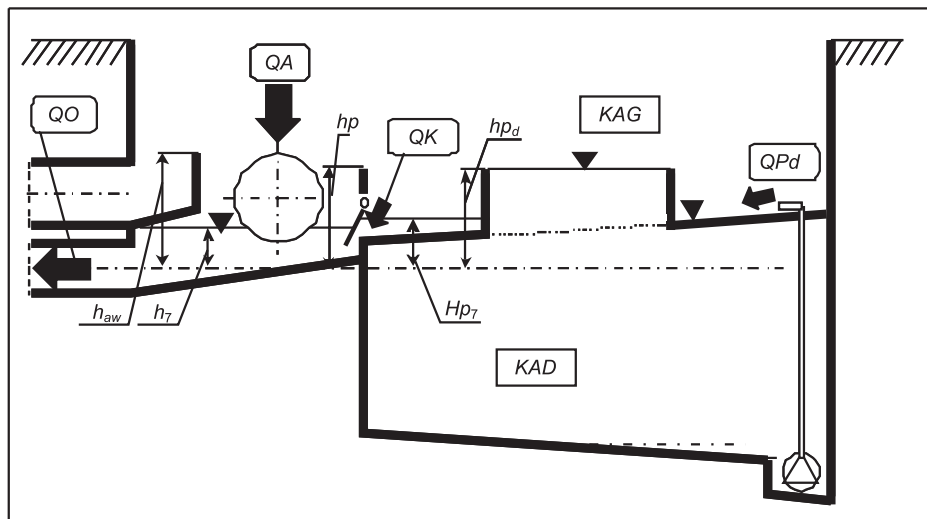
FAZA 7. (rys. 8.)

- Opróżnianie komory przepływowej zbiornika *KP*
- Opróżnianie dolnej komory pompowej *KAD* przez układ pompowy do grawitacyjnej komory akumulacyjnej *KAG*

Brzegowe warunki hydrauliczne w zakresie napełnień i przepływów:

$$h < h_p, h \leq h_{aw}, H_{pn} = 0, H_p > h, h < h_k, H_p \leq h_{p_d}$$

$$Q_{Pg} = 0, Q_{Pw} = 0, Q_{Pd} > 0, Q_K > 0, Q_A < Q_O$$

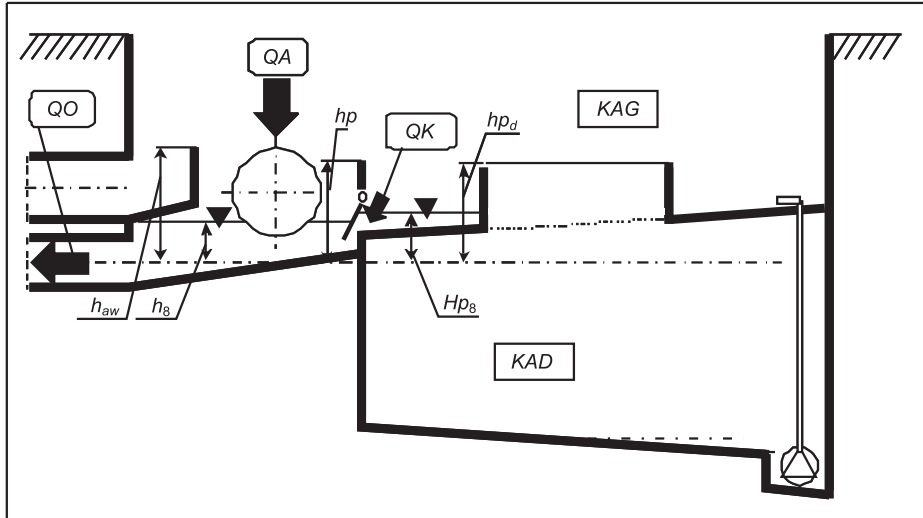
Rys. 7. Warunki hydrauliczne w zbiorniku retencyjnym typu *GPD* w 6. fazie jego opróżnianiaRys. 8. Warunki hydrauliczne w zbiorniku retencyjnym typu *GPD* w 7. fazie jego opróżnianiaFAZA 8. (rys. 9.)

- Opróżnianie komory przepływowej zbiornika *KP*
- Opróżnianie grawitacyjnej komory akumulacyjnej *KAG* przez otwór zwrotnego zaworu klapowego

Brzegowe warunki hydrauliczne w zakresie napęnień i przepływów:

$$h < h_p, h \leq h_{aw}, H_{pn} = 0, H_p > h, h < h_k, H_p \leq h_{p_d}$$

$$Q_{Pg} = 0, Q_{Pw} = 0, Q_{Pd} = 0, Q_K > 0, Q_A < Q_O$$



Rys. 9. Warunki hydrauliczne w zbiorniku retencyjnym typu *GPD* w 8. fazie jego opróżniania

FAZA 9. (rys. 10.)

- Opróżnianie komory przepływowej zbiornika *KP*

Brzegowe warunki hydrauliczne w zakresie napęnień i przepływów:

$$h < h_p, h \leq h_{aw}, H_{pn} = 0, H_p = 0$$

$$Q_{Pg} = 0, Q_{Pw} = 0, Q_{Pd} = 0, Q_K = 0, Q_A < Q_O$$

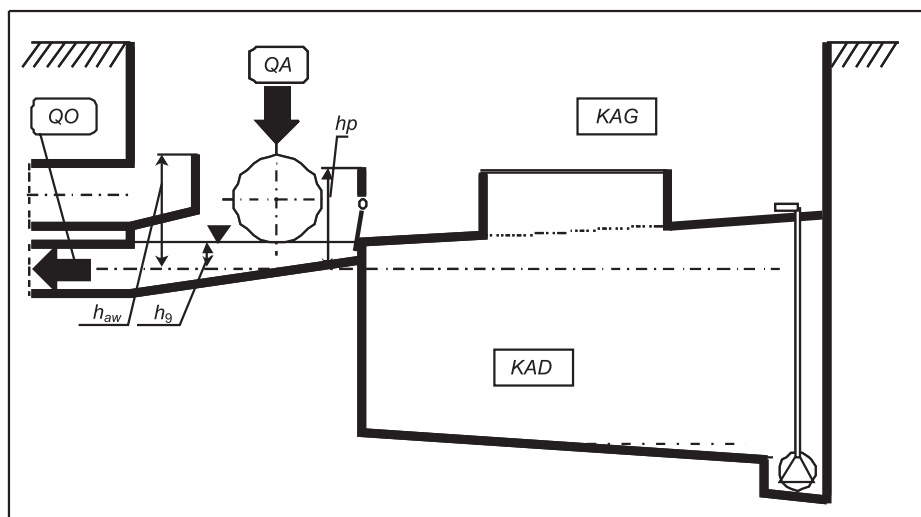
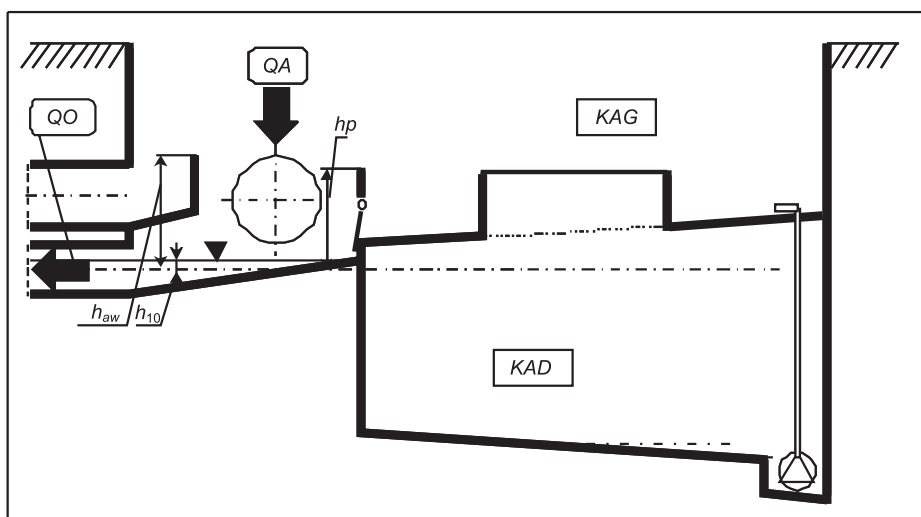
FAZA 10. (rys. 11.)

- Funkcjonowanie komory przepływowej jako kanału tranzytowego łączącego kanał dopływowy zbiornika z kanałem odpływowym

Brzegowe warunki hydrauliczne w zakresie napęnień i przepływów:

$$h < h_p, h \leq h_{aw}, h = \text{const.}, H_{pn} = 0, H_p = 0$$

$$Q_{Pg} = 0, Q_{Pw} = 0, Q_{Pd} = 0, Q_K = 0, Q_A < Q_O$$

Rys. 10. Warunki hydrauliczne w zbiorniku retencyjnym typu *GPD* w 9. fazie jego opróżnianiaRys. 11. Warunki hydrauliczne w zbiorniku retencyjnym typu *GPD* w 10. fazie jego opróżniania

4. Podsumowanie

W publikacji przedstawiono charakterystyczne fazy działania zbiornika retencyjnego typu *GPD* w trzecim wariantie jego opróżniania. Ścieki odprowadzane z komory akumulacyjnej *KAD* w trakcie procesu jej opróżniania transportowane są pompowo do opróżnionej komory grawitacyjnej *KAG* i mogą służyć

do jej oczyszczania. Przebieg procesu opróżniania komór akumulacyjnych zbiornika wpływa decydująco na kształtowanie się napęnień w komorze przepływowej *KP* oraz natężenie odpływu ścieków ze zbiornika *QO*. Cechą charakterystyczną tego wariantu opróżniania są małe napęnienia ściekami komory przepływowej *KP* w trakcie opróżniania dolnej komory akumulacyjnej, a co za tym idzie wydłużony, w stosunku do pozostałych wariantów, czas opróżniania zbiornika. Zakres zastosowań tego wariantu opróżniania należy zawęzić do przypadków zbiorników o znacznej redukcji przepływu ścieków lub(i) zbiorników o niewielkiej objętości komory pompowej w stosunku do całkowitej objętości retencyjnej zbiornika.

Oznaczenia

- h* – napęnienie ściekami w komorze przepływowej *KP* odniesione do poziomu osi kanału odpływowego [m],
- hp* – wzniesienie korony przelewu między komorą przepływową *KP* i grawitacyjną komorą akumulacyjną *KAG* odniesione do poziomu osi kanału odpływowego [m],
- Hp* – napęnienie ściekami w grawitacyjnej komorze akumulacyjnej *KAG* odniesione do poziomu osi kanału odpływowego [m],
- hp_d* – wzniesienie korony przelewu między grawitacyjną komorą akumulacyjną *KAG* i dolną pompową komorą akumulacyjną *KAD* odniesione do poziomu osi kanału odpływowego [m],
- Hp_w* – napęnienie ściekami w komorze przepływowej *KP* odniesione do poziomu osi kanału odpływowego [m],
- h_{aw}* – wzniesienie korony przelewu awaryjnego odniesione do poziomu osi kanału odpływowego [m],
- hd* – średnia głębokość dolnej komory akumulacyjnej *KAD* liczona od dna tej komory do poziomu osi kanału odpływowego [m],
- Hp_n* – średnie napęnienie ściekami w dolnej komorze akumulacyjnej *KAD* odniesione do dna tej komory [m],
- h_k* – maksymalne napęnienie ściekami w komorze przepływowej *KP*, przy którym zostaje wychylona kłapa zwrotnego zaworu kłapowego, odniesione do poziomu osi kanału odpływowego [m],
- ho* – napęnienie ściekami w grawitacyjnej komorze akumulacyjnej *KAG*, przy którym rozpoczyna się działanie układu pompowego opróżniania dolnej komory akumulacyjnej *KAD*, odniesione do poziomu osi kanału odpływowego [m],
- QP_g* – natężenie przepływu ścieków przez przelew pomiędzy komorą przepływową *KP* oraz grawitacyjną komorą akumulacyjną *KAG* [m³/s],
- QP_{gn}* – natężenie przepływu ścieków przez przelew pomiędzy komorą przepływową *KP* oraz grawitacyjną komorą akumulacyjną *KAG* działający hydraulicznie jako przelew niezatopiony [m³/s],

- QP_{gz} – natężenie przepływu ścieków przez przelew pomiędzy komorą przepływową KP oraz grawitacyjną komorą akumulacyjną KAG działający hydraulicznie jako przelew zatopiony [m^3/s],
- QP_w – natężenie przepływu ścieków przez przelew pomiędzy dolną pompową komorą akumulacyjną KAD oraz grawitacyjną komorą akumulacyjną KAG [m^3/s],
- QP_{wn} – natężenie przepływu ścieków przez przelew pomiędzy dolną pompową komorą akumulacyjną KAD oraz grawitacyjną komorą akumulacyjną KAG działający hydraulicznie jako przelew niezatopiony [m^3/s],
- QP_{wz} – natężenie przepływu ścieków przez przelew pomiędzy dolną pompową komorą akumulacyjną KAD oraz grawitacyjną komorą akumulacyjną KAG działający hydraulicznie jako przelew zatopiony [m^3/s],
- QP_d – wydajność układu pompowego opróżniania dolnej pompowej komory akumulacyjnej KAD [m^3/s],
- QK – natężenie przepływu ścieków przez otwór zwrotnego zaworu klapowego zlokalizowanego w przegrodzie rozgraniczającej komorę przepływową KP oraz grawitacyjną komorą akumulacyjną KAG [m^3/s],
- QA – natężenie dopływu ścieków do zbiornika retencyjnego [m^3/s],
- QO – natężenie odpływu ścieków ze zbiornika retencyjnego [m^3/s].

Literatura

1. Słyś D., Dziopak J.: *Numerical simulation of flow-chamber operation in multi-chamber storage reservoirs*. Central European Conference ECOpole'05 „Chemical substances in environment”, Uniwersytet Opolski, Uniwersytet Hradec Kralove, Duszniki Zdrój 2005.
2. Słyś D.: *Wpływ komory przepływowej na funkcjonowanie wielokomorowych zbiorników w systemach kanalizacji grawitacyjnej*. Mat. konf. V Konferencji Naukowo-Technicznej „Nowe technologie w sieciach i instalacjach wodociągowych i kanalizacyjnych”, Wydawn. Politechniki Śląskiej, Gliwice 2004.
3. Dziopak J., Słyś D.: *Zawory klapowe typu Contract w wielokomorowych zbiornikach retencyjnych*. Mat. konf. XII Konferencji Naukowo-Technicznej „Problemy gospodarki wodno-ściekowej w regionach rolniczo-przemysłowych”, Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej, nr 16, t. II, Białystok 2003.

HYDRAULIC MODEL OF STORAGE RESERVOIR OF *GPD* TYPE IN PHASES OF 3rd VARIANT OF EMPTYING

Summary

The paper presents the third variant of emptying the chambers of gravitation-pump storage reservoir of *GPD* type in characteristic phases of its operation, which have been described with the boundary hydraulic conditions for filling and flows that define the individual stages.

Złożono w Oficynie Wydawniczej w lutym 2006 r.

Barbara TCHÓRZEWSKA-CIEŚLAK
Politechnika Rzeszowska

ZASTOSOWANIE METODY MONTE CARLO DO PROGNOZOWANIA AWARII SIECI WODOCIĄGOWYCH

W pracy przedstawiono podstawowe przyczyny awaryjności sieci wodociągowych. Podano definicję wskaźników niezawodności wykorzystywanych w analizie niezawodności. Zaprezentowano wyniki badań sieci wodociągowej w wybranych miastach Podkarpacia. Na podstawie wyników analizy zaprezentowano zastosowanie metody Monte Carlo do prognozowania awarii sieci wodociągowej.

1. Wstęp

Analiza niezawodności funkcjonowania i bezpieczeństwa Systemu Zaopatrzenia w Wodę (SZW) oraz jego elementów od ponad 30 lat jest tematem wielu badań naukowych [1-5]. Jednym z podejmowanych zagadnień jest analiza niezawodności podsystemu dystrybucji wody (PsDyW). Prowadzone są systematyczne badania awaryjności sieci wodociągowej w większości miast Polski. Na podstawie tych badań stwierdzono, że możliwymi przyczynami pierwotnymi powstawania awarii sieci wodociągowej mogą być przykładowo:

- na etapie projektowania – złe rozpoznanie korozyjności gruntu, zła ochrona antykorozyjna przewodów,
- na etapie wykonawstwa – niezgodne z projektem wykonanie lub zaniechanie wykonania ochrony antykorozyjnej (biernej i czynnej), brak badań skuteczności ochrony katodowej rurociągu,
- na etapie eksploatacji – brak monitoringu jakości wody pod kątem jej korozyjności.

Problem ten jest jednak bardzo złożony i każdorazowo wymaga indywidualnego oraz szczegółowego przeanalizowania.

Planując remonty lub modernizację sieci wodociągowych, pracownicy zakładów wodociągowych powinni dokonać klasyfikacji odcinków sieci, tzn. określić, które odcinki sieci wymagają natychmiastowego remontu, a których remont można przesunąć w czasie. Bardzo ważna ze względów bezpieczeństwa dla użytkowników PsDyW jest również możliwość prognozowania (przewidywania) awarii w celu minimalizacji ich ewentualnych skutków. Jedną z metod, którą można wykorzystać do tego celu, jest symulacyjna metoda Monte Carlo

(MC). W pracy zaprezentowano przykład zastosowania metody do analizy awaryjności sieci wodociągowej.

2. Podstawowe wskaźniki w analizie niezawodności PsDyW

Do analizy niezawodności PsDyW stosowane są między innymi scharakteryzowane dalej wskaźniki niezawodności [2, 6]:

Średni czas pracy bezuszkodzeniowej T_p – jest wartością oczekiwaną zmiennej losowej T_p' , określającej czas pracy (zdatności) systemu (lub jego elementów) między dwoma kolejnymi uszkodzeniami [2]. Można go wyznaczyć ze wzoru (1) lub wykorzystać dane eksploatacyjne według wzoru (2):

$$T_p = E(T_p') = \int_0^{\infty} t \cdot f(t) \cdot dt \quad (1)$$

$$T_p = \frac{1}{k+z} \cdot \left(\sum_{i=1}^k t_{pi} + z \cdot t \right) \quad (2)$$

gdzie: $E(T_p')$ – wartość oczekiwana zmiennej losowej T_p' ,

t – czas obserwacji,

t_{pi} – wartość i -tego okresu pracy obiektów uszkodzających się,

k – liczba okresów pracy obiektów uszkodzających się,

z – liczba okresów pracy obiektów nieuszkodzających się,

$f(t)$ – gęstość prawdopodobieństwa zmiennej losowej T_p' .

Średni czas odnowy T_n – jest wartością oczekiwaną zmiennej losowej T_n' , określającej czas odnowy obiektu. Wyznacza się go ze wzoru (3), lub wykorzystując dane eksploatacyjne z zastosowaniem wzoru (4):

$$T_n = E(T_n') = \int_0^{\infty} t \cdot f_o(t) \cdot dt \quad (3)$$

$$T_n = \frac{1}{n_o} \sum_{i=1}^{n_o} t_{ni} \quad (4)$$

gdzie: $E(T_n')$ – wartość oczekiwana zmiennej losowej T_n' ,

$f_o(t)$ – gęstość zmiennej losowej T_o' ,

n_o – liczba napraw w badanym okresie,

t_{ni} – czas trwania i -tej naprawy.

Strumień uszkodzeń nosi nazwę stacjonarnego strumienia Poissona, jeżeli:

- rozkłady czasu pracy i czasu odnowy są wykładnicze,
- strumień uszkodzeń i odnowy jest stacjonarny, co oznacza, że rozkład liczby awarii na osi czasu zależy tylko od długości rozpatrywanego odcinka czasu, a nie zależy od tego, w którym miejscu na osi czasu został on umiejscowiony,
- strumień uszkodzeń i odnowy jest zwyczajny, tj. prawdopodobieństwo, że w bardzo małym odcinku czasu wystąpią równocześnie dwie awarie lub więcej jest zanedbywalnie małe,
- strumień uszkodzeń i odnowy wykazuje brak pamięci, tj. liczba awarii w rozpatrywanym odcinku czasu nie zależy od tego, jak system (element) pracował do tego momentu.

Intensywność uszkodzeń $\lambda(t)$ – określa prawdopodobieństwo uszkodzenia systemu (obiektu, elementu) w przedziale czasu $(t, t + \Delta t)$, przy założeniu, że do rozpatrywanego momentu czasu system (obiekt, element) pracował bezuszkodzeniowo. Można ją wyznaczyć, korzystając ze wzoru (5). Dla strumienia Poissona zachodzi zależność (6):

$$\lambda(t) = \frac{dE(T_p')}{dt} \quad (5)$$

$$\lambda = \frac{1}{T_p} \quad (6)$$

W celu wyznaczenia intensywności uszkodzeń sieci wodociągowej w wybranych miastach Podkarpacia wprowadzono następujące oznaczenia:

Jednostkowa intensywność uszkodzeń λ_j – oblicza się ją, korzystając ze wzoru:

$$\lambda_j = \frac{k_i(t, t + \Delta t)}{l_i \cdot \Delta t} \quad (7)$$

gdzie: λ_j – jednostkowa intensywność uszkodzeń i -tego rodzaju sieci,

$k_i(t, t + \Delta t)$ – liczba wszystkich uszkodzeń w przedziale czasu Δt na danym rodzaju sieci,

l_i – długość sieci danego rodzaju (magistralna, rozdzielcza, przyłącza domowe), w danym przedziale czasu, na której występowały awarie [km],

i – rodzaj sieci,

Δt – przedział czasu (np. 1 rok).

Syntetyczny wskaźnik intensywności uszkodzeń λ_S (dla całej sieci wodociągowej) – można go obliczyć według wzoru:

$$\lambda_S = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} k_i(t, t + \Delta t)}{l \cdot \Delta t} \quad (8)$$

gdzie l – sumaryczna długość sieci wodociągowej [km]:

$$l = \sum_{j=1}^{j=n} l_j \quad (9)$$

Wskaźnik gotowości $K(t)$ – określa prawdopodobieństwo, że system (obiekt, element) spełnia wszystkie przynależne mu funkcje w określonym przedziale czasu. Wraz ze wzrostem długości czasu eksploatacji systemu wartość wskaźnika gotowości $K(t)$ zmierza do granicznej wartości, która nosi nazwę stacjonarnego wskaźnika gotowości K [8]:

$$K = \lim_{t \rightarrow \infty} K(t) = \frac{\mu}{\mu + \lambda} = \frac{T_p}{T_p + T_n} \quad (10)$$

Wskaźnik postoju K_p – określa prawdopodobieństwo, że system (obiekt, element) nie spełnia wszystkich przynależnych mu funkcji w określonym przedziale czasu:

$$K_p = 1 - K \quad (11)$$

Dla stacjonarnego rozkładu Poissona wartość prawdopodobieństwa $P(k, t)$, że w przedziale czasu $(0, t)$ pojawi się k uszkodzeń, można wyznaczyć ze wzoru:

$$P(k, t) = \frac{(n \cdot \lambda \cdot t)^k}{k!} \exp(-n \cdot \lambda \cdot t) \quad (12)$$

3. Badania awaryjności sieci wodociągowej na przykładzie wybranych miast Podkarpacia

Analiza awaryjności miast województwa podkarpackiego prowadzona była od 1995 r., w ramach badań własnych (BW), przez pracowników Zakładu Zopatrzenia w Wodę i Odprowadzania Ścieków Politechniki Rzeszowskiej. Podstawę stanowiły dane eksploatacyjne funkcjonowania sieci wodociągowej wybranych miast Podkarpacia, opracowane na bazie protokołów awarii otrzymanych od przedsiębiorstw gospodarki komunalnej. Badania obejmowały swoim zakresem analizę przyczyn i rodzaju awarii oraz ich liczby w wybranym okresie

(1 rok). Podział sieci przedstawiał się następująco: materiał, wiek oraz rodzaj sieci: magistralna, rozdzielcza, przyłącza domowe. W niniejszej pracy odniesiono się tylko do badań według rodzaju sieci. Wyniki posłużyły do wyznaczenia jednostkowych wskaźników intensywności uszkodzeń, ze wzoru (7), oraz wskaźników syntetycznych, ze wzoru (8). Szczegółowe wyniki przeprowadzonych badań zostały zaprezentowane w pracy [7].

W tabeli 1. przedstawiono wartości jednostkowych i syntetycznych wskaźników intensywności uszkodzeń w wybranych miastach Podkarpacia.

Tabela 1. Zestawienie długości sieci, liczby awarii oraz wskaźników intensywności uszkodzeń w wybranych miastach Podkarpacia

Przemyśl, 2001 r.				
Rodzaj sieci	magistrale	sieć rozdzielcza	przyłącza	razem
Długość sieci l [km]	29,7	141,7	59,6	231
Liczba awarii	47	128	57	232
$\lambda_j \frac{\text{liczba awarii}}{\text{km} \cdot \text{rok}}$ (wzór (7))	1,582	0,903	0,956	-
$\lambda_s \frac{\text{liczba awarii}}{\text{km} \cdot \text{rok}}$ (wzór (8))	1,004			
Sanok, 2001 r.				
Rodzaj sieci	magistrale	sieć rozdzielcza	przyłącza	razem
Długość sieci l [km]	27	76	87	190
Liczba awarii	18	62	103	183
$\lambda_j \frac{\text{liczba awarii}}{\text{km} \cdot \text{rok}}$ (wzór (7))	0,667	0,816	1,184	-
$\lambda_s \frac{\text{liczba awarii}}{\text{km} \cdot \text{rok}}$ (wzór (8))	0,963			
Jarosław, 2001 r.				
Rodzaj sieci	magistrale	sieć rozdzielcza	przyłącza	razem
Długość sieci l [km]	9	95,3	71,6	175,9
Liczba awarii	0	123	49	172
$\lambda_j \frac{\text{liczba awarii}}{\text{km} \cdot \text{rok}}$ (wzór (7))	-	1,291	0,684	-
$\lambda_s \frac{\text{liczba awarii}}{\text{km} \cdot \text{rok}}$ wzór (8)	0,978			
Sandomierz, 2001 r.				
Rodzaj sieci	magistrale	sieć rozdzielcza	przyłącza	razem
Długość sieci l [km]	13	94	70	177
Liczba awarii	2	67	41	110
$\lambda_j \frac{\text{liczba awarii}}{\text{km} \cdot \text{rok}}$ (wzór (7))	0,154	0,713	0,586	-
$\lambda_s \frac{\text{liczba awarii}}{\text{km} \cdot \text{rok}}$ (wzór (8))	0,621			

4. Opis metody Monte Carlo

Do metod Monte Carlo zaliczane jest każde postępowanie mające na celu znalezienie przybliżonego rozwiązania jakiegoś zagadnienia (matematycznego, technicznego lub eksploatacyjnego) [8]. Metoda ta jest stosowana do modelowania procesów złożonych, w celu przewidywania ich wyników (np. procesu powstawania awarii na sieci wodociągowej), a także ewentualnych skutków zdarzeń niepożądanych. Polega ona na oszacowaniu prawdopodobieństwa wystąpienia określonych zdarzeń na podstawie wcześniejszych badań i przyjętych założeń (np. odnośnie do rozkładów prawdopodobieństw). Metodę Monte Carlo można stosować w zasadzie do każdego elementu SZW, jeśli tylko znane są wartości prawdopodobieństw ich zawodności (awaryjności).

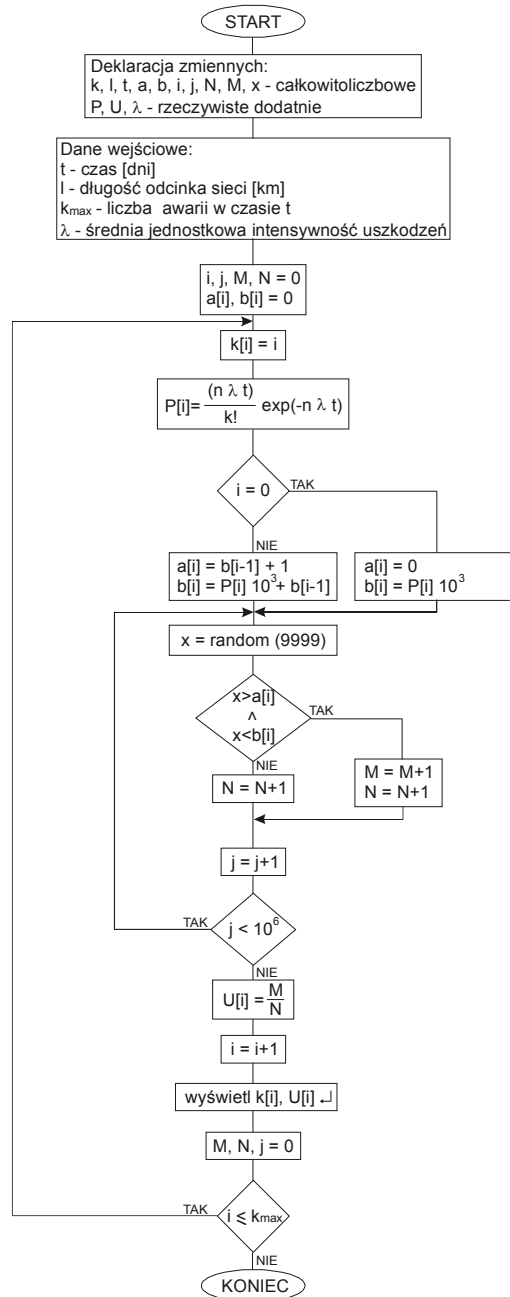
Koncepcję przyjętej symulacyjnej metody Monte Carlo można przedstawić w najprostszy sposób za pomocą następujących procedur [8]:

- Obliczenie prawdopodobieństwa $P(k, t)$ na podstawie wzoru (12). W analizowanym przykładzie jest to prawdopodobieństwo wystąpienia k awarii sieci wodociągowej w wybranych miastach, obliczone na podstawie danych z eksploatacji.
- Ustalenie równych przedziałów liczb losowych o długościach odpowiadających wyliczonym prawdopodobieństwom.
- Wygenerowanie ciągu niezależnych liczb losowych występujących z jednakowym prawdopodobieństwem ($N = (25-100) \cdot 10^3$) dla każdej zmiennej losowej uwzględnionej w analizie. W przedstawionym przykładzie jest to liczba awarii k , jaka pojawi się w PsDyW w określonym przedziale czasu.
- Obliczenie, po wykonaniu odpowiednio dużej liczby operacji (losowań), liczby wyników znajdujących się w obszarach awaryjnych dla każdego z k awarii.
- Obliczenie ilorazu:

$$U = \frac{M}{N} \quad (13)$$

gdzie: M – liczba trafionych liczb losowych w przedziały o jednakowym prawdopodobieństwie, odpowiadające określonej liczbie awarii w czasie t ,
 N – liczba wszystkich wykonanych losowań,
 U – wskaźnik określający, z jakim prawdopodobieństwem w danym przedziale czasu wystąpi k awarii; może być identyfikowany jako wskaźnik postępu K_p .

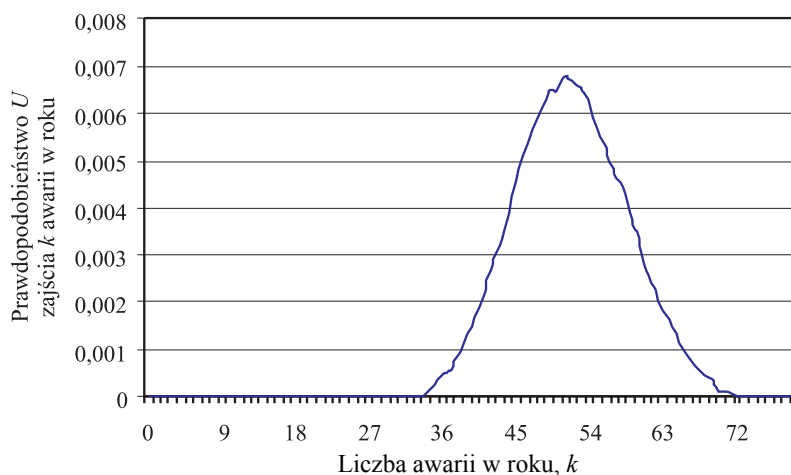
Na rysunku 1. przedstawiono algorytm programu wykonanego do obliczeń symulacyjnych liczby awarii sieci wodociągowych. Program po uruchomieniu prosi użytkownika o podanie danych wejściowych: t – czasu, l – długości odcinka sieci, k_{\max} – maksymalnej liczby awarii w czasie t oraz λ – intensywności



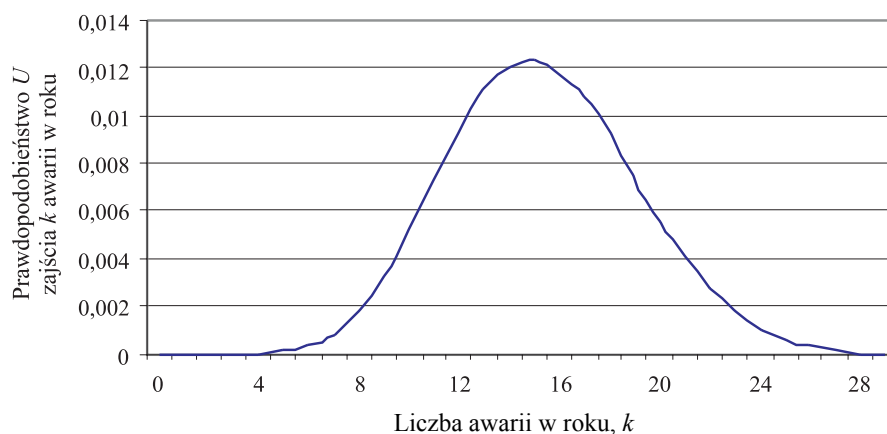
Rys. 1. Algorytm programu do prognozowania awarii metodą Monte Carlo: M – liczba trafionych liczb losowych w przedziały o jednakowym prawdopodobieństwie, N – liczba wszystkich wykonanych losowań, U – prawdopodobieństwo, że w określonym przedziale czasu wystąpi k awarii, t – przedział czasu (np. 1 rok), l – długości odcinka sieci, k_{\max} – maksymalna liczba awarii wodociągowych, λ – intensywności uszkodzeń, P – prawdopodobieństwo wystąpienia k awarii w czasie t . Opracowano na podstawie pracy [9]

uszkodzeń. Wykorzystując powyższe dane, program wylicza prawdopodobieństwo $P(k, t)$ oraz wyznacza przedziały liczb losowych. Następnie generowane są liczby losowe – przy każdej liczbie program sprawdza, czy mieści się ona

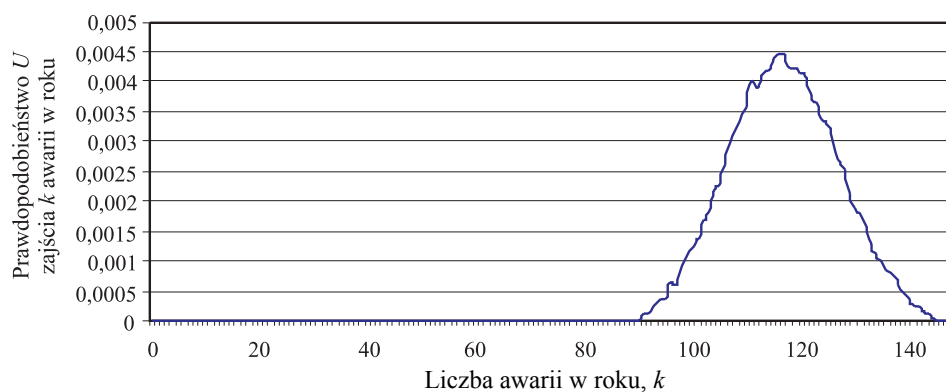
w granicach liczb dla i -tego k , jednocześnie zliczając, ile z wygenerowanych liczb zawiera się w odpowiednim przedziale. Po wykonaniu właściwej liczby losowań program oblicza wskaźnik U , a procedura powtarza się od początku dla kolejnego k . Wynikiem działania programu jest ciąg pogrupowanych wskaźników U dla odpowiednich k awarii. Przeprowadzono przykładowo symulację 1 000 000 losowań dla każdej z k awarii sieci wodociągowych w miastach: Przemyśl, Sanok, Jarosław i Sandomierz, wykorzystując wybrane syntetyczne wartości intensywności uszkodzeń podane w tab. 1. Wyniki pokazano w formie graficznej na rys. 2-5.



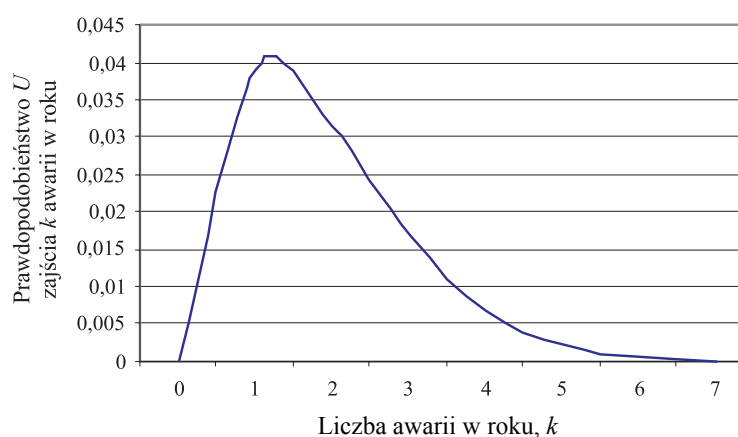
Rys. 2. Wykres symulacji metodą Monte Carlo prawdopodobieństwa $U(k, t)$ zajścia k awarii w prognozowanym roku w sieci magistralnej Przemyśl



Rys. 3. Wykres symulacji metodą Monte Carlo prawdopodobieństwa $U(k, t)$ zajścia k awarii w prognozowanym roku w sieci magistralnej Sanok



Rys. 4. Wykres symulacji metodą Monte Carlo prawdopodobieństwa $U(k, t)$ zajścia k awarii w prognozowanym roku w sieci rozdzielczej Jarosław



Rys. 5. Wykres symulacji metodą Monte Carlo prawdopodobieństwa $U(k, t)$ zajścia k awarii w prognozowanym roku w sieci magistralnej Sandomierz

5. Podsumowanie

Obiektywną rzeczywistością w funkcjonowaniu SZW są straty powodowane przerwami w dostawie wody czy też dostarczanie wody o obniżonych parametrach jakościowych. Przyczyną tego rodzaju zdarzeń są między innymi awarie sieci wodociągowej, dlatego dokładna analiza oraz możliwość ich prognozowania powinny być priorytetem w strategii działania przedsiębiorstw wodociągowych.

Analiza awaryjności w wybranych miastach Podkarpacia wykazała, że najwyższy syntetyczny wskaźnik intensywności uszkodzeń w 2001 r. występował w Przemyślu: $\lambda_s = 1,004 \frac{\text{liczba awarii}}{\text{km} \cdot \text{rok}}$, a najmniejszy w Sandomierzu:

$\lambda_s = 0,621 \frac{\text{liczba awarii}}{\text{km} \cdot \text{rok}}$. W Przemysłu największą jednostkową intensywność

uszkodzeń zanotowano dla sieci magistralnej $\lambda_j = 1,582 \frac{\text{liczba awarii}}{\text{km} \cdot \text{rok}}$, a przy-

kładowo w Jarosławiu w 2001 r. w ogóle nie było awarii na tego rodzaju sieciach. Na sieci rozdzielczej największą jednostkową intensywność uszkodzeń

zanotowano w mieście Jarosław $\lambda_j = 1,291 \frac{\text{liczba awarii}}{\text{km} \cdot \text{rok}}$, a na przyłączach

w Sanoku $\lambda_j = 1,184 \frac{\text{liczba awarii}}{\text{km} \cdot \text{rok}}$. Przedstawiona analiza wykazała, że problem

prognozowania awaryjności sieci wodociągowych jest bardzo złożony i każdorazowo wymaga szczegółowego podejścia.

Metoda Monte Carlo jest bardzo ważnym i popularnym narzędziem, ma wiele zastosowań w różnych dziedzinach techniki. W artykule pokazano, że można ją również zastosować do prognozowania awarii na sieciach wodociągowych. Wiarygodność tej metody zależy od przyjętych założeń oraz odpowiedniej liczby (możliwie jak największej) historycznych danych z eksploatacji.

Literatura

1. Al-Zahrani M., Syed J.L.: *Hydraulic reliability analysis of water distribution system*. Journal of the Institution of Engineers, Singapore 2004, s. 76-92.
2. Kwietniewski M., Roman M., Kłoss-Trębaczewicz H.: *Niezawodność wodociągów i kanalizacji*. Arkady, Warszawa 1993.
3. Jeżowiecki J., Tiukała A., Zalewski J.: *O symulacyjnej metodzie określania niezawodności instalacji wodociągowych*. Mat. konf. „Niezawodność systemów wodociągowych i kanalizacyjnych”, Wydawn. NOT, Kielce–Cedzyna 1986, s. 329-339.
4. Mays L.W.: *Reliability analysis of water distribution systems*. ASCE, New York 1989.
5. Rak J.: *Podstawy bezpieczeństwa systemów zaopatrzenia w wodę*. PAN, Komitet Inżynierii Środowiska, t. 28, Lublin 2005.
6. Wiczysty A.: *Niezawodność systemów wodociągowych i kanalizacyjnych*. T. I i II, Wydawn. Politechniki Krakowskiej, Kraków 1990.
7. Rak J., Tchorzewska-Cieślak B.: *Intensywność uszkodzeń sieci wodociągowych w miastach województwa podkarpackiego*. Mat. konf. XII Konferencji Naukowo-Technicznej „Problemy gospodarki wodno-ściekowej w regionach rolniczo-przemysłowych”. Wierzba, 8-10 czerwca 2003 r., Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej, Nauki Techniczne, t. 1, z. 16, Białystok 2003, s. 123-129.
8. Woliński Sz., Wróbel K.: *Niezawodność konstrukcji budowlanych*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2001.
9. Tchorzewska-Cieślak B.: *Niezawodność wybranych elementów podsystemu dostawy gazu ziemnego*. Rozprawa doktorska. Politechnika Krakowska, Kraków 2002.

APPLICATION OF THE MONTE CARLO METHOD TO PREDICT WATER PIPE NETWORK FAILURES

S u m m a r y

In the work the basic rules used to analyse water-pipe network failure frequency have been presented. The results of studies carried out in some towns of Podkarpackie Province have been shown. On the base of the results of this analysis the Monte Carlo method to predict failures in water pipe network has been presented.

Złożono w Oficynie Wydawniczej w marcu 2006 r.