

JCEEA

Czasopismo
Inżynierii Lądowej,
Środowiska
i Architektury

Journal of Civil
Engineering,
Environment
and Architecture

Kwartalnik
tom XXXI
zeszyt 61 (nr 3/1/2014)
lipiec-wrzesień

(e-ISSN 2300-8903)

Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury jest kontynuacją
Zeszytów Naukowych Politechniki Rzeszowskiej - Budownictwo i Inżynieria Środowiska.

Wydano za zgodą Rektora

R e d a k t o r n a c z e l n y
Wydawnictw Politechniki Rzeszowskiej
prof. dr hab. inż. Leonard ZIEMIAŃSKI

R a d a N a u k o w a
prof. Mohamed Eid (Francja), prof. David Valis (Czechy)
prof. Nadežda Številová (Słowacja)
prof. Antonio João Carvalho de Albuquerque (Portugalia)
prof. Volodymyr V. Cherniuk (Ukraina)
prof. João Antonio Saraiva Pires da Fonseca (Portugalia)
prof. Dušan Katunsky (Słowacja), prof. Vincent Kvočák (Słowacja)
prof. Zinoviy Blikharskyy (Ukraina), prof. Tomasz Winnicki (Polska)
prof. Czesława Rosik-Dulewska (Polska), prof. Krzysztof Knapik (Polska)
prof. Janusz A. Tomaszek (Polska), prof. Jerzy Ziółko (Polska)
prof. Ryszard L. Kowalczyk (Polska), prof. Stanisław Kuś (Polska)

K o m i t e t R e d a k c y j n y
(afiliacja: Polska)

redaktor naczelny

dr hab. inż. Piotr KOSZELNIK, prof. PRz

redaktorzy tematyczni (naukowi)

prof. dr hab. inż. Aleksander KOZŁOWSKI, prof. dr hab. inż. Janusz RAK

redaktor statystyczny

dr hab. inż. Szczepan WOLIŃSKI, prof. PRz

sekretarz redakcji

dr inż. Katarzyna PIETRUCHA-URBANIK

członkowie

dr inż. Renata GRUCA-ROKOSZ, dr inż. arch. Anna SIKORA

dr inż. Zdzisław PISAREK, dr inż. Lucjan ŚLĘCZKA

P r z y g o t o w a n i e m a t r y c
Agnieszka STEC

p-ISSN 2300-5130
e-ISSN 2300-8903

Wersja drukowana Kwartalnika jest wersją pierwotną.

Redakcja czasopisma: Politechnika Rzeszowska, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska,
al. Powstańców Warszawy 6, 35-959 Rzeszów, www.oficyna.portal.edu.pl/pl/zeszyty-naukowe/czasopismo-inzynierii-ladowej-s/ (e-mail: kpiet@prz.edu.pl)

Wydawca: Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, al. Powstańców Warszawy 12,
35-959 Rzeszów, www.oficyna.portal.prz.edu.pl (e-mail: oficyna1@prz.edu.pl)

Informacje dodatkowe i stopka – str. 411

SPIS TREŚCI

Agnieszka BRZEZIŃSKA, Marek ZAWILSKI, Dawid BANDZIERZ, Grażyna SAKSON: Wielkość emisji zanieczyszczeń z przelewów burzowych kanalizacji ogólnospławnej na przykładzie Łodzi.....	7
Ewa BURSZTA-ADAMIAK, Magdalena KUŚNIERZ, Magdalena DOMAŃSKA, Paweł WIERCIK, Janusz ŁOMOTOWSKI: Metody stosowane w badaniach zawiesin w wodach opadowych.....	23
Dorian CZARNIECKI, Daniel SŁYŚ: Analiza techniczna i finansowa wariantów ogrzewania wody z wykorzystaniem pomp ciepła współpracujących z systemami rozsączania wody deszczowej w produkcji roślinnej	33
Agata ĆWIK: Zastosowanie metody „Trzech pytań” w planowaniu rozwoju zrównoważonego korytarza Wisłoka w Rzeszowie	53
Józef DZIOPAK, Mariusz STARZEC: Wpływ kierunku i prędkości przemieszczania się opadu deszczu na maksymalne szczytowe przepływy ścieków w sieci kanalizacyjnej.....	63
Józef DZIOPAK, Mariusz STARZEC: Wpływ kierunku i prędkości fali deszczu na kubaturę użytkową wielokomorowych zbiorników retencyjnych	83
Dariusz GRYGO, Wojciech SOBIESKI, Seweryn LIPIŃSKI: Etapy pracy tarana wodnego.....	95
Barbara KLISZCZEWICZ: Weryfikacja numerycznego modelu układu rura-grunt na podstawie badań laboratoryjnych.....	115
Sabina KORDANA, Daniel SŁYŚ: Analiza kosztów cyklu życia skrzynek rozsączających.....	127

Ewa J. LIPIŃSKA: Ocena wpływu substancji węglowodorowych na wody powierzchniowe gmin uzdrowiskowych województwa podkarpackiego	141
Gabriel MARKOVIČ, Zuzana VRANAYOVÁ, Daniela KAPOSZTÁSOVÁ: Research and evaluation of infiltration shaft efficiency in real conditions.....	159
Elena NEVEROVA-DZIOPAK, Zbigniew KOWALEWSKI: Optymalizacja procedury oceny stanu troficznego wód przejściowych na przykładzie zalewu szczecińskiego	171
Robert OLENIACZ, Magdalena KASIETCZUK, Mateusz RZESZUTEK: Ocena efektów termomodernizacji budynków jednorodzinnych. 1. Zmniejszenie zużycia ciepła i emisji zanieczyszczeń do powietrza.	183
Robert OLENIACZ, Magdalena KASIETCZUK, Mateusz RZESZUTEK: Ocena efektów termomodernizacji budynków jednorodzinnych. 2. Ograniczenie wpływu na jakość powietrza atmosferycznego.	197
Vlasta ONDREJKA HARBULÁKOVÁ, Adriana EŠTOKOVÁ Nadežda ŠTEVULOVÁ, Katarina FORAIOVÁ: Methods for evaluation of sewer pipes material deterioration.....	217
Andrzej RAGANOWICZ, Józef DZIOPAK: Graficzna estymacja parametrów rozkładu Weibull'a do wyznaczania teoretycznych funkcji niezawodności	229
Andrzej RAGANOWICZ, Józef DZIOPAK: Krytyczny stan kamionkowych przewodów kanalizacyjnych funkcjonujących powyżej i poniżej zwierciadła wody gruntowej	241
Grażyna SAKSON, Marek ZAWILSKI, Ewa BADOWSKA, Agnieszka BRZEZIŃSKA: Zanieczyszczenie ścieków opadowych jako podstawa wyboru sposobu ich zagospodarowania	253
Marcin SKOTNICKI, Marek SOWIŃSKI: Ocena zdolności retencyjnej kolektora kanalizacyjnego	265
Paweł SOŁTYS, Agnieszka STEC: Modelowanie hydrodynamiczne systemu kanalizacji deszczowej	285

Agnieszka STEC, Sabina KORDANA: Analiza Life Cycle Cost systemów umożliwiających ograniczenie zużycia wody i energii cieplnej w budynku jednorodzinnym	313
Ziemowit SULIGOWSKI: Przygotowanie inwestycji liniowej w trudnych warunkach	335
Sandra TAMAKA: Wpływ przepuszczalności gruntu na stateczność nasypu kolejowego	347
Marta WARDAS-LASOŃ, Mikołaj ŁYSKOWSKI, Jerzy MOŚCICKI, Tadeusz SOKOŁOWSKI, Anna BOJEŚĆ-BIAŁASIK, Dariusz NIEMIEC, Agata KUCIA, Aldona GARBACZ-KLEMPKA, Ewelina MAZUREK, Michał ĆWIKLIK, Mariola MARSZAŁEK, Agata KASPRZAK, Jerzy ZIĘTEK: Zmiany właściwości podłoża w aspekcie zagrożenia budowli klasztornych w rejonie ul. Poselskiej w Krakowie.....	361
Tomasz WAREŻAK, Sylwia MYSZOGRAJ, Martyna DERA: Efektywność usuwania związków organicznych i biogennych w bioreaktorze hydrofitowym z zastosowaniem biopreparatu ...	387
Martina ZELENÁKOVÁ, Gabriela HUDÁKOVÁ: The necessity of hydrogeological survey in infiltration systems design	401

Agnieszka BRZEZIŃSKA¹

Marek ZAWILSKI²

Dawid BANDZIERZ³

Grażyna SAKSON⁴

WIELKOŚĆ EMISJI ZANIECZYSZCZEŃ Z PRZELEWÓW BURZOWYCH KANALIZACJI OGÓLNOSPŁAWNEJ NA PRZYKŁADZIE ŁODZI

Wyniki składu ścieków ogólnospławnych opuszczających wybrany do badań przelew burzowy J1 w Łodzi wykazały, że wielkość ładunku kierowanego do odbiornika jest ściśle powiązana nie tylko z charakterem opadu, ale także z porą dnia, w której następuje wzmożony dopływ ścieków do kanalizacji, stopniem zanieczyszczenia terenu zlewni oraz ilością zalegających w sieci osadów. Dzięki wykonanym analizom laboratoryjnym, wzbogaconym wynikami pochodzącymi z pomiarów on-line, określono wielkość ładunku zanieczyszczeń badanych wskaźników (ChZT, BZT₅, zawiesiny ogólne, zawiesiny mineralne, N-NH₄, P_{org}) w zależności od zjawiska opadowego powodującego aktywację przelewu. Wyniki badań posłużyły również do określenia występowania efektu pierwszej fali zanieczyszczeń w ściekach emitowanych przez przelew J1 do odbiornika. Stwierdzono, że w trakcie roku 2012 objętego badaniami na 11 przeanalizowanych zjawisk, aż w 8 przypadkach efekt ten został zauważony, zarówno dla wszystkich badanych wskaźników, jak i tylko dla niektórych zależnie od opadu. Mimo podejmowanych działań prawnych oraz inwestycji służących ograniczeniu emisji ładunku zanieczyszczeń do odbiorników stan polskich rzek nadal nie należy jeszcze do dobrych. W związku z tym konieczna jest ciągła kontrola emisji zanieczyszczeń z uwzględnieniem nowoczesnych metod jej pomiaru oraz wykorzystania otrzymywanych wyników do opracowywania danych do programów komputerowych umożliwiających realną ocenę tej emisji z systemu kanalizacji ogólnospławnej.

Słowa kluczowe: kanalizacja ogólnospławna, przelewy burzowe, emisja zanieczyszczeń, pierwsza fala zanieczyszczeń

¹ Autor do korespondencji: Agnieszka Brzezińska, Politechnika Łódzka, Instytut Inżynierii Środowiska i Instalacji Budowlanych, 90-924 Łódź, Al. Politechniki 6, tel. 42 6313594, agnieszka.brzezinska@p.lodz.pl

² Marek Zawilski, j.w., tel. 42 631 39 49, e-mail: marek.zawilski@p.lodz.pl

³ Dawid Bandzierz, j.w., tel. 42 631 35 95, e-mail: dawid.bandzierz@p.lodz.pl

⁴ Grażyna Sakson, j.w., tel. 42 631 35 27, e-mail: grazyna.sakson-sysiak@p.lodz.pl

1. Wprowadzenie

Jednym z podstawowych źródeł zanieczyszczenia odbiorników są nieoczyszczone ścieki pochodzące z przelewów burzowych kanalizacji ogólnospławnej. Mimo prawnego ograniczenia częstości funkcjonowania przelewów [12], według którego ilość wzbudzeń w ciągu roku dla każdego przelewu nie powinna przekraczać 10, działają one dużo więcej razy (niektóre w łódzkiej sieci nawet powyżej 50 razy). Powyższe rozporządzenie nie przedstawia jasno metodyki liczenia ilości wzbudzeń, a jedynie warunek ostateczny, co budzi słuszne pytanie, jak traktować kilkakrotne wzbudzenia przelewu w przypadku jednego opadu? Analiza funkcjonowania przelewów na tej sieci wymaga zatem szczegółowego i wielopłaszczyznowego podejścia do tematu, bowiem częstość ich działania i ładunki zanieczyszczeń kierowane do odbiorników są zależne od wielu powiązanych ze sobą czynników oraz od podejmowanych decyzji co do niezbędnej modernizacji systemu ogólnospławnego.

Obecnie stan polskich rzek nadal nie należy do zadowalających, co tym bardziej nakazuje w ramach modernizacji ogólnospławnego systemu kanalizacji zmniejszanie ładunku zanieczyszczeń do nich emitowanych. Podstawą dla tych działań powinny być dane pochodzące z monitoringu opadów oraz istniejących przelewów burzowych, a także wdrożony powinien być cyfrowy model kanalizacji ogólnospławnej. Po kalibracji, na bazie zebranych wcześniej danych będzie on bardzo przydatny w szacowaniu wielkości emisji zanieczyszczeń do środowiska wodnego.

2. Metodyka badań i poboru prób

Badaniami objęto przelew J1 umiejscowiony na sieci ogólnospławnej w południowej części Łodzi. Obsługuje on zlewnię o powierzchni 211 ha i zabudowie wielorodzinnej z niewielkim udziałem zakładów przemysłowych. W celu obserwacji zmian dynamiki spływu ścieków w kanalizacji i na przelewie burzowym zamontowano w komorze przelewu sondy on-line do pomiaru przede wszystkim ChZT (UVAS plus) oraz zawiesin ogólnych (SOLITAX Sc), okresowo również do pomiaru N-NH₄ (czujnik amonowy NH4Dsc) firmy Hach Lange (rys. 1). Pobory ścieków prowadzone były z zastosowaniem automatycznego samplera 6712 FR firmy TELEDYNE ISCO. Próby ścieków z przelewu burzowego pobierano proporcjonalnie do przepływu.

Stanowisko badawcze składało się z dwóch części: podziemnej i naziemnej. W części podziemnej w kanale zamontowano na specjalnie zaprojektowanym pływaku sondy oraz kosz ssawny służący do automatycznego poboru prób. W części naziemnej nad stanowiskiem badawczym posadowiono szafkę z samplermem oraz panelami odczytowymi z sond i przepływomierza. Dodatkowo w trakcie wybranych poborów badania rozszerzono o analizę laboratoryjną frak-

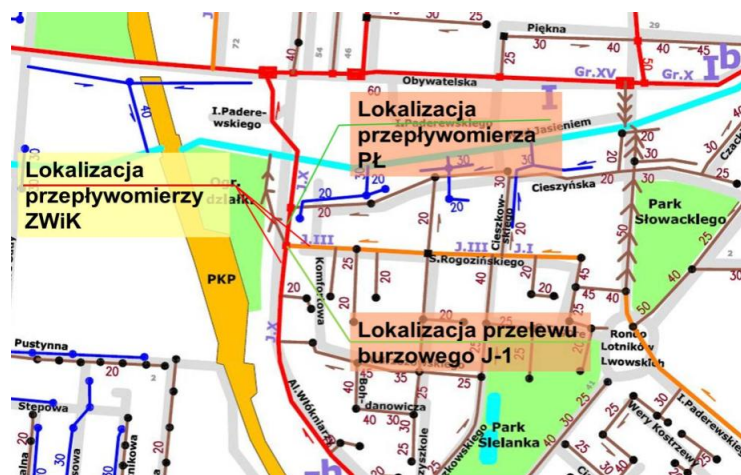
cji ChZT oraz zawiesin ogólnych i ponadto oznaczano pH, BZT₅ oraz fosfor ogólny. Badania laboratoryjne wykonano w oparciu o metody standardowe.

Monitorowano również ilość płynących ścieków za pomocą przepływomierzy umieszczonych w kanałach dopływowych do komory przelewu biegnących wzdłuż ulic Rogozińskiego i Al. Włókniarzy oraz w burzowcu. Pomiar natężenia przepływu w kanałach dopływających oraz w burzowcu następuje w oparciu o krzywą sprawności i wyznaczenie wysokości napełnienia w kanale. Dane są transmitowane w trybie rzeczywistym do ZWiK. Aby w pełni kontrolować ilości transportowanych tymi kanałami ścieków zamontowano dodatkowo przepływomierz firmy Nivus w kolektorze odprowadzającym ścieki do Grupowej Oczyszczalni Ścieków w Łodzi (własność Politechniki Łódzkiej), gdzie przepływ określany jest z wykorzystaniem pomiaru wysokości napełnienia i prędkości przepływu (rys. 2). Pozwoliło to na pełną kontrolę ilości ścieków podczas pogody suchej oraz w trakcie spływu opadowego, a także umożliwiło określenie ładunku badanych wskaźników zanieczyszczenia w trakcie pogody bezdeszczowej oraz podczas jego emisji bezpośrednio do odbiornika w trakcie aktywacji przelewu.



Rys. 1. Widok stanowiska pomiarowego: a) pływak z zamontowanymi sondami, b) szafka pomiarowa usytuowana nad przelewem burzowym z pobierakiem i panelem do odczytu pomiarów

Fig. 1. View of test bench: a) float with installed sensors, b) measuring cupboard located above the combined sewer overflow and samplers panel to read measurements



Rys. 2. Lokalizacja przelewu J1 oraz przepływomierzy w kanałach

Fig. 2. Location of overflow J1 and flowmeters in the sewers

Analiza ładunku zanieczyszczeń emitowanego do odbiornika z przelewu burzowego J1 oparta była na monitoringu opadów miejskiej sieci deszczowej, z której wybrano te, obsługujące badaną zlewnię. W tabeli przedstawiono charakterystykę opadów powodujących aktywację przelewu J-1 w 2012 roku. Zamieszczono w niej takie parametry, jak średnie i maksymalne natężenie (i_{sr} , i_{max}), sumaryczną wysokość opadu (H_{sum}) i czas jego trwania oraz okres pogody suchej pomiędzy kolejnymi opadami (T_s).

Tabela 1. Charakterystyka opadów powodujących aktywację przelewu J1 w 2012 roku (badania własne)

Table 1. Characteristics of rainfall causing the activation of J1 overflow in 2012 (own research)

Przelew	Data	i_{sr}	$i_{max}^{\#}$	Czas trwania	T_s	H_{sum}
		(mm/h)	(mm/h)			
J-1	31.03.2012*	1.2	9.2	535	120	10.4
	21.04.2012	1.4	6.4	150	21	3.7
	07.05.2012	1.8	3.7	355	12	10.7
	14.06.2012	7.5	21.6	285	4	36.2
	21.06.2012	2.3	4.1	60	7	2.7
	14.07.2012	3.4	14.7	60	2	3.6
	26.07.2012	3.2	10.2	135	7	7.4
	07.08.2012	3.0	9.7	230	9	11.7
	09.08.2012	5.5	14.5	75	2	7.4
	20.08.2012	8.1	17.6	25	11	4.7
12.09.2012	5.21	14.8	60	22	5.6	

* - pierwszy opad po zimie

- pomiary w interwałach 5-minutowych

Dane zawarte w tab. 1 pokazują znaczne różnice charakterystyk opadów powodujących aktywację przelewu. Zauważa się opady o długim czasie trwania i stosunkowo niewielkim natężeniu maksymalnym (np. opad z dnia 07.05.2012) oraz opady o krótkim czasie trwania, ale o dużo większym natężeniu (opad z dnia 14.07.2012). Nie bez znaczenia dla wielkości zrzuconego ładunku (w tym objętości emitowanych przez przelew ścieków) jest wysokość opadu, która jak pokazuje tabela 1, wahała się od 2.7 do 36.2 mm.

3. Wyniki badań i ich dyskusja

3.1. Współzależność między parametrami opadów a aktywnością przelewów burzowych

Łódzki system kanalizacji ogólnospławnej został wyposażony, zgodnie jeszcze z ideą W. Lindleya, w kilkanaście przelewów burzowych. Do rzek miejskich trafiają obecnie ścieki z ok. 150 wylotów kanalizacji deszczowej oraz 18 przelewów burzowych kanalizacji ogólnospławnej. W zależności od strefy zasięgu i charakteru zjawiska opadowego może ich działać nawet kilka jednocześnie, co skutkuje emisją do środowiska wodnego znacznych ilości nieoczyszczonych ścieków.

Jak wspomniano wcześniej w ramach prowadzonych badań przeanalizowano funkcjonowanie przelewu J1. Przelew ten objęty został monitoringiem ilościowym przez ZWiK dopiero od roku 2011, w związku z tym możliwa była tylko dwuletnia jego obserwacja. Kryteriami brany pod uwagę była częstość oraz objętość zrzucanych ścieków (tab. 2). Częstość działania przelewu liczono, przyjmując za jedno zjawisko przelewowe całą dobę obliczeniową, liczoną od momentu wystąpienia pierwszego przepływu w burzowcu, niezależnie od częstości działania w ciągu tej doby. Przyjęto również, że jeżeli doba (obliczeniowa liczona jako jedno działanie przelewu) jest na granicy miesiący, to dodawano całe takie zjawisko do miesiąca w którym przelew burzowy rozpoczął działanie.

Tabela 2. Wyniki analizy funkcjonowania przelewu burzowego J1 (badania własne)

Table 2. Results of the analysis of the overflow J1 functioning (own research)

Rok	Roczna ilość zrzutów	Roczna objętość zrzutów [m ³]
2011	18	56 476
2012	20*	56 100

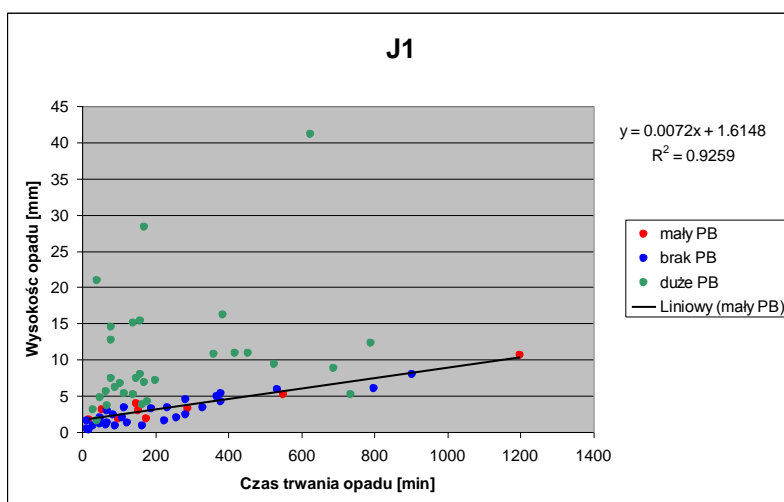
* - dane do października

Z zebranych danych pomiarowych wynika, iż w dwóch analizowanych latach częstość aktywacji przelewu w ciągu roku przekracza dopuszczalną przepisaną wartość 10. Zakładając, że możliwe jest jeszcze działanie przelewu w końcu roku 2012, roczna ilość zrzutów jest ponad 100% większa od dopuszczalnej.

Częstość działania przelewów burzowych jest zależna od następujących czynników:

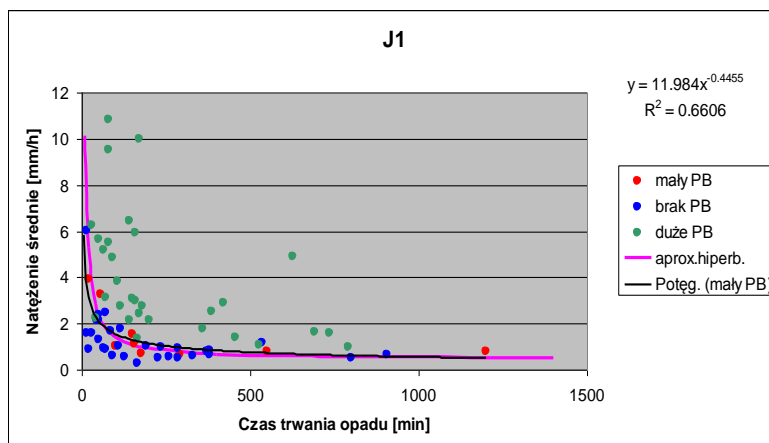
- charakterystyki opadu, w tym jego natężenia i czasu trwania,
- wielkości i kształtu, szczególnie rozciągłości zlewni uszczelnionej,
- położenia krawędzi przelewu nad dnem kolektora.

W przypadku konkretnej zlewni, ciężącej do przelewu burzowego, istnieje zależność między częstością i wielkością zrzutów przez przelew a parametrami opadu. Wartości wysokości opadu H_{op} oraz jego średniego natężenia określono dla fazy opadu, poprzedzającej zjawisko przelewu, a w przypadku jego nie wystąpienia – dla całego opadu, który wywołał falę spływu w kanalizacji ogólnospławnej i zwiększenie napęlnienia w komorze przelewu bez jego aktywacji.



Rys. 3. Zależność między wysokością opadu i czasem jego trwania dla zrzutów przez przelew J1

Fig. 3. The relationship between the depth of precipitation and its duration for overflow J1 discharges



Rys. 4. Zależność między czasem trwania opadu i jego natężeniem średnim dla zrzutów przez przelew J1

Fig. 4. The relationship between the duration of precipitation and its average intensity for the J1 overflow discharges

Charakter zależności przedstawionej na rys. 3. można tłumaczyć w ten sposób, że wystąpienie zjawiska przelewu burzowego wymaga zgromadzenia w sieci kanalizacyjnej i na powierzchni zlewni odpowiedniej objętości ścieków deszczowych równoważnej ok. 1,6 mm wysokości opadu. Wpływ mają też właściwości danej zlewni i sieci kanalizacyjnej, powodujące powstawanie odpowiednio wysokiego natężenia przepływu w komorze przelewu. W ten sposób opady krótkotrwałe wymagają mniejszej wysokości opadu, ponieważ wynikowe natężenie opadu osiąga znaczne wartości. Z kolei wystąpienie przelewu burzowego jest możliwe dla opadu długotrwałego przy niższym jego natężeniu, ale odpowiednio większej wysokości, gdy zlewnia jest wypełniona wodą po długim zwilżaniu a natężenie przepływu w sieci kanalizacyjnej osiąga stopniowo wysoki poziom. W tym przypadku zwiększony przepływ w kanałach jest też wynikiem spływu wody ze zlewni nieuszczelnionej, przesyconej wodą oraz zwiększonego dopływu wód gruntowych.

3.2. Analiza wyników badań jakości ścieków

Często zwraca się uwagę na stężenie poszczególnych wskaźników zanieczyszczeń nie analizując ich ładunku jaki trafia do odbiornika. Należy zaznaczyć, że takie podejście do tematu jest często błędne, bowiem niekiedy niewielkie objętościowo przelewy mogą generować znaczne ładunki zanieczyszczeń, a przelewy działające długo mogą odpowiadać za wprowadzanie znacznie niższego ładunku lub ładunku zanieczyszczeń zbliżonego wartością do tego, wprowadzanego z krótko działającym przelewem. Dlatego też przy rozpatrywaniu

wpływu zrzutu zanieczyszczeń z przelewów burzowych na odbiorniki operowane ładunkiem zanieczyszczeń należy uznać za najbardziej odpowiednie.

Stężenie oraz ładunki zanieczyszczeń w ściekach ogólnospławnych zależą od indywidualnych warunków pracy sieci kanalizacyjnych, sposobu zagospodarowania terenu, spadków kanałów, objętości retencyjnej systemu, stanu czystości atmosfery, częstotliwości czyszczenia ulic i wybierania osadów z wpustów deszczowych.

Przeprowadzona wcześniejsza analiza funkcjonowania łódzkich przelewów burzowych wykazała, że mogą one działać jednocześnie lub pojedynczo ze względu na nierównomierność przestrzenną opadu nad zlewnią, ale z reguły jednocześnie działa ich zawsze kilka. Dlatego ładunek przez nie zrzucany należy do znacznych, a jego odbiornikami są niewielkie łódzkie rzeki. Zwraca uwagę fakt, że polskie prawo nie odnosi częstości funkcjonowania przelewów do wielkości odbiornika. Wynika z tego, że zarówno niewielki odbiornik, jak i duża rzeka przyjmują podobny ładunek zanieczyszczeń, ale z zupełnie innymi konsekwencjami dla stanu jego czystości.

Wyniki badania składu ścieków ogólnospławnych opuszczających przelew burzowy J1 wykazały, że wielkość ładunku kierowanego do odbiornika jest ściśle powiązana nie tylko z charakterem opadu [12, 16, 5, 17, 4], okresem pogody suchej i powiązaniem z tym stopniem zanieczyszczenia terenu zlewni [2, 8, 10] oraz ilością zalegających w sieci osadów kanałowych [9, 1, 11], ale także z porą dnia, w której następuje wzmożony dopływ ścieków do kanalizacji.

W wytypowanym przelewie J-1 poddano analizie ścieki ogólnospławne z 11 zanotowanych jego wzbudzeń. Pozostałe zjawiska opadowe powodujące spływ powierzchniowy do kanalizacji nie powodowały aktywacji analizowanego przelewu, bądź jego aktywacja ograniczała się do około 3 pobranych samplerem prób ścieków, co z racji niewielkiej ich ilości nie podlegało analizie laboratoryjnej. Sondy rejestrowały natomiast wszystkie zmiany składu ścieków w kanalizacji zachodzące w następstwie występujących na tej zlewni opadów. Wyniki analiz własnych ładunku ścieków ogólnospławnych emitowanych do odbiornika z przelewu J-1 przedstawiono w tabeli 3.

Z wyników przedstawionych w tabeli 3 wynika, że na wielkość ładunku kierowanego przez przelew ma również wpływ objętość zrzutu. Opad z dnia 21.04.2012 był opadem nawalnym o charakterze burzy, pierwszym tak dużym po okresie zimy. Zauważa się zatem stosunkowo wysoki ładunek poszczególnych wskaźników zanieczyszczeń, co można tłumaczyć także dużą ilością zanieczyszczeń dostających się ze spływem powierzchniowym do kanalizacji. Nie bez znaczenia jest również czas trwania opadu. Analizy wykazały, że długotrwały opad (uwzględniając oczywiście jego intensywność), który miał miejsce w dniu 14.06.2012 roku, spowodował największą objętościowo w okresie badań zrzut zanieczyszczonych ścieków wynoszący aż 18 401 m³ oraz wygenerował najwyższy ładunek w okresie badań, mimo niższych niż zazwyczaj średnich

wartości stężenia poszczególnych wskaźników, co wskazuje na efekt rozcieńczenia.

Tabela 3. Ładunek zanieczyszczeń emitowany przez przelew J1 w trakcie badań (badania własne)

Table 3. Pollutants load emitted by J1 overflow during studies (own research)

Data opadu	Objętość zrzutu [m ³]	Ładunek zanieczyszczeń [kg]						
		Zaw. og.	Zaw. min	BZT ₅	ChZT	ChZT _{sol}	NH ₄	P _{og}
31.03.2012	60	39	13	17	48	9	0.7	0.28
21.04.2012	665	412	210	211	573	88	5	n.o.
07.05.2012	465	121	44	74	186	60	5.2	1.1
14.06.2012	18401	6199	3687	957	6143	1038	39	28
21.06.2012	92	54	26	24	53	12	0.8	0.3
14.07.2012	122	50	20	24	57	7.7	1	0.4
26.07.2012	274	178	55	103	279	40	3.6	1
07.08.2012	1027	230	115	103	262	101	1.4	n.o.
09.08.2012	751	379	242	99	250	53	1.3	1.2
22.08.2012	533	419	206	n.o.	482	72	4.9	1.1
12.09.2012	3091	1637	995	671	1560	185	15	4.8

W okresie badań zanotowano dwa opady w dniach 14.06.2012 i 12.09.2012 powodujące znaczne spływy ścieków do kanalizacji. Tak duże ilości ścieków opadowych z reguły powinny powodować efekt rozcieńczenia. Jednak porównując otrzymane w tych dniach wyniki stężenia poszczególnych wskaźników zanieczyszczeń w ściekach opuszczających przelew (np. dla zawiesin ogólnych zakres zmian w zjawisku wynosił odpowiednio do opadu 180-766 g/m³ i 318-664 g/m³) nie można jednoznacznie tego stwierdzić, bowiem zakres jego zmian niewiele odbiega od danych uzyskanych w innych dniach badań. Najprawdopodobniej wpływ na taki wynik mają osady kanałowe, które w trakcie gwałtownego i długotrwałego wzrostu przepływu zostały naruszone, a następnie transportowane z nurtem ścieków zarówno przez przelew do odbiornika, jak i dalej, kanałem w stronę oczyszczalni.

W trakcie całego okresu badań przelew J1 generował około 10 tys. kg ładunku zawiesin ogólnych i nieco większą ilość ładunku ChZT. Zakładając, że jednocześnie działa na całej łódzkiej sieci ogólnospławnej kilka przelewów ładunek ten ulega znacznemu zwiększeniu. Dla porównania w regionie Greater Vancouver w Kolumbii Brytyjskiej (Kanada) zlokalizowane są 52 przelewy burzowe, które w ogromnym stopniu przyczyniają się do pogorszenia jakości wód

okolicznych zbiorników wodnych. Przelewy te uruchamiają się średnio 100-150 razy w ciągu roku generując do środowiska wodnego np. od 70 -170 tys kg ładunku zawieszin ogólnych (w zależności od miejsca rzutu) [7].

4. Pierwsza fala zanieczyszczeń

Dane uzyskane drogą analityczną oraz poprzez pomiar sondami analizowano również pod kątem występowania pierwszej fali zanieczyszczeń w ściekach opuszczających przelewy. Jest to zjawisko niepożądane biorąc pod uwagę jego wpływ na pracę oczyszczalni ścieków oraz bezpieczeństwo odbiornika wodnego. Pierwszą falę rozpatrywano dla ładunku zanieczyszczeń przyjmując definicję występowania około 80% ładunku w pierwszych 30% objętości spływu [6, 13, 14, 15, 3]. Następne porcje spływu transportują pozostały, znacznie mniejszy ładunek zanieczyszczeń.

Zjawisko to może występować dla wszystkich badanych wskaźników, ale też niekiedy ze względu na czynniki jakie je powodują, zaobserwować je można tylko na jednym. Zależy to w dużej mierze od:

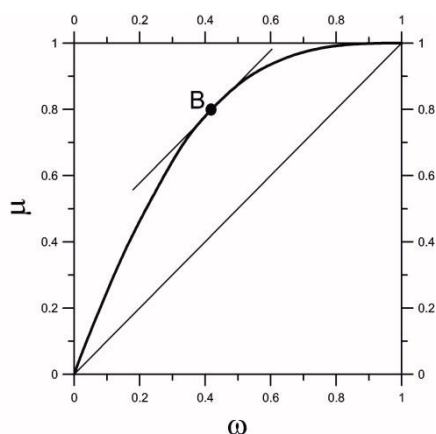
- dobowych wahań stężeń zanieczyszczeń występujących w ciągu doby w trakcie pogody suchej,
- wzrostu stężenia zanieczyszczeń w ściekach ogólnospławnych w trakcie spływu do kanalizacji ścieków opadowych, co powiązane jest z charakterem zjawiska,
- obecności i wymywania osadów kanałowych, których występowanie uzależnione jest od stanu technicznego systemu oraz jego charakterystyki,
- okresu pogody suchej pomiędzy opadami odzwierciedlającej wielkość nagromadzenia zanieczyszczeń na terenie zlewni.

Pierwszą falę można przedstawić wykorzystując krzywe sumowe ilości ścieków i ładunków zanieczyszczeń. Kształt krzywej sumowej (rys. 5) okazuje bezpośrednio, czy pierwsza fala zanieczyszczeń w ogóle może zaistnieć. Jeśli krzywa przebiega wypukłością ku górze, wtedy ładunek zanieczyszczeń narasta szybciej, niż objętość spływu i wówczas można stwierdzić występowanie tego fenomenu. Krzywa zbliżona do linii prostej (przekątnej) oznacza równomierny spływ ładunku, czyli spływ ścieków o wyrównanym stężeniu, a krzywa skierowana wypukłością w dół – efekt odwrotny, nazywany niekiedy „ostatnią falą zanieczyszczeń”, gdy stężone ścieki zaczynają dopływać pod koniec fali spływu, wywołanej opadem.

Na rys. 6 i 7 przedstawiono przykładowe przebiegi pierwszej fali w ściekach emitowanych tym przelewem do odbiornika dla dwóch różnych charakterem zjawisk opadowych. Na rys. 6 zauważa się, że efekt ten nie występuje jednocześnie dla wszystkich badanych wskaźników, jak na rys. 7, co potwierdza przedstawione powyżej stwierdzenie, że ma na to wpływ wiele czynników, z których powyżej przedstawiono najważniejsze. Jednym z decydujących o wystąpieniu

i przebiegu tego fenomenu jest charakter opadu (tab. 1). Opad z dnia 21.04.2012 roku był ponad 3-krotnie słabszy od opadu z dnia 14.06.2012 roku oraz około 10-krotnie mniejsza była jego sumaryczna wysokość. Stąd mimo jednego z pierwszych opadów po zimie, kiedy należy spodziewać się zdecydowanie wyższych stężeń wskaźników zanieczyszczeń, efekt pierwszej fali zaobserwowano dla BZT₅ i azotu amonowego oraz nieznacznie zaznaczył się on dla ChZT. Rys. 6 pokazuje także efekt ostatniej fali zanieczyszczeń, który wystąpił dla zawiesin ogólnych oraz mineralnych.

W przypadku drugiego tutaj analizowanego opadu (rys. 7) przedstawiony efekt występuje dla wszystkich badanych wskaźników.

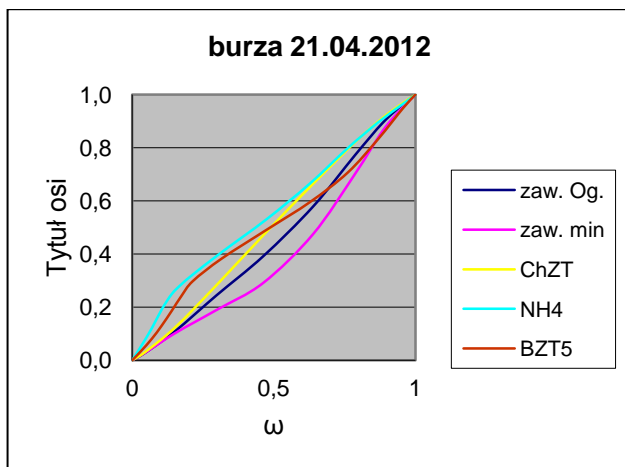


Rys. 5. Przykładowy schemat definiujący występowanie pierwszej fali zanieczyszczeń. Umowny koniec „pierwszej fali” wyznacza punkt B

Fig. 5: Example of the schema that defines the occurrence of the first flush. The contractual end of the "first flush" determined by the point B

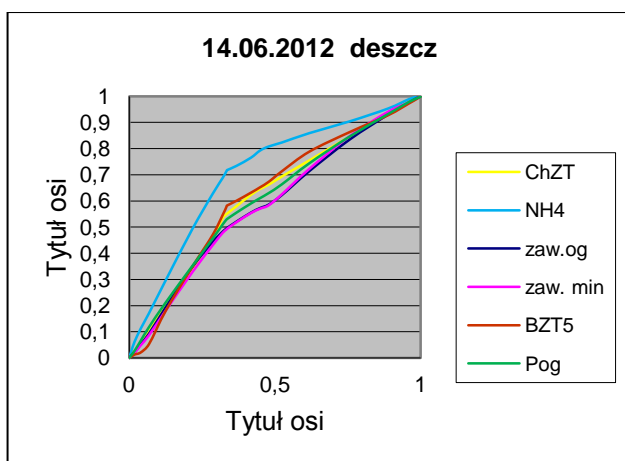
Wpływ na to miał zapewne bardzo silne natężenie zjawiska opadowego, co spowodowało wzruszenie i transport zalegających osadów kanałowych.

W okresie badań przelewu okazało się, że nie zawsze efekt ten jest widoczny na przelewie, a cały ładunek zanieczyszczeń zatrzymywany jest w kanalizacji i kierowany bezpośrednio do oczyszczalni. Najczęściej zauważano taki fakt w przypadku kanału dla ChZT i azotu amonowego, a w przypadku przelewu przede wszystkim dla zawiesin ogólnych i ChZT.



Rys. 6. Przykład występowania pierwszej fali zanieczyszczeń dla przelewu J1 z dnia 21.04.2012

Fig. 6. Example of the occurrence of the first flush of pollutants for J1 overflow of 21.04.2012



Rys. 7. Przykład występowania pierwszej fali zanieczyszczeń dla przelewu J1 z dnia 14.06.2012

Fig. 7. Example of the occurrence of the first flush of pollutants for J1 overflow of 14.06.2012

5. Wnioski

Rzetelna i rzeczywista ocena ładunku zanieczyszczeń kierowanego do odbiornika z przelewów burzowych kanalizacji ogólnospławnej jest trudna i wymaga wieloletnich obserwacji ich funkcjonowania. Dodatkowo dane o jakości ścieków emitowanych tą drogą uzupełnione powinny być dokładnymi pomiarami ich ilości oraz najlepiej jeszcze wynikami o charakterze zjawisk opadowych pochodzącymi z miejskiej sieci deszczomierzy, co udało się stworzyć w Łodzi.

Taka kompletna baza danych stanowi nieocenione źródło informacji oraz jest podstawą do opracowania szczegółowych danych wejściowych do programów komputerowych, w celu symulacji całkowitego ładunku zanieczyszczeń pochodzących z tego systemu. Jak pokazały pomiary opadów, aktywację przelewu J1 powodowały opady o zdecydowanie różnym charakterze. Jednak można stwierdzić, że podstawowe znaczenie ma w tym wypadku maksymalne natężenie oraz sumaryczna wysokość opadu.

W ciągu dwóch lat monitoringu częstości funkcjonowania tego obiektu okazało się, że jego aktywność jest około dwukrotnie wyższa niż dopuszczalna prawem, a ładunek kierowany do odbiornika w roku 2012 w zależności od zjawiska opadowego wahał się w przypadku związków organicznych wyrażonych w BZT₅ i ChZT odpowiednio od 17 do 957 kg oraz od 48 do 6143 kg, a w przypadku zawiesin ogólnych był w granicach 39-6199 kg. Takie ilości ładunku generuje tylko jeden z istniejących 18 przelewów na łódzkiej sieci. W większości przypadków jednak, w zależności od nierównomierności przestrzennej opadów, jednocześnie na sieci pracuje kilka takich obiektów powodując wprowadzenie do środowiska wodnego dużo wyższych ładunków zanieczyszczeń.

Prowadzone badania pozwoliły także na sprawdzenie występowania zjawiska pierwszej fali zanieczyszczeń w ściekach przedostających się bez oczyszczenia do odbiornika. W założeniu funkcjonowania kanalizacji ogólnospławnej najbardziej zanieczyszczone spływy powinny być transportowane do oczyszczalni, a przez przelewy do odbiornika powinny jedynie płynąć występujące w nadmiarze ścieki znacznie już rozcieńczone, teoretyczne o znikomym stopniu zanieczyszczenia jedynie minimalne obciążające rzekę. Jednak uzyskane wyniki wskazują, że na przelewie J1 występuje zjawisko pierwszej fali zanieczyszczeń, co świadczy o znacznym zanieczyszczeniu ścieków kierowanych do odbiornika podczas jego aktywacji. Zamieszczone przykładowe wykresy przedstawiające to zjawisko wskazują na fakt, że efekt ten może istnieć dla zarówno wszystkich badanych parametrów (14.06.2012) jak i tylko dla jednego lub dwóch. Wpływ na takie przebiegi ma kilka czynników, z czego podstawowe to:

- charakter zjawiska opadowego,
- napęlenie kanałów tuż przed wzmożonym dopływem ścieków opadowych,
- stan czystości kanałów, czyli obecność osadów kanałowych,
- okres pogody suchej pomiędzy opadami, odpowiedzialny za nagromadzenie zanieczyszczeń na powierzchni zlewni.

Biorąc pod uwagę powyższe wyniki analiz należy poważnie zastanowić się nad zmianą istniejącego podejścia dotyczącego oceny funkcjonowania przelewów burzowych kanalizacji ogólnospławnej z ilościowego na podejście uwzględniające określenie dopuszczającej wielkości emisji zanieczyszczeń na jednostkę powierzchni zlewni. Konsekwencją takiej zmiany będzie możliwość wzbudzenia się przelewu w ciągu roku mniej lub więcej niż 10 razy, a wynikać będzie to z emitowanego rocznego ładunku zanieczyszczeń. Analiza wy-

ników badań zwróciła również uwagę na konieczność monitorowania ładunków chwilowych ze względu na różną wrażliwość odbiorników na ich zanieczyszczenie.

Badania naukowe zostały wykonane w ramach realizacji Projektu „Innowacyjne środki i efektywne metody poprawy bezpieczeństwa i trwałości obiektów budowlanych i infrastruktury transportowej w strategii zrównoważonego rozwoju” współfinansowanego przez Unię Europejską z Europejskiego Funduszu Rozwoju Regionalnego w ramach Programu Operacyjnego Innowacyjna Gospodarka.

Literatura

- [1] Ashley, R., Crabtree, B., Fraser, A., Hvitved-Jacobsen T.: European research into sewer sediments and associated pollutants and processes, *Journal of Hydraulic Engineering-ASCE* 129, 4, 2003, 267-275
- [2] Bartkowska I.: Prognozowanie zanieczyszczeń spływów opadowych ze zlewni zurbanizowanych, *Rozprawa doktorska*, Politechnika Białostocka, 1994.
- [3] Deletić, A.: The first flush load of urban surface runoff, *Wat. Res.*, 32, 8, 1998, 2462-2470.
- [4] Duncan H.: Australian Runoff Quality. A draft copy, <http://www.arr.newcastle.edu.au/neweARQ>, ed. National Committee on Water Engineering Engineers, Australia, 2004.
- [5] Gromaire-Mertz M.,C., Gonzalez G.,A., Chebbo G.: Characterization of urban runoff pollution in Paris, *Wat. Sci. Tech.*, 34, 6, 1999, 1773-1780.
- [6] Gupta K., Saul. A.J.: Specific relationships for the first flush load in combined sewer flows, *Wat. Res.*, 30, 5, 1996a, 1244-1252.
- [7] Hall K.J., McCallum D. W., Lee K., Macdonald R, Characterization and aquatic impacts of combined sewer overflows in Greater Vancouver. *British Columbia., Water Science and Technology*, 38, 10, 1998, 9-14.
- [8] Kafi M., Gasperi J., Moilleron R., Gromairec M.C., Chebbo G.: Spatial variability of the characteristics of combined wet weather pollutant loads in Paris, *Water Research*, 42 (3), 2008, 539-549.
- [9] Krejci, V., Dauber, L., Novak, B., Gujer, W.: Contribution of different sources to pollutant loads in combined sewers. In: *Proceedings of the 4th International Conference on Urban Storm Drainage*, Lausanne, Swizerland, 34-39, 1987.
- [10] Li L., Shan B, Yin C.: Stormwater runoff pollution from an urban catchment with rainy climate in China, *Front. Environ. Sci. Eng.* 6 (5), 2012, 672-677.
- [11] Rossi, L., Krejci, V., Rauch, W., Kreikenbaum, S., Fankhauser, R.,Gujer, W.: Stochastic modelling of total suspended solids (TSS) in urban areas during rain events. *Water Research*, 39, 17, 2005, 4188-4196
- [12] Rozporządzenie Ministra Środowiska z dn. 26 lipca 2006 r w sprawie warunków jakie należy spełnić przy wprowadzaniu ścieków do wód lub do ziemi, oraz w sprawie substancji szczególnie szkodliwych dla środowiska wodnego (Dz.U. 2006 nr 137 poz. 984).

- [13] Saget, A., Chebbo, G., Bertrand-Krajewski, J. L.: The first flush in sewer systems, *Wat. Sci. Tech.*, 33, 9, 1996, 101–108.
- [14] Sansalone, J.J., Buchberger, S.G.: Partitioning and first flush of metals in urban roadway storm water., *J. Envir. Engrg.*, 123, 2, 1997, 134-143.
- [15] Skipworth P., Tait S., Saul A.: The first foul flash in combined sewers: an investigation of the causes, *Urban Water*, 2, 2000, 317-352.
- [16] Zawilski M.: Prognozowanie wielkości odpływu i ładunków zanieczyszczeń ścieków opadowych odprowadzanych z terenów zurbanizowanych, *Zeszyty Naukowe Politechniki Łódzkiej*, nr 792. 1997.
- [17] Zawilski M., Brzezińska A.: Characteristics of rainfalls necessary for design and upgrading of urban drainage systems. *Proc of the Int. Conf. on Urban Drainage Modelling, UDM'04, Dresden*, 643-650, 2004.

QUANTITY OF THE POLLUTANTS EMISSION FROM COMBINED SEWAGE SYSTEM ON THE EXAMPLE OF ŁÓDŹ

Summary

The results of the wastewater composition leaving the chosen J1 combined sewer overflow in Lodz showed that the volume of load directed to the receiver is closely related not only to the character of precipitation, but also to the time of day, in which there is increased inflow of wastewater into the sewerage system, the level of pollution of the catchment and amount of sediments present in the sewers. Due to the conducted laboratory analyzes, supplemented with other results from on-line measurements, the load size of examined indicators of pollution (COD, BOD5, suspended solids, mineral solids, N-NH₄, P_{tot}) depending on the rain event causing the activation of the overflow J1 was determined. The results were also used to determine the prevalence of the first flush effect of pollutants in wastewater emitted by J1 overflow to the receiver.

Therefore, a continuous control of the pollutants emission including modern methods of measurement and the use of the obtained results to develop data to computer programs enabling a realistic assessment of the emission from sewer system is necessary.

Keywords: combined sewerage system, combined sewer overflows, pollutants emission, first flush of pollution

DOI:10.7862/rb.2014.43

Przesłano do redakcji: lipiec 2014 r.

Przyjęto do druku: wrzesień 2014 r.

Ewa BURSZTA-ADAMIAK²

Magdalena KUŚNIERZ¹

Magdalena DOMAŃSKA³

Paweł WIERCIK⁴

Janusz ŁOMOTOWSKI⁵

METODY STOSOWANE W BADANIACH ZAWIESIN W WODACH OPADOWYCH

Występujące w wodach opadowych zawiesiny są mieszaninami wieloskładnikowymi, zawierającymi oprócz substancji rozpuszczonych i gazów, drobne zawiesiny oraz koloidy pochodzenia organicznego i mineralnego. W badaniach wód opadowych wiedza na temat ilości, rozmiaru czy rozkładu wielkości cząstek zawiesin jest przydatna m.in. przy projektowaniu urządzeń służących do podczyszczania wód opadowych (osadników, separatorów), zbiorników retencyjnych oraz systemów bazujących na naturalnych procesach biologicznych i infiltracji wody do gruntu. Konieczność stosowania różnych metod i narzędzi badawczych w obszarach inżynierii i ochrony środowiska jest nieunikniona. W artykule omówiono nowoczesne metody stosowane w badaniach ilości i wielkości cząstek zawiesin zawartych w wodach opadowych oraz przedstawiono oryginalne wyniki badań składu granulometrycznego zawiesin w wodach opadowych, śniegu i spływów z dachów wykonane z wykorzystaniem granulometru laserowego. Do interpretacji wyników badań składu granulometrycznego zawiesin zastosowano zmodyfikowane równanie Avramiego. W pracy przedstawiono przedziały zmienności wartości współczynników korelacji oraz stałych k i wykładników n opisanych równaniem Avramiego. Przy wzroście wartości stałej k wzrastał udział ziaren o małych średnicach zastępczych w zawiesinie polidispersyjnej, natomiast przy niższych wartościach wykładnika n funkcja $V(d)$ wykazywała większy przedział zmienności średnic zastępczych cząstek obecnych w zawiesinie polidispersyjnej. Na podstawie wartości współczynników korelacji R , które były bliskie 1 wykazano, że skład

¹ Autor do korespondencji: Magdalena Kuśnierz, Uniwersytet Przyrodniczy we Wrocławiu, Instytut Inżynierii Środowiska, Plac Grunwaldzki 24, 50-363 Wrocław, (71) 320 5556, magdalena.kusnierz@up.wroc.pl.

² Ewa Burszta-Admiak, Uniwersytet Przyrodniczy we Wrocławiu, Instytut Inżynierii Środowiska, Plac Grunwaldzki 24, 50-363 Wrocław, (71) 320 5555, ewa.burszta-adamiak@up.wroc.pl.

³ Magdalena Domańska, Uniwersytet Przyrodniczy we Wrocławiu, Instytut Inżynierii Środowiska, Plac Grunwaldzki 24, 50-363 Wrocław, (71) 320 5518, magdalena.domanska@up.wroc.pl.

⁴ Paweł Wiercik, Uniwersytet Przyrodniczy we Wrocławiu, Instytut Inżynierii Środowiska, Plac Grunwaldzki 24, 50-363 Wrocław, (71) 320 1033, pawel.wiercik@up.wroc.pl.

⁵ Janusz Łomotowski, Uniwersytet Przyrodniczy we Wrocławiu, Instytut Inżynierii Środowiska, Plac Grunwaldzki 24, 50-363 Wrocław, (71) 320 1034, janusz.lomotowski@up.wroc.pl.

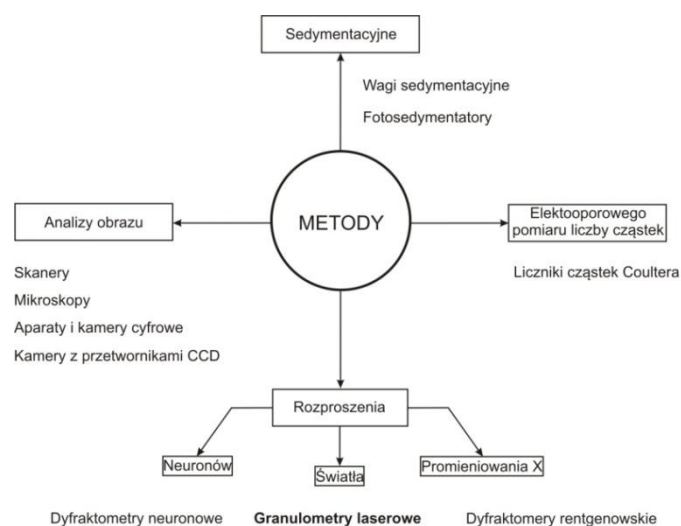
granulometryczny zawiesin w wodach opadowych można opisać zmodyfikowanym równaniem Avramiego.

Słowa kluczowe: granulometr laserowy, skład granulometryczny zawiesin, równanie Avramiego, wody deszczowe, spływy

1. Wprowadzenie

Większość zawiesin występujących w wodach naturalnych to układy poli-dyspersyjne, w skład których wchodzi cząstki organiczne lub mineralne o nieregularnej strukturze i szerokiej zmienności wymiarów. W przypadku wód opadowych wiedza o ilości, rozmiarze i prawdopodobieństwie częstotliwości występowania wielkości cząstek w zawieszynie jest przydatna m.in. przy projektowaniu urządzeń służących do podczyszczania wód opadowych (osadników, separatorów), zbiorników retencyjnych oraz systemów do infiltracji wód opadowych do gruntu.

Badania zawiesin w wodach opadowych najczęściej prowadzi się w sposób *off-line*, z ręcznym pobraniem i przygotowaniem próbki do analiz [3] oraz *on-line* z automatycznym próbkowaniem [7]. Pomiary *in-line* oraz *in-situ*, wykonywane bezpośrednio bez konieczności próbkowania, choć pożądane z uwagi na delikatną strukturę zawiesin obecnych w wodach opadowych [2] są wykonywane niezmiernie rzadko. Stosowane metody do analizy składu granulometrycznego zawiesin w wodach opadowych przedstawiono na rys. 1.



Rys. 1. Metody i urządzenia do analizy składu granulometrycznego zawiesin

Fig. 1. Methods and apparatus for analysis of granular composition of suspensions

Przy określaniu składu ziarnowego zawiesiny z wykorzystaniem wagi sedymentacyjnej, wyznacza się rozkład prędkości opadania ziaren, przyjmując średnice ziaren jako średnice zastępcze o kształcie kulistym a prędkości opadania ziaren na podstawie wzoru *Stokesa*. Podczas stosowania tej metody, w celu eliminacji błędnych pomiarów, należy zachować naturalne warunki sedymentacji unikając dużych rozcieńczeń próbki [1].

Określenie prawdopodobieństwa częstości występowania wielkości cząstek w zawiesinie polidispersyjnej możliwe jest z wykorzystaniem elektrycznego licznika cząstek Coultera (ang. *electrical sensing/counting*) [12]. Urządzeniami z elektrycznym licznikiem cząstek nie można prowadzić pomiarów *on-line* i *in-situ*.

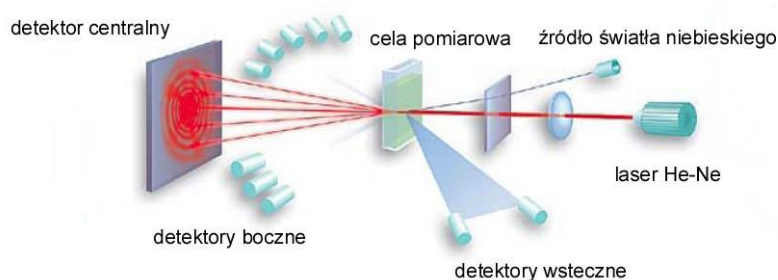
Analiza obrazu w zależności od zastosowanego rozwiązania technicznego może być postrzegana jako metoda *off-line*, *on-line*, *in-line* oraz *in-situ* [11]. Obrazy cząstek zawiesin można uzyskać z różnych urządzeń, wśród których najbardziej znane to: mikroskopy optyczne, fluorescencyjne, elektronowe oraz konfokalne, skanery, aparaty i kamery cyfrowe oraz kamery z przetwornikami CCD (ang. *Charge coupled device*). Analiza obrazu wymaga prowadzenia badań na cząstkach tworzących układy rozproszone w takim stopniu, aby nie tworzyły skupisk. Ograniczenia, co do stosowania tej metody, wynikają między innymi z dokładności pomiaru odnoszącej się do minimalnych i maksymalnych rozmiarów cząstek, które mogą być zidentyfikowane. Ze względu na duży nakład pracy wykonywane pomiary dotyczą zazwyczaj tylko wybranej, najbardziej reprezentatywnej części próbki, stąd zawsze istnieje możliwość błędnego oszacowania rozkładów wielkości cząstek. Aktualnie przeglądanie obrazu odbywa się z wykorzystaniem wspomaganego komputerowego oraz kamer video. W dalszym ciągu nie zmieniają się jednak trudności związane z odpowiednim przygotowaniem próbki do badań.

Największe zastosowanie w badaniach zawiesin w roztworach wodnych znalazły metody optyczne wykorzystujące pomiar rozproszenia wiązki promieni na cząstkach zawiesiny. Do badań zawiesin o cząstkach poniżej mikrometra wykorzystuje się zjawisko propagacji promieni X w metodzie SAXS (ang. *small-angle X-ray scattering*) oraz neutronów SANS (ang. *small-angle neutron scattering*) [4], [10]. Identyfikacja cząstek o wielkości do kilku mikrometrów jest możliwa w przypadku rozpraszania statycznego źródła światła SLS (ang. *static light scattering*) oraz dynamicznego rozpraszania światła DLS (ang. *dynamic light scattering*), gdzie dokonywany jest pomiar fluktuacji światła rozproszonego [8]. Długość fali źródła światła w przypadku metody SLS jest o wiele większa niż w przypadku promieniowania X lub neutronów. Wymiarowanie cząstek w układach statycznego źródła światła odbywa się na podstawie małokątowego rozpraszania światła LALLS (ang. *low angle laser light scattering*) lub SALLS (ang. *small angle laser light scattering*). Wśród instrumentów pomiarowych mierzących wielkości cząstek badanych materiałów w oparciu o zjawisko dyfrakcji najczęściej znajdują się granulometr laserowy (ang. *laser granulometer*), dyfrak-

tometr laserowy (ang. *laser diffractometer*) oraz spektrofotometr dyfrakcyjny (ang. *laser diffraction spectrophotometer*).

2. Metodyka badań

W granulometrze laserowym, wykorzystywanym do badań, których wyniki są prezentowane w pracy, wiązka światła czerwonego i niebieskiego kierowana jest na celę pomiarową wypełnioną próbką zawiesiny. W celi pomiarowej dochodzi do rozproszenia i absorpcji promieni świetlnych, a charakterystycznie ułożone detektory umożliwiają identyfikację cząstek dużych rozmiarów (detektor centralny), mikroozwiesin (detektor boczny) oraz cząstek koloidalnych (detektory wsteczne) (rys. 2). Przydatność zastosowania granulometru laserowego do badań zawiesin w wodach opadowych potwierdziły wcześniejsze badania zespołu autorskiego [5], [6].



Rys. 2. Schemat układu optycznego Mastersizera 2000 [na podstawie 8]

Fig. 2. Diagram of optical system of Mastersizer 2000 [based on 8]

Próby opadu deszczu i śniegu oraz spływów z dachów i z dróg zbierano na stanowiskach badawczych zlokalizowanych w Strzelinie oraz we Wrocławiu w dzielnicach Zalesie i Strachowice. Pobór śniegu odbywał się, w miarę możliwości, na wysokości 4-5 cm nad ziemią, aby uchronić próbę przed obecnością zanieczyszczeń zebranych bezpośrednio z powierzchni ziemi. Wody deszczowe były przechwytywane z zastosowaniem specjalnego naczynia lub za pomocą folii wyścielonej w zagłębieniach terenu. Spływy z dachu były zbierane bezpośrednio z rury spustowej.

Do interpretacji wyników badań składu granulometrycznego zawiesin zastosowano zmodyfikowane równanie Avramiego [9]:

$$V(d) = 1 - \exp(-k \cdot d^n) \quad (1)$$

gdzie: $V(d)$ jest udziałem sumy objętości wszystkich cząstek, których średnica

jest mniejsza od średnicy zastępczej d w całkowitej objętości wszystkich cząstek będących w badanej próbce, a wartości stałych k i n są wartościami empirycznymi. Przy wzroście wartości stałej k wzrasta udział ziaren o małych średnicach zastępczych w zawieszynie polidispersyjnej, natomiast przy niższych wartościach wykładnika n funkcja $V(d)$ wykazuje większy przedział zmienności średnic zastępczych cząstek obecnych w zawieszynie polidispersyjnej.

Do ustalania stałych empirycznych k i n w równaniu (1) stosowano estymację nieliniową a obliczeń dokonywano z wykorzystaniem programu STATISTICA 10 PL.

3. Wyniki

W tab. 1 zamieszczono estymowane wartości stałych k i wykładników n modeli opisanych ogólnym równaniem (1) oraz współczynniki korelacji R .

Tabela 1. Zestawienie przedziałów zmienności wartości współczynników korelacji oraz wyestymowanych stałych modelu opisanego równaniem (1) dla uzyskanych wyników badań składu granulometrycznego zawiesin w wodach opadowych, śniegu i spływów z dachów

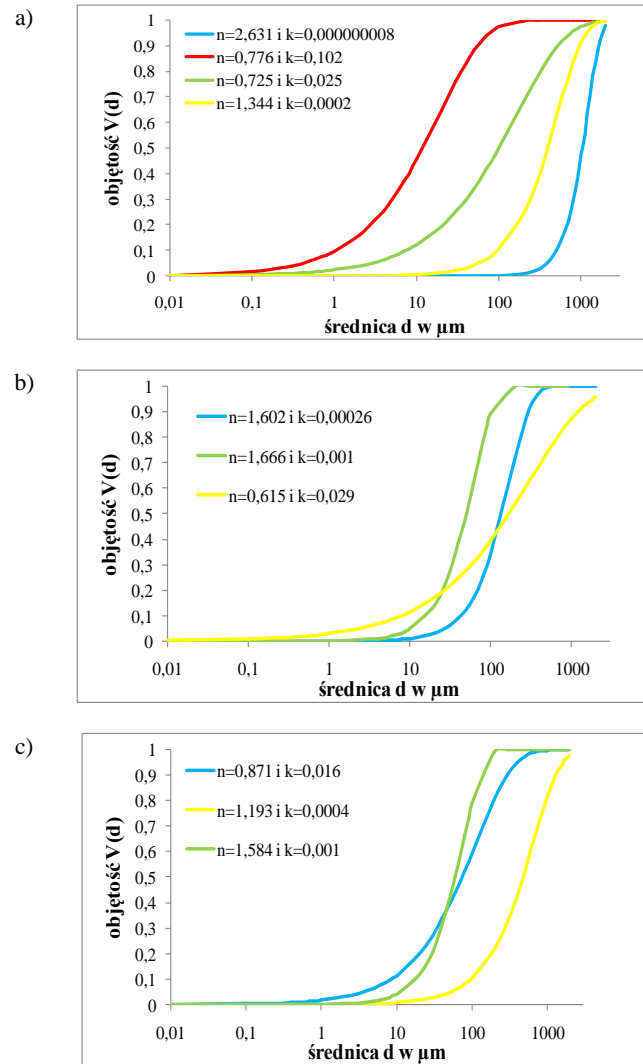
Table 1. Comparison of the range of values variation of the correlation coefficients and estimated parameters in model described by equation (1) obtained for the all research results of granulometric composition of suspensions in stormwater, snow and runoff from roofs

Miejsce poboru prób	Zakres zmienności		
	współczynnik korelacji R	stałej k w równaniu (1)	wykładnika n w równaniu (1)
	śnieg		
Strzelin	0,993599 - 0,998888	0,000226 - 0,012346	0,867112 - 1,34400
Zalesie	0,932945 - 0,998735	8E-09 - 0,02459	0,725379 - 2,631209
Strachowice	0,988336 - 0,998693	0,017265 - 0,102247	0,775954 - 0,966356
	deszcz		
Strzelin	0,995413 - 0,99990	0,001038 - 0,013279	0,772233 - 1,666016
Zalesie	0,991073 - 0,999351	0,001104 - 0,029579	0,615332 - 1,293135
Strachowice	0,980178 - 0,999109	0,00026 - 0,023614	0,702009 - 1,602694
	spływy z dachów		
Strzelin	0,977413 - 0,999667	0,001063 - 0,015338	0,772515 - 1,584216
Zalesie	0,992932 - 0,999770	0,000444 - 0,016341	0,773292 - 1,512637

Na podstawie wartości współczynników korelacji R , które są bliskie 1 można stwierdzić, że model (1) bardzo dobrze opisuje uzyskane wyniki badań składu granulometrycznego.

Na rysunku 3 przedstawiono przykładowe funkcje $V(d)$, w tym funkcje ograniczające obserwowane zmienności udziału procentowego cząstek o danym zakresie średnic zastępczych w całkowitej objętości cząstek zawiesin, wykonane dla próbek śniegu, deszczu oraz spływów z dachów. Największe zróżnicowanie wielkości cząstek stwierdzono w próbkach śniegu. Po długim okresie bez opadowym w próbkach śniegu obserwowano wzrost wielkości średnic cząstek za-

wiesin. Przy dużych opadach śniegu przeważały cząstki o średnicach poniżej $10\ \mu\text{m}$.

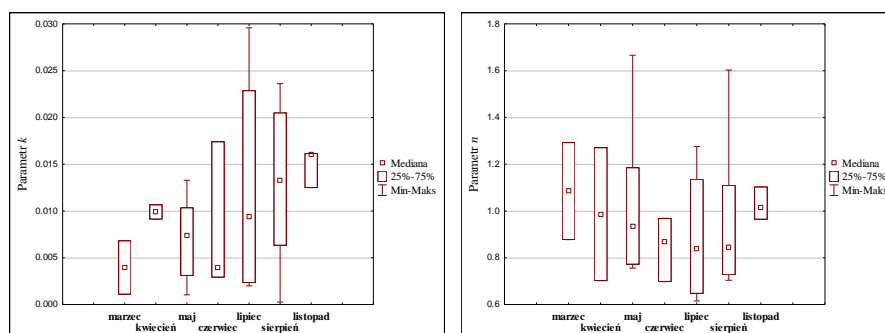


Rys. 3. Wykresy funkcji $V(d)$ opisane zmodyfikowanym równaniem Avramiego, dla par (n, k) , dla których uzyskano skrajne przebiegi zmienności ze zbioru danych zestawionych w tab. 1: a) dla próbek śniegów, b) deszczy, c) spływów z dachów

Fig. 3. Graphs of functions $V(d)$ described by modified Avrami equation for pairs (n, k) for which resulted an extreme courses of variation from data set compiled in tab. 1: a) for snow samples, b) stormwater, c) rain runoff from roofs

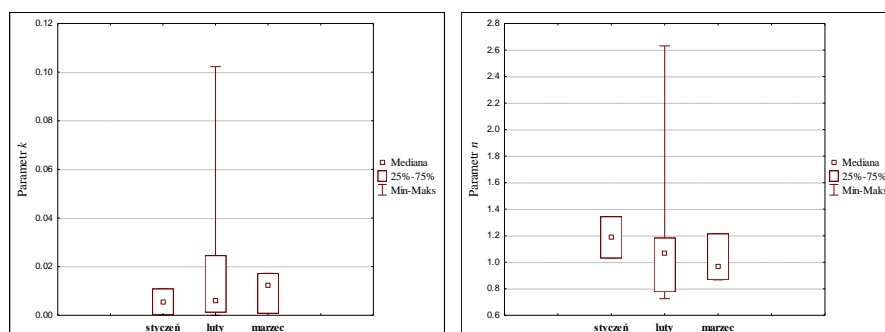
W wodach deszczowych stwierdzono obecność cząstek o średnicach zastępczych głównie w przedziale od 10 do 100 μm . W zawiesinach obecnych w próbkach wód ze spływów obserwowano wzrost średnicy cząstek zawiesin w porównaniu do wartości obserwowanych w wodach deszczowych. W tych próbkach uwidaczniał się efekt splukiwania zanieczyszczeń z powierzchni dachów.

Na rys. 4-6 porównano wyznaczone wartości stałych k i wykładników n dla wszystkich próbek deszczu, śniegu oraz spływów wód opadowych z dachów, grupując wyniki obliczeń z uwzględnieniem miesięcy w których pobierano próbki do badań. W miesiącach letnich stwierdzono największą rozpiętość przedziałów zmienności średnic zastępczych przy równoczesnym największym udziale cząstek o mniejszych średnicach w całkowitej objętości cząstek zawiesin (rys. 4).



Rys. 4. Zmiany wartości stałych k i wykładników n w modelach funkcji $V(d)$ w zależności od miesiąca poboru prób opadów deszczu

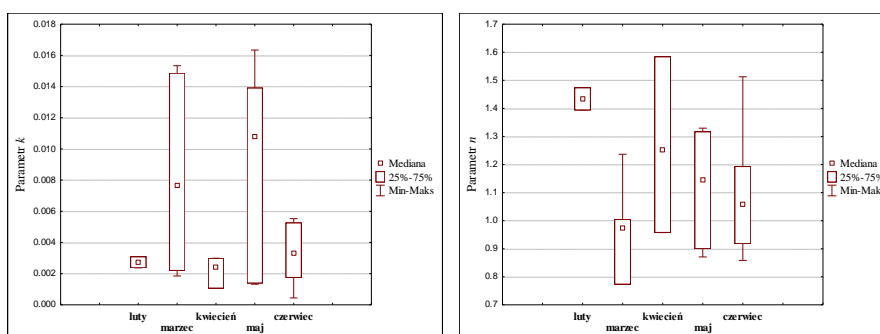
Fig. 4. Changes in the values of constants k and n exponents in function models $V(d)$ depending on the month of stormwater sampling



Rys. 5. Zmiany wartości stałych k i wykładników n w modelach funkcji $V(d)$ w zależności od miesiąca poboru prób opadów śniegu

Fig. 5. Changes in the values of constants k and n exponents in function models $V(d)$ depending on the month of snow sampling

W marcu stwierdzano największą rozpiętość przedziałów oznaczanych średnic zastępczych, a także największy udział cząstek o mniejszych średnicach w całkowitej objętości cząstek zawiesin w próbkach spływów z dachów oraz w opadach śniegu (rys. 5 i 6).



Rys. 6. Zmiany wartości stałych k i wykładników n w modelach funkcji $V(d)$ w zależności od miesiąca poboru prób spływów wód opadowych z dachów

Fig. 6. Changes in the values of constants k and n exponents in function models $V(d)$ depending on the month of rain runoff from roofs sampling

4. Podsumowanie

Przeprowadzone badania wykazały, że wyniki badań składu granulometrycznego zawiesin zawartych w opadach deszczu, śniegu oraz spływów z dachów można opracowywać z zastosowaniem zmodyfikowanego równania Avramiego (1).

W oparciu o wyestymowane wartości stałych k i wykładników n można szybko porównywać skład granulometryczny różnych zawiesin polidispersyjnych. Przedstawiona w artykule metoda opisu składu granulometrycznego zawiesin polidispersyjnych jest oryginalnym osiągnięciem zespołu badawczego. Metoda ta powinna być powszechnie stosowana przy opracowywaniu wyników badań zawiesin polidispersyjnych uzyskiwanych z wykorzystaniem granulometrów laserowych.

Literatura

- [1] Banaś M., Roman M.: Badania składu granulometrycznego zawiesiny komunalnej, *Inż. Ap. Chem.*, 49(4), 2010, s. 14-15.
- [2] Bale A.J.: In situ laser optical particle sizing, *Journal of Sea Research*, 36, 1996, s. 31-36.
- [3] Bernhard C.: Particle Size Analysis—Problems and Possibilities in the Fine and Ultrafine Range. *Journal of Materials Synthesis and Processing*, 8(3/4), 2000, s. 213-221.
- [4] Bizi M., Baudet G.: Contribution of static light scattering to the textural

- characterization of large aggregates, *Journal of Colloid and Interface Science*, 300, 2006, s. 200-209.
- [5] Burszta-Adamiak E., Łomotowski J.: Możliwości wykorzystania granulometru laserowego do badań procesu infiltracji wody, *Ochrona Środowiska*, 3, 2003, s. 45-48.
- [6] Burszta-Adamiak E., Łomotowski J., Kęszycka M.: Analiza budowy przestrzennej zawiesin występujących w wodach naturalnych, *Ochrona Środowiska*, 3(31), 2009, s. 65-68.
- [7] Govoreanu R.: Activated sludge flocculation dynamics: On-line measurement methodology and modeling, Universiteit Gent Faculteit Landbouwkundige en Toegepaste Biologische Wetenschappen, Gent (ISBN 90-5989-031-0), 2004.
- [8] Łomotowski J., Burszta-Adamiak E., Kęszycka M., Jary Z.: Metody i techniki optyczne w badaniach zawiesin., Monografia. Wyd. Polska Akademia Nauk, Instytut Badań Systemowych, Warszawa, 2008.
- [9] Łomotowski J., Wiercik P., Burszta-Adamiak E.: Wpływ zawartości związków żelaza i manganu na skład granulometryczny zawiesin w popłuczynach z filtrów do oczyszczania wód podziemnych, *Ochrona Środowiska*, 4, 2013, s. 43-46.
- [10] Patra A.K., Nair S., Tyagi A.K., Sen D., Mazumder S., Ramanathan S.: Small-angle neutron scattering investigations on fractal aggregation and sintering behavior of $\text{La}_{1-x}\text{Ca}_x\text{CrO}_3$ synthesized by a combustion process. *Materials Science and Engineering*, 127, 2006, s. 180-185.
- [11] Selomulya C.: The effect of shear on flocculation and floc size/structure. The University of New South Wales, Australia (tezy rozprawy doktorskiej), 2001.
- [12] Tang S., Ma Y., Sebastine I.M.: The fractal nature of *Escherichia coli* biological flocs, *Colloids and Surfaces B: Biointerfaces*, 20, 2001, s. 211-218.

THE METHODS USED IN SUSPENSION RESEARCH IN THE STORMWATER

Summary

Stormwater suspensions are multi-component mixtures containing, in addition to solutes and gases, fine suspensions and colloids of mineral and organic origin. Information on the structure of the suspensions occurring in stormwater, among other things, is extremely important especially when designing devices for their use (settlers, decanters), retention tanks or systems based on natural biological processes and the infiltration of water into the ground. The need to use different methods and research tools in the areas of engineering and the environment is inevitable. The article presents the modern methods used in studies on particle size and quantity of suspended solids occurring in stormwater as well as shows the original research results of the granulometric composition of suspension in rain, snow and runoff from roofs obtained using laser granulometer. Modified Avrami equation for interpretation of research results of granulometric composition of suspensions has been used. In this paper the comparison of the range of values variation of the correlation coefficients R and estimated parameters in model described by Avrami equation has been shown. The increase of the constant k value imply the grow of small diameters of grains in polydispersion suspensions, while at lower values of exponent n function $V(d)$ showed a greater range of particles variation presented in polydispersion suspension. On the basis of the correlation coefficient R values, which were close to 1, it has been shown that the granulometric composition

of the stormwater suspension, snow and runoff from roofs can be described by the modified Avrami equation.

Keywords: laser granulometer; granulometric composition of suspensions, Avrami equation, stormwater, runoff from roofs

DOI:10.7862/rb.2014.44

Przesłano do redakcji: lipiec 2014 r.

Przyjęto do druku: wrzesień 2014 r.

Dorian CZARNIECKI¹

Daniel SŁYŚ²

ANALIZA TECHNICZNA I FINANSOWA WARIANTÓW OGRZEWANIA WODY Z WYKORZYSTANIEM POMP CIEPŁA WSPÓŁPRACUJĄCYCH Z SYSTEMAMI ROZSĄCZANIA WODY DESZCZOWEJ W PRODUKCJI ROŚLINNEJ

Prognozy i ogólnoświatowe trendy pokazują, że w najbliższych latach, a także w dalszej przyszłości, trzeba się liczyć ze znacznym wzrostem kosztów energii w stosunku do kosztów budowni, konstrukcji czy samych urządzeń, w tym grzewczych. W wyniku tego można zauważyć tendencje do stosowania rozwiązań energooszczędnych, które umożliwiają przede wszystkim obniżenie kosztów przygotowania ciepłej wody użytkowej, ale również ochronę środowiska naturalnego. Główną przyczyną tego podejścia są właśnie rosnące ceny tradycyjnych nośników energii oraz poprawa świadomości ekologicznej społeczeństwa. Celem niniejszego artykułu jest przedstawienie analizy technicznej i finansowej systemu podgrzewania wody do podlewania w obiektach przeznaczonych do produkcji roślinnej. Podlewanie roślin w szklarniach jest czynnością niezwykle istotną, a właściwie niezbędną dla ich prawidłowego rozwoju. W systemie ogrzewania wykorzystano gruntową pompę ciepła współpracującą z instalacją odprowadzającą wody deszczowe, pozwalającą na uzyskanie wysokiej wydajności poboru ciepła z gruntu poprzez jego nawilżanie. Przeanalizowano możliwe warianty pracy instalacji.

Słowa kluczowe: wody opadowe, pompa ciepła, gruntowy wymiennik ciepła

¹ Autor do korespondencji: Politechnika Rzeszowska, Katedra Infrastruktury i Ekorozwoju, Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury, 35-959 Rzeszów, al. Powstańców Warszawy 6, tel. + 48 (017) 7432409, fax: (017) 8651172, e-mail: doriancz@prz.edu.pl

² Politechnika Rzeszowska, Katedra Infrastruktury i Ekorozwoju, Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury, 35-959 Rzeszów, al. Powstańców Warszawy 6, tel. + 48 (017) 8651784, fax: (017) 8651172, e-mail: daniels@prz.edu.pl

1. Wprowadzenie

Głównym kierunkiem przemian sektora energetycznego jest obecnie poprawa efektywności energetycznej, rozwój wykorzystania odnawialnych źródeł energii, jak również ograniczenie oddziaływania energetyki na środowisko.

W wyniku systematycznego i znacznego wzrostu cen paliw i energii, niezbędna staje się potrzeba poszukiwania nowych rozwiązań systemów zaopatrzenia w ciepło takich jak, rozwój niskoemisyjnych technologii wytwarzania energii – zwłaszcza ze źródeł odnawialnych oraz poprawa sprawności wytwarzania energii. Odpowiedzią na taki trend jest wykorzystanie niskotemperaturowej energii z gruntu przy użyciu pompy ciepła [1].

Obecnie zaobserwować można znaczący rozwój myśli technicznej dotyczącej urządzeń i obiektów, które wpisują się w całokształt zagadnień technicznych w rozwoju zrównoważonym gospodarki wodami opadowymi. Nowe rozwiązania inżynierskie pozwalają na pełniejsze wykorzystanie naturalnych procesów zmierzających do odprowadzania wód opadowych, optymalizują działania infrastruktury kanalizacyjnej, tak aby stała się mniej uciążliwa dla odbiorników. Jednym z awangardowych zastosowań jest ich wykorzystanie do poprawy efektywności poboru ciepła w gruntowych wymiennikach ciepła [2].

Nowoczesna gospodarka wodami opadowymi opiera się na ograniczaniu ilości ścieków deszczowych, odprowadzanych systemami kanalizacji krytej, na rzecz miejscowego zagospodarowywania tych wód. Zatrzymywanie spływów opadowych u źródła ich powstawania przynosi liczne korzyści ekologiczne oraz może wpływać na ograniczenie kosztów budowy sieci kanalizacyjnych. Gospodarka wodami opadowymi powinna uwzględniać aspekt zrównoważonego rozwoju terenów oraz bieżące potrzeby człowieka, wynikające z konieczności utrzymywania niezawodności technicznej obiektów [2].

Niezwykle interesujące może okazać się połączenie tych dwóch systemów w celu uzyskania lepszych parametrów pracy gruntowego wymiennika ciepła, co zostało przedstawione w niniejszym artykule. Dokonano również oceny finansowej wariantów takiego systemu.

2. Warianty rozwiązań gruntowych pomp ciepła współpracujących z systemami rozsączania wody deszczowej

W tradycyjnych instalacjach nawadniających podgrzewanie zimnej wody wodociągowej do podlewania roślin w warzywnictwie jak i ogrodnictwie realizowane jest w podgrzewaczach elektrycznych, kotłach gazowych oraz na paliwo stałe. Do tego celu mogą być również wykorzystywane instalacje z pompami ciepła. Ze względu na znaczne nakłady inwestycyjne, istotne jest dokonanie analizy finansowej takiej inwestycji. Pompa ciepła jest szczególnie uzasadniona w przypadku takich obiektów jak [3]:

- duże szklarnie i cieplarnie,

- hurtownie ogrodnicze,
- hurtownie kwiatów,
- szkółki drzew i krzewów.

Jak wynika z informacji uzyskanych od hodowców, aby uzyskać optymalny wzrost systemu korzeniowego oraz zapobiec powstawaniu warunków sprzyjających rozwojowi chorób grzybowych i bakteryjnych rośliny najlepiej nawadniać wodą o temperaturze bliskiej temperaturze otoczenia w okresie letnim, czyli około 20°C [4, 5].

W niniejszym artykule przedstawiono nowy sposób podgrzewania wody wodociągowej z wykorzystaniem pomp ciepła. Celem ogrzewania jest uzyskanie wody o temperaturze optymalnej z punktu widzenia produktywności roślin. Dzięki podgrzewaniu wody, zakładany jest wzrost produkcji roślinnej co spowoduje znaczne zwiększenie zysków. Jak wynika z danych literaturowych [6] w celu zapewnienia odpowiedniej wilgotności podłoża rośliny należy podlewać wodą w ilości około 5 dm³/m²·d.

Analizę techniczno-finansową przeprowadzono dla następujących wariantów:

- Wariant I – pompa ciepła bez systemu rozsączania wody deszczowej,
- Wariant II – pompa ciepła z układem skrzynek rozsączających,
- Wariant III – pompa ciepła z rigolą nawadniającą grunt przy wykorzystaniu drenażu,
- Wariant IV – pompa ciepła o zwiększonej wydajności z układem skrzynek rozsączających,
- Wariant V – pompa ciepła o zwiększonej wydajności z rigolą nawadniającą grunt przy wykorzystaniu drenażu.

Grunt jest odwiecznym akumulatorem energii cieplnej. Według aktualnego stanu wiedzy grunt gliniasty mocno przesiąknięty wodą nadaje się szczególnie dobrze jako źródło ciepła. Doświadczenia wykazały, że można oczekiwać wydajności poboru ciepła q_E wynoszącej od 10 do 35 W/m² jako średniej wartości rocznej przy całorocznej eksploatacji [7].

Właściwości gruntu na ogół zmieniają się w okresie eksploatacji pompy ciepła, co powoduje istotną zmianę parametrów jej pracy. Z tego względu korzystne jest wyznaczenie powierzchni gruntowego poziomego wymiennika ciepła na podstawie doświadczeń praktycznych uzyskanych w wyniku wieloletniej eksploatacji tych urządzeń. W tabeli 1 podane zostały jednostkowe moce cieplne pobierane z gruntów o różnej strukturze i wilgotności [8].

W wyniku zintegrowania systemu retencji i odprowadzania wód deszczowych z instalacją gruntowego wymiennika ciepła możliwe jest utrzymywanie w długich okresach czasu maksymalnych wydajności pomp ciepła. Wody te nie byłyby bezproduktywnie odprowadzane do gruntu, ale w znacznym stopniu przyczyniłyby się do poprawy efektywności instalacji pompy ciepła [1].

Tabela 1. Wartości jednostkowych mocy cieplnych pobieranych z gruntu w poziomych, grunto-
wych wymiennikach ciepła [na podstawie: 9]

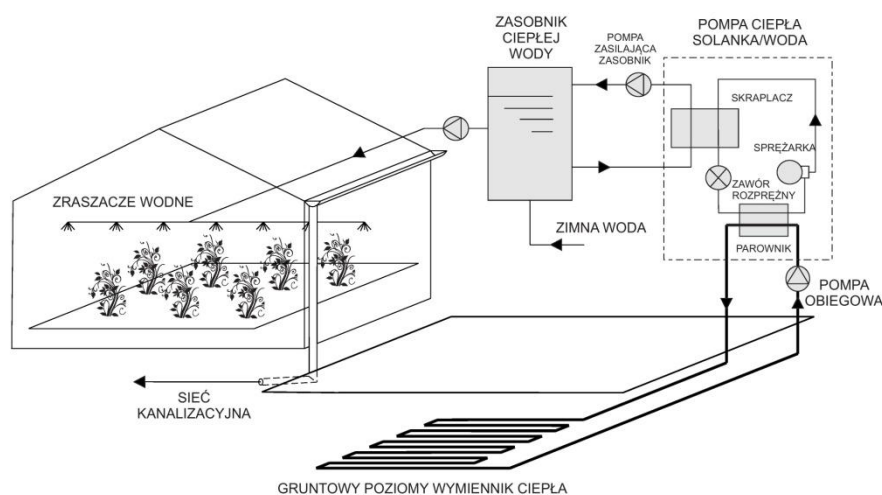
Table 1. The values of thermal power unit taken from the ground in horizontal ground heat ex-
changers [based on: 9]

Rodzaj gruntu	Jednostkowa moc cieplna pobie- rana z gruntu q_E [W/m^2]
Suchy grunt piaszczysty	10 - 15
Wilgotny grunt piaszczysty	15 - 20
Suchy grunt gliniasty	20 - 25
Wilgotny grunt gliniasty	25 - 30

Poniżej przedstawiono przykłady współpracy instalacji pompy ciepła i systemów odprowadzania wód deszczowych w obiektach przeznaczonych do produkcji roślinnej.

2.1. Opis wariantu I

Na rysunku 1 przedstawiono schemat instalacji z pompą ciepła z poziomym wymiennikiem gruntowym ułożonym w gruncie suchym, do podgrzewania wody służącej do podlewania w produkcji roślinnej. W tym wariantcie wody opadowe odprowadzane są bezproduktywnie do kanalizacji deszczowej. Do odebrania ciepła z gruntu służy gruntowy wymiennik ciepła z przepływającą przez niego niezamarzającą cieczą, zwaną solanką, który ułożony został pod powierzchnią terenu, w tym przypadku w gruncie suchym o wydajności poboru ciepła około $q_e = 15 W/m^2$ (tabela 1). Przepływ solanki przez rury gruntowego wymiennika ciepła jest wymuszany przez pompę obiegową o odpowiedniej wydajności. Solanka przepływając przez przewody wymiennika pobiera ciepło zgromadzone w gruncie, które za pośrednictwem pompy ciepła przekazywane jest do zasobnika ciepłej wody i dalej do zraszaczy wodnych, które będą równomiernie zraszać rośliny [1].



Rys. 1. Schemat instalacji z pompą ciepła do podgrzewania wody służącej do podlewania w produkcji roślinnej bez nawadniania gruntu (grunt suchy)

Fig. 1. Installation of a heat pump to heat water used for watering in crop production without irrigation the ground (dry ground)

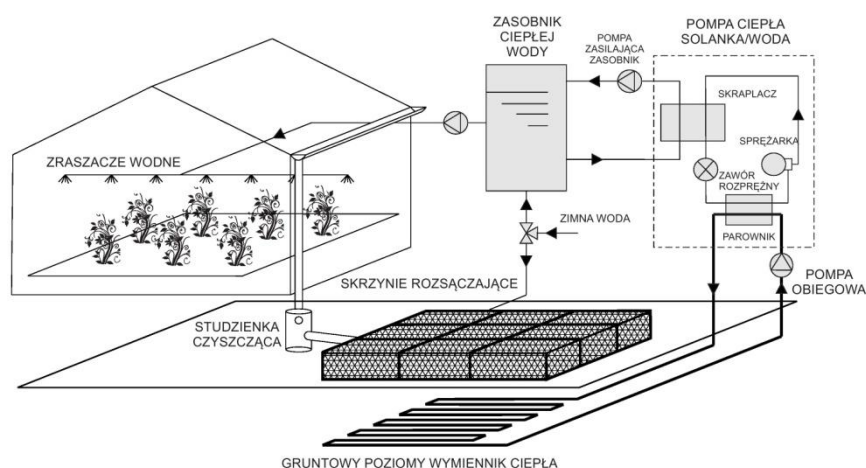
2.2. Opis wariantu II

Schemat instalacji gruntowej pompy ciepła służącej do podgrzewania wody do podlewania w produkcji roślinnej przedstawiono na rysunku 2. Instalacja ta współpracuje ze skrzynkami rozsączającymi jako urządzeniami do infiltracji i retencji wód deszczowych po ich wstępnym oczyszczeniu w studziencie czyszczącej, co umożliwia utrzymanie odpowiedniego nawilżenia gruntu. Instalacja pobiera ciepło z gruntu za pomocą poziomego wymiennika ciepła, który został ułożony pod skrzynkami rozsączającymi.

Skrzynie to jedne z urządzeń składowych systemu odprowadzania wód deszczowych i mają one za zadanie utrzymać wysoką wilgotność gruntu, dzięki czemu wydajność poboru ciepła z tego medium wzrośnie do około $q_e = 30 \text{ W/m}^2$ (tabela 1). Zwiększy się przez to efektywność wymiany ciepła między gruntem a wymiennikiem poziomym. Dla lepszego efektu utrzymania wilgoci w gruncie pod gruntowym wymiennikiem ciepła można zastosować nieprzepuszczalną folię PE. Pompa ciepła po odebraniu ciepła z gruntu przekazuje je do zasobnika ciepłej wody i dalej do zraszaczy wodnych w szklarni [1].

W długotrwałym okresie bezdeszczowym grunt nawilżany może być wodą z sieci wodociągowej. Takie rozwiązanie umożliwi zmniejszenie długości rur wymiennika, a co za tym idzie wymaganej powierzchni gruntowego wymiennika ciepła F w porównaniu do gruntu suchego. Taka powierzchnia wiąże się z niższymi kosztami poniesionymi na zakup i montaż instalacji, zmniejsza straty hydrauliczne, ale przede wszystkim wymaga od instalatora mniejszej po-

wierzchni na zamontowanie wymiennika ciepła. Pompa ciepła po odebraniu ciepła z gruntu przekazuje je do zasobnika ciepłej wody i dalej do zraszaczy wodnych [1].



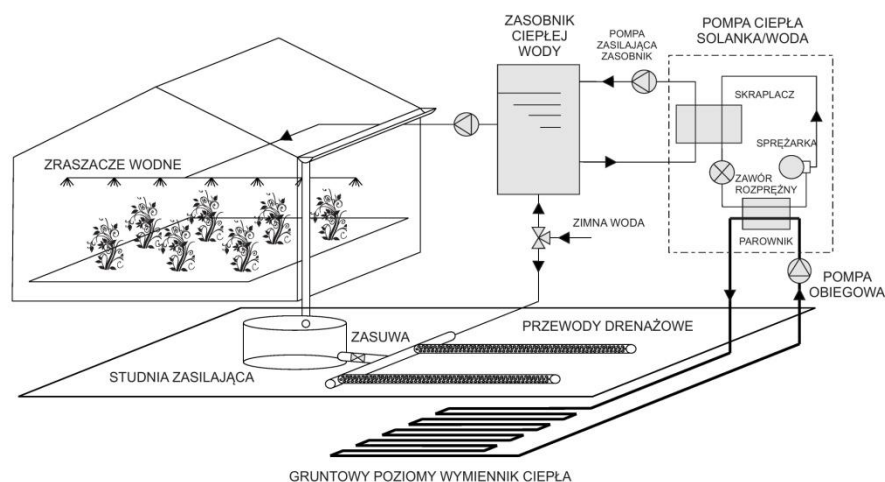
Rys. 2. Schemat instalacji z pompą ciepła do podgrzewania wody służącej do podlewania w produkcji roślinnej we współpracy ze skrzynkami rozsączającymi nawadniającymi grunt (grunt wilgotny)

Fig. 2. Installation of a heat pump to heat water used for watering in crop production in cooperation with drainage boxes for rainwater drain-off (wet ground)

2.3. Opis wariantu III

Rysunek 3 przedstawia schemat instalacji pompy ciepła służącej do podgrzewania wody do podlewania w produkcji roślinnej z wymiennikiem gruntowym poniżej strefy przemarzania gruntu współpracującym z rigolą, z podziemnym dopływem wód deszczowych oraz z ich rozproszaniem przy wykorzystaniu drenażu (grunt wilgotny). Zasada działania tego systemu jest analogiczna jak w wariantcie II, jednakże wykorzystany został tutaj sposób odprowadzania wód deszczowych wymagający niższych nakładów inwestycyjnych w porównaniu do wariantu II.

Drenaż jest jednym z urządzeń składowych systemu odprowadzania wód deszczowych. Ma on za zadanie utrzymać wysoką wilgotność gruntu, dzięki czemu wydajność poboru ciepła z tego medium znacznie wzrośnie w porównaniu do powyższego przykładu i będzie wynosić około $q_e = 30 \text{ W/m}^2$ (tabela 1). Zwiększy się przez to efektywność wymiany ciepła między gruntem a wymiennikiem poziomym. Dla lepszego efektu utrzymania wilgoci w gruncie pod gruntowym wymiennikiem ciepła można zastosować nieprzepuszczalną folię PE [1].



Rys. 3. Schemat instalacji z pompą ciepła do podgrzewania wody służącej do podlewania w produkcji roślinnej we współpracy z rigolą nawadniającą grunt przy wykorzystaniu drenażu (grunt wilgotny)

Fig. 3. Installation of a heat pump to heat water used for watering in crop production in cooperation with rigol irrigation the ground using drainage (wet ground)

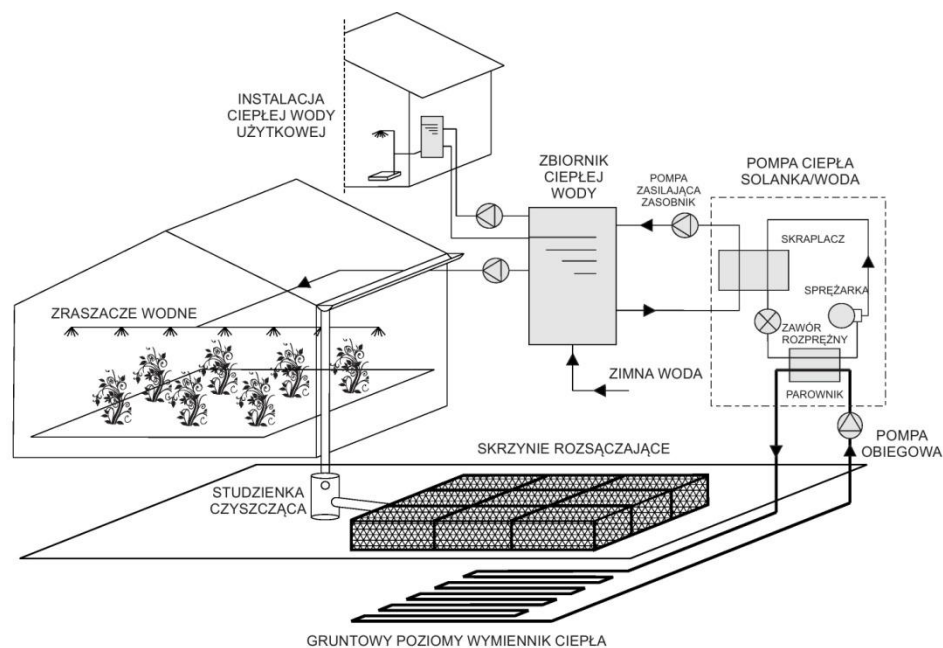
2.4. Opis wariantu IV

Schemat instalacji gruntowej pompy ciepła służącej do podgrzewania wody do podlewania w produkcji roślinnej wraz z połączeniem tej instalacji do budynku hotelu pracowniczego na potrzeby produkcji ciepłej wody użytkowej przedstawiono na rysunku 4. Dzięki temu, zainstalowana pompa ciepła może pracować nie tylko w okresie wegetacji roślin, ale przez cały rok, co w znacznym stopniu przyczyni się do szybszego zwrotu kosztów poniesionych na wykonanie i eksploatację tego systemu. Instalacja ta współpracuje ze skrzynkami rozsączającymi jako urządzeniami do infiltracji i retencji wód deszczowych po ich wstępnym oczyszczeniu w studziencie czyszczącej, co umożliwia utrzymanie odpowiedniego nawilżenia gruntu.

Dzięki utrzymaniu wysokiej wilgotności gruntu, wzrośnie wydajność poboru ciepła z tego medium w porównaniu do wariantu I i będzie wynosić około $q_e = 30 \text{ W/m}^2$ (tabela 1). Zwiększy się przez to efektywność wymiany ciepła między gruntem a wymiennikiem poziomym. Stwarza to możliwości zainstalowania pompy ciepła o większej mocy przy tej samej powierzchni gruntowego wymiennika ciepła jak w przypadku gruntu suchego [1].

W okresie bezdeszczowym lub długotrwałego mrozu pompa ciepła może być wykorzystywana jako pomocnicze źródło ciepła podgrzewające ciepłą wodę

użytkową, natomiast przez resztę roku, po zmianie parametrów na wyższe, może stanowić podstawowe źródło ciepła [1].

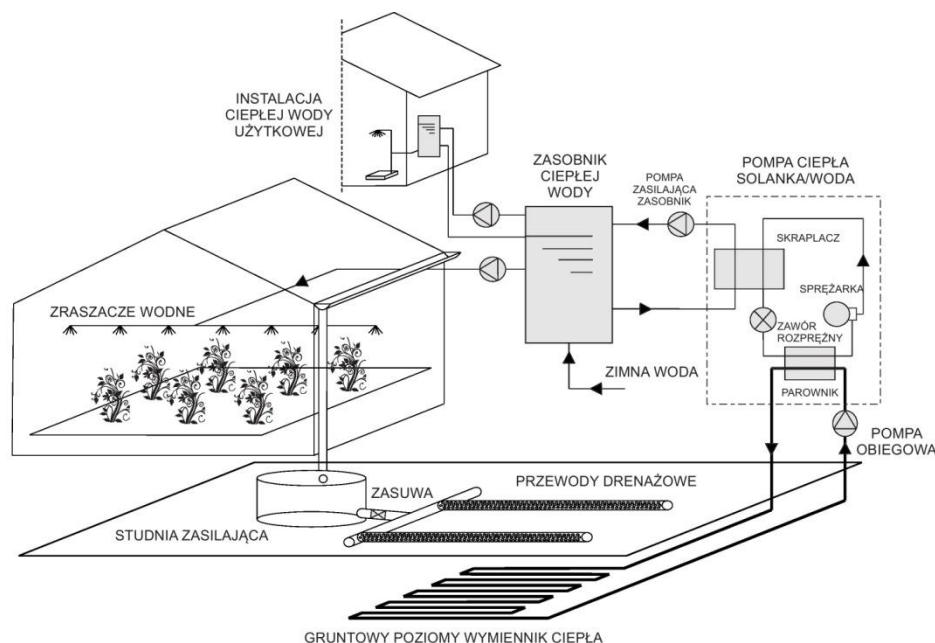


Rys. 4. Schemat instalacji z pompą ciepła o większej wydajności do podgrzewania wody służącej do podlewania w produkcji roślinnej we współpracy ze skrzynkami rozsączającymi nawadniającymi grunt (grunt wilgotny)

Fig. 4. Installation of a heat pump of higher efficiency to heat water used for watering in crop production in cooperation with drainage boxes for rainwater drain-off (wet ground)

2.5. Opis wariantu V

Rysunek 5 przedstawia schemat instalacji gruntowej pompy ciepła służącej do podgrzewania wody do podlewania w produkcji roślinnej wraz z podłączeniem tej instalacji do budynku hotelu pracowniczego na potrzeby produkcji ciepłej wody użytkowej. Zasada działania tego systemu jest analogiczna jak w wariacie IV, jednakże zastosowany został system odprowadzania wód deszczowych wymagający niższych nakładów inwestycyjnych w porównaniu do powyższego.



Rys. 5. Schemat instalacji z pompą ciepła o większej wydajności do podgrzewania wody służącej do podlewania w produkcji roślinnej we współpracy z rigolą nawadniającą grunt przy wykorzystaniu drenażu (grunt wilgotny)

Fig. 5. Installation of a heat pump of higher efficiency to heat water used for watering in crop production in cooperation with rigol irrigation the ground using drainage (wet ground)

3. Obliczenie wariantów systemu

Na podstawie przyjętych założeń dokonano obliczenia poszczególnych wariantów. W obliczeniach bazowano na danych wyjściowych, którymi są:

- liczba mieszkańców hotelu pracowniczego (wariant IV i V): $M = 15$ osób,
- parametry instalacji ciepłej wody użytkowej zgodnie z normą PN-92/B-01706: temperatura wody zimnej $T_z = 10^\circ\text{C}$ [10], temperatura ciepłej wody użytkowej $T_c = 40^\circ\text{C}$, temperatura wody do nawadniania $T_n = 20^\circ\text{C}$ [4, 5],
- dolne źródło ciepła - grunt o temperaturze $T_g = 7^\circ\text{C}$ [7, 9],
- górne źródło ciepła - instalacja zasilająca pojemnościowy zasobnik ciepłej wody.

Określono średnie dobowe zużycie wody dla celów produkcji roślinnej oraz średnie zapotrzebowanie na ciepło układu do podgrzewania wody służącej do nawadniania dla szklarni o powierzchni 1000 m^2 . Według metody zaproponowanej przez [11] obliczono zapotrzebowanie na moc cieplną do przygotowa-

nia ciepłej wody użytkowej w hotelu pracowniczym (wariant IV i V). Wyniki obliczeń przedstawiono w tabeli 2. W dalszej części analizy obliczeniowej dobrano pompę ciepła oraz gruntowy wymiennik ciepła.

Tabela 2. Zestawienie wyników obliczeń dla poszczególnych wariantów

Table 2. Summary calculated data for the variants

Zestawienie wyników zapotrzebowania na ciepło w celu przygotowania ciepłej wody użytkowej			
Wariant obliczeniowy	I	II i III	IV i V
Liczba mieszkańców w hotelu pracowniczym	15		
Średnie dobowe zużycie wody dla potrzeb produkcji roślinnej $q_{\text{sr,d}}$ [dm^3/d]	5000		
Średnia moc układu ciepłej wody dla potrzeb produkcji roślinnej $Q_{\text{sr,r}}$ [kW]	8,26		
Zredukowana moc układu do przygotowania ciepłej wody użytkowej Q_z [kW]	-	-	10,47
Obliczeniowa moc pompy ciepła dla potrzeb produkcji ciepłej wody Q_{pc} [kW]	9,44	9,44	22,26

Na podstawie danych z tabeli 2 oraz danych technicznych dostępnych w katalogach producentów dobrano przykładowe pompy ciepła dostępne na rynku [12] (tabela 3).

Tabela 3. Parametry techniczne pomp ciepła [12]

Table 3. Specifications heat pump [12]

Parametry techniczne dobranych pomp ciepła			
Wariant obliczeniowy	I	II i III	IV i V
Moc grzewcza pompy ciepła dobrana z katalogów Q_{pc} [kW]	11	11	23
Wydajność chłodnicza Q_d [kW]	9,8	9,8	17,5
Pobór mocy elektrycznej P [kW]	2,1	2,1	5,2
Stopień efektywności φ [-]	5	5	4

Moc cieplną Q_d , którą należy pozyskać ze źródła niskotemperaturowego obliczono ze wzoru [9]:

$$Q_d = Q_{\text{pc}} \cdot \frac{\varphi - 1}{\varphi} \quad (1)$$

gdzie: Q_{pc} – moc grzejna pompy ciepła (moc oddawana na skraplaczu), kW;
 φ – znamionowy współczynnik wydajności grzejnej pompy ciepła COP
 odczytany z karty katalogowej producenta [12], -.

Gruntowy wymiennik ciepła dobrano zgodnie z zaleceniami producentów pomp ciepła [12]. Wymienniki te są zaprojektowane, jako poziome z równoległym prowadzeniem przewodów.

Pole powierzchni F konieczne do wykonania poziomego wymiennika ciepła, obliczono ze wzoru [7]:

$$F = \frac{Q_d}{q_e} \quad (2)$$

gdzie: Q_d – moc cieplna pozyskana ze źródła niskotemperaturowego, kW;
 q_e – wskaźnik poboru ciepła z gruntu, W/m².

W wariantach IV i V ze względu na modernizację wariantu I przyjęto taką samą powierzchnię poziomego gruntowego wymiennika ciepła (tabela 4).

W celu określenia wymaganej długości układu skrzynek rozsączających L_s należy, wykorzystując wzór (3) określić natężenie deszczu miarodajnego q [2]:

$$q = \frac{6,631 \cdot \sqrt[3]{H^2 \cdot c}}{T_d^{\frac{2}{3}}} \quad (3)$$

gdzie: H – średnia roczna wysokość opadów, mm;
 c – częstość występowania opadu deszczu, -;
 T_d – czas trwania deszczu, min.

Wymaganą długość układu skrzynek rozsączających obliczono na podstawie zależności [2]:

$$L_s = \frac{F_o \cdot \psi \cdot q \cdot 10^{-7}}{b_s \cdot h_s \cdot a_k + (b_s + \frac{h_s}{2}) \cdot T_d \cdot 60 \cdot \frac{k_f}{2}} \cdot T_d \cdot 60 \quad (4)$$

gdzie: F_o – pole powierzchni odwadniającej, m²;
 ψ – współczynnik spływu powierzchniowego, -;
 b_s – szerokość pojedynczej skrzynki, m;
 h_s – wysokość pojedynczej skrzynki, m;
 a_k – współczynnik akumulacji, -;
 k_f – współczynnik filtracji, -.

Wymaganą długość rigoli z drenażem rozsączającym obliczono na podstawie zależności [2]:

$$L_r = \frac{F_o \cdot \psi \cdot q \cdot 10^{-7}}{b_r \cdot h_r \cdot n + (b_s + \frac{h_r}{2}) \cdot T_d \cdot 60 \cdot \frac{k_f}{2}} \cdot T_d \cdot 60 \quad (5)$$

gdzie: b_r – szerokość dna rowu chłonnego, m;
 h_r – wysokość użyteczna rowu chłonnego, m;
 n – współczynnik porowatości gruntu, -.

Powierzchnia systemu rozsączania wody opadowej F_s (wariant II i IV) i F_r (wariant III i V) jest analogiczna jak pole powierzchni gruntowego wymiennika ciepła F , ponieważ zaprojektowana została w celu jego nawilżenia.

Wyniki powyższych obliczeń przedstawiono w tabeli 4.

Tabela 4. Zestawienie wskaźników dla gruntowych wymienników ciepła dla poszczególnych wariantów

Table 4. Summary indicators for ground heat exchangers for the variants

Zestawienie obliczeń gruntowego wymiennika ciepła					
Wariant obliczeniowy	I	II	III	IV	V
Jednostkowa moc cieplna pobierana z gruntu q_e [W/m ²]	15	30			
Wydajność chłodnicza Q_d [kW]	8,8	8,8		17,25	
Powierzchnia gruntowego wymiennika ciepła F [m ²]	587	294		587	
Natężenie deszczu miarodajnego q [dm ³ /s·ha]	46,29				
Długość układu skrzynek L_s [m]	-	294	-	587	-
Napełnienie układu skrzynek h [m]	-	0,19		0,09	
Długość rigoli z drenażem rozsączającym L_r [m]	-	-	294	-	587
Powierzchnia systemu rozsączania wody opadowej F_r [m ²]	-	294		587	

Powierzchnia gruntu, jaką zajmuje wymiennik poziomy odpowiada jego długości.

4. Ocena efektywności finansowej inwestycji

Znanych jest wiele metod do oceny ekonomicznej efektywności układów ogrzewania, do jednych z nich należą metoda kosztów rocznych oraz dynamiczna metoda wartości bieżącej netto - NPV (ang. Net Present Value) [13]. Metody

dynamiczne uwzględniające w swoim rachunku rozłożenie wpływów i wydatków inwestycyjnych w czasie umożliwiają dokładną ocenę projektów inwestycyjnych. Najczęściej stosuje się je ze względu na ich dyskontowy charakter. Dzięki dynamicznym metodom oceny projektów inwestycyjnych można przyszłą inwestycję zdyskontować na dziś, co pozwala na łatwiejsze porównanie inwestycji, które mają różne terminy wpływów i wydatków oraz wyciągnięcie wniosków.

W celu oceny efektywności finansowej zastosowania przyjętych wariantów współpracy gruntowego wymiennika pompy ciepła z systemem rozsączania wody deszczowej przeprowadzono analizę finansową zgodnie z powyższymi metodami.

W przedmiotowych szklarniach prowadzona jest hodowla ogórków. Owoce kwalifikujące do sprzedaży mają masę 180 – 250 g. Założono, że zagęszczenie roślin wynosi 2 szt./m² [14]. Z tego typu nasadzeń możliwe jest zebranie około 33,3 kg/m³ [14] ogórków co w przypadku powierzchni 1000 m² daje 37000 kg. Średnia cena ogórków w Polsce w zależności od odmiany waha się w granicach 4 zł/kg [15], wartość produkcji przy takiej cenie wyniesie 133200 zł. Koszt uprawy według danych uzyskanych od hodowców to około 20779 zł [16]. Przychód netto ze sprzedaży ogórków wynosi zatem 112421 zł.

Założono, iż wykorzystanie instalacji pompy ciepła służącej do podgrzewania wody do podlewania w produkcji roślinnej zwiększy plony o 10% co odpowiada uzyskaniu plonu wynoszącego ok. 37 kg/m³. Zwiększony plon a co za tym idzie przychód netto z zastosowania pompy ciepła to 14800 zł.

Z informacji uzyskanych od firm budowlanych koszt wykonania rigoli z odprowadzaniem wody deszczowej przy pomocy drenażu wynosi około 45 zł/mb. Założono, że koszt pozostałych elementów instalacji wynosi 20% według propozycji [17].

W tabeli 5 zestawiono nakłady inwestycyjne instalacji dla poszczególnych wariantów.

Analizując dane z tabeli 5 można zauważyć, że nakłady inwestycyjne związane z budową systemu rozprowadzania wody deszczowej przy użyciu skrzynek rozsączających przy takiej powierzchni do nawadniania gruntowego wymiennika ciepła są bardzo wysokie i przewyższają koszty wykonania samego wymiennika gruntowego.

Czas eksploatacji opisanego systemu, który odpowiada czasowi bezawaryjnej pracy sprzężarek pomp ciepła przyjęto na $N = 25$ lat, zgodnie z zaleceniami producentów (wymiana informacji w rozmowach z przedstawicielami różnych przedsiębiorstw). Do obliczeń przyjęto aktualną cenę energii elektrycznej w taryfie G11, która w Rzeszowie wynosi $c_{el} = 0,59$ zł/kWh [19]. Natomiast obliczenia wartości zaktualizowanej netto przedsięwzięcia przeprowadzono przy założeniu wartości stopy dyskontowej na poziomie $p = 4\%$ zalecanej dla obiektów energetyki odnawialnej [17].

Tabela 5. Nakład inwestycyjny instalacji dla wszystkich wariantów

Table 5. Cost the installation for the all variants

Nakłady inwestycyjne dla poszczególnych wariantów					
Wariant	I	II	III	IV	V
Pompa ciepła [zł]	26656 [12]			36316 [12]	
Wymiennik ciepła [zł]	29350 [17]	14700 [17]		29350 [17]	
Układ skrzynek roz- sączających [zł]	-	78435 [18]	-	156870 [18]	-
Układ rigoli z drena- żem [zł]	-	-	13230	-	26415
Pozostałe elementy instalacji: zasobnik cieplej wody, geo- włóknina, folia PE, rurociągi, armatura, układ automatyki oraz robocizna i urucho- mienie instalacji [zł]	11202	23959	10918	44508	18417
Sumaryczny nakład inwestycyjny (K_{ipc}) [zł]	67208	143750	65504	267044	110498

Charakterystycznymi składowymi metody kosztów rocznych są:

- rata zwrotu kapitałowego r ,
- rata kosztów stałych $r + r_{ce}$,
- roczne koszty stałe K_{rst} ,
- roczne koszty eksploatacyjne zmienne K_{ezm} ,
- koszty roczne wytwarzania ciepła K_{rpc} ,
- ilość ciepła użytecznego dostarczonego w ciągu roku przez pompę ciepła Q_{apc} ,
- jednostkowy koszt wytwarzanego ciepła q_{pc} .

Ratę zwrotu kapitałowego (rozszerzonej reprodukcji) r obliczono ze wzoru [17]:

$$r = \frac{p \cdot (1+p)^N}{(1+p)^N - 1} \quad (6)$$

gdzie: p – stopa dyskontowa, %;

N – obliczeniowy okres eksploatacji obiektu, lata.

Ratę kosztów stałych $r + r_{ce}$ (suma raty rozszerzonej reprodukcji i raty kosztów eksploatacyjnych stałych) obliczono z poniższego wzoru [17]:

$$r + r_{ce} = 0,08401 \quad (7)$$

gdzie: r_{ce} – stopa stałych kosztów eksploatacyjnych, %; przyjęto 2% według propozycji [17].

Roczne koszty stałe K_{rst} obliczono ze wzoru [17]:

$$K_{rst} = K_{rr} + K_{est} = K_{inpc} \cdot r + K_{inpc} \cdot r_{ce} = (r + r_{ce}) \cdot K_{inpc} \quad (8)$$

gdzie: K_{rr} – suma kosztów zwrotu kapitałowego, zł/rok;

K_{est} – suma stałych kosztów eksploatacyjnych, zł/rok;

K_{inpc} – całkowite nakłady inwestycyjne na instalację z pompą ciepła; zł.

Roczne koszty eksploatacyjne zmienne – składowa zmienna kosztów rocznych K_{ezm} obliczono ze wzoru [17]:

$$K_{ezm} = \frac{Q_{pc} \cdot T_{ipc} \cdot c_{el} \cdot k_{mr}}{\varphi \cdot \eta_{sil}} \quad (9)$$

gdzie: Q_{pc} – moc zainstalowana pompy ciepła, kW;

T_{ipc} – czas użytkowania mocy zainstalowanej pompy ciepła, h/rok;

c_{el} – cena energii elektrycznej, zł/kWh;

k_{mr} – współczynnik kosztu materiałów ruchomych dla pompy ciepła, -; przyjęto 1,02 według propozycji [17],

φ – średni roczny współczynnik wydajności grzewczej, -;

η_{sil} – sprawność silnika elektrycznego napędzającego sprężarkę pompy ciepła, wartość średnia roczna, %; przyjęto 85% według propozycji [17].

Koszty roczne wytwarzania ciepła K_{rpc} jako suma składowej stałej i składowej zmiennej obliczono z poniższego wzoru [17]:

$$K_{rpc} = K_{rst} + K_{ezm} \quad (10)$$

Ilość ciepła użytecznego dostarczanego w ciągu roku przez pompę ciepła obliczono ze wzoru [17]:

$$Q_{apc} = Q_{pc} \cdot T_{ipc} \quad (11)$$

Jednostkowy koszt wytwarzanego ciepła q_{pc} jest ilorazem kosztów rocznych i rocznie wytwarzanego ciepła użytecznego można określić w oparciu o wzór [17]:

$$q_{pc} = \frac{K_{rpc}}{Q_{apc}} \quad (12)$$

Wyniki obliczeń przeprowadzonych dla poszczególnych wariantów zestawiono w tabeli 6.

Jak można zauważyć z danych w tabeli 6 warianty IV i V okazują się najdroższe w eksploatacji. Dzięki temu, że zainstalowano w nich pompy ciepła większej mocy, pozwalają oprócz podgrzewania wody do podlewania na produkcję ciepłej wody w 15 osobowym hotelu pracowniczym.

Analiza finansowa metodą kosztów rocznych wykazała, że najlepszym wariantem jest instalacja gruntowej pompy ciepła służącej do podgrzewania wody do podlewania w produkcji roślinnej współpracującej z drenażem do rozsączania wody deszczowej wraz z podłączeniem tej instalacji do budynku hotelu pracowniczego na potrzeby produkcji ciepłej wody użytkowej (wariant V). Jednostkowy koszt wytwarzania ciepła jest w tym przypadku najniższy i wynosi 0,25 zł.

W związku z tym, że wskaźnik NPV > 0 w wariantach I, III, IV i V inwestycja może być opłacalna, ponieważ poza zwrotem nakładów początkowych przyniesie dodatkowo zysk z uwzględnieniem zmiany wartości pieniądza w czasie. Jedynie analiza finansowa wariantu II wykazała, że inwestycja jest nieopłacalna (NPV < 0) z uwagi na wysokie nakłady inwestycyjne oraz koszty wytwarzania ciepła w stosunku do zysków finansowych.

Tabela 6. Zestawienie wyników analizy finansowej

Table 6. Summary of the results of the financial analysis

Wyniki oceny efektywności finansowej analizowanej inwestycji					
Wariant	I	II	III	IV	V
Rata zwrotu kapitałowego r	0,064				
Rata kosztów stałych $r + r_{ce}$	0,084				
Roczne koszty stałe K_{rst} [zł/rok]	5646,28	12076,72	5503,12	22434,89	9283,15
Roczne koszty eksploatacyjne zmienne K_{ezm} [zł/rok]	1973,48			22288,73	
Roczne koszty wytwarzania ciepła K_{rpc} [zł/rok]	7619,76	14050,20	7476,60	44723,62	31571,88
Ilość ciepła użytecznego Q_{apc} [kWh/rok]	13937			125925	
Jednostkowy koszt wytwarzanego ciepła q_{pc} [zł/kWh]	0,55	1,01	0,54	0,36	0,25
NPV [zł]	44962,28	-132036,56	51296,04	41813,11	403815,87
SPBT [lata]	9,36	191,72	8,94	23,25	4,48

Obliczenia prostego okresu zwrotu nakładów inwestycyjnych SPBT wykazały, że najszybciej bo po ok. 4,5 roku ulegną zwrotowi środki finansowe przewidziane na realizację wariantu V. W wariantcie tym zainstalowana jest pompa ciepła, która pracuje nie tylko w okresie wegetacji roślin, ale przez cały rok, co w znacznym stopniu przyczyniło się do szybszego zwrotu kosztów poniesionych na wykonanie tego systemu. Z uwagi na wysoki koszt systemu do odprowadzania wody deszczowej z użyciem skrzynek rozsączających przy tak dużej powierzchni do nawadniania, nakłady inwestycyjne w wariantcie II i IV zwrócić się w okresie najdłuższym.

W przypadku braku przez inwestora odpowiedniej powierzchni pod gruntowy wymiennik ciepła i potrzeby zakupu dodatkowego gruntu wariant III byłby jeszcze bardziej wskazany w porównaniu do wariantu I.

5. Podsumowanie i wnioski

Wykonana analiza finansowa wykazuje jednoznacznie, że wykorzystanie wód opadowych do poprawy efektywności energetycznej pomp ciepła jest możliwe, ale również opłacalne finansowo.

O przydatności gruntu jako źródła ciepła decyduje jego struktura oraz wilgotność. Im jest ona większa, tym występują korzystniejsze warunki wymiany ciepła. W wyniku zastosowania nawilżania gruntu możliwe jest zmniejszenie kosztów instalacji oraz eksploatacji pompy ciepła dzięki zastosowaniu gruntowego wymiennika ciepła o mniejszej powierzchni (wariant II i III). Zwiększona wilgotność tego medium polepsza efektywność pracy pompy ciepła, pozwala na zastosowanie pompy ciepła o większej mocy przy takiej samej powierzchni wymiennika gruntowego w porównaniu do gruntu suchego co wykazano w niniejszym artykule (wariant IV i V). Warianty II i III oraz IV i V są do siebie podobne pod względem rozwiązania, z tą różnicą że zastosowano w nich różne systemy rozsączania wody deszczowej.

Ponadto w wyniku zmian klimatycznych przewiduje się w kolejnych latach zdecydowany wzrost intensywności opadów ekstremalnych co dodatkowo sprzyja zastosowaniu powyższych systemów.

Obowiązujące w naszym kraju, dostosowywane do prawa Unii Europejskiej przepisy prawne dotyczące gospodarki wodnej i ochrony środowiska jednoznacznie wymagają, aby wody opadowe były traktowane jako element zrównoważonego rozwoju obszarów zurbanizowanych, przy maksymalnym wykorzystaniu naturalnych sposobów ich odprowadzania i zagospodarowania [20]. Pomimo tego, że opłata deszczowa w naszym kraju nie ma jeszcze charakteru obligatoryjnego (przymusowego) w krajach Unii Europejskiej i Stanach Zjednoczonych są powszechną praktyką od lat 90 ubiegłego stulecia. Przy tak znacznej powierzchni uszczelnionej jak dachy szklarni, opłata mogłaby okazać się wysoka, co dodatkowo potwierdza celowość współpracy systemu rozsączania wody

deszczowej z gruntowym wymiennikiem ciepła w celu poprawy efektywności poboru ciepła z gruntu.

Literatura

- [1] Czarniecki D., Słyś D.: Możliwości poprawy efektywności pomp ciepła współpracujących z systemami rozsączania wody deszczowej, Materiały Konferencyjne IV Międzynarodowej Konferencji Naukowo-Technicznej INFRAEKO 2014, Rzeszów-Kraków 2014.
- [2] Słyś D.: Retencja i infiltracja wód deszczowych, Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2008.
- [3] Pisarev V., Nowak K.: Analiza techniczna i ekonomiczna ogrzewania wody z wykorzystaniem pompy ciepła do podlewania zieleńców i ogrodów, Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, nr 283, Rzeszów 2012.
- [4] Lisiecka J.: Wymagania wodne ogórka, www.e-warzywnictwo.pl [dostęp: 3 marzec 2014 r.].
- [5] Kołota E., Orłowski M., Biesiada A.: Warzywnictwo, Wydawnictwo UWP, Wrocław 2007.
- [6] Dz.U. z 2002 Nr 8, poz. 70, Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 14 stycznia 2002 r. w sprawie kreślenia przeciętnych norm zużycia wody.
- [7] Pisarev V.: Projektowanie instalacji grzewczych z pompami ciepła, Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2013.
- [8] Pisarev V., Nowak K.: Analiza techniczna i ekonomiczna pracy gruntowej pompy ciepła na gruntach różnej wilgotności, Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, nr 283, Rzeszów 2012.
- [9] Rubik M.: Pompy ciepła. Poradnik, Ośrodek Informacji: „Technika instalacyjna w budownictwie”, Warszawa 2000.
- [10] PN 92/B-01706: Instalacje wodociągowe – wymagania w projektowaniu.
- [11] Danielewicz J., GołECKI K.: Projektowanie kotłowni, katalog De Dietrich 2006.
- [12] Katalog firmy Viessmann, www.viessmann.pl [dostęp: 3 marzec 2014 r.].
- [13] Słyś D., Kordana S.: Odzysk ciepła odpadowego w instalacjach i systemach kanalizacyjnych, Wydawnictwo i Handel Książkami „KaBe”, Krosno 2013.
- [14] Podymniak M.: Uprawa w starych szklarniach, Hasło Ogrodnicze, nr 2/2006, www.ho.haslo.pl [dostęp: 3 marzec 2014 r.].
- [15] Ile kosztują ogórki w Polsce?, www.cenynaswiecie.pl [dostęp: 3 marzec 2014 r.].
- [16] Bartczak M.: Koszty produkcji ogórków, www.ogrodinfo.pl [dostęp: 3 marzec 2014 r.].
- [17] Kusto Z.: Uwarunkowania ekonomicznej efektywności pomp ciepła, IMP PAN, Gdańsk 2006.
- [18] Cennik skrzynek rozsączających, www.kamaonline.pl [dostęp: 3 marzec 2014 r.].

- [19] Ceny prądu w Polsce, <http://zaklad.energetyczny.w.interia.pl>. [dostęp 17 listopada 2013].
- [20] Królikowska J., Królikowski A.: Opłaty za odprowadzanie wód opadowych - potrzeby i możliwości, Rocznik Ochrona Środowiska, tom 15, 2013.

TECHNICAL AND FINANCIAL ANALYSIS OF WATER HEATING VARIANTS WITH THE USE OF HEAT PUMPS COOPERATING WITH RAINWATER DRAINAGE SYSTEMS IN CROPS PRODUCTION

S u m m a r y

This thesis contains the presentation of possible solutions and the approximate benefits which can be achieved through the use of rainwater drainage installation cooperating with the ground heat exchanger which ensures a high efficiency heat extraction from the ground through its irrigation. The author analysed the possible examples of cooperation of these installations and detailed analysis of technical and financial applications has been done.

Keywords: rain water, heat pump, ground heat exchanger

DOI:10.7862/rb.2014.45

Przesłano do redakcji: lipiec 2014 r.

Przyjęto do druku: wrzesień 2014 r.

Agata ĆWIK¹

ZASTOSOWANIE METODY „TRZECH PYTAŃ” W PLANOWANIU ROZWOJU ZRÓWNOWAŻONEGO KORYTARZA WISŁOKA W RZESZOWIE

W pracy zaprezentowano projekt metody, możliwej do wykorzystania w diagnozie zgodności zagospodarowania przestrzennego z wymogami rozwoju zrównoważonego. Ocena taka jest niezbędna, gdyż narzuca ją polskie prawodawstwo dotyczące planowania przestrzennego. W praktyce nie jest jednak stosowana ze względu na brak prostego narzędzia diagnostycznego. Zaproponowana metoda wskazuje, które z spośród trzech wymiarów rozwoju zrównoważonego: przyrodniczego, społecznego i ekonomicznego są realizowane lub nie w zagospodarowaniu przestrzennym. Jako obszar testowy dla opracowanej metody wybrano korytarz rzeczny Wisłoka w Rzeszowie, pełniący istotne funkcje przyrodnicze w strukturze miasta, wymagający szczególnie starannego planowania przestrzennego. Wyniki analizy wskazują, że w obszarze badań przeważa zagospodarowanie zrównoważone – z ponad 70% udziałem w powierzchni, a obszary zagospodarowane w sposób niezrównoważony to jedynie 13%. Współcześnie obserwuje się jednak w tym terenie niekorzystne zjawiska, mogące zmienić powyższe stosunkowo korzystne wyniki oceny.

Słowa kluczowe: oceny zagospodarowania przestrzennego, wymiary rozwoju zrównoważonego, Rzeszów, metoda „trzech pytań”

1. Wstęp

1.1. Wprowadzenie i cel badań

Współczesny rozwój miast powinien odbywać się zgodnie z ideą rozwoju zrównoważonego. Na obszarze Unii Europejskiej teza ta wpływa m.in. z konieczności realizacji strategii „Europa 2020” [1]. W polskim prawodawstwie odniesienie do idei rozwoju zrównoważonego znajduje się zarówno w ustawie zasadniczej [2], jak i szczegółowym prawie regulującym ochronę środowiska [3]

¹ Agata Ćwik, Uniwersytet Rzeszowski, Wydział Biologiczno-Rolniczy, Katedra Agrobiologii i Ochrony Środowiska, ul. Zelwerowicza 4, 35-601 Rzeszów, tel. 17 785 50 06, e-mail: acwik@univ.rzeszow.pl

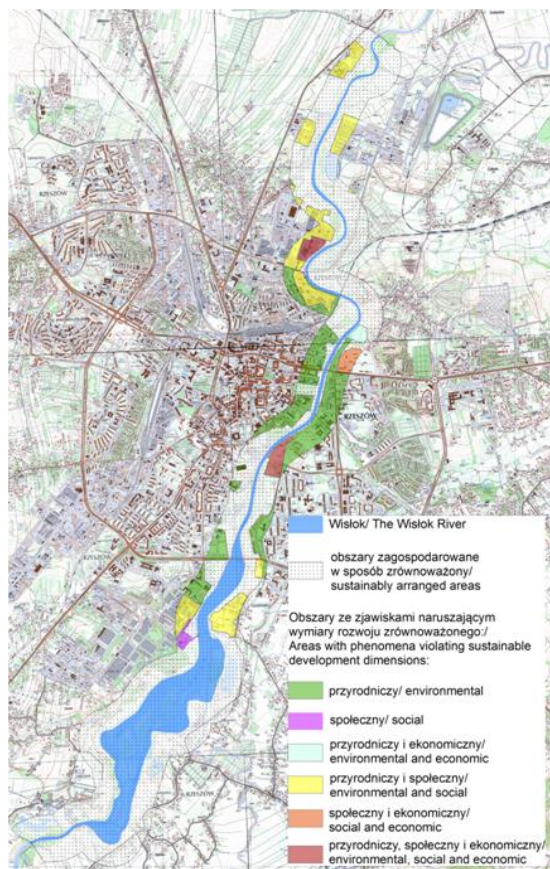
i planowanie przestrzenne [4]. Co więcej, nie sposób wyobrazić sobie rozwoju nowoczesnych miast bez właściwie prowadzonej gospodarki przestrzennej, której jednym z narzędzi jest planowanie przestrzenne. Ma ono za zadanie wprowadzanie nie tylko ładu przestrzennego, ale także - właśnie rozwoju zrównoważonego [4]. W praktyce bardzo trudne jest spełnienie drugiego z tych wymogów, gdyż nie istnieje ogólnie przyjęty zbiór mierników [5] lub jeden kompleksowy wskaźnik rozwoju zrównoważonego, możliwy do zastosowania przez planistów, władze i różne grupy, konkurujące o przestrzeń, chociaż różne mierniki pojawiają się w literaturze naukowej [6,7]. Ma to swoje źródło przede wszystkim w wielowymiarowości rozwoju zrównoważonego [8]. Dodatkowym problemem, skutkującym tym, iż miasta mogą rozwijać się w sposób niezrównoważony, jest brak obowiązku opracowywania miejscowych planów zagospodarowania przestrzennego, które powinny chronić teren przed przeznaczeniem go na niewłaściwe cele, zaburzające ład przestrzenny. Pojawia się zatem pilna potrzeba opracowania narzędzia diagnozującego zgodność dowolnego rodzaju zagospodarowania przestrzennego z ideą rozwoju zrównoważonego; o niezbyt dużym poziomie skomplikowania, tak aby mogło być ono stosowane nie tylko przez naukowców, ale także planistów, samorządowców i urzędników, wydających decyzje o warunkach zabudowy. Niniejszy artykuł jest więc próbą zaprezentowania i przetestowania takiego narzędzia, które nazwano „metodą trzech pytań” [9]. Praca ta stanowi rozszerzoną wersję referatu, opublikowanego w materiałach konferencji INFRAEKO 2014 [10].

1.2. Obszar i metody badań

Do oceny stopnia zgodności zagospodarowania przestrzennego z ideą rozwoju zrównoważonego wybrano korytarz rzeczny Wisłoka w Rzeszowie (rys. 1), bez skrajnego południowego odcinka, gdyż w granicach miasta leży tu jedynie prawy brzeg rzeki. Tak określony obszar badań był przedmiotem wcześniejszych analiz autorki [9, 11]. Będąc osią Rzeszowa i istotną składową osnowy przyrodniczej miasta, pełni w nim bardzo ważne role – hydrologiczną, klimatyczną, biologiczną, krajobrazową i rekreacyjną [9]. Dlatego planowanie zagospodarowania przestrzennego w jego obrębie powinno być szczególnie uważane i zgodne z ideą rozwoju zrównoważonego. Do analizy wybrano obszar położony do 250 m od brzegów Wisłoka, samą rzekę wyłączając z rozważań, gdyż dla niej należałoby opracować inne kryteria oceny. Powierzchnia ta wynosi 620 ha. W strefie 250 m znajduje się prawie cała terasa zalewowa Wisłoka oraz tereny wyższe, zwłaszcza część powierzchni terasy nadzalewowej, której zagospodarowanie przestrzenne jest istotne ze względu na bliską odległość od rzeki.

W literaturze istnieje wiele definicji rozwoju zrównoważonego. Jest on także nazywany ekorozwojem, a ostatnio również rozwojem sustensywnym. Niezależnie od tłumaczenia angielskiej nazwy *sustainable development* zwykle opisuje się go jako rozwój będący wynikiem przenikania się wymiarów: przyrodni-

czego, społecznego i gospodarczego, a także wyraz sprawiedliwości międzypokoleniowej.



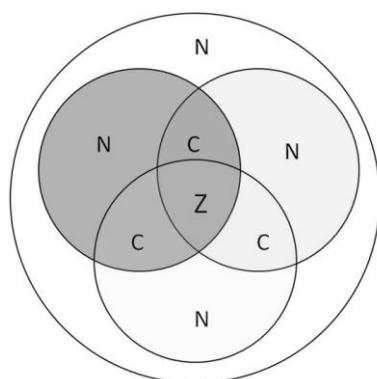
Rys. 1. Zagospodarowanie przestrzenne a realizacja wymiarów rozwoju zrównoważonego (oprac. własne na tle Mapy topogr. 1:10 000)

Fig. 1. Spatial arrangement and implementation of sustainable development dimensions (by author, on the Topographic Map 1:10 000 background)

Zaproponowana poniżej metoda „trzech pytań” jest próbą diagnozy zgodności zagospodarowania przestrzennego z ideą rozwoju zrównoważonego, osiąganego poprzez przenikanie się trzech podstawowych jego wymiarów (rys. 2). Ocena ta została przeprowadzona poprzez zestawienie sekwencji odpowiedzi na trzy pytania diagnozujące realizację poszczególnych wymiarów rozwoju zrównoważonego. Pytania te sformułowano następująco:

- Czy dany typ zagospodarowania przestrzennego nie narusza nadmiernie funkcjonowania środowiska przyrodniczego?

- Czy jest on opłacalny ekonomicznie w dłuższej perspektywie czasu?
- Czy jest on użyteczny dla szerszej grupy mieszkańców i akceptowany społecznie?



Wymiary rozwoju zrównoważonego/ Sustainable development dimensions

- przyrodniczy/ environmental
- społeczny/ social
- ekonomiczny/ economic

Rys. 2. Osiągnięcie rozwoju zrównoważonego jako efekt przenikania się jego wymiarów (nakładające się koła wg J. Kołodziejskiego [na podstawie 12]) N – niezgodność z ideą rozwoju zrównoważonego, C – częściowe spełnianie kryteriów rozwoju zrównoważonego, Z – zgodność z ideą rozwoju zrównoważonego

Fig.2. Sustainable development achievement as a result of overlapping of its dimensions (overlapping circles according to J. Kołodziejski [based on 12]) N – incompatibility with the concept of sustainable development, C – partial compatibility with the concept of sustainable development, Z – compatibility with the concept of sustainable development

Odpowiedzi na powyższe pytania uwzględniają specyfikę korytarza rzeczno-gowego w mieście. W Rzeszowie najważniejszymi zadaniami terenów nabrzeżnych są ich funkcje przyrodnicze (kanał spływu wód, przewietrzanie miasta, obszar więzi przyrodniczej) oraz rekreacyjne [9, 11]. Ma to istotne znaczenie, ponieważ zagospodarowanie przestrzenne naruszające funkcje hydrologiczne oraz powodujące przerwanie więzi przyrodniczej uznano za nadmiernie ingerujące w funkcjonowanie tego konkretnego środowiska. W grupie tej znalazły się tereny, gdzie pozyskuje się przestrzeń pod budownictwo poprzez zasypywanie teras zalewowych, wpływając na podwyższenie fali powodziowej na Wisłoku. Jako nadmiernie ingerujące w przewietrzanie miasta uznano miejsca z istniejącą lub powstającą wysoką zabudową przy rzece. Wraz z niższą, ale zwartą zabudową i powierzchniami przeznaczonymi dla przemysłu powyższe sposoby zagospodarowania przestrzennego naruszają ciągłość „osnowy” biologicznej miasta, dlatego uznano, że one również nie są zgodne z przyrodniczym wymiarem rozwoju zrównoważonego.

Opłacalność ekonomiczna różnych form zagospodarowania przestrzennego w dłuższej perspektywie czasu jest jedną z zasad rozwoju zrównoważonego, promowanych w *Koncepcji przestrzennego zagospodarowania kraju* [13]. Dlatego też wybrano ją jako diagnostyczną dla gospodarczego wymiaru rozwoju zrównoważonego. Nie jest ona jednak szczegółowo zdefiniowana w cytowanym dokumencie, co pozostawia szersze pole interpretacji. Co więcej, rentowność jakiegoś przedsięwzięcia w przestrzeni będzie inna dla inwestora, dla budżetu miasta i dla pojedynczego podatnika – użytkownika terenu. Trudno więc przyjąć jedną obiektywną metodę diagnozy wymiaru ekonomicznego rozwoju zrównoważonego. Pozostając jednak przy założeniu użyteczności metody „trzech pytań”, zwłaszcza dla planistów przestrzennych, jako niezgodne z ideą rozwoju zrównoważonego w aspekcie ekonomicznym, wskazano dysfunkcyjne formy zagospodarowania, powodujące konflikty przestrzenne, zwłaszcza konflikty sąsiedztwa. W badanym obszarze ilustracją tego zagadnienia może być powstające w środku strefy przemysłowej osiedle mieszkaniowe. W dłuższej perspektywie czasu może to prowadzić do wycofywania się z tego terenu przedsiębiorców na skutek presji nowych użytkowników terenu, a w konsekwencji do ponoszenia przez nich oraz przez miasto kosztów związanych z przygotowaniem nowych lokalizacji dla przemysłu oraz rewitalizacją opuszczonych w tym miejscu terenów, czy też spadek wpływów z podatków od działalności przemysłowej.

Ostatnie pytanie dotyczyło społecznego wymiaru rozwoju zrównoważonego. Wykorzystując istniejące badania [11,14] za niezgodne z tą płaszczyzną uznano formy zagospodarowania przestrzennego, nieakceptowane w nabrzeżu Wisłoka przez społeczeństwo. Zakwalifikowano tu również formy użytkowania ziemi, służące jedynie wąskiej grupie ludzi, jak np. zabudowa jednorodzinna oraz znacznie ingerujące w najważniejszą dla rzeszowian w tym miejscu funkcję – rekreacyjną.

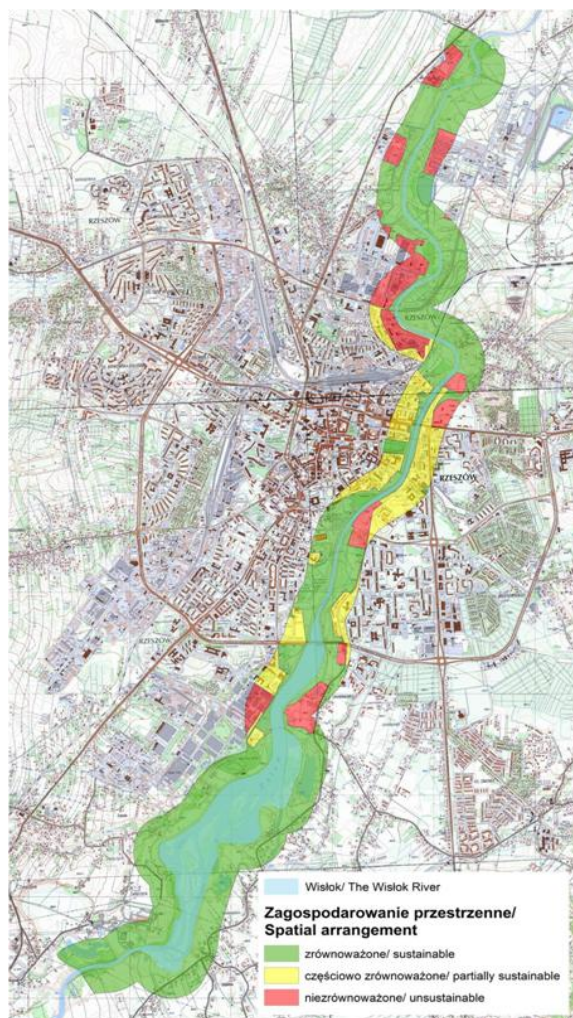
Za pomocą programu ArcGIS naniesiono powierzchnie, w obrębie których odpowiedź na dane pytanie była negatywna, a w dalszej kolejności nałożono je na siebie. Uzyskano w ten sposób wszystkie możliwe sekwencje odpowiedzi. Obszary, które cechował brak jakiegokolwiek negatywnej odpowiedzi, oceniono jako „zrównoważone”. Tereny, które charakteryzowały się tylko jedną negatywną odpowiedzią, sklasyfikowano jako „częściowo zrównoważone”. Zaś obszary, zdiagnozowane dwoma lub trzema negatywnymi odpowiedziami, potraktowano jako powierzchnie o „niezrównoważonym” zagospodarowaniu przestrzennym. Wyniki oceny przedstawiono na Rysunku 3.

2. Ocena stopnia zrównoważenia zagospodarowania przestrzennego

W badanym obszarze przeważają tereny zagospodarowane zgodnie z ideą rozwoju zrównoważonego. Zajmują one 72% powierzchni. Znacznie mniejszy udział w korytarzu rzeczonym Wisłoka mają tereny o częściowo zrównoważonym

zagospodarowaniu przestrzennym – 15% i zbliżone do nich powierzchniowo obszary nie spełniające wymogów rozwoju zrównoważonego – 13% (rys. 3). Uwagę zwraca fakt, że tereny zagospodarowane prawidłowo znajdują się głównie w południowej części doliny, nad zalewem. Środowisko przyrodnicze stwarza tu liczne bariery dla zagospodarowania przestrzennego, co sprawia, że nie są tu prowadzone inwestycje, budzące sprzeciw społeczny i powodujące konflikty przestrzenne. Podobnie jest w północnej części doliny, chociaż istnieje tu kilka stref przemysłowych i usługowych, które przerywają ciągłość ekosystemów nadrzecznych a ich położenie przy Wisłoku nie jest akceptowane przez mieszkańców miasta [8], co wpłynęło na zakwalifikowanie tych obszarów do kategorii „o niezrównoważonym zagospodarowaniu”, gdyż naruszają zarówno wymiar przyrodniczy, jak i społeczny rozwoju zrównoważonego (rys. 1, 2 i 3). Występują tu także konflikty przestrzenne, polegające na wprowadzaniu zabudowy mieszkalnej w obręb strefy przemysłowej [9], co może powodować w dłuższej perspektywie czasu, opisane powyżej, straty ekonomiczne. Przykładem sytuacji konfliktowej jest tu także lokalizacja jednostki wojskowej w obrębie zabudowy jednorodzinnej, blisko Wisłoka, ograniczającej przestrzeń dostępną dla społeczności lokalnej, co jest ważne ze względu na jej położenie w środku miasta. Z kolei nieco na północ, na zasypywanej terasie zalewowej powstaje nowe targowisko. Ta forma zagospodarowania przestrzennego nie tylko narusza przyrodniczy wymiar rozwoju zrównoważonego, ale przyczyniając się do możliwości podwyższenia fali powodziowej i powstawania cofki w uchodzącej w tym miejscu do Wisłoka Młynówki [9], może być nieopłacalna ekonomicznie. Powyższe dysfunkcyjne sposoby zagospodarowania terenu zaklasyfikowano zatem jako „niezrównoważone”.

Najmniej terenów z prawidłowym zagospodarowaniem przestrzennym cechuje środkową część nabrzeża Wisłoka. Jest to zrozumiałe ze względu na sąsiedztwo z najintensywniej zabudowanym fragmentem miasta. Strefa przyrodnicza nabrzeża, dowiązująca do zieleni urządzonej i nieurządzonej zwięża się tu do minimum. Na prawym brzegu rzeki zaburzana jest najistotniejsza funkcja tego terenu – hydrologiczna poprzez zasypywanie terasy zalewowej i wprowadzanie tam zwartej i wysokiej zabudowy, która może utrudnić spływanie wód oraz przewietrzanie miasta. Wieżowce w tym miejscu nie są akceptowane społecznie [11, 14]. Naruszane są więc tu wszystkie trzy wymiary rozwoju zrównoważonego, powodując że teren ten zaklasyfikowano jako „o niezrównoważonym zagospodarowaniu przestrzennym” (rys. 3). W środkowej części badanego obszaru przeważają jednak obszary cechujące się częściowym zrównoważeniem (rys. 3). Wynika to z faktu, że znaczny udział ma tu typowa mieszkalna i usługowa zabudowa miejska, która nie ingeruje w przestrzeń rekreacyjną i nie stwarza konfliktów przestrzennych; przerywa natomiast więź przyrodniczą.



Rys. 3. Ocena zgodności zagospodarowania przestrzennego z rozwojem zrównoważonego (oprac. własne na tle Mapy topogr. 1:10 000)

Fig. 3. The assessment of the spatial arrangement conformity with sustainable development dimensions (by author, on the Topographic Map 1:10 000 background)

3. Podsumowanie

Prowadzenie ocen zgodności zagospodarowania przestrzennego z wymogami rozwoju zrównoważonego jest bardzo istotne zwłaszcza w większych miastach, gdyż wadliwość planowania miejscowego nie chroni cennej przestrzeni przed niewłaściwym przeznaczeniem. Konieczność monitorowania wprowadzania rozwoju zrównoważonego w zagospodarowaniu przestrzennym wymaga ciąg-

głych prac nad wskaźnikami i miernikami możliwymi do zastosowania przez różne grupy interesariuszy. Jakkolwiek opisaną metodę „trzech pytań” można by zastosować do dowolnego terenu, to jest ona jedynie punktem wyjścia do opracowania bardziej szczegółowego narzędzia, gdyż sposób odpowiedzi na poszczególne pytania powinien być zróżnicowany w zależności od głównych funkcji, jakie dany teren pełni w obrębie tkanki miejskiej. Inne będą również kryteria osiągania rozwoju zrównoważonego dla obszarów miejskich i pozamiejskich. I w końcu inne dla obszarów nizinnych, wyżynnych i górskich, gdzie środowisko przyrodnicze funkcjonuje odmiennie.

Zaproponowana metoda może być jednak użyteczna dla ocen realizacji rozwoju zrównoważonego w zagospodarowaniu przestrzennym miast nadrzecznych, w których korytarze rzeczne pełnią ważne role, zwłaszcza przyrodnicze.

Literatura

- [1] Komisja Europejska.: Komunikat Komisji. Europa 2020. Strategia na rzecz inteligentnego i zrównoważonego rozwoju sprzyjającego włączeniu społecznemu, Bruksela, 3.03.2010, http://ec.europa.eu/eu2020/pdf/1_PL_ACT_part1_v1.pdf [dostęp: 9 maja 2014 r.].
- [2] Konstytucja Rzeczypospolitej Polskiej z dnia 2 kwietnia 1997 r., Dz.U. 1997 nr 78 poz. 483.
- [3] Ustawa z dnia 27 kwietnia 2001 r. Prawo ochrony środowiska, Dz.U. 2001 nr 62 poz. 627.
- [4] Ustawa z dnia 27 marca 2003 r. o planowaniu i zagospodarowaniu przestrzennym, Dz.U. 2003 nr 80 poz. 717.
- [5] Ćwik A.: Rozwój zrównoważony a konflikty w potencjalnym zagospodarowaniu górskiego terenu podmiejskiego, [w:] Z. Strzelecki, P. Legutko-Kobus red.: Gospodarka regionalna i lokalna a rozwój zrównoważony, Studia KPZK PAN, t. CLII, 2013, s. 198-205.
- [6] Fogel P.: Wskaźniki oceny polityki i gospodarki przestrzennej w gminach, Biul. KPZK PAN, z. 250, 2012, ss. 275.
- [7] Zbierska A., Przybyła Cz., Zbierska J.: Analiza wskaźników zrównoważonego rozwoju w gospodarce przestrzennej na poziomie lokalnym, [w:] A. Maciejewska red., Gospodarka przestrzenna w świetle wymagań strategii zrównoważonego rozwoju, Studia KPZK PAN, t. CXLII. 2012, s. 157-175.
- [8] Kistowski M.: Regionalny model zrównoważonego rozwoju i ochrony środowiska a strategię rozwoju województw, Uniwersytet Gdański, Bogucki Wydawnictwo Naukowe, Gdańsk-Poznań, 2003, ss. 392.
- [9] Ćwik A.: Rzeka – atut czy przeszkoda w rozwoju zrównoważonym miasta? [w:] R. Janikowski red.: Planowanie przestrzenne - jako instrument rozwoju zrównoważonego. Przypadek Rzeszowa, Studia KPZK PAN, (w druku).
- [10] Ćwik A.: Metoda „trzech pytań” – próba oceny zgodności zagospodarowania przestrzennego z ideą rozwoju zrównoważonego, [w:] J. Dziopak, D. Słyś, A. Stec red.: INFRAEKO 2014. Nowoczesne miasta. Infrastruktura i środowisko. IV Międzynarodo-

- dowa Konferencja Naukowo-Techniczna. Politechnika Rzeszowska. Katedra Infrastruktury i Ekorozwoju, Rzeszów-Kraków, 2014, s. 71-75.
- [11] Ćwik A.: Rola doliny Wisłoka w Rzeszowie w opinii mieszkańców miasta, *Architektura Krajobrazu*, 24, 2009, s. 65-70.
- [12] Kołodziejcki J.: Wstępna koncepcja polityki przestrzennego zagospodarowania kraju, CUP, 1995, Warszawa.
- [13] Uchwała Nr 239 Rady Ministrów z dnia 13 grudnia 2011 r. w sprawie przyjęcia Koncepcji Przestrzennego Zagospodarowania Kraju 2030, M.P. 2012 nr 0 poz. 252.
- [14] *Gazeta Wyborcza*: Rzeszowianie nie chcą wieżowców nad Wisłokiem, 2013, <http://rzeszow.gazeta.pl/rzeszow/2029020,34962,15035530.html> [dostęp: 28 listopada 2013 r.]

THE APPLICATION OF "THREE QUESTIONS" METHOD FOR PLANNING OF THE WISŁOK RIVER CORRIDOR SUSTAINABLE DEVELOPMENT

Summary

The article presents preliminary tool possible to use in diagnosing of spatial arrangement compliance with the requirements of sustainable development. Such an evaluation is essential, since it is imposed by Polish spatial planning legislation. In practice, however, is not applied due to lack of a simple diagnostic method. The proposed method shows which from among the three dimensions of sustainable development: the environmental, social and economic are realized in spatial arrangement. The Wisłok river corridor in Rzeszow was selected as a testing area for the developed method. The area plays many important environmental functions in the structure of the city. That is why it requires particularly careful planning. The results of the analysis indicate that in the area of research prevails spatial arrangement compatible with sustainable development idea – more than 70% of the surface. Areas managed in an unsustainable way is only 13%. Today, however, there are further conflict situations violating sustainable development dimensions observed in this area. That may change the above relatively favorable evaluation results.

Keywords: assessment of spatial arrangement, sustainable development dimensions, Rzeszów

DOI:10.7862/rb.2014.46

Przesłano do redakcji: lipiec 2014 r.

Przyjęto do druku: wrzesień 2014 r.

Józef DZIOPAK¹
Mariusz STARZEC²

WPLYW KIERUNKU I PRĘDKOŚCI PRZEMIESZCZANIA SIĘ OPADU DESZCZU NA MAKSYMALNE SZCZYTOWE PRZEPIŁYWY ŚCIEKÓW W SIECI KANALIZACYJNEJ

W artykule przedstawiono wyniki badań dotyczących wpływu kierunku i prędkości przesuwania się fali deszczu na wymiarowanie systemu kanalizacyjnego. Symulacje przeprowadzono w trzech założonych zlewniach, które posiadały taką samą powierzchnię zredukowaną 19,75 ha. Każda ze zlewni posiada 10 podzlewni cząstkowych ułożonych w różnych lokalizacjach, co skutkuje odmiennymi schematami sieci kanalizacyjnej. Uzyskane wyniki pozwalają stwierdzić, że zarówno kierunek, jak i prędkość przemieszczania się fali deszczu ma znaczący wpływ na wielkości przepływu, które kształtują się w sieci kanalizacyjnej. Największe różnice w natężeniu przepływu, jak i wynikowym hydrogramie opisującym zaobserwowane zjawisko są podczas deszczu krótkotrwałych. Wykazano również, że największe chwilowe natężenie przepływu w sieci kanalizacyjnej występuje podczas występowania deszczu krótszego od czasu miarodajnego, jaki jest wyznaczony metodą granicznych natężeń.

Słowa kluczowe: systemy kanalizacyjne; przepływy obliczeniowe; fala deszczu

1. Wprowadzenie

Nasilające się w ostatnich latach ekstremalne zjawiska pogodowe, takie jak deszcze nawalne i długotrwałe intensywne opady deszczu, powodują w wielu przypadkach powstanie lokalnych podtopień. Ich częstsze występowanie, niż to wynika z ustalanych założeń projektowych wpływa na nieprzewidziane zwiększenie kosztów, które wynikają ze strat finansowych na usuwanie skutków tych zjawisk. Takie uwarunkowania krajowe wymuszają konieczność udoskonalania

¹ Józef Dziopak, Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury, al. Powstańców Warszawy 6, 35-959 Rzeszów, tel. 178651817, jdziopak@prz.edu.pl.

² Autor do korespondencji/corresponding author: Mariusz Starzec, Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury, al. Powstańców Warszawy 6, 35-959 Rzeszów, tel. 177232409, mstarzec1990@prz.edu.pl.

metod zalecanych do stosowania przez projektantów do racjonalnego wymiarowania, zarówno sieci kanalizacji deszczowej i ogólnospławnej, jaki i obiektów z nimi współpracujących. W Polsce od wielu dziesięcioleci do wymiarowania sieci odprowadzających ścieki deszczowe wykorzystuje się metodę granicznych natężeń (MGN).

W Polsce operuje się deszczem 10-minutowym, który jest uwzględniany w większości przypadków jako najkrótszy i także wyjściowy w metodzie stałych natężeń. Przykładowo, w Niemczech takim deszczem odniesienia jest opad trwający 15 minut, a miarodajny czas jego trwania określają odpowiednie wytyczne [2]. Inną metodykę stosuje się w Rosji, gdzie na rozległym obszarze tego kraju występuje bardzo duże zróżnicowanie geograficzne i obserwuje się znaczne odmienności klimatyczne [1]. Takie uwarunkowania wymagają zdecydowanie innego, i to uniwersalnego podejścia, które jest uwzględnione w obowiązującej w tym kraju normie SNiP [9]. Ogólny zapis formuły w tej normie na jednostkowe natężenie deszczu uwzględnia deszcz trwający 20 minut w zlewni przy założeniu częstości jego pojawiania się raz w roku i ma podobną formułę w odniesieniu do stosowanej w Polsce metody MGN.

Wykorzystując metodę MGN można w szybki i łatwy sposób wyznaczać miarodajne natężenia przepływu ścieków deszczowych. Metoda ta jest od wielu dziesięcioleci przyjmowana w Polsce do ustalania miarodajnych przepływów ścieków deszczowych w kanalizacji deszczowej i ogólnospławnej. Uwzględnia ona wpływ wielkości szeregu parametrów, w tym pole powierzchni zlewni odwadnianej, zmienny współczynnik spływu zależny od szczelności powierzchni zlewni, wysokość średniego opadu rocznego, prawdopodobieństwo wystąpienia opadu i inne.

W metodzie tej przyjmuje się ważne założenie, że maksymalne natężenie przepływu w rozpatrywanym przekroju poprzecznym kanału wystąpi wtedy, gdy czas trwania deszczu będzie równy sumie czasów przepływu po najbardziej wydłużonej po czasie trasie i z uwzględnieniem czasu koncentracji terenowej na spływ ze zlewni i czasu retencji kanałowej na wywołanie przepływu ścieków w sieci. W przypadku innych czasów trwania deszczu (dłuższe lub krótsze) w metodzie MGN przyjmuje się, że chwilowe maksymalne natężenie przepływu ścieków deszczowych w sieci osiągnie wartości mniejsze. Należy jednak zadać pytanie czy aby na pewno przy deszczach trwających krócej niż czas miarodajny wyznaczony tą metodą, natężenie przepływu będzie niższe? Przyjmując, że jest tak w rzeczywistości, wzrost intensywności opadu wynikający z jego krótszego czasu trwania nie rekompensowałby zjawiska, w którym nie występuje nałożenia się spływu fali deszczu z całej zlewni. Jednak analizując zmianę intensywności deszczu od czasu jego trwania widać wyraźnie, że im bliżej jest ona wartości 10 minut, tym intensywność rośnie w znacznie większym stopniu.

W metodzie MGN przyjęto również, że deszcz zaczyna się i kończy w tym samym czasie na całej zlewni. Oznacza to, że obejmuje w jednym momencie całą rozpatrywaną zlewnię i ma stałą intensywność. Takie założenia nie odpo-

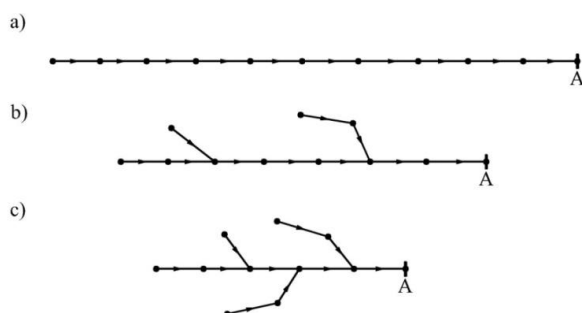
wiadają rzeczywistości i są one zbyt dużym uproszczeniem, co wykazało wielu autorów. W przyrodzie szanse na wystąpienie takiego deszczu są znikome, a prawie zawsze jest inaczej.

Jednak - czy kierunek przesuwania się fali deszczu ma w ogóle wpływ na maksymalne chwilowe natężenia przepływu, jakie wystąpi w sieci kanalizacyjnej? Jeśli tak, to jaki. Jak wcześniej zaznaczono, mało prawdopodobna jest sytuacja, w której deszcz pojawi w tym samym czasie na całej rozpatrywanej zlewni, i to niezależnie od czasu jego trwania. Należy więc ustalić, jaki wpływ na wielkość natężenia przepływu w sieci kanalizacyjnej ma określony kierunek przesuwania się fali deszczu, jak również jego prędkość.

W celu sprawdzenia, jakie wartości przyjmuje natężenie przepływu ścieków deszczowych w sieci podczas różnych czasów trwania deszczu, przy zmiennych kierunkach i prędkości fali deszczu, wykonano szczegółowe symulacje obliczeniowe. Przeprowadzono je w trzech zlewniach o zróżnicowanych kształtach, charakteryzujących się odmiennymi schematami rozmieszczenia kanałów w planie, ale mających identyczne powierzchnie.

2. Przyjęte warianty obliczeniowe

W przeprowadzonych badaniach podjęto próbę określenia, przy jakim czasie trwania deszczu wystąpi maksymalne natężenie przepływu w założonych sieciach kanalizacyjnych. Dodatkowo sprawdzono, jaki wpływ wywiera, po pierwsze kierunek fali deszczu i po drugie jego prędkość przemieszczania się na wartość maksymalnego przepływu w sieci kanalizacyjnej. Przeprowadzono symulacje obliczeniowe, przyjmując różne scenariusze opadów deszczu i odmiennie kształty zlewni zurbanizowanych, wyróżniając przy tym trzy różne schematy układów sieci kanalizacyjnej w planie, które przedstawiono na rysunku 1.



Rys. 1. Schematy sieci kanalizacyjnych przyjęte do analizy (a - zlewnia wydłużona, b - zlewnia średnia, c - zlewnia zwarta)

Fig. 1. Stormwater sewer systems model adopted for the analysis (a - an elongated catchment, b - average catchment, c - compact catchment)

Każda z analizowanych zlewni składa się z 10 odcinków kanałów o długościach od 250 do 400 metrów. Ich łączna powierzchnia zredukowana wynosi 19,75 ha, natomiast spadki kanałów przyjmują wartości 4, 5 lub 6 ‰. Przedział czasowy trwania deszczu do symulacji przyjęto od 10 do 70 minut. Do określenia jednostkowego natężenia deszczu skorzystano z formuły Błaszczyka [3], która określa zależność pomiędzy intensywnością opadu a czasem jego trwania:

$$q = \frac{6,631 \sqrt[3]{H^2 * c}}{t_d^{2/3}} \quad (1)$$

gdzie:

- Q – jednostkowe natężenie deszczu, $\text{dm}^3/(\text{s} * \text{ha})$
- H – wysokość średniego opadu rocznego, mm/rok
- c – częstość występowania opadu, lata
- t_d – czas trwania opadu, min.

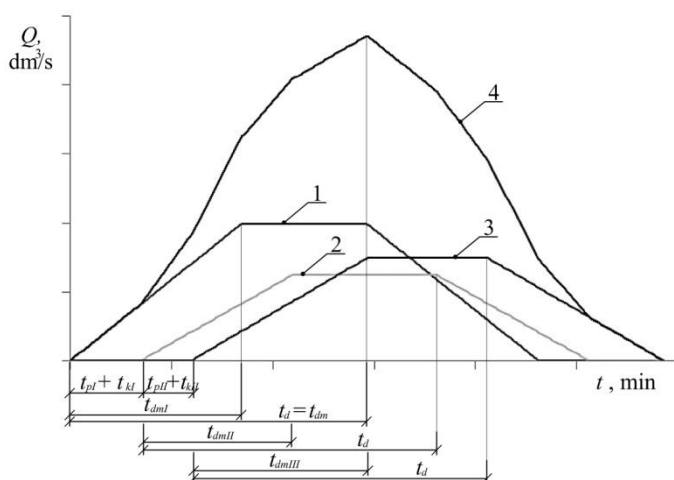
Przyjęto w obliczeniach, że wysokość średniego opadu rocznego założonego do symulacji wynosi $H = 600$ mm, a częstość występowania opadu będzie przyjmować wartość $c = 2$ lata. Przyjęte opady deszczu w symulacji charakteryzują się stałą intensywnością w czasie ich trwania.

Do wyznaczenia maksymalnych natężeń przepływów ścieków deszczowych w przyjętym przekroju A, przy warunkach statycznych skorzystano z trzech metod obliczeniowych. Pierwszą z nich jest metoda granicznych natężeń MGN. W metodzie tej najwyższe szczytowe natężenia przepływu ścieków występuje z pewnym opóźnieniem w stosunku do momentu rozpoczęcia opadu o czas potrzebny na koncentrację terenową t_k , retencję kanałową t_r , oraz przepływ w kanale t_p od początku do przekroju obliczeniowego [3]. Czas retencji kanałowej t_r przyjęto równy 20% czasu przepływu, natomiast czas koncentracji terenowej t_k ustalono na 5 min.

Drugą metodą jest metoda graficzna (MG). Umożliwia ona wyznaczenie zbiorczego hydrogramu natężenia przepływu ścieków deszczowych w wybranych przekrojach poprzecznych sieci kanalizacji deszczowej. Metoda ta sprowadza się do sumowania hydrogramów natężenia przepływu ścieków deszczowych z poszczególnych odcinków sieci kanalizacji deszczowej. Metoda graficzna bazuje na założeniach metody granicznych natężeń (MGN), która m.in. zakłada, że maksymalne natężenie przepływu ścieków występuje z pewnym opóźnieniem w stosunku do momentu rozpoczęcia opadu o czas potrzebny na koncentrację terenową t_k , retencję kanałową t_r , oraz przepływ w kanale t_p od początku do przekroju obliczeniowego.

W metodzie graficznej hydrogram natężenia przepływu ścieków deszczowych w pojedynczym odcinku przyjmuje kształt trójkąta lub trapezu. Hydrogram przyjmuje kształt trójkąta, jeżeli przyjęty czas trwania deszczu będzie równy czasowi miarodajnemu t_{dm} (czas potrzebny na koncentrację terenową t_k , retencję kanałową t_r , oraz przepływ w kanale t_p) w analizowanym odcinku. W pozostałych sytuacjach hydrogram przyjmie kształt trapezu.

Hydrogramy poszczególnych odcinków sieci kanalizacji deszczowej są od siebie oddalone o czas przepływu i retencji kanałowej, odcinka znajdującego się bliżej odbiornika oraz odcinków pomiędzy nimi, jeżeli występują. Przy założeniu, że deszcz zaczyna się i kończy w tym samym momencie na całej zlewni, hydrogram odcinka położonego najbliżej rozpatrywanego przekroju będzie znajdował się jako pierwszy z lewej strony wykresu. Hydrogramy kolejnych odcinków są od niego oddalone o określoną wartość czasową. Na rysunku 2 przedstawiono przykładowe rozmieszczenia trzech hydrogramów pojedynczych odcinków. Odcinki te są ułożone względem siebie szeregowo. Najbliżej rozpatrywanego przekroju poprzecznego znajduje się odcinek 1, następnie 2 i odcinek 3.



Rys. 2. Hydrogramy natężenia przepływu ścieków deszczowych (1 - odcinek I, 2 - odcinek II, 3 - odcinek III, 4 - hydrogram zbiorczy, t_{ri} - czas przepływu i tego odcinka, t_{ri} - czas retencji kanałowej i tego odcinka, t_{dm} - czas miarodajny sieci, t_{dmI} - czas miarodajny i tego odcinka)

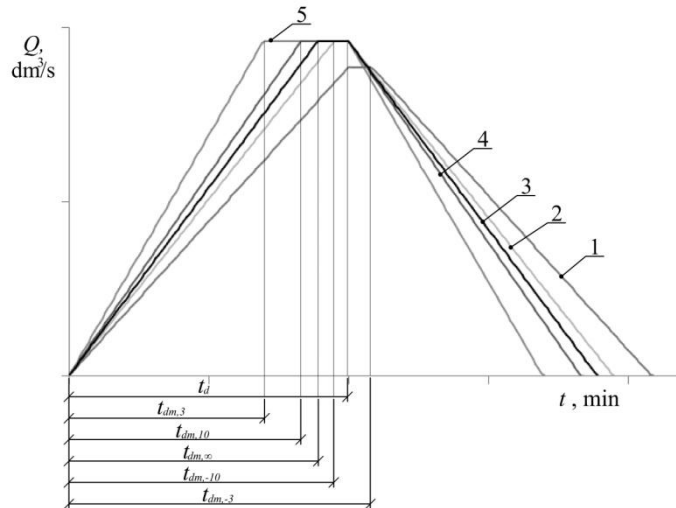
Fig. 2. Hydrographs rainwater flow (1 - conduit I, 2 - conduit II, 3 - conduit III, 4 - summary hydrograph, t_{ri} - flow time chosen conduit, t_{ri} - retention time chosen channel, t_{dm} - duration of design storm for sizing stormwater channels, t_{dmI} - duration of design storm for sizing chosen stormwater channels)

Wędrówka opadu nad zlewnią w MG jest uwzględniana poprzez zmianę odległości pomiędzy poszczególnymi hydrogramami pojedynczych odcinków. W przypadku fali deszczu podążającej zgodnie z kierunkiem spływu ścieków,

odległości pomiędzy hydrogramami przyjmują mniejsze wartości. Przy fali deszczu podążającej w kierunku przeciwnym, wartości te są większe. Wielkość zmiany odległości pomiędzy poszczególnymi hydrogramami zależy od czasu, jaki jest potrzebny na przejście fali deszczu przez rozpatrywany fragment zlewni. Uwzględnienie przemieszczania się fali deszczu powoduje modyfikację kształtu hydrogramu wynikowego w stosunku do warunków statycznych. Jeżeli fala deszczu podąża zgodnie z kierunkiem spływu ścieków, wynikowy hydrogram przepływu ścieków jest bardziej zwarty a szczytowa wartość przepływu większa. Natomiast, jeżeli kierunek fali deszczu i kierunek spływu ścieków mają taki sam zwrot, to czas potrzebny na spływ ścieków siecią kanalizacyjną do rozpatrywanego przekroju jest niwelowany. W górnych zlewniach cząstkowych deszcz zaczyna się odpowiednio wcześniej, co powoduje szybszy odpływ ścieków z tych zlewni cząstkowych w stronę odbiornika w stosunku do zlewni cząstkowych znajdujących się poniżej. W przypadku przeciwnym, hydrogram przepływu jest bardziej rozciągnięty a szczytowa wartość przepływu ścieków jest niższa w stosunku do warunków statycznych. W przypadku, gdy fala deszczu podąża przeciwnie do uśrednionego kierunku spływu ścieków w sieci kanalizacyjnej, następuje wydłużenie czasu spływu ścieków ze zlewni w stosunku do warunków statycznych. Wówczas deszcz zaczyna padać najpierw nad zlewniami cząstkowymi położonymi bliżej odbiornika. Początkowe zlewnie cząstkowe natomiast zostaną objęte opadem, ale jako ostatnie.

Przesuwanie się fali deszczu nad zlewnią wpływa również na kształt hydrogramu pojedynczych odcinków (rysunek 3). Czas potrzebny na przejście fali deszczu jest uwzględniany w czasie miarodajnym poszczególnych odcinków. Fala deszczu podążająca zgodnie z kierunkiem spływu ścieków ma wartość czasu miarodajnego poszczególnego odcinka pomniejszaną o czas potrzebny na przejście fali deszczu przez ten odcinek. W przypadku, gdy kierunek przemieszczania się deszczu jest przeciwny do kierunku spływu ścieków, to czas miarodajny jest powiększany o czas wędrówki opadu na zlewnią przypisaną do danego odcinka sieci kanalizacyjnej.

Jako ostatnią metodę przyjęto wykorzystanie modelu hydrodynamicznego w programie SWMM 5,0. Dla wszystkich analizowanych zlewni utworzono ich model komputerowy. W symulacji przyjęto, że z terenów nieuszczelnionych nie występuje spływ wód deszczowych. Szerokość zlewni przyjęto, jako dwukrotną długość odcinka przypisanego danej zlewni cząstkowej. Pozostałe parametry opisujące zlewnię i sieci kanalizacyjną tj. powierzchnia zlewni cząstkowej, współczynnik spływu powierzchniowego, średnice kolektorów, spadki sieci, itp. przyjęto jak w pozostałych dwóch metodach.



Rys. 3. Hydrogramy natężenia przepływu dla pojedynczego odcinka (1 - $v_{fd} = -3$ m/s , 2 - $v_{fd} = -10$ m/s, 3 - warunki statyczne, 4 - $v_{fd} = 10$ m/s, 5 - $v_{fd} = 3$ m/s, t_{dmi} - czas miarodajny odcinka przy i-tej prędkości przesuwania się fali deszczu)

Fig. 3. Hydrographs rainwater flow for chosen conduit (1 - $v_{fd} = -3$ m/s , 2 - $v_{fd} = -10$ m/s, 3 - static conditions, 4 - $v_{fd} = 10$ m/s, 5 - $v_{fd} = 3$ m/s, t_{dmi} - duration of design storm for sizing stormwater channels for chosen velocity of the wave rain)

Do analizy wpływu prędkości przesuwania się fali deszczu przyjęto wartości 20, 10, 5, 3, 2, 1,5 i 1,0 m/s. Ponadto wyróżniono dwa skrajne warianty przy ustalaniu kierunku, w jakim będzie przemieszczać się fala opadu. W pierwszym założono, że opad deszczu przemiesza się wraz z kierunkiem spływu ścieków w kanalizacji. Oznacza to, że w górnych partiach zlewni sieci kanalizacyjnej deszcz pojawia się najpierw i z ustaloną prędkością kieruje się do zlewni cząstkowych odcinków położonych bliżej odbiornika. Drugi rozpatrywany przypadek jest odwrotnością opisanego powyżej. W tym przypadku fala deszczu pojawia się najpierw w dolnej części kanalizowanej zlewni i przesuwa się w stronę części górnej, a więc przeciwnie do kierunku spływu ścieków w kanałach. Przyjęcie założenia, że deszcz zaczyna się w takim samym momencie na całej zlewni oznacza, że prędkość przesuwania się fali deszczu jest nieskończenie duża. Odpowiada to zatem sytuacji, w której na całym obszarze zlewni dane zjawisko pojawia się jednocześnie [11].

3. Analiza wyników symulacji

Analizując otrzymane wyniki można stwierdzić, że zarówno w metodzie graficznej (MG), jak i przy wykorzystaniu modelu hydrodynamicznego w programie SWMM 5.0, maksymalne natężenie przepływu w sieci kanalizacyjnej

wystąpi podczas czasu trwania deszczu krótszego niż przy czasie miarodajnym wyznaczonym metodą granicznych natężeń (MGN). Sytuacja ta zachodzi we wszystkich analizowanych zlewniach. Otrzymane wyniki badań, na podstawie przeprowadzonych obliczeń tylko potwierdzają już sygnalizowane wnioski innych autorów [10, 13, 16], że do powstawania maksymalnego natężenie przepływu w sieci nie jest konieczne nałożenie się przepływu z całej zlewni. Jeśli na całej zlewni lub w większej jej części wystąpi deszczu o krótkim czasie trwania, jednak jego intensywność będzie duża, to może on spowodować najwyższe chwilowe natężenia przepływu ścieków deszczowych.

Maksymalne natężenie przepływu ścieków deszczowych w przekroju A wyznaczono trzema wybranymi metodami: (1) metodą granicznych natężeń MGN, (2) metodą graficzną MG i (3) z wykorzystaniem modelu hydrodynamicznego w programie SWMM przy uwzględnieniu zmiennych skokowo czasów trwania deszczu. Wyniki obliczeń zamieszczono w tabeli 1 przy uwzględnieniu zlewni wydłużonej, w tabeli 2 w zlewni średniej i w tabeli 3 w zlewni zwartej.

W celu pełniejszego zobrazowania uzyskanych wyników obliczeń dane, które zamieszczono w tabelach 1, 2 i 3 zostały przedstawione w formie graficznej na rysunku 4.

Tabela 1. Maksymalne natężenie przepływu ścieków deszczowych w ostatnim węźle sieci kanalizacyjnej w czasie trwania deszczu w zlewni wydłużonej

Table 1. Maximum rainwater flow in the last conduit for chosen durations of rain in the elongated catchment

t_d	MGN	MG	SWMM
min	dm ³ /s	dm ³ /s	dm ³ /s
10	847,47	1118,51	1443,50
15	970,11	1246,17	1503,40
20	1067,75	1287,38	1454,70
25	1150,20	1256,92	1330,15
30	1215,75	1194,30	1206,81
35	1097,01	1097,01	1093,06
40	1003,58	1003,58	1003,11
50	864,86	864,86	865,64
60	765,87	765,87	766,96
70	691,07	691,07	691,09

W zlewni wydłużonej maksymalny przepływ obliczeniowy wyznaczony przy pomocy programu SWMM wystąpi podczas deszczu trwającego 15 minut i osiągnie on wartość 1503,40 dm³/s. Natomiast stosując metodę graficzną MG,

maksymalne natężenie przepływu wystąpi w czasie deszczu trwającego 20 minut i jego wartość wyniesie 1287,38 dm³/s. Maksymalne natężenie wyznaczone metodą MGN w analizowanej zlewni przyjmie wartość 1215,75 dm³/s, przy czasie trwania deszczu 30 minut. W porównaniu z wynikami uzyskanymi z dwóch poprzednich metod, jest ona wartością najmniejszą.

Maksymalne natężenie przepływu, które zostało wyznaczone w wyniku symulacji hydrodynamicznej w programie SWMM jest o prawie 25 % większe niż ustalone metodą MGN. Porównując wartości otrzymane przy zastosowaniu metod MG i MGN okazało się, że ustalony przepływ metodą MG jest o około 6 % większy.

Z kolei porównując otrzymane wyniki w zlewni średniej, widać że procentowa różnica wyników otrzymanych dzięki symulacją przeprowadzonym w programie SWMM jest nieco mniejsza, ale utrzymują się na podobnym poziomie. Zaobserwowano natomiast wzrost przepływu w przypadku zastosowania metody MG. I tak, maksymalna wartość natężenia przepływu otrzymana przy wykorzystaniu programu hydrodynamicznego SWMM jest o prawie 23% większa niż wyznaczona metodą MGN. Natomiast w metodzie MG otrzymane maksymalne natężenie przepływu jest o 12 % większe niż wyznaczone metodą MGN.

Tabela 2. Maksymalne natężenie przepływu ścieków deszczowych w ostatnim węźle sieci kanalizacyjnej w czasie trwania deszczu w zlewni średniej

Table 2. Maximum rainwater flow in the last conduit for chosen durations of rain in the average catchment

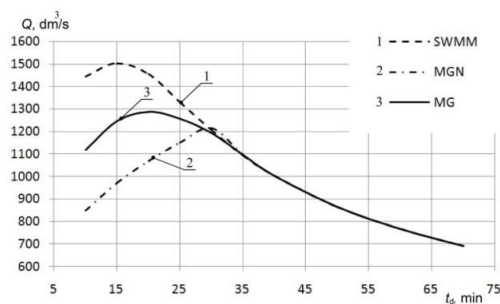
t_d	MGN	MG	SWMM
min	dm ³ /s	dm ³ /s	dm ³ /s
10	1096,64	1581,36	1778,35
15	1255,34	1623,63	1709,90
20	1381,68	1497,49	1535,93
23	1447,57	1414,84	1427,96
25	1372,87	1372,87	1359,14
30	1215,75	1215,75	1214,53
35	1097,01	1097,01	1095,21
40	1003,58	1003,58	1003,71
50	864,86	864,86	865,69
60	765,87	765,87	766,96
70	691,08	691,07	691,09

Tabela 3. Maksymalne natężenie przepływu ścieków deszczowych w ostatnim węźle sieci kanalizacyjnej w czasie trwania deszczu w zlewni zwartej

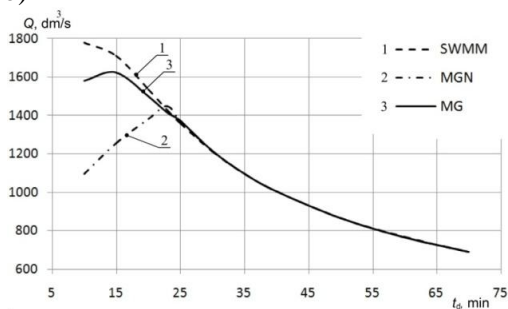
Table 3. Maximum rainwater flow in the last conduit for chosen durations of rain in the compact catchment

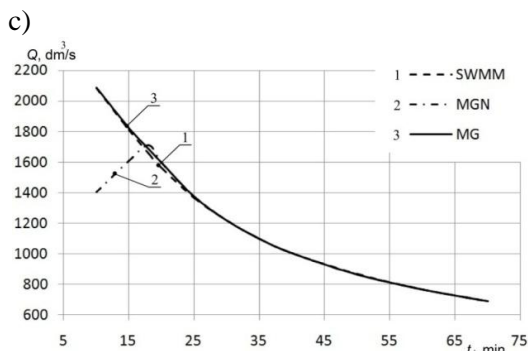
t_d	MGN	MG	SWMM
min	dm^3/s	dm^3/s	dm^3/s
10	1405,70	2088,13	2085,23
15	1609,12	1824,62	1812,83
18	1709,00	1682,63	1654,83
20	1593,08	1593,08	1562,83
25	1372,87	1372,87	1365,87
30	1215,75	1215,75	1216,7
35	1097,01	1097,01	1095,58
40	1003,58	1003,58	1003,8
50	864,86	864,86	865,69
60	765,87	765,87	766,96
70	691,07	691,07	691,09

a)



b)





Rys. 4. Wykresy zależności maksymalnych natężeń przepływu ścieków deszczowych w ostatnim węźle sieci kanalizacyjnej od czasów trwania deszczu (a - zlewnia wydłużona, b - zlewnia średnia, c - zlewnia zwarta)

Fig. 4. Nomogram for maximum rainwater flow in the last conduit depending on durations of rain (a - an elongated catchment, b - average catchment, c - compact catchment)

Ważne podkreślenia jest to, że w zlewni zwartej, zarówno przy korzystaniu z metody MG, jak również z programu SWMM, wyznaczone natężenia przepływu ścieków deszczowych w sieci kanalizacyjnej mają zbliżone wartości we wszystkich założonych czasach trwania deszczu. Wartość maksymalnego natężenia przepływu w obu metodach została osiągnięta przy deszczu, który trwa 10 minut, i jest ona większa o około 22% w stosunku do wartości otrzymanej z obliczeń wykonanych, stosując metodę MGN.

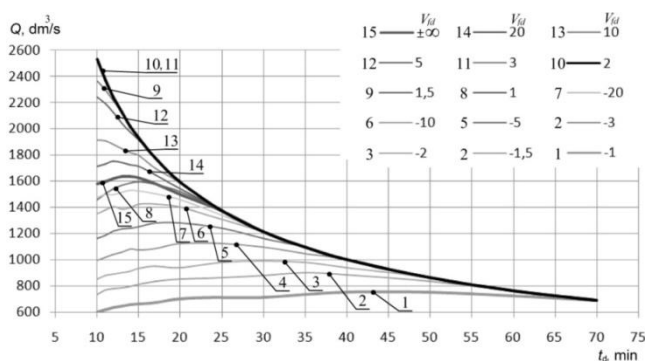
Zatem należy wnioskować, że wymiarowanie kolektora na obliczeniowe natężenie przepływu wyznaczone metodą MGN będzie skutkowało działaniem kanalizacji pod ciśnieniem, a w skrajnym przypadku może dojść nawet do lokalnych podtopień, co w praktyce oznaczałoby powstanie określonych szkód, a zatem wymiernych strat finansowych.

W programie SWMM, serie czasowe charakteryzujące przebieg opadu wprowadzać można z krokami czasowymi 1, 5, 10, 15 i 30 minut lub 1, 6, 12 i 24 godzin. Efekt wędrówki deszczu uzyskuje się poprzez jego rozpoczęcie nad wydzielonymi fragmentami zlewni w różnym czasie. Prędkość fali deszczu wyznacza się za pomocą relacji pomiędzy długością jaka dzieli dane fragmenty zlewni i różnicy czasu rozpoczęcia na nich opadu deszczu. Przy długościach poszczególnych odcinków sieci kanalizacyjnych przyjętych w symulacji skoki czasowe opisujące deszcz z jakich możemy skorzystać nie pozwoliłyby na wyznaczenie takiej samej wartości prędkości fali deszczu dla całej zlewni. Z tego powodu wykorzystanie programu SWMM do sprawdzenia oddziaływania prędkości i kierunku fali deszczu na kształtowanie się maksymalnych przepływów ścieków w sieci kanalizacyjnej jest w tym przypadku ograniczone. W metodzie MG nie występują ograniczenia dotyczące zadanych wartości prędkości fali deszczu. Jednak trzeba mieć na uwadze fakt, że metoda MG opiera się na zało-

żeniach metody MGN, w których przyjmuje się ustalony ruch cieczy. W porównaniu do programu hydrodynamicznego SWMM jest ona metodą dużo prostszą, jednak wyniki otrzymane w obu metodach, bez uwzględniania przesuwania się fali deszczu są do siebie zbliżone. Wyniki symulacji pozwoliły na określenie wpływu przemieszczania się fali deszczu na przepływ w sieci kanalizacyjnej, otrzymane stosując metodę, a wyniki tej metody (MG) można uznać za wiarygodne.

Przeprowadzone symulacje i uzyskane wyniki obliczeń z wykorzystaniem metody MG wraz z ich analizą pozwoliły na podanie szeregu istotnych wniosków. Zarówno prędkość, jak i kierunek przemieszczania się fali deszczu nad zlewnią oraz czas jego trwania mają bezpośredni wpływ na kształtowanie się szczytowych, chwilowych wartości natężeń przepływu, które wystąpią w rozpatrywanych przekrojach sieci kanalizacyjnej. Oddziaływanie kierunku i prędkości przemieszczania się fali deszczu na przepływ w rozpatrywanym przekroju poprzecznym A przyjętej sieci obrazuje plik krzywych, które zamieszczono na rysunku 5.

Analizując wykresy przedstawione na rysunku 5. można stwierdzić, że przy założonych prędkościach przesuwania się fali deszczu i przyjętych czasach jego trwania, maksymalne krytyczne natężenia przepływu na końcu ostatniego odcinka sieci wystąpią wówczas, gdy nad zlewnią pojawi się deszczu, którego czas trwania będzie minimalny i wyniesie $t_d = 10$ min. Jego intensywność spowoduje przepływ w przekroju A o wartości $Q_d = 2528,58 \text{ dm}^3/\text{s}$ podczas fali deszczu, która będzie przemieszczała się wówczas z prędkością $2,0 \text{ m/s}$, a jej kierunek będzie zgodny z kierunkiem sływu ścieków deszczowych w sieci. W tabeli 4 zamieszczono wartości maksymalnych natężeń przepływów ścieków, jakie wystąpią w rozpatrywanym przekroju sieci przy założonych zmiennych wartości prędkości przemieszczania się fali deszczu.



Rys. 5. Zestawienie krzywych obrazujących maksymalne natężenie przepływu ścieków deszczowych w rozpatrywanym przekroju sieci w zlewni średniej

Fig. 5. Nomogram for maximum rainwater flow in the last conduit in average catchment

Analizując dane zapisane w tabeli 4 można stwierdzić, że w zakresie wszystkich przyjętych prędkości ze znakiem dodatnim, maksymalne krytyczne natężenie przepływu ścieków, które wystąpi w przekroju A, będzie miało większą wartość, niż natężenie przepływu wyznaczone metodą MGN bez względu na układ sieci kanalizacyjnej i jej parametry. Dodatkowo wykazano, że im układ sieci jest bardziej zwarty, tym otrzymano odpowiednio większą liczbę maksymalnych (krytycznych) natężeń przepływu ze względu na prędkość przemieszczania się fali deszczu, a które są większe niż natężenie przepływu obliczone przy stosowaniu metodę granicznych natężeń MGN.

Tak więc oprócz intensywności i czasu trwania deszczu, decydujący wpływ na maksymalne natężenie przepływu w sieci kanalizacyjnej ma zarówno sama prędkość, a zwłaszcza kierunek przesuwania się fali deszczu. Na ogół, im deszcz podąża wolniej zgodnie z kierunkiem przepływu ścieków w sieci kanalizacyjnej, tym maksymalne krytyczne natężenie przepływu w sieci jest większe. Wyjątkiem od tej reguły są wyniki, jakie uzyskano przy prędkości fali deszczu $v_{fd} = 1,0$ i $v_{fd} = 1,5$ m/s, przy których występowały natężenia przepływu mniejsze w porównaniu z uzyskanym maksymalnym wynikiem. Jest to spowodowane tym, że czas przepływu ścieków przez sieć kanalizacyjną jest krótszy, niż czas przejścia fali deszczu. Oznacza to w praktyce, że ścieki deszczowe z początkowego odcinka kanału dotrą do końcowego rozpatrywanego przekroju kanału zanim na zlewni cząstkowej przypisanej do ostatnim odcinku spadnie deszcz. Taka sytuacja oznacza, że nie nastąpi nałożenie się szczytowych chwilowych natężeń przepływu z wszystkich zlewni cząstkowych. Skutkiem tego będzie wystąpienie mniejszego natężenia przepływu w rozpatrywanym przekroju sieci kanalizacyjnej. Przyjmując, że prędkość przesuwania się fali deszczu jest równa $v_{fd} = 0$ m/s, w sieci kanalizacyjnej nie wystąpi przepływ ścieków ze względu na nie przemieszczanie się opadu deszczu nad zlewnią i nie objęcie jej swym zasięgiem.

Wyniki badań potwierdzają, że czas przepływu ścieków deszczowych przez system kanalizacyjny zależy głównie od średniej prędkości przepływu panującej w kolektorach. Jak wynika z wcześniej przeprowadzonych symulacji, gdy prędkość fali deszczu jest zbliżona do prędkości przepływu ścieków w kanalizacji, osiągnięte natężenia przepływu w sieci kanalizacyjnej przyjmują największe wartości. Przyjmując, że prędkość fali deszczu jest stała, to aby osiągnąć jak najwyższe natężenie przepływu, prędkości w poszczególnych kolektorach sieci powinny być do siebie jak najbardziej zbliżone. Analogicznie, im bardziej prędkości panujące w poszczególnych kolektorach będą się od siebie różnić, tym w sieci powinno obserwować się niższe natężenia przepływu.

Symulacje tego zjawiska wykonano w dwóch zlewniach sieci kanalizacyjnych, przyjmując ich kształt przedstawiony na rysunku 1a. Przyjęte sieci kanalizacyjne różnią się od siebie jednak spadkami w poszczególnych kanałach

Tabela 4. Maksymalne natężenia przepływu ścieków deszczowych dla założonych prędkości przemieszczania się fali deszczu, występujące w końcowym odcinku sieci kanalizacyjnej

Table 4. Maximum rainwater flow in the last conduit for chosen velocity of the wave rain in the last conduit

v_{fd} [m/s]	Sieć zwarta		Sieć średnia		Sieć długa	
	Q_{max} [dm ³ /s]	t_d [min]	Q_{max} [dm ³ /s]	t_d [min]	Q_{max} [dm ³ /s]	t_d [min]
1	2043,33	10,0	1595,05	15,0	1311,98	25,0
1,5	2517,25	10,0	2364,31	10,0	2054,98	11,0
2	2528,85	10,0	2528,85	10,0	2528,85	10,0
3	2528,85	10,0	2528,85	10,0	2507,66	10,0
5	2422,62	10,0	2239,50	10,0	1924,65	10,0
10	2261,43	10,0	1910,44	10,0	1546,88	15,0
20	2176,31	10,0	1750,25	12,0	1412,23	17,0
±∞	2071,79	10,0	1636,02	13,0	1287,38	20,0
-20	1979,33	10,0	1527,76	14,0	1209,16	20,0
-10	1893,75	10,0	1426,52	17,0	1122,84	25,0
-5	1733,49	11,0	1278,82	20,0	1006,98	30,0
-3	1553,49	13,0	1126,86	25,0	886,94	35,0
-2	1384,76	15,0	992,97	30,0	777,02	50,0
-1,5	1251,62	17,0	899,63	35,0	705,52	60,0
-1	1060,77	20,0	752,38	40,0	591,37	70,0
MGN	1709,00	18,0	1447,16	23,1	1218,46	29,9

Pierwsze pięć kolektorów sieci kanalizacyjnej (rys. 6, schemat I) posiada spadek równy 2‰, natomiast pozostałe 5 kolektorów spadek 10 ‰. W sieci kanalizacyjnej (rys. 6, schemat II) pierwsze pięć kolektorów ułożonych jest ze spadkiem 10 ‰, a pozostałe ze spadkiem 2 ‰.

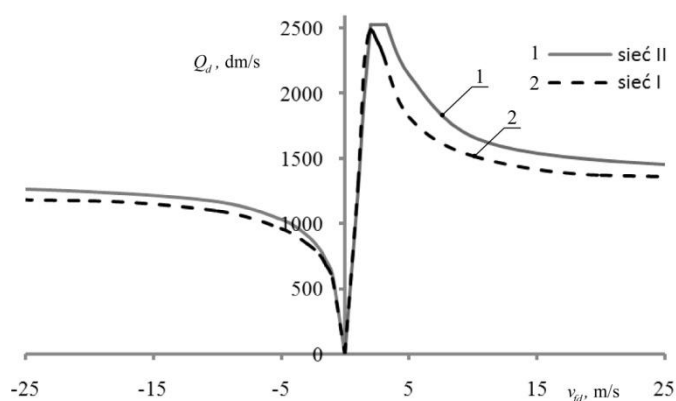
Dzięki otrzymanym wynikom można stwierdzić, że im prędkość przepływu ścieków w kolektorach sieci kanalizacyjnej przyjmują wartości bliższe sobie, i będą one odpowiadać prędkości fali deszczu, tym otrzymane maksymalne natężenie przepływu osiągnie wartość większą. Na rysunku 4 przedstawiono zależność między maksymalnym przepływem uzyskanym w przekroju A sieci kanalizacyjnej I i II a przyjętymi prędkościami fali deszczu.

W sieci kanalizacji deszczowej (schemat I) największą wartość przepływu o wartości 2485,7 dm³/s osiągnięto przy deszczu o czasie trwania 10 minut i prędkości fali $v_{fd} = 2$ m/s z kierunkiem jej przemieszczania się zgodnym z kierunkiem przepływu ścieków. W sieci kanalizacyjnej (schemat II) największą wartość przepływu otrzymano w zakresie prędkości fali deszczu $v_{fd} = 2,0 \div 3,2$ m/s o $Q_d = 2528,85$ dm³/s.

Idąc tym tokiem rozumowania, najbardziej niekorzystna będzie sytuacja, w której czas pomiędzy falami odpływu ścieków ze zlewni cząstkowych jest niwelowany przez czas przejścia fali deszczu. W skrajnych warunkach mogłoby to spowodować nałożenie się wszystkich maksymalnych natężeń przepływu z każdej zlewni cząstkowej. Taka sytuacja jest możliwa do wystąpienia w skrajnych warunkach, tj. deszczu trwającego krócej niż 10 minut. Przesuwanie się

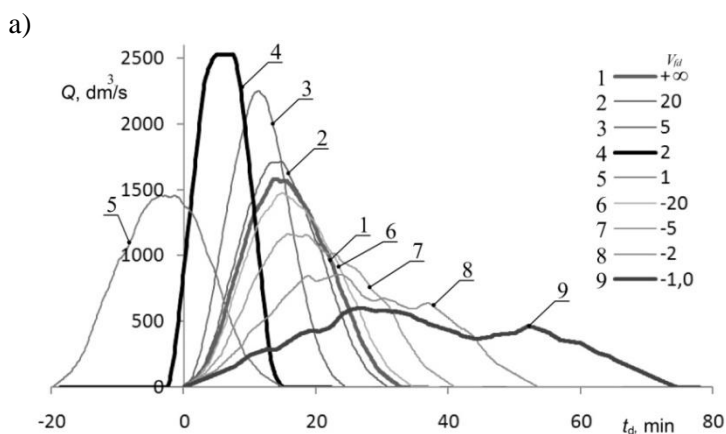
fali deszczu w naturalny sposób zwiększa prawdopodobieństwo wystąpienie opadu na dużej zlewni. W danej chwili opad występuje na ograniczonym obszarze, jednak z powodu przemieszczania się fali deszczu, opad może objąć swym działaniem znaczny obszar.

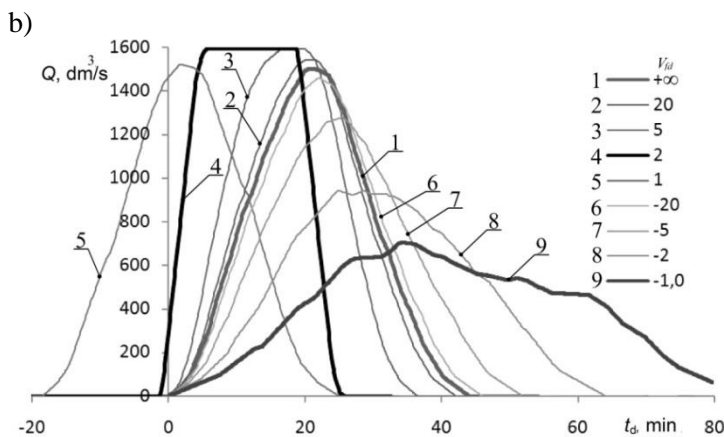
Otrzymane wyniki z przeprowadzanych badań pozwalają na stwierdzenie, że zmiana wyłącznie prędkości i kierunku przesuwania się opadu przy niezmiennym jego zasięgu i intensywności spowoduje bardzo duże różnice w obserwowanych natężeniach przepływu ścieków w kanalizacji. Na rysunku 7 przedstawiono hydrogramy przepływu ścieków deszczowych przez rozpatrywany przekrój poprzeczny A sieci kanalizacyjnej w zakresie wybranych prędkości przemieszczania się fali deszczu.



Rys. 6. Wykres zależności prędkości przemieszczania się fali deszczu na wartość maksymalnych natężeń przepływu w rozpatrywanym przekroju poprzecznym kanału A

Fig. 6. Nomogram for maximum rainwater flow in the cross-section A depending on velocity of the wave rain





Rys. 7. Hydrogram przepływu ścieków deszczowych w przekroju poprzecznym A w zlewni średniej podczas deszczu o czasach trwania: (a) $t_d = 10$ min, b) $t_d = 20$ min

Fig. 7. Hydrographs rainwater flow in the cross-section A for average catchment for rain durations: (a) $t_d = 10$ min, b) $t_d = 20$ min

Analizując krzywe na tym rysunku można wykazać, że zmiana prędkości fali deszczu w większym stopniu zmienia kształt hydrogramu dopływu ścieków do badanego przekroju kanału podczas deszczu trwającego krócej (rys. 7a). Warto jednak zauważyć, że także przy deszczach trwających dłużej, widać wyraźne różnice w przebiegu krzywych tworzących hydrogramy przepływu.

4. Podsumowanie

Powszechnie stosowana w Polsce metoda granicznych natężeń (MGN) do wymiarowania odwodnień zlewni miejskich z reguły prowadzi do znacznego zaniżania przepływów obliczeniowych, zwłaszcza przy projektowaniu sieci w małych zlewniach. W praktyce skutkuje to zaniżaniem potrzebnej geometrii, zarówno samej sieci kanalizacyjnej, jak i obiektów hydrotechnicznych z nią współdziałających.

Zatem ważny jest wybór racjonalnej metody do określenia intensywności opadu ze względu na czas jego trwania, ponieważ niektóre założenia metody MGN mogą prowadzić do błędnych wyników projektowych.

Jak wykazano w tej pracy, błędne może wydawać się założenie, że maksymalne natężenie przepływu w sieci kanalizacyjnej wystąpi, gdy nad analizowaną zlewnią wystąpi opad o czasie trwania, który odpowiada czasowi miarodajnemu, jak to wynika ze stosowania metody granicznych natężeń MGN. Przy wszystkich przyjętych założeniach, maksymalne natężenie przepływu wystąpi podczas opadu trwającego krócej. Różnice te, bez uwzględniania przesuwania się fali deszczu sięgały nawet 25 %.

Przy uwzględnieniu prędkości i kierunku przemieszczania się fali deszczu, różnica między najwyższymi wartościami z obliczonych natężeń przepływu wyznaczonych metodą MG a miarodajnym natężeniem przepływu ustalonym metodą MGN są większe. Wyznaczona wartość różnicy w zlewni wydłużonej wynosi $\Delta Q = 1310,39 \text{ dm}^3/\text{s}$ (tabela 1). Oznacza to, że maksymalne krytyczne natężenie obliczone MG jest prawie 2 razy większe niż miarodajne natężenie przepływu ustalone MGN.

Niezależnie od przyjętego schematu sieci kanalizacyjnej, największe natężenia przepływu ustalono przy założeniu prędkości przemieszczania się fali deszczu, która doprowadzi do nałożenia się w jak największym stopniu maksymalnych wartości natężeń przepływów z poszczególnych odcinków. We wszystkich rozpatrywanych przypadkach osiągnęto je przy prędkość $v_{fd} = 2,0 \text{ m/s}$. Jednak nie oznacza to, że tylko ta wartość generuje największe przepływy.

Decydujący wpływ na wartość prędkości fali deszczu, przy której wystąpi maksymalne chwilowe natężenie przepływu w sieci kanalizacyjnej ma średnia prędkość przepływu ścieków w kolektorach sieci powyżej badanego przekroju poprzecznego. Przy prędkościach fali deszczu zbliżonych do prędkości przepływu ścieków panującej w poszczególnych odcinkach otrzymano największe natężenie przepływu ścieków.

Najwyższe natężenie przepływu ścieków przy stałej prędkości przesuwania się fali deszczu uzyskano, gdy średnie prędkości przepływu ścieków w kolektorach są do siebie zbliżone i odpowiadają prędkości przemieszczania się fali deszczu. Ustalono również, że im zlewnia jest bardziej zwarta, tym zakres prędkości przemieszczania się fali deszczu, które powodują wystąpienie maksymalnego natężenia przepływu wzrasta. Otrzymane wyniki pozwalają również na stwierdzenie, że zmiana wyłącznie prędkości i kierunku przesuwania się opadu przy niezmiennym jego czasie trwania, zasięgu i intensywności spowoduje bardzo duże różnice w obserwowanych natężeniach przepływu ścieków.

Z analizy sporządzonych hydrogramów wynika, że otrzymana różnica wydaje się na tyle duża, że nie powinno się jej pomijać w obliczeniach projektowych. Przeprowadzone badania wykazały jednoznacznie, że należy dążyć do udoskonalania metody wymiarowania, zarówno samej sieci kanalizacyjnej, jak i obiektów hydrotechnicznych z nią współdziałających.

Potwierdzono obliczeniami, że zarówno metoda MG, jak i MGN nie uwzględnia ważnych parametrów. Metody wykorzystują ruch ustalony cieczy i nie uwzględniają zmiennego natężenia opadu w czasie. Z drugiej jednak strony rozpatrując warunki statyczne, podobne wyniki do tych uzyskanych metodą MG, otrzymano wykorzystując model hydrodynamiczny w programie SWMM 5,0. Dlatego też tematyka wpływu kierunku i prędkości przesuwania się fali deszczu na rzeczywiste wartości przepływu ścieków w kanalizacji powinna być dalej szczegółowo badana w celu opracowania racjonalnej metody ustalania miarodajnych przepływów ścieków deszczowych w systemach odwadniania terenów zurbanizowanych.

Literatura

- [1] Aleksejev M.I., Kurganov A.M.: Organizacija otviedienija powierchnogo (doždiewo i tałogo) stoka s urbanizirovannyh territorij, Podręcznik, Wydawnictwo S-PSU AiSN, Saint-Petersburg, Rosja, 2000.
- [2] ATV 1999. ATV A118. Hydraulische Bemessung und Nachweis von Entwässerungssystem, ATV Regelwerk Abwässer – Abfall, ATV GFA, Hennef, 1999.
- [3] Błaszczyk W., Roman M., Stamatello H.: Kanalizacja, T. 1, Arkady, Warszawa, 1974.
- [4] Błaszczyk P.: Ulepszone metody wymiarowania kanalizacji deszczowej i ogólnospławnej, Praca zbiorowa, Postęp techniczny w kanalizacji, Wrocław, 1977.
- [5] De Lima J.L.M.P., Singh V.P. (2002). The influence of the pattern moving rainstorms on overland flow. *Advances in Water Resources*, **25**, 817-828.
- [6] Dziopak J.: Analiza teoretyczna i modelowanie wielokomorowych zbiorników kanalizacyjnych, Monografia 125, Wydawnictwa Politechniki Krakowskiej, Kraków, 1992.
- [7] Dziopak J., Słyś D.: Modelowanie zbiorników klasycznych i grawitacyjno-pompowych w kanalizacji, Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów, 2007.
- [8] Haug H.P. (1970). Einflüsse auf die Ableitung und den Überlauf von Regenwasser. Forschungs- und Entwicklungsinstitut für Industrie- und Siedlungswasserwirtschaft sowie Abfallwirtschaft e.V. in Stuttgart.
- [9] Kanalizacja. Narużnyjesieti i soorużenija. SNiP 2.04.03-85, Moskwa, 1986.
- [10] Kotowski A.: Podstawy bezpiecznego wymiarowania odwodnień terenów, Wydawnictwo Seidel-Przywecki, Warszawa, 2011.
- [11] Mrowiec M.: Ocena wpływu przestrzennej zmienności opadu na działanie kanalizacji deszczowej, Prace Naukowe Politechniki Warszawskiej, Warszawa, 2009.
- [12] Słyś D.: Zrównoważone systemy odwodnienia miast, Dolnośląskie Wydawnictwo Naukowe, Wrocław, 2013.
- [13] Stoknicki M., Sowiński M., : Wykorzystanie opadów syntetycznych w modelowaniu odpływu ze zlewni miejskich. *Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej*, nr 283, Budownictwo i Inżynieria Środowiska, z. 59 (2/12/I), Rzeszów 2011.
- [14] Starzec M., Dziopak J., Aleksejev M.I.: Wpływ wybranych metod na kształtowanie się hydrogramów przepływu ścieków deszczowych, *Infraeko 2014. Nowoczesne miasta. Infrastruktura i środowisko*, Rzeszów, 2014.
- [15] Zawilski M., Brzezińska A.: Areal rainfall intensity distribution over an urban area and its effect on a combined sewerage system, 12th Int. Conf. on Urban Drainage, Porto Alegre, 2011.

- [16] Zawilski M.: Analiza obciążenia hydrodynamicznego systemu kanalizacyjnego w skali dużej zlewni miejskiej. Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, nr 283, Budownictwo i Inżynieria Środowiska, z. 59 (2/12/I), Rzeszów 2011.

INFLUENCE OF DIRECTION AND VELOCITY OF PRECIPITATION DISPLACEMENT ON SEWAGE SYSTEM DIMENSIONING

Summary

The article presents the results of studies on the influence of the direction and velocity of precipitation wave displacement on the dimensioning of sewerage system. The simulations performed for three assumed catchments of the same reduced surfaces of 19,75 ha. Each catchment has 10 sub-basins of different locations, which results in different schemes of sewerage system. The obtained results allow to conclude that both the direction and velocity of precipitation wave has a significant impact on the flow rate, which is formed in sewerage system. The greatest differences in the flow intensity and the resulting flow hydrogram, describing the observed phenomenon, occur during transitory rainfall.

It was also shown that the highest momentary flow intensity in sewerage system is observed during the occurrence of rain duration shorter than calculative duration determined by rational method of boundary intensities.

Keywords: sewerage systems; calculative flow; wave of precipitation

DOI:10.7862/rb.2014.47

Przesłano do redakcji: lipiec 2014 r.

Przyjęto do druku: wrzesień 2014 r.

Józef DZIOPAK¹
Mariusz STARZEC²

WPLYW KIERUNKU I PRĘDKOŚCI FALI DESZCZU NA KUBATURĘ UŻYTKOWĄ WIELOKOMOROWYCH ZBIORNIKÓW RETENCYJNYCH

W artykule podjęto próbę określenia wpływu kierunku i prędkości przemieszczania się opadu deszczu na wymaganą kubaturę użytkową zbiorników retencyjnych. Przeprowadzono badania symulacyjne, których celem było sprawdzenie wielkości kubatury użytkowej zbiornika retencyjnego ze względu na przyjętą metodę obliczeniową. Uzyskane wyniki pozwalają stwierdzić, że zarówno kierunek, jak i prędkość przemieszczania się fali deszczu ma znaczący wpływ na wymaganą kubaturę użytkową kanalizacyjnych zbiorników retencyjnych. Największe różnice w otrzymanych wynikach zaobserwowano przy wysokich wartościach natężenia odpływu ścieków ze zbiornika. W praktyce oznacza to, że niedowymiarowane będą szczególnie zbiorniki, w których przyjęto wysoką wartość współczynnika redukcji przepływu β .

Keywords: systemy kanalizacyjne; wymiarowanie; zbiorniki retencyjne; fala deszczu

1. Wprowadzenie

Zainteresowanie kanalizacyjnymi zbiornikami retencyjnymi ciągle wzrasta. Stanowią one nieodłączny element współczesnych sieci kanalizacyjnych dowolnego systemu działającego w układzie grawitacyjnym. Zastosowanie zbiorników retencyjnych umożliwia zwłaszcza przyłączanie nowych zlewni do eksploatowanego systemu bez jego przeciążania hydraulicznego oraz konieczności jego rozbudowy.

¹ Józef Dziopak, Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury, al. Powstańców Warszawy 6, 35-959 Rzeszów, tel. 178651817, jdziopak@prz.edu.pl.

² Autor do korespondencji/corresponding author: Mariusz Starzec, Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury, al. Powstańców Warszawy 6, 35-959 Rzeszów, tel. 177232409, mstarzec1990@prz.edu.pl.

Obecnie projektanci mają do dyspozycji kilka układów hydraulicznych zbiorników retencyjnych. Wybór odpowiedniego typu zbiornika retencyjnego powinien być poparty wnikliwą analizą techniczno-ekonomiczną. Wybór najlepszego w danej sytuacji rozwiązania zbiornika retencyjnego zależy jest każdorazowo od szeregu czynników. Bez względu na układ hydrauliczny wielokomorowych zbiorników retencyjnych, ich wymagana kubatura użytkowa będzie przyjmować zbliżoną wartość lub różnić się w niewielkim stopniu.

Objętość zbiornika retencyjnego wyznacza się na podstawie bilansu ścieków na dopływie i odpływie w fazie jego napełniania i jest funkcją pola powierzchni ustalanej między liniami wyznaczającymi hydrogramy obrazujące natężenie dopływu i odpływu ścieków ze zbiornika podczas trwania deszczu krytycznego. Wartość dopływu zależy głównie od czasu trwania i natężenia deszczu. Natomiast maksymalna ilość odpływających ścieków ze zbiornika retencyjnego zależy od przyjętej wartości współczynnika redukcji przepływu β .

W celu uproszczenia procedury wyznaczania objętości użytkowej zbiorników retencyjnych przyjmuje się często hydrogram dopływu w kształcie trójkąta lub trapezu. Niestety przyjęcie takich hydrogramów dopływu niejednokrotnie przekłada się na niedokładność wyników końcowych. Jak wiadomo przepływ w końcowym przekroju sieci kanalizacyjnej jest ściśle związany z występującym opadem atmosferycznym nad kanalizowaną zlewnią z uwagi na losowość tego zjawiska. Wody opadowe odpływają do sieci kanalizacyjnej kierowane są w stronę odbiornika, trafiając na różne uwarunkowania lokalne. Trudno sobie wyobrazić, aby dopływ do zbiornika retencyjnego w warunkach rzeczywistych wzrastał liniowo, aż do osiągnięcia maksymalnej wielkości. Wyznaczenie natężenia przepływu w czasie odpowiadającego rzeczywistym warunkom, niestety jest bardzo trudne i zależy od bardzo dużej liczby zmiennych czynników.

2. Przyjęte warianty obliczeniowe

W pracy porównano wynikowe objętości zbiornika retencyjnego stosując trzy metody obliczeniowe do ich ustalania, tj. metodą granicznych natężeń, metodą graficzną i przeprowadzając symulacje z wykorzystaniem modelu hydrodynamicznego w programie SWMM 5,0. Dodatkowo zbadano, jaki wpływ na wymaganą objętość zbiornika retencyjnego ma kierunek i prędkość przesuwania się fali deszczu nad kanalizowaną zlewnią. Przeprowadzono symulacje obliczeniowe, przyjmując różne scenariusze opadów oraz odmienne kształty zlewni zurbanizowanych, wyróżniając przy tym trzy różne schematy układów sieci kanalizacyjnej w planie, które przedstawiono na rysunku 1.

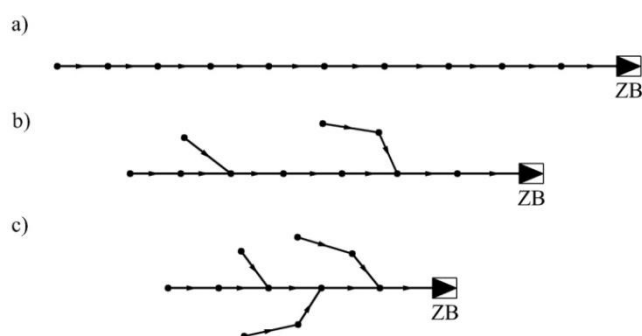
Założone zlewnie składają się z 10 odcinków o długości od 250 do 400 metrów. Ich całkowita powierzchnia zredukowana wynosi 19,75 ha. Natomiast spadki kanałów przyjmują wartości 4, 5 lub 6 ‰. Czasy trwania deszczu przyjęte do symulacji mieszczą się w przedziale od 10 do 70 minut.

Do określenia jednostkowego natężenia deszczu przyjęto formułę Błaszczyka [1], która określa zależność pomiędzy intensywnością a czasem jego trwania:

$$q = \frac{6,631 \sqrt[3]{H^2 * c}}{t_d^{2/3}} \quad (1)$$

gdzie

- q – jednostkowe natężenie deszczu, $\text{dm}^3/(\text{s} * \text{ha})$
- H – wysokość średniego opadu rocznego, mm/rok
- c – częstość występowania opadu, lata
- t_d – czas trwania opadu, min.



Rys. 1. Schematy sieci kanalizacyjnych przyjęte do analizy (a - zlewnia wydłużona, b - zlewnia średnia, c - zlewnia zwarta)

Fig. 1. Stormwater sewer systems model adopted for the analysis (a - an elongated catchment, b - average catchment, c - compact catchment)

Przyjęto w obliczeniach, że wysokość średniego opadu rocznego do symulacji przyjmie wartość $H = 600 \text{ mm}/\text{rok}$, a częstość występowania opadu wyniesie $c = 2$ lata. Przyjęte opady deszczu w symulacji charakteryzują się stałą intensywnością w czasie ich trwania i obejmują całą zlewnię.

W symulacji rozważono dwa skrajne przypadki przemieszczania się fali deszczu nad zlewnią. W pierwszym przypadku kierunek fali deszczu jest zgodny z kierunkiem spływu ścieków w sieci kanalizacyjnej. W drugim przypadku fala deszczu podąża przeciwne do kierunku spływu ścieków w sieci kanalizacyjnej.

Do analizy wpływu prędkości przesuwania się fali deszczu na wymaganą objętość wielokomorowego zbiornika retencyjnego przyjęto prędkości, które będą osiągać wartości 2,0 i 10,0 m/s.

Aby na całej zlewni deszcz rozpoczął się jednocześnie, prędkość jego przemieszczania musi być nieskończenie duża. W takim przypadku różnica rozpoczęcia deszczu pomiędzy skrajnymi fragmentami zlewni jest nieskończenia mała.

Zbiornik retencyjny zlokalizowany został w ostatnim węźle przyjętych sieci kanalizacyjnych (rys. 1). Symulacji dokonano przyjmując maksymalne wartości natężenia odpływu ze zbiornika, które mieszczą się w przedziale od 66,6 do 1487,0 dm³/s.

3. Analiza wyników symulacji

W pracy [8] wykazano, że do powstawania maksymalnego natężenia przepływu ścieków w sieci kanalizacyjnej nie jest konieczne nałożenie się spływu ścieków deszczowych z całej zlewni. Zjawisko to wystąpi, jeśli na całej zlewni lub w większej jego części wystąpi opad deszczu o krótkim czasie trwania, a jego intensywność przyjmie odpowiednio wysoką wartość.

Na rysunku 2 przedstawiono wynikowe hydrogramy dopływu ścieków deszczowych do zbiornika retencyjnego, które wystąpią w zlewni zwartej, przedstawionej na rysunku 1c i zostały one wyznaczone przy przyjęciu trzech różnych czasów trwania opadu deszczu, tj. przy $t_d = 10$ min, $t_d = t_{dm} = 18$ min oraz $t_d = 30$ min.

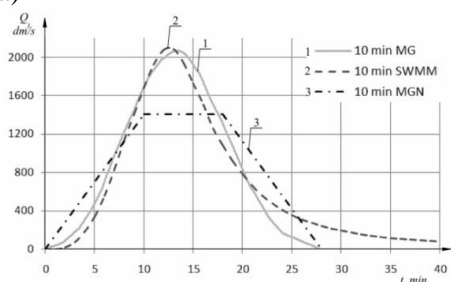
Hydrogramy natężenia dopływu ścieków deszczowych do kanalizacyjnego zbiornika retencyjnego wyznaczono trzema wybranymi metodami: (1) metodą granicznych natężeń MGN, (2) metodą graficzną MG i (3) z wykorzystaniem modelu hydrodynamicznego w programie SWMM 5.0 przy uwzględnieniu zmiennych skokowo czasów trwania deszczu [7].

Analizując otrzymane hydrogramy można zauważyć, że najbardziej narażone na znaczne niedowymiarowanie są zbiorniki retencyjne, przy których projektowaniu przyjęto współczynnik redukcji przepływu o wartości większej niż 0,50. Biorąc pod uwagę zakres przyjętych do obliczeń czasów trwania opadów deszczu, najmniejszą różnicę między hydrogramami przepływu przy stosowaniu wybranych metod jego obliczania osiągnięto podczas deszczu, który trwałby 30 minut. Ponadto, ustalone różnice w objętości zbiornika okazały się w tym przypadku również niewielkie.

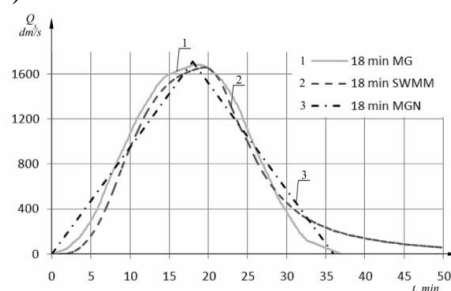
W dalszej kolejności analizując opad, którego czas trwania $t_d = 18$ min, jaki odpowiada czasowi miarodajnemu, wyznaczono metodą MGN do wymiarowania kanału dopływowego, widać wyraźnie większą różnicę między hydrogramami. Hydrogramy wyznaczone dzięki wykorzystaniu programu SWMM oraz metody MG przyjmują kształt zbliżony do krzywej parabolicznej. Ze względu na różniące się w niewielkim stopniu maksymalne natężenia prze-

przepływu we wszystkich metodach, również wpływ ten byłby znikomy przy wymiarowaniu sieci. Jednak przy porównaniu wyników obliczeń ustalonych metodą MG i wyników symulacji wyznaczonych przy pomocy programu SWMM okazuje się, że w dłuższych przedziałach czasowych występują natężenia przepływu, które są zbliżone do wartości maksymalnej. Należy stąd wnioskować, że wymagana objętość retencyjna zbiornika wyznaczona tymi metodami w porównaniu do metody MGN będzie różnić się, co wykazano obliczeniami, nawet o kilkanaście procent.

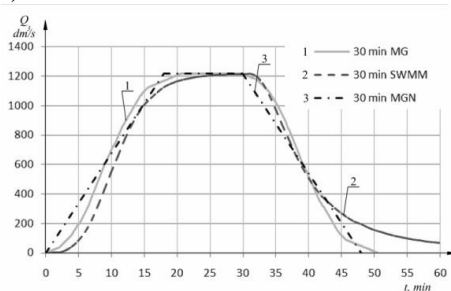
a)



b)



c)



Rys. 2. Hydrogramy przepływu ścieków deszczowych w zlewni zwartej ustalonego trzema metodami – MGN, MG i SWMM przy założonych czasach deszczu (a - przy opadzie trwającym $t_d = 10$ min; b - przy $t_d = t_{dm} = 18$ min, c - przy $t_d = 30$ min)

Fig. 2. Hydrographs rainwater flow in the compact catchment for average catchment calculated using three methods – MGN, MG i SWMM for chosen durations of rain: (a) $t_d = 10$ min, (b) $t_d = t_{dm} = 18$ min, (c) $t_d = 30$ min

Przy czasie trwania opadu deszczu $t_d = 10$ minut, wyznaczona różnica między sporządzonymi hydrogramami jest największa. W przypadku korzystania z tych hydrogramów do określania objętości zbiornika retencyjnego, posiadającego współczynnik redukcji przepływu β o wysokiej wartości, osiągnano bardzo zróżnicowane ich kubatury użytkowe. Ze względu na znaczną różnicę między maksymalnymi natężeniami przepływu wyznaczonymi metodą MGN a pozostałymi metodami, obliczeniowe objętości zbiornika retencyjnego będą się różnić w stopniu podważającym stosowanie takiej metodologii do ich wymiarowania. Różnice te w skrajnych przypadkach mogą osiągać nawet kilkaset procent.

Analizując otrzymane wyniki można stwierdzić, że wymiarowanie zbiorników retencyjnych metodą MGN przy wysokich współczynnikach redukcji natężenia odpływu może prowadzić do ich znacznego niedowymiarowania. Wyniki przeprowadzonej analizy przy wykorzystaniu trzech wybranych metod i bez uwzględnienia przesuwania się fali deszczu zamieszczono w tabelach 1, 2 i 3.

Otrzymane wyniki symulacji wykazały, że objętość użytkowa zbiornika retencyjnego wyznaczona metodą MGN może być w znaczny sposób zaniżona. Przy dużej redukcji natężenia odpływu ścieków ze zbiornika największą jego objętość uzyskano stosując metodę MGN. Zależność ta wystąpiła we wszystkich trzech przyjętych schematach sieci kanalizacyjnej. Warto jednak zaznaczyć, że procentowa różnica w uzyskanych wynikach pomiędzy przyjętymi metodami jest niewielka i wynosi zaledwie $\pm 3,0$ %. Tak więc, przy wyznaczaniu objętości użytkowej zbiornika retencyjnego, przy którym zastosowano niski wskaźnik redukcji przepływu β nie ma większego znaczenia, z jakiej metody skorzystano.

Tabela 1. Ustalona wymagana kubatura użytkowa wielokomorowego zbiornika retencyjnego przy założonych wartościach natężenia odpływu ścieków ze zbiornika w zlewni wydłużonej

Table 1. Required multi-chamber reservoir capacity for chosen sewage runoff from reservoir in the elongated catchment

Q_{odp}	Objętość zbiornika, m ³			Różnica procentowa, %	
	MGN	MG	SWMM	MG/MGN	SWMM/MGN
66,6	2514,47	2499,98	2433,62	-0,58	-3,22
182,0	1896,79	1877,05	1838,92	-1,04	-3,05
350,0	1158,30	1175,58	1163,51	1,49	0,45
568,0	621,21	690,45	703,52	11,14	13,25
694,5	402,27	485,54	519,18	20,70	29,06
832,0	221,30	311,93	367,7	40,95	66,16
980,0	84,51	164,49	231,8	94,65	174,29
1138,5	8,83	52,02	126,65	488,83	1333,59

Tabela 2. Ustalona wymagana kubatura użytkowa wielokomorowego zbiornika retencyjnego przy założonych wartościach natężenia odpływu ścieków ze zbiornika w zlewni średniej

Table 2. Required multi-chamber reservoir capacity for chosen sewage runoff from reservoir in the average catchment

Q_{odp}	Objętość zbiornika, m ³			Różnica procentowa, %	
	MGN	MG	SWMM	MG/MGN	SWMM/MGN
66,6	2539,38	2528,79	2458,66	-0,42	-3,18
182,0	1952,29	1944,71	1882,60	-0,39	-3,57
350,0	1252,66	1278,97	1227,80	2,10	-1,98
568,0	746,50	822,29	786,86	10,15	5,41
694,5	535,35	643,48	615,80	20,20	15,03
832,0	362,39	487,33	465,72	34,48	28,51
980,0	212,97	345,82	342,68	62,37	60,90
1138,5	95,23	217,84	229,94	128,75	141,46

Wraz we wzrostem wartości natężenia odpływu, zauważa się tendencje do zaniżania wymaganej objętości retencyjnej przy stosowaniu metody MGN. Zależność ta występuje bez względu na przyjęty schemat kanalizowanej zlewni. Największe procentowe różnice w kubaturze użytkowej zbiorników występują przy najwyższych wartościach przyjętych natężeń odpływu ścieków ze zbiornika. Objętość retencyjna zbiornika wyznaczona metodą MGN jest w tym zakresie natężeń odpływu nawet kilkakrotnie mniejsza w porównaniu z wynikami otrzymanymi stosując pozostałe metody.

Tabela 3. Ustalona wymagana kubatura użytkowa wielokomorowego zbiornika retencyjnego przy założonych wartościach natężenia odpływu ścieków ze zbiornika w zlewni zwartej

Table 3. Required multi-chamber reservoir capacity for chosen sewage runoff from reservoir in the compact catchment

Q_{odp}	Objętość zbiornika, m ³			Różnica procentowa, %	
	MGN	MG	SWMM	MG/MGN	SWMM/MGN
66,6	2557,80	2553,03	2475,60	-0,19	-3,21
182,0	1993,32	2001,79	1909,14	0,42	-4,22
350,0	1322,41	1364,16	1266,36	3,16	-4,24
568,0	847,67	941,83	836,85	11,11	-1,28
694,5	655,22	774,40	672,95	18,19	2,71
832,0	484,01	631,95	531,80	30,56	9,87
980,0	333,95	495,32	407,15	48,32	21,92
1138,5	208,03	383,94	306,63	84,56	47,40
1309,0	103,97	278,19	217,45	167,57	109,15
1487,0	30,05	183,67	137,76	511,29	358,50

Procentowe różnice w otrzymanych wynikach pomiędzy przyjętymi metodami wydają się na tyle duże, że nie powinno się ich pomijać. Zaprojektowanie zbiornika retencyjnego, w którym przyjęto wysoką wartość współczynnika redukcji przepływu β , wykorzystując metodę MGN będzie skutkować znacznym niedoszacowaniem jego kubatury użytkowej. Skutkiem tego będzie częste przepelnianie się zbiornika retencyjnego i dużo częstsze działanie przelewu awaryjnego, niż to wynika z założeń projektowych.

Uzyskane wyniki badań potwierdzają, że w warunkach statycznych, w których nie uwzględnia się przestrzennej zmienności występowania opadów, wyznaczona kubatura użytkowa zbiorników retencyjnych metodą MGN może być w znacznym stopniu zaniżona. W celu wyznaczenia wpływu zarówno kierunku, jaki i prędkości przesuwanie się frontu fali deszczu na wymaganą kubaturę użytkową zbiorników retencyjnych, przeprowadzono symulacje w zlewni średniej (rys. 1b). Wyniki otrzymano wykorzystując metodę graficzną. Symulacji nie wykonano z wykorzystaniem programu hydrodynamicznego SWMM ze względu na organiczne skoki czasowe charakteryzujące opad. Przy długościach poszczególnych odcinków sieci kanalizacyjnych przyjętych w symulacji, skoki czasowe charakteryzujące deszcz, z jakich możemy skorzystać nie pozwoliłyby na uzyskanie stałej prędkości przemieszczania się opadu nad nimi. Wyniki symulacji przedstawiono w tabeli 4.

Tabela 4. Ustalona wymagana kubatura użytkowa wielokomorowego zbiornika retencyjnego przy założonych wartościach natężenia odpływu ścieków w zlewni średniej przy uwzględnieniu kierunku i prędkości przemieszczania się fali deszczu

Table 4. Required multi-chamber reservoir capacity for chosen sewage runoff from reservoir in the average catchment having regard direction and speed of the wave rain

OBJĘTOŚĆ ZBIORNIKA RETENCYJNEGO							
Q_{odp}	Prędkość fali deszczu, m/s					Różnica, %	
	2,00	10,00	∞	-10,00	-2,00	2/ ∞	2/-2
66,60	2588,74	2541,37	2528,79	2516,04	2464,40	2,37	5,05
182,00	2070,39	1971,60	1944,71	1917,67	1808,52	6,46	14,48
350,00	1478,29	1323,52	1278,97	1233,83	1059,48	15,58	39,53
568,00	1105,71	893,12	822,29	756,99	498,59	34,47	121,77
694,50	962,48	724,96	643,48	566,34	281,24	49,57	242,23
832,00	829,35	578,75	487,33	394,69	103,22	70,18	703,48
980,00	714,18	438,48	345,82	241,03	0,00	106,52	-
1138,50	627,04	317,77	217,84	144,76	0,00	187,84	-
1309,00	516,62	211,65	108,90	25,50	0,00	374,40	-
1487,00	415,93	121,31	29,82	0,00	0,00	1294,80	-

Jak już ustalono [3, 8], prędkość i kierunek przemieszczania się fali opadu nad zlewnią ma duży wpływ na występowanie szczytowych przepływów ścieków w sieci kanalizacyjnej. Wielkość oddziaływania tego zjawiska zależy głównie od kierunku spływu ścieków w poszczególnych kanałach. W symulacji przyjęto, że kierunek przepływu ścieków we wszystkich kanałach sieci jest zgodny lub przeciwny do kierunku przemieszczania się opadu.

Analizując otrzymane wyniki symulacji zawarte w tabeli 4 wykazano, że zarówno prędkość, jak i kierunek przemieszczania się opadu oddziałuje na wymaganą kubaturę użytkową zbiornika retencyjnego. Najwyższą wymaganą kubaturę użytkową zbiornika otrzymano, gdy opad deszczu przemieszcza się nad zlewnią z kierunku spływu ścieków, a jego prędkość jest zbliżona do średniej prędkości przepływu ścieków w sieci kanalizacyjnej. Najniższą wartość wyznaczonej pojemności retencyjnej zbiornika otrzymano podczas opadu biegnącego w kierunku przeciwnym do kierunku spływu ścieków z najniższą przyjętą prędkością. W czasie opadu rozpoczynającego się na całej zlewni jednocześnie, wymagana pojemność retencyjna przyjmuje wartość pośrednią pomiędzy przyjętymi kierunkami. Świadczy to o tym, że im kierunek przemieszczania się opadu jest bliższy kierunkowi spływu ścieków w sieci kanalizacyjnej, to wymagana objętość użytkowa zbiornika retencyjnego przyjmie większą wartość.

Najmniejsze różnice w wymaganych pojemnościach użytkowych zbiorników retencyjnych otrzymano przy niskich procentowo wartościach natężenia odpływających ścieków. Różnice te wahają się w granicy kilku procentów. Wraz ze wzrostem wartości współczynnika redukcji przepływu, procentowa różnica kubatury użytkowej kanalizacyjnego zbiornika retencyjnego pomiędzy przyjętymi prędkościami pogłębia się. Dla najwyższych przyjętych wartości natężenia odpływu ścieków ze zbiornika otrzymano bardzo zróżnicowane wyniki. Opady deszczu charakteryzujący się tą samą intensywnością i czasem trwania, lecz odmiennymi kierunkami przemieszczania, dają bardzo odbiegające od siebie wartości natężenia przepływu ścieków w czasie, co skutkuje różnymi wymaganymi kubaturami użytkowymi zbiorników retencyjnych. Deszcz przemieszczający się z kierunkiem przepływu ścieków spowoduje znaczne wypełnienie się zbiornika retencyjnego. Ten sam opad deszczu, mający jednak przeciwny kierunek spowoduje przepływ w sieci kanalizacyjnej, który zostanie odprowadzony w całości przez kanał odpływowy.

4. Podsumowanie

Przeprowadzone symulacje obliczeniowe wykazały, że nie uwzględnianie zarówno kierunku, jak i prędkości przemieszczania się fali opadu deszczu, może prowadzić do znacznego niedowymiarowania obiektów współdziałających z systemami kanalizacyjnymi. Podstawowym celem stawianym kanalizacyjnym zbiornikom retencyjnym jest odciążenia sieci kanalizacyjnej poniżej i poprawa funkcjonowania całego systemu. Jednak, aby te zadania mogły spełniać prawi-

dłowo zbiorniki retencyjne, powinny one posiadać odpowiednią kubaturę użytkową.

Jak wykazano w pracy, przyjęcie hydrogramu opisującego natężenia dopływu do zbiornika retencyjnego w kształcie trapezu może w pewnych sytuacjach powodować błędne wyniki obliczeń. Tyczy się to sytuacji, w których trapezowy hydrogram obrazuje przepływ w sieci kanalizacyjnej spowodowany przez opad trwający krótszy czas, niż czas miarodajny wyznaczony metodą granicznych natężeń MGN. W takim zakresie czasów trwania deszczu otrzymano największe różnice w wyznaczonych kubaturach użytkowych zbiorników retencyjnych w trzech przyjętych metodach. W skrajnych przypadkach, zakładając wysoki procentowo współczynnik redukcji przepływu ścieków, różnice w objętości retencyjnej zbiorników wyznaczonych metodą MGN w porównaniu do dwóch pozostałych sięgały nawet kilkuset procent. Zależność ta wystąpiła bez względu na przyjęty schemat rozmieszczenia sieci kanalizacyjnej w analizowanych zlewniach.

Różnice w otrzymanych wynikach zaobserwowano, zwłaszcza po uwzględnieniu kierunku i prędkości przemieszczania się opadu. Wykazano, że największą wymaganą objętość retencyjną zbiornika powoduje deszcz, którego kierunek przemieszczania się jest zgodny z kierunkiem spływu ścieków w sieci kanalizacyjnej, i przemieszczający się z prędkością zbliżoną do średniej prędkości przepływu ścieków w sieci kanalizacyjnej. W takich warunkach występują również najwyższe maksymalne natężenia przepływu ścieków, co sygnalizowano w pracach [3,8,9].

Otrzymane różnice w objętości użytkowej zbiorników retencyjnych wydają się na tyle duże, że nie powinno się ich pomijać. Przeprowadzone badania wykazały jednoznacznie, że należy dążyć do udoskonalania metody wymiarowania obiektów hydrotechnicznych współdziałających z sieciami kanalizacyjnymi.

References

- [1] Błaszczyk W., Roman M., Stamatello H.: *Kanalizacja*, T. 1, Arkady, Warszawa, 1974.
- [2] Błaszczyk P.: *Ulepszone metody wymiarowania kanalizacji deszczowej i ogólnospławnej*, Praca zbiorowa, Postęp techniczny w kanalizacji, Wrocław, 1977.
- [3] De Lima J.L.M.P., Singh V.P. (2002). The influence of the pattern moving rainstorms on overland flow. *Advances in WaterResources*, 25, 817-828.
- [4] Dziopak J.: *Analiza teoretyczna i modelowanie wielokomorowych zbiorników kanalizacyjnych*, Monografia 125, Wydawnictwa Politechniki Krakowskiej, Kraków, 1992.
- [5] Dziopak J., Słyś D.: *Modelowanie zbiorników klasycznych i grawitacyjno-pompowych w kanalizacji*, Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów, 2007.
- [6] Słyś D.: *Zrównoważone systemy odwodnienia miast*, Dolnośląskie Wydawnictwo Naukowe, Wrocław, 2013.

- [7] Starzec M., Dziopak J.: Wpływ kierunku i prędkości przemieszczania się opadu deszczu na maksymalne szczytowe przepływy ścieków w sieci kanalizacyjnej. *Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury*, t. XXXI, z. 61 (3/14), s. 58-76, Rzeszów, 2014.
- [8] Starzec M., Dziopak J., Aleksejev M.I.: Wpływ wybranych metod na kształtowanie się hydrogramów przepływu ścieków deszczowych, *INFRAEKO 2014. Nowoczesne miasta. Infrastruktura i środowisko*, Rzeszów, 2014, s. 275-286.
- [9] Zawilski M., Brzezińska A.: Areal rainfall intensity distribution over an urban area and its effect on a combined sewerage system, *12th Int. Conf. on Urban Drainage*, Porto Alegre, 2011.

INFLUENCE OF DIRECTION AND VELOCITY OF PRECIPITATION WAVE DISPLACEMENT ON CUBIC CAPACITY OF STORAGE RESERVOIRS

Summary

This article attempts to determine the influence of direction and velocity of precipitation wave displacement on the required usable cubic capacity of storage reservoirs. Simulation study was conducted in order to check the size of usable cubic capacity of storage reservoir with the account of assumed calculation method. The obtained results allow to conclude that both the direction and velocity of the precipitation wave has a significant impact on the required usable cubic capacity of sewage storage reservoirs. The largest differences between the results were observed under high value of the intensity of waste water outflow from the reservoir. In practice, this means that the reservoirs with high flow reduction factor β assumed will be particularly undersized.

Keywords: sewerage systems; dimensioning; storage reservoirs; wave of precipitation

DOI:10.7862/rb.2014.48

Przesłano do redakcji: lipiec 2014 r.

Przyjęto do druku: wrzesień 2014 r.

Dariusz GRYGO¹
Wojciech SOBIESKI²
Seweryn LIPIŃSKI³

ETAPY PRACY TARANA WODNEGO

W artykule przedstawiono szczegółowo zasadę działania urządzenia zwanego taranem wodnym oraz omówiono etapy jego pracy w odniesieniu do zjawiska uderzenia hydraulicznego, stanowiącego podstawę działania tego typu urządzeń. W poszczególnych punktach opisano historię taranów wodnych, klasyczną teorię uderzenia hydraulicznego opracowaną w roku 1889 przez Nikolaja Żukowskiego oraz jej współczesne rozszerzenia, omówiono budowę typowego tarana wodnego, scharakteryzowano funkcje poszczególnych jego elementów oraz przedstawiono warunki, przy których taran wodny może poprawnie pracować. Najważniejszym elementem pracy jest opis cyklu pracy tarana wodnego z podziałem na etapy. Motywacją do napisania artykułu było spostrzeżenie, że w literaturze fachowej, zarówno polskiej jak i zagranicznej, brak jest podobnego typu opisów, a materiały popularno-naukowe, spotykane głównie na różnych stronach internetowych, są przeważnie zbyt ogólne (a czasami i błędne), przez co nie spełniają wymogów źródeł naukowych. Najważniejszą nowością zawartą w pracy, a zarazem głównym jej celem, jest połączenie opisu działania taranów wodnych z przebiegiem uderzenia hydraulicznego. Artykuł stanowi kontynuację cyklu związanego z poszukiwaniem obecnych możliwości praktycznego wykorzystania taranów wodnych w możliwie szerokim obszarze zastosowań.

Słowa kluczowe: taran wodny, uderzenie hydrauliczne, energia przepływu wody, zasada działania

1. Wprowadzenie

Historia wynalezienia tarana wodnego sięga roku 1772, w którym to John Whitehurst z Cheshire w Wielkiej Brytanii wynalazł urządzenie podające wodę bez udziału energii elektrycznej. Pompowanie wody odbywało się w nim dzięki energii strumienia wody przepływającego przez urządzenie, wymuszanego przez

¹ Autor do korespondencji: Dariusz Grygo, Uniwersytet Warmińsko-Mazurski w Olsztynie, ul. M. Oczapowskiego 11, 10-719 Olsztyn, katedra 89 523-32-55, pr. 602 199 665, dariusz.grygo@gmail.com

² Wojciech Sobieski, Uniwersytet Warmińsko-Mazurski w Olsztynie, ul. M. Oczapowskiego 11, 10-719 Olsztyn, katedra 89 523-32-55, wojciech.sobieski@uwm.edu.pl

³ Seweryn Lipiński, Uniwersytet Warmińsko-Mazurski w Olsztynie, ul. M. Oczapowskiego 11, 10-719 Olsztyn, katedra 89 523-36-03, seweryn.lipinski@uwm.edu.pl

różnicę poziomów wody na wlocie i wylocie. Zasadniczą wadą wynalazku była konieczność ręcznego nadzorowania pracy urządzenia. Problem ten rozwiązał w roku 1796 francuz Joseph Michael Montgolfier, który to dodał specjalne zawory uderzeniowe. Dzięki nim praca tarana wodnego, po rozruchu, mogła odbywać się samoczynnie, co skutkowało z kolei nieprzerwaną dostawą wody. W kolejnych latach prowadzone były różne badania i eksperymenty, ale żadna teoria nie została opracowana. Stan ten nie przeszkadzał w masowej produkcji taranów wodnych, rozpoczętej już w roku 1834. Naukowe wyjaśnienie działania taranów wodnych umożliwiła opracowana w 1898 przez Nikolaja Żukowskiego teorii uderzenia hydraulicznego, opisana pokrótce w dalszej części pracy. Teoria ta obejmuje również zależności między czasem zamykania zaworów a przyrostem ciśnienia uderzenia hydraulicznego oraz prędkością rozprzestrzeniania się fali uderzeniowej. Na początku XX wieku, po upowszechnieniu się elektrycznych pomp wodnych, a także wskutek obniżania się jakości wód powierzchniowych, rola taranów wodnych zaczęła stopniowo maleć. Po drugiej Wojnie Światowej tarany wodne były już w Europie wielką rzadkością. Jednym z nielicznych wyjątków jest działający nieprzerwanie od 1897 roku system dystrybucji wody w Kajnach koło Olsztyna (Rys. 1).



Rys. 1. System dystrybucji wody w Kajnach: taran (po lewej) i wieża ciśnień (po prawej)

Fig. 1. Water distribution system in Kajny: ram (left) and tower (right)

Obecnie tarany wodne traktuje się jako ciekawostkę techniczną, marginalnie wzmiankowaną w literaturze fachowej. Ogólnodostępnym źródłem informacji jest Internet (Appropedia, 2013; Clemson, 2007; Derkor, 2014; Meribah Ram Pump, 2014; Mohamed, 2007; Sheikh, S. i in., 2013; SolarLogic, 2014; Tarasiewicz, 2012), przy czym podawane w nim informacje są zazwyczaj bardzo ogólne.

W poprzedniej publikacji (Grygo i Sobieski, 2014) przedstawiono obecne możliwości stosowania taranów wodnych, wytypowano grupy potencjalnych odbiorców, scharakteryzowano cechy ujęć wody w kontekście wykorzystywania tego typu urządzeń, a także podano motywacje do rozpoczęcia badań. Bieżący artykuł stanowi kontynuację tych badań, tym razem nakierowaną na wyjaśnienie

przebiegu uderzenia hydraulicznego w kontekście taranów wodnych. Okazuje się, że w literaturze brak jest takich informacji (co wynika z faktu, że w czasach najintensywniejszych badań taranów wodnych nie było technicznych możliwości rejestracji przebiegu uderzeń hydraulicznych) – powszechnie podaje się tylko, że zjawisko to stanowi podstawę działania tych urządzeń. Motywacją do rozpoczęcia przedstawionych w pracy badań była chęć uzupełnienia tej istotnej luki. Aby to osiągnąć zdefiniowano następujące cele jednostkowe: uporządkowanie wiedzy o etapach pracy taranów wodnych; opracowanie systemu rejestracji przebiegu uderzenia hydraulicznego w instalacji z taranem wodnym; określenie rzędu możliwych do wystąpienia ciśnień maksymalnych; zbadanie możliwości pojawienia się uderzenia hydraulicznego pochodzącego od drugiego zaworu zwrotnego (w literaturze mówi się zawsze o jednym uderzeniu). Jako cel główny przyjęto powiązanie przebiegu zjawisk z opisywanymi w literaturze etapami pracy taranów wodnych.

2. Budowa i zasada działania tarana wodnego

2.1. Uderzenie hydrauliczne

Uderzeniem hydraulicznym nazywa się gwałtowną zmianę ciśnienia w układzie przepływowym spowodowaną nagłymi zmianami prędkości przepływu cieczy. W przypadku gazów uderzenie hydrauliczne nie występuje ze względu na dużą ściśliwość tego typu materii. Uderzenie hydrauliczne występuje głównie podczas otwierania lub zamykania zaworów lub podczas uruchamiania bądź zatrzymywania znajdujących się w układzie maszyn roboczych. Jeśli zjawisko zachodzi podczas zamykania zaworów lub podczas zatrzymania pracy pomp, to w układzie przepływowym występuje nagły wzrost ciśnienia – jest to tzw. uderzenie hydrauliczne dodatnie. W przeciwnym przypadku ma miejsce zjawisko odwrotne, czyli uderzenie ujemne. Podwyższenie lub obniżenie wielkości ciśnienia jest wynikiem bezwładności mas cieczy przepływającej przez układ. Jeżeli czas działania czynnika generującego falę (czas zamykania przewodu) jest krótszy od okresu fali uderzeniowej, zjawisko takie nazywa się uderzeniem prostym, w przeciwnym przypadku uderzenie nazywane jest złożonym. Maksymalny przyrost ciśnienia występuje przy uderzeniu prostym [Badur i in., 1999; Gryboś, 1995; Kowalski, 2007; Mitosek, 1997; Nałęcz i Pietkiewicz, 2000]. Przyrost ciśnienia Δp dla uderzenia prostego można obliczyć ze wzoru [Gryboś, 1998; Kowalski, 2007; Nałęcz i Pietkiewicz, 2001; Mitosek, 1997]

$$\Delta p = \pm \rho \cdot u \cdot (c_0 - c), \text{ dla } t_z \leq T, \quad (1)$$

gdzie: Δp – maksymalny przyrost ciśnienia [Pa],

ρ – gęstość cieczy [kg/m^3],

u – prędkość propagacji fali uderzeniowej [m/s],
 c_0 – średnia prędkość cieczy w ruchu ustalonym (przed wystąpieniem uderzenia hydraulicznego) [m/s],
 c – końcowa średnia prędkość cieczy [m/s],
 t_z – czas zamykania zaworu [s],
 T – okres fali uderzeniowej [1/s].

W przypadku uderzenia złożonego

$$\Delta p = \pm \rho \cdot u \cdot (c_0 - c) \cdot \frac{t}{t_z}, \text{ dla } t_z > T \quad (2)$$

gdzie: t – czas przejścia fali przez przewód o długości L [s].

Prędkości propagacji fali uderzeniowej we wzorach (1) i (2) opisuje zależność [Nałęcz i Pietkiewicz, 2000]

$$u = \frac{\sqrt{\frac{1}{B \cdot \rho}}}{\sqrt{1 + \frac{d}{B \cdot E \cdot \delta}}} \quad (3)$$

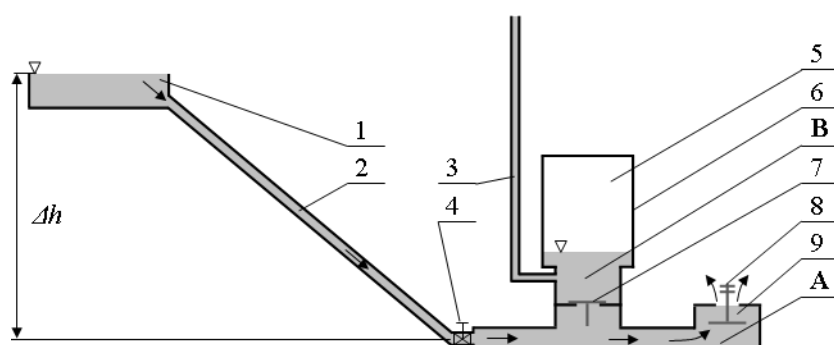
gdzie: B – moduł ściśliwości cieczy [m^2/MN],
 d – wewnętrzna średnica przewodu [m],
 E – moduł sprężystości materiału przewodu [MPa],
 δ – grubość ścianki przewodu [m].

Wzór (3) stosuje się dla ścianek jednowarstwowych, jednak istnieje również szersza teoria, uwzględniająca możliwość wykonania przewodów hydraulicznych z kilku ścianek o różnych właściwościach [Badur i in., 1999; Nałęcz i Pietkiewicz, 2000; Nałęcz i Pietkiewicz, 2003]. Wzór (3) nie uwzględnia również wpływu rozpuszczonego w wodzie powietrza, które to, dzięki wysokiej ściśliwości, tłumí zjawisko i obniża maksymalną wartość ciśnienia fali [Nałęcz i Pietkiewicz, 2000].

2.2. Ogólna budowa i zasada działania tarana wodnego

Taran wodny (ang. hydraulic ram, hydram; niem. Hydraulischer Widder, Stoßheber, Druckstoß-Pumpe, Wasserstößer) jest to rodzaj pompy wodnej napędzanej energią przepływającego przez nią strumienia wody (Rys. 2). Urządzenie może być zasilane z dowolnego ujęcia wodnego [Piekarek, 2006]: jeziora, sta-

wu, górnego brzegu rzeki, strumienia, źródła. Ważne jest jedynie, aby różnica poziomów (Δh) pomiędzy źródłem zasilania (1) a zaworem uderzeniowym (8) wynosiła, co najmniej 1 metr [Clarke, 1900; Clemson, 2007]. Warunek ten wynika z konieczności pokonania sił tarcia implikowanych przez lepkość wody oraz uzyskania natężenia przepływu umożliwiające wystąpienie w układzie sił o odpowiednio dużej wartości.



Rys. 2. Schemat typowego, historycznego tarana wodnego

Fig. 2. Schematic of typical historical ram water

Podczas otwarcia zaworu impulsowego (8), w strefie **A** urządzenia odbywa się swobodny spływ wody. Otwarcie zaworu odbywa się zazwyczaj ręcznie i jest potrzebne jedynie w fazie rozruchu pompy. W tym czasie zawór zwrotny (7) pozostaje zamknięty. W momencie zamknięcia się zaworu impulsowego (8), w wodzie przepływającej przez taran generowane jest zjawisko uderzenia hydraulicznego. Zjawisko to powoduje propagację wsteczną (w górę strumienia zasilającego) dodatkowej fali ciśnieniowej. Wartość maksymalna ciśnienia podczas uderzenia hydraulicznego jest kilka lub kilkanaście razy większa od ciśnienia w fazie poprzedzającej. Stopień wzrostu wartości ciśnienia zależy głównie od sztywności materiału, z którego wykonany jest taran (najczęściej stosuje się żeliwo lub stal) oraz przewody doprowadzające wodę, a także od zawartości powietrza w wodzie. Cofająca się fala uderzeniowa dochodzi do zaworu zwrotnego (7), który to otwiera się na chwilę i przepuszcza do strefy **B** pewną porcję wody. Istotne jest, że ciśnienie w strefie **B** wzrasta i po pewnym czasie od rozruchu ustala się na poziomie znacznie wyższym niż średnie ciśnienie w strefie **A**. Strefa **B** ma postać zbiornika (6) i posiada pewien obszar niezalany wodą. W fazie otwarcia zaworu (7) poduszka powietrzna jest ściskana i wzrasta w niej ciśnienie. Ciśnienie to wykorzystywane jest do cyklicznego przepompowania niewielkich porcji wody przewodem (3) do dowolnego odbiornika. Drugą funkcją poduszki powietrznej jest tłumienie pulsacji w przewodzie odprowadzającym (3). W opisanym tu procesie istotne jest to, że ciśnienie występujące w strefie **B** umożliwia pompowanie wody na wysokości znacznie większe, niż wysokość

zbiornika zasilającego (1). W literaturze wspomina się, że wysokość pompowania taranów wodnych może dochodzić nawet do kilkudziesięciu metrów (Clarke, 1900). Po przejściu fali uderzeniowej, gdy otwarty jest zawór zwrotny a zamknięty zawór impulsowy, ciśnienie w strefie **A** stopniowo maleje wskutek przepływu wody ze strefy **A** do strefy **B**. W tym okresie masy spływającej wody ulegają chwilowemu zatrzymaniu. Gdy ciśnienie w układzie spadnie poniżej ciśnienia średniego, oba zawory odwracają swoje stany. Po otwarciu zaworu impulsowego i zamknięciu zaworu zwrotnego, ciśnienie w strefie **A** najpierw gwałtownie spada, a następnie stopniowo rośnie wskutek przyspieszania masy wody. Cykl zaczyna się od nowa.

Warto wspomnieć, że w kontekście zjawiska uderzenia hydraulicznego, budowa przewodu odpływowego nie wpływa istotnie na skuteczność działania tarana, gdyż jego rola ogranicza się jedynie do przesyłu wody, a nie do wspomaganie magazynowania energii uderzenia. Ciśnienie panujące w przewodzie odpływowym maleje wraz z wysokością według zależności [Bukowski, 1959; Gryboś, 1998; Jeżowiecka i Szewczyk, 2001]

$$p = \rho \cdot g \cdot h \quad (4)$$

gdzie: p – ciśnienie hydrostatyczne [Pa],
 ρ – gęstość cieczy [kg/m^3],
 g – przyspieszenie grawitacyjne [m/s^2],
 h – wysokość rozporządzalna cieczy [m].

W literaturze brak jest zgodności, co do liczby etapów pracy typowego tarana wodnego. W nielicznych pracach na ten temat wspomina się, że jeden powtarzalny cykl pracy tarana wodnego może być podzielony na: trzy etapy [Agriculture and Agri-Food Canada, 2014; Brown, 2006], cztery etapy [Calhoun, 2003; Jong, 2014; Mohammed, 2007; Sheikh i in., 2013; SolarLogic, 2014], pięć etapów [Clemson, 2007], sześć etapów [Meribach Ram Pump, 2014]. W niektórych publikacjach etap rozruchowy uznawany jest za pierwszy etap pracy tarana [Sheikh i in., 2013]. Zjawisko uderzenia hydraulicznego, tzn. opis zjawiska oraz przebieg tego zjawiska w kontekście taranów wodnych jest zupełnie pomijane.

W niniejszej pracy inicjowanie pracy tarana wodnego nie jest wliczane w cykl pracy tarana. Czynność ta wykonywana jest raz i nie bierze później udziału w procesie samoczynnego generowania uderzenia hydraulicznego oraz pompowania wody. Aby jednak przedstawić kompletny opis działania tarana, w dalszej części pracy opisano również i ten aspekt.

3. Stanowisko badawcze

Schemat stanowiska laboratoryjnego służącego do badania przebiegu zjawiska uderzenia hydraulicznego w taranach wodnych przedstawiono na Rys. 3. Elementy stanowiska opisano w Tabeli 1. Symbole h_s i h_c występujące na rysunku oznaczają odpowiednio wysokość źródła wody oraz wysokość pompowania wody.

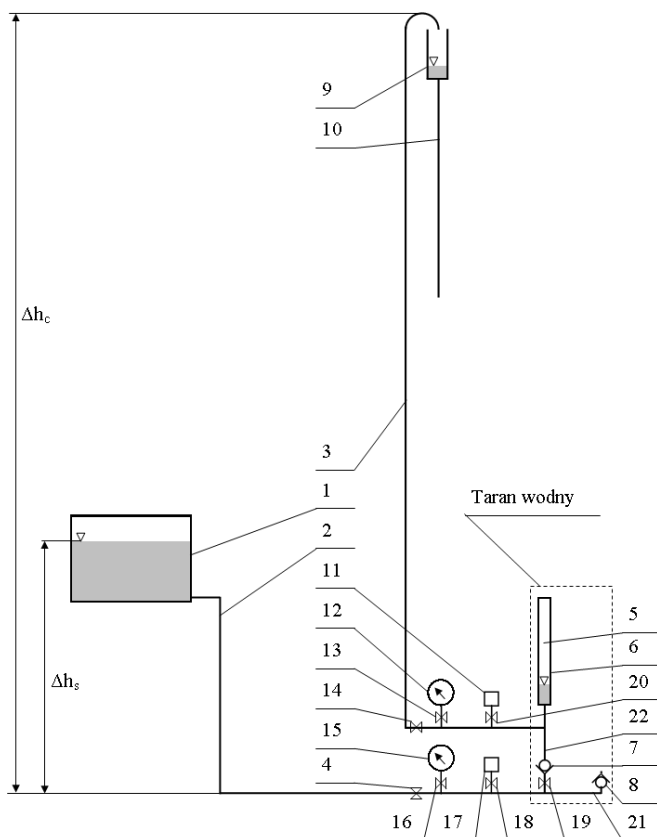
Podczas przeprowadzania badań temperatura powietrza wynosiła 21.6 [°C], temperatura wody 15.5 [°C], ciśnienie w strefie **A** wynosiło 47043.73728 [Pa] (0.4798 [kg/cm²]), natomiast w strefie **B** 148971.83472 [Pa] (1.5195 [kg/cm²]).

Szczegółowy opis badania planuje się opisać w kolejnym artykule. Analiza wyników badań eksperymentalnych pozwoliła na sformułowanie opisów poszczególnych etapów pracy tarana wodnego. Opisy te przedstawiono w kolejnych punktach.

Tabela 1. Opis elementów stanowiska badawczego

Table 1. Description of The elements of test bench

Numer	Nazwa i opis
1.	Źródło wody – zbiornik 1000 [dm ³]
2.	Przewód dopływowy – rura PE 25 [mm], dł. 7000 [mm]
3.	Przewód odpływowy – wąż PCV 12 [mm], dł. 20000 [mm]
4.	Zawór zamykający – stalowy zawór kulowy ½ [in]
5.	Zbiornik powietrzny – pojemność 2 [dm ³]
6.	Zbiornik powietrzny – rura PE 65 [mm], dł. 873 [mm]
7.	Zawór zwrotny mosiężny – ½ [in]
8.	Zawór zwrotny mosiężny – ½ [in]
9.	Kolektor – zbiornik 1 [dm ³]
10.	Przewód odpływowy – wąż PCV 12 [mm], dł. 20000 [mm]
11.	Elektroniczny przetwornik ciśnienia – A-10 WIKA
12.	Manometr – zakres 6 [kg/m ²], ± 1
13.	Zawór zamykający – stalowy zawór kulowy ½ [in]
14.	Zawór zamykający – stalowy zawór kulowy ½ [in]
15.	Manometr – zakres 0.6 [kg/m ²], ± 0.4
16.	Zawór zamykający – stalowy zawór kulowy ½ [in]
17.	Elektroniczny przetwornik ciśnienia – A-10 WIKA
18.	Zawór zamykający – stalowy zawór kulowy ½ [in]
19.	Zawór zamykający – stalowy zawór kulowy ½ [in]
20.	Zawór zamykający – stalowy zawór kulowy ½ [in]
21.	Strefa A tarana – rura stalowa ½ [in], dł. 200 [mm]
22.	Strefa B tarana – rura stalowa ½ [in], dł. 500 [mm]



Rys. 3. Układ pomiarowy

Fig. 3. Measuring system

4. Etapy pracy tarana wodnego

4.1. Inicjowanie pracy tarana wodnego

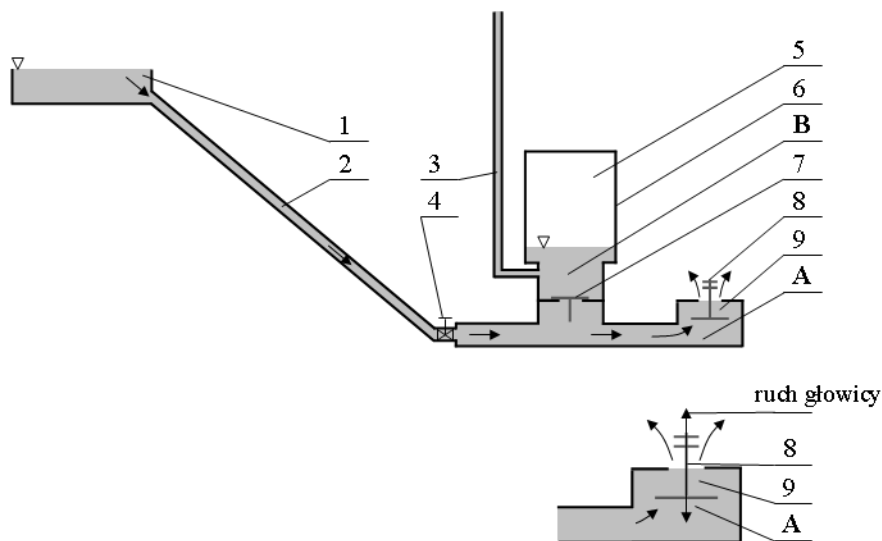
Aby zainicjować samopowtarzalny cykl pompowania, należy w pierwszej kolejności wykonać rozruch tarana wodnego. Pierwszą czynnością jest otwarcie zaworu zamykającego dopływ wody do tarana (4) (Rys. 4) znajdującego się na rurze dopływowej (2). Po otwarciu zaworu zamykającego woda przepływa przewodem dopływowym (2) ze źródła (1) przez strefę A tarana i wypływa przez otwarty zawór impulsowy (8) na zewnątrz. Zwiększające się wskutek bezwładności wody natężenie przepływu wody powoduje zwiększanie naporu hydrodynamicznego na głowicę zaworu (8) i ostatecznie jego zamknięcie. Podczas rozruchu pompy należy kilka razy ręcznie otworzyć zawór uderzeniowy poprzez wciskanie głowicy (8) aż do momentu, kiedy pompa zacznie samoczyn-

nie pracować. Celem inicjowania pracy tarana jest wypełnienie wodą strefy **B** oraz przewodu odpływowego (3). W zbiorniku powietrznym następuje sprężenie powietrza do wartości odpowiadającej wysokości słupa wody podczas pompowania.

Przedstawiony opis dotyczy tarana zamontowanego na stanowisku badawczym, jest jednak zgodny z informacjami literaturowymi, np. instrukcją obsługi tarana według Meribah Ram Pump [2014].

Przeprowadzone badania wykazały, że inicjowanie odbywa się tylko w przypadku, kiedy strefa **B** i przewód wypływowy (3) nie jest w całości wypełniony wodą. W przypadku, gdy strefa **B** i przewód wypływowy (3) jest w całości wypełniony wodą, taran rozpoczyna pracę samoczynnie po otwarciu zaworu zamykającego (4) (Rys. 4).

Można przypuszczać, że łatwość oraz czas uruchomienia tarana zależy również od konstrukcji zaworu impulsowego.



Rys. 4. Inicjowanie pracy tarana wodnego

Fig. 4. Initiating work of ram water

Na etapie rozruchu tarana wodnego częstotliwość impulsów ciśnienia jest nieregularna, co wynika z ręcznego sterowania procesem, a parametry wody odpływowej niskie. Ciśnienie w poduszce powietrznej (5) ustala się dopiero po kilkunastu lub kilkudziesięciu cyklach, zależnie od konstrukcji, i dopiero po tym okresie taran osiąga pełną wysokość pompowania oraz pełną wydajność.

4.2. Etap 1 – przyspieszanie

Za pierwszy etap pracy tarana wodnego uważa się w literaturze okres, w którym zawór impulsowy pozostaje otwarty (Rys. 5). Opis tego etapu jest u różnych autorów podobny i nie spotyka się w tej kwestii większych rozbieżności [Calhoun, 2003; Claemson, 2007; Jong, 2014; Mohammed, 2007; Sheikh i in., 2013; Silver, 1977; SolarLogic, 2014]. Podczas trwania etapu pierwszego, woda ze źródła (1) dostarczana jest przewodem dopływowym (2) do tarana wodnego, a następnie przepływa przez strefę A i wypływa na zewnątrz otwartym zaworem uderzeniowym (8). W tym okresie prędkość przepływu, a także ciśnienie w strefie A, stopniowo wzrasta. Przepływająca przez zawór impulsowy woda wywołuje napór hydrodynamiczny na powierzchnię głowicy zaworu impulsowego, zgodnie ze wzorem

$$N = \rho \cdot \dot{V} \cdot (c - u) \quad (5)$$

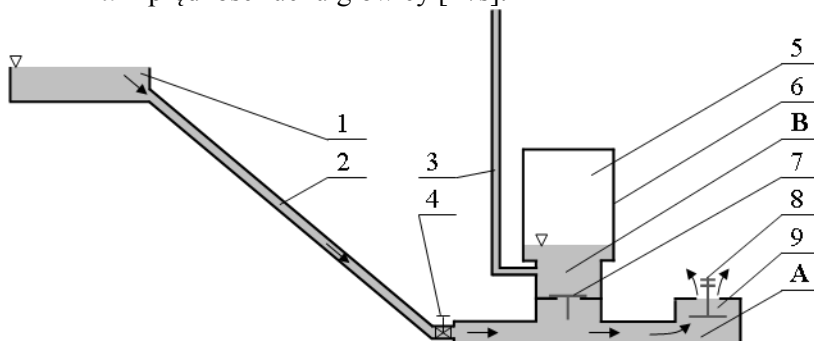
gdzie: N - siła naporu na głowicę zaworu w kierunku zgodnym z głównym kierunkiem ruchu mas wody [N],

ρ - gęstość wody [kg/m^3],

\dot{V} - objętościowe natężenie przepływu (strumień objętości) [m^3/s],

c - średnia prędkość strumienia wody [m/s],

u - prędkość ruchu głowicy [m/s].



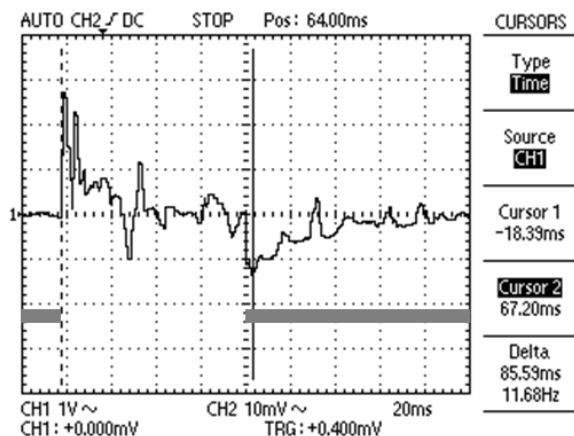
Rys. 5. Schemat położenia zaworów oraz kierunków przepływu wody pierwszego etapu cyklu pracy tarana wodnego

Fig. 5. Schematic positions of valves and flow directions of the first stage of the water cycle ram

Podczas przyspieszania mas wody głowica zaworu impulsowego pozostaje w spoczynku, a zatem $u = 0$. Ponieważ gęstość wody jest stała a geometria obszaru przepływowego niezmienna, to siła naporu hydrodynamicznego zależy wyłącznie od średniej prędkości wody. Gdy prędkość ta osiągnie odpowiednio dużą wartość, siła naporu na głowicę spowoduje jej zamknięcie [Agriculture and Agri-Food Canada, 2014; Appropedia, 2013; Derkor, 2014; Meribah Ram

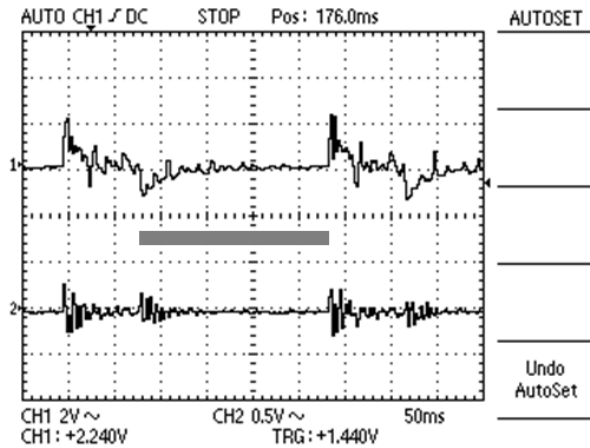
Pump, 2014; Sheikh, S. i in., 2013; SolarLogic, 2014]. W literaturze wspomina się, że czas zamykania jest niezwykle krótki [Jeffery i in., 1992; Watt, 1975] – można zatem przyjąć, że zmiana stanu układu następuje skokowo. W literaturze przyjmuje się, że zamknięcie zaworu uderzeniowego (8) kończy pierwszy etap cyklu pracy tarana wodnego [Appropedia, 2013; Calhoun, 2003; Clarke, 1900; Clemson, 2007; Sheikh, i in., 2013; Meribah Ram Pump, 2014; Mohamed, 2007]. Podczas trwania etapu pierwszego, zawór zwrotny pozostaje cały czas zamknięty.

Na Rys. 6. przedstawiono przykładowy przebieg ciśnień zarejestrowany w trakcie uderzenia hydraulicznego. Etap pierwszy zaznaczony jest na tym rysunku linią szarą. Wartość ciśnienia absolutnego w okresie przyspieszania zmienia się od około 0.272 [bar] do wartości średniej, wynoszącej 1.472 [bar] (wartość średnia określona została na etapie kalibracji czujników i została zweryfikowana analitycznie). Umieszczone w artykule wyniki dokładnych pomiarów czasu i ciśnienia zostały pozyskane przy pomocy oscyloskopu cyfrowego, umożliwiającego zaznaczenie kursorami i analizę właściwego fragmentu wykresu. Tam gdzie było to możliwe, pomierzone w ten sposób wartości widoczne są po prawej stronie wykresów z rysunków: 6, 7, 9, 10, 12 i 13. Na tych samych rysunkach, pod wykresami, widoczne są: podstawa czasu, dająca bezpośrednią informację na temat czasowych parametrów przebiegu, oraz czułości obu kanałów oscyloskopu, na których to mierzone napięcie może być wprost przekładane na wartości ciśnienia - w każdym przypadku 1[V] odpowiada 1 [bar]. Duża początkowa wartość podciśnienia wynika prawdopodobnie z bezwładności mas wody. Czas trwania etapu pierwszego wynosił 71.38 % czasu trwania pojedynczego cyklu (około 207 [ms]) (Rys. 7). Jest to więc etap najdłuższy, co zgadza się z informacjami podawanymi w literaturze [Taye, 1998; Watt, 1975].



Rys. 6. Przebieg uderzenia hydraulicznego w taraniu wodnym z zaznaczeniem czasu trwania etapu pierwszego (czujnik dolny)

Fig. 6. Motion stroke hammer in ram water, indicating the duration of the first stage (lower sensor)

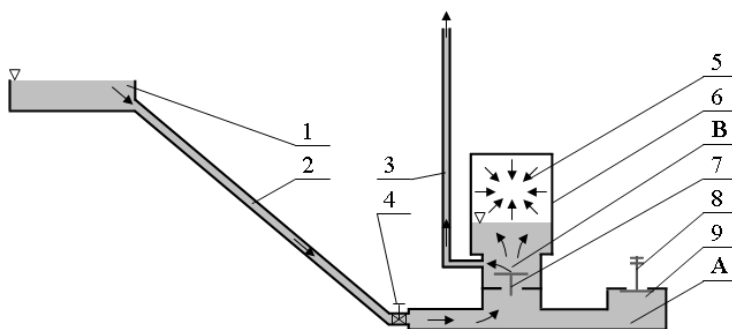


Rys. 7. Przebieg uderzenia hydraulicznego w taranie wodnym z zaznaczeniem czasu trwania etapu pierwszego (czujnik dolny i górny)

Fig. 7. Motion stroke hammer in ram water, indicating the duration of the first stage (lower and top sensor)

4.3. Etap 2 – kompresja

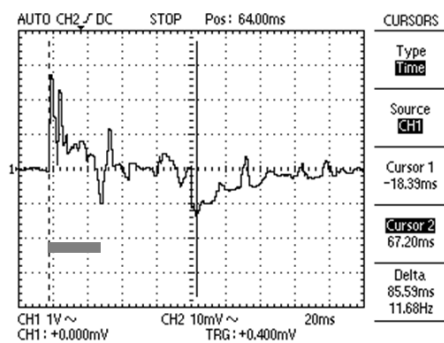
Według większości autorów etap kompresji rozpoczyna się w momencie zamknięcia zaworu uderzeniowego [Clemenson, 2007; SolarLogic, 2014] (choć zdarzają się prace, w których uważa się, że etap ten rozpoczyna się wcześniej [Calhoun, 2003; Meribah Ram Pump, 2014]). Przeprowadzone badania potwierdzają, iż etap kompresji rozpoczyna się w momencie zamknięcia zaworu uderzeniowego a ponadto pozwalają stwierdzić, że zmiana stanu zaworu impulsowego oraz zaworu zwrotnego zachodzi niemal jednocześnie. Schemat układu w fazie drugiej przedstawiono na Rys. 8.



Rys. 8. Schemat położenia zaworów oraz kierunków przepływu wody drugiego etapu cyklu pracy tarana wodnego

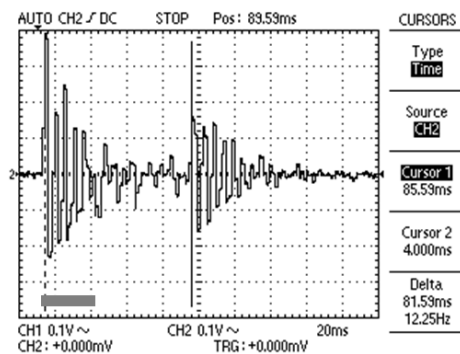
Fig. 8. Schematic positions of valves and water flow directions in the second stage cycle of ram

Po rozpoczęciu tego etapu (jest on zaznaczony linią szarą na Rys. 9), na skutek dużej różnicy ciśnienia między strefą **A** a strefą **B**, przez zawór zwrotny zaczyna przepływać woda. W tym momencie w strefie **B** wzrasta gwałtownie ciśnienie, powodując wystąpienie na czujniku górnym dodatniego uderzenia hydraulicznego (Rys. 10). Wskutek przepływu wody do strefy **B**, a także wskutek ściśliwości poduszki powietrznej, ciśnienie rejestrowane na czujniku dolnym powoli maleje (Rys. 9). Poduszka absorbuje energię ciśnienia zmniejszając tym samym swoją objętość (od tego zjawiska przyjęto nazwę etapu). Etap kończy się w momencie, w którym poziom lustra wody w zbiorniku powietrznym tarana osiąga wysokość maksymalną. W przypadku analizowanym w pracy, czas trwania etapu drugiego wynosił 28 [ms], co stanowi 9.65 % czasu trwania pojedynczego cyklu.



Rys. 9. Przebieg uderzenia hydraulicznego w taraniu wodnym z zaznaczeniem czasu trwania etapu drugiego (czujnik dolny)

Fig. 9. Motion stroke hammer in ram water, indicating the duration of the second stage (lower sensor)



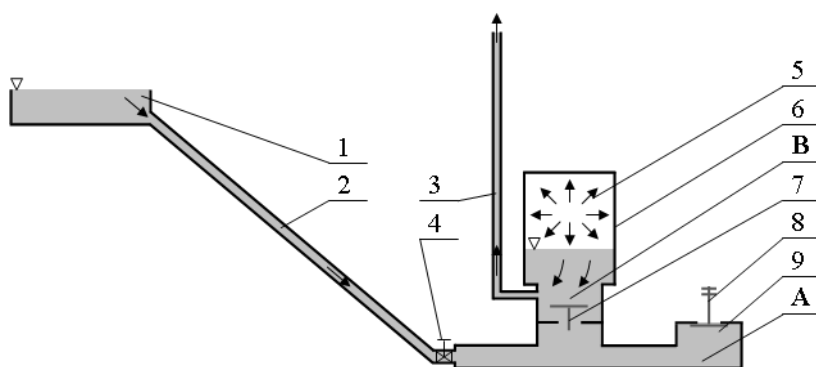
Rys. 10. Przebieg uderzenia hydraulicznego w taraniu wodnym z zaznaczeniem czasu trwania etapu drugiego (czujnik górny)

Fig. 10. Motion stroke hammer in water, indicating the duration of the second stage (upper sensor)

W początkowej fazie etapu kompresji, trwającej tylko kilka milisekund, rejestruje się najwyższe ciśnienie w całym cyklu pracy tarana wodnego. Wielokrotne pomiary wykazały, że ciśnienie to dochodzi do 3.32 [bar], przy czym nie za każdym razem osiąga ten sam pułap. Przyczyną tego stanu może być ograniczona rozdzielczość czasowa czujników ciśnienia (które to zamiast maksimum fali rejestrują czasem wartość na którymś z jej zboczy) lub też zakłócenia pochodzące z systemów dystrybucji wody (zarówno przewody doprowadzające jak i odprowadzające nie były zamocowane na sztywno i podlegały widocznym drganiom).

4.4. Etap 3 – dekompresja (odrzut)

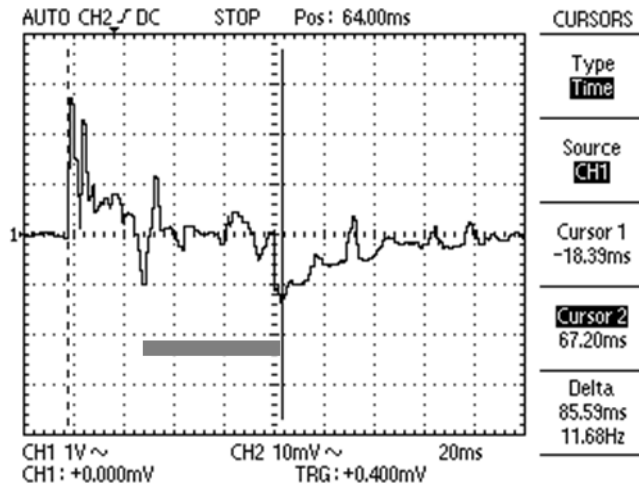
Etap trzeci rozpoczyna się w chwili, w której sprężysta poduszka powietrzna zaczyna oddawać zgromadzoną energię ciśnienia. Poziom lustra cieczy w zbiorniku tarana zaczyna się obniżać, a woda w strefie **B** przepychana jest w kierunku zaworu zwrotnego oraz przewodu odprowadzającego (Rys. 11).



Rys. 11. Schemat położenia zaworów oraz kierunków przepływu wody drugiego etapu cyklu pracy tarana wodnego

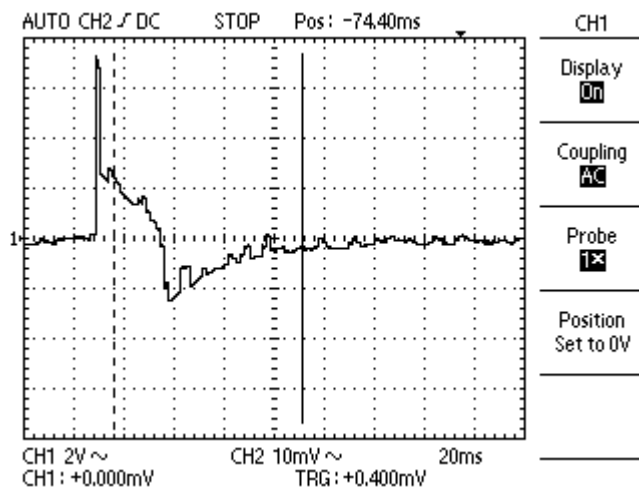
Fig. 11. Schematic positions of valves and flow directions of the second stage of the water cycle ram

Istotną cechą tego etapu jest to, że energia ciśnieniowa rozprężającej się poduszki powietrznej zapobiega spadkowi ciśnienia w strefie **A**, podtrzymując tym samym stan otwarcia zaworu zwrotnego. W przypadku, gdy poduszka powietrzna zostanie odcięta (co zrealizowano przez zamknięcie dodatkowego zaworu znajdującego się przed zaworem zwrotnym), etap ten nie występuje wcale (Rys. 13). Ponieważ ilość zgromadzonej przez poduszkę powietrzną energii jest ograniczona, czas trwania wspomnianego podtrzymania również jest skończony. W przypadku przedstawionym na Rys. 12 czas ten wynosi około 55 [ms]. Stanowi to 18.97 % czasu trwania pojedynczego cyklu pracy.



Rys. 12. Przebieg uderzenia hydraulicznego w taraniu wodnym z zaznaczeniem czasu trwania etapu drugiego (czujnik dolny)

Fig.12. Motion stroke hammer in ram water, indicating the duration of the second stage (lower sensor)



Rys. 13. Przebieg uderzenia hydraulicznego w taraniu wodnym bez poduszki powietrznej (czujnik dolny)

Fig. 13. Motion stroke hammer in ram water without airbag (lower sensor)

5. Podsumowanie

Przeprowadzone badania pozwoliły sformułować następujące wnioski końcowe:

1. Sposób inicjalizowania pracy tarana zależy od stanu zalania przewodu odprowadzającego oraz od ciśnienia w strefie **B**. Jeżeli ciśnienie to odpowiada nominalnemu ciśnieniu pracy tarana (co dodatkowo oznacza, że przewód odprowadzający zalany jest całkowicie wodą), to rozruch tarana odbywa się automatycznie po otwarciu zaworu odcinającego zasilanie. W przeciwnym przypadku konieczna jest ingerencja człowieka oraz rozruch ręczny. Aspekt badania rozruchu tarana wodnego doprowadził do pojawienia się dwóch nowych kwestii (do zbadania lub rozważenia w przyszłości): czy rozruch automatyczny możliwy jest przy dowolnej wysokości źródła, przy której taran działa oraz, czy możliwe jest takie zaprojektowanie urządzenia, aby zupełnie wyeliminować w tej fazie potrzebę ingerencji człowieka.
2. Analiza przebiegu uderzenia hydraulicznego (a właściwie serii uderzeń) doprowadziła do konkluzji, że najlepiej jest podzielić cykl pracy na trzy etapy: przyśpieszenie, kompresję i dekompresję. Ostatnie dwie nazwy związane są z zachowaniem się poduszki powietrznej, mającej – jak udowodniono – kluczowe znaczenie na przebieg występujących w taraniu zjawisk. Warto podkreślić, że bardzo dobrym pomysłem, ułatwiającym analizę zjawisk, okazało się zbadanie przebiegu uderzenia hydraulicznego z odciętą strefą **B**, a także zastosowanie dwóch czujników, po jednym w każdej ze stref. Duże znaczenie poduszki powietrznej generuje kolejną kwestię do rozważenia w przyszłości: jak zmienia się praca tarana (a także przebieg zjawisk) w zależności od objętości strefy powietrznej? Pytanie to pozostaje na razie otwarte.
3. Podawane standardowo w literaturze informacje o tym, że podstawą działania tarana hydraulicznego jest zjawisko uderzenia hydraulicznego są mało precyzyjne. Jak wykazano, podczas pojedynczego cyklu pracy występuje jedno uderzenie inicjujące oraz kilka uderzeń wtórnych (prace, w których byłaby o tym mowa nie są autorom znane). Dodatkowo przebieg zmian ciśnień jest inny w obu analizowanych strefach tarana. Istotne jest też, aby podczas wyjaśniania przebiegu zjawisk brać uwagę na znaki uderzeń (dodatnie czy ujemne) w poszczególnych strefach.
4. Najdłuższym etapem cyklu pracy tarana wodnego jest etap przyśpieszania, stanowiący około 71 % czasu całego cyklu. Etapy kompresji i dekompresji są krótsze i wynoszą odpowiednio około 10 % i 19 %. Przypuszcza się, że czasy te mogą zależeć od konstrukcji tarana, np. od masy głowicy zaworu impulsowego.
5. W przedstawionym podziale na etapy przyjęto, że zmiany stanów zaworów na początku etapu drugiego i na końcu etapu trzeciego odbywają się jednocześnie. Kwestię tę należy zbadać dokładniej, gdyż nie wyklucza się występowanie niewielkich przesunięć w czasie pomiędzy zmianami stanów poszczególnych zaworów. Otwarta pozostaje również kwestia pomiaru (uwzględnienia) czasów zamykania się lub otwierania tych zaworów.

Przeprowadzone badania pozwoliły osiągnąć zarówno założony cel główny, jak i wszystkie cele jednostkowe. Wydaje się też, że zarówno samo stanowisko badawcze, jak i wykonane analizy wyników są nowością w literaturze dotyczącej taranów wodnych i wniosą pewien wkład w poznanie zjawisk zachodzących podczas pracy tego typu urządzeń. Warto podkreślić, że podczas badań pojawiło się szereg kolejnych pytań i wątków, sugerując dalsze kierunki badań oraz świadcząc o dużym potencjale naukowym obranej tematyki.

Literatura

- [1] Agriculture and Agri-Food Canada: Water-powered water pumping systems for livestock watering, 2014, [http://www1.agric.gov.ab.ca/\\$department/deptdocs.nsf/ba3468a2a8681f69872569d60073fde1/42131e74693dcd01872572df00629626/\\$FILE/wpower.pdf](http://www1.agric.gov.ab.ca/$department/deptdocs.nsf/ba3468a2a8681f69872569d60073fde1/42131e74693dcd01872572df00629626/$FILE/wpower.pdf) [dostęp: 1 lutego 2014].
- [2] Appropedia: Hydraulic ram pumps, 2013, http://www.appropedia.org/Hydraulic_ram_pumps [dostęp: 1 lutego 2014].
- [3] Badur, J., Nałęcz, T.J., Pietkiewicz, P.: Wyznaczanie wartości ciśnienia uderzenia hydraulicznego w przewodach wielowarstwowych. *Mechanika'99 Forum Młodych*, Gdańsk 1999, s. 345-348.
- [4] Bukowski, J.: *Mechanika płynów*, PWN; Warszawa 1965.
- [5] Brown, L.: Ministry of Agriculture and Lands. Using a hydraulic ram to pump livestock water, 2006, <http://www.agf.gov.bc.ca/resmgmt/publist/500Series/590305-9.pdf> [dostęp: 1 lutego 2014].
- [6] Calhoun, J.: Home built hydraulic ram pumps, 2003. <http://www.inthefieldministries.org/jscallo/Home%20Built%20Hydraulic%20Ram%20Pumps.pdf> [dostęp: 1 lutego 2014].
- [7] Clarke, J. W.: Hydraulic rams ther principle and construction, 1900, <https://archive.org/details/hydraulicramsth03clargoog> [dostęp: 18 stycznia 2014].
- [8] Clemson.: Home-made Hydraulic Ram Pump, 2007, <http://www.clemson.edu/irrig/equip/ram.htm#Links> [dostęp: 1 lutego 2014].
- [9] Derkor: How does hydraulic ram work, 2014, <http://www.rampumps.net/face/20120410150106.html> [dostęp: 27 marca 2014].
- [10] Gryboś, R.: *Mechanika płynów z hydrauliką*, 1995, Wydawnictwo Graficzne Politechniki Śląskiej w Gliwicach, Gliwice, ISBN 0434-0825.
- [11] Gryboś, R.: *Podstawy mechaniki płynów*, PWN, Warszawa.1998, ISBN 83-01-12553-5
- [12] Grygo, D., Sobieski, W.: *Możliwości i obszary stosowania taranów wodnych w obecnych warunkach polskich*, 2014, (wysłano do: wydawnictwa ITP, Woda - Środowisko - Obszary Wiejskie).
- [13] Jeffery, T. D., Thomas, T. H., Smith, A. V., Glover, P. B., Fountain, P. D.: *Hydraulic ramp pumps*, 1992, Intermediate Technology Publications 1992, ISBN 1 85339 172 7.
- [14] Jeżowiecka, K., Szewczyk, H.: *Mechanika płynów*. Wrocław. Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, 2001, ISBN 83-7085-597-0. s. 314.
- [15] Jong, P.: Hydraulic rams. 2014, <http://www.slideshare.net/Fatin62c/hydraulic-ram-pump-consumers-guide-delft-university-of-technology> [dostęp: 1 maja 2014].
- [16] Kowalski, P.: *Analiza zdolności tłumienia uderzenia hydraulicznego w rurociągu stalowym z bocznikiem z tworzywa sztucznego*, 2007, http://pbc.gda.pl/Content/3910/phd_kowalski_pawel.pdf [dostęp: 1 lutego 2014].
- [17] Meribah Ram Pump: Sequences of Operation, 2014, <http://www.meribah-ram-pump.com/index.php?id=32> [dostęp: 27 marca 2014].

- [18] Mitosek, M.: *Mechanika płynów w inżynierii środowiska*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 1997, ISBN 83-87012-54-8.
- [19] Mohammed, S. N.: *Design and Construction of a Hydraulic Ram Pump*. Leonardo Electronic Journal of Practices and Technologies, 2007, http://lejpt.academicdirect.org/A11/059_070.pdf [dostęp: 18 stycznia 2014].
- [20] Nałęcz T.J., Pietkiewicz P.: Empiryczna weryfikacja metody wyznaczania prędkości propagacji ciśnieniowej fali uderzeniowej. XI Konferencja Badanie, Konstrukcja, Wytwarzanie i Eksploatacja Układów Hydraulicznych, Cylinder '2001, Szczyrk 2001, s. 255-264.
- [21] Nałęcz T.J., Pietkiewicz P.: Wyznaczanie wartości prędkości fali uderzeniowej w zamkniętych przewodach wielowarstwowych dla przepływów dwufazowych. Międzynarodowa Konferencja Naukowo-Techniczna Bałtechmasz-2000, Kaliningrad 2000, s. 155-156.
- [22] Nałęcz T.J., Pietkiewicz P.: Wpływ powietrza jako drugiej fazy na prędkość rozchodzenia się fali uderzeniowej w przewodzie wielowarstwowym. X Konferencja Badanie, Konstrukcja, Wytwarzanie i Eksploatacja Układów Hydraulicznych, Cylinder '2000, Szczyrk 2000.
- [23] Nałęcz T.J., Pietkiewicz P.: Wyznaczanie prędkości propagacji ciśnieniowej fali uderzeniowej w hydraulicznych przewodach zamkniętych z uwzględnieniem powietrza, jako drugiej fazy. XII Krajowa Konferencja Pneuma'2000, Kielce 2000, s. 255-262.
- [24] Piekarek, M.: Instalacja urządzeń lokalnych ujęć wody. 713[02].Z1.07, 2006, [http://www.zsb.gliwice.pl/pdf/monter_instalacji_i_urz_san/Monter_instalacji_i_ur-san_713\[02\]_Z1.07_u.pdf](http://www.zsb.gliwice.pl/pdf/monter_instalacji_i_urz_san/Monter_instalacji_i_ur-san_713[02]_Z1.07_u.pdf) [dostęp: 18 stycznia 2014].
- [25] Sheikh, S. i in.: Design methodology for hydraulic ram Pump (hydram), 2013, http://ijmerr.com/ijmerradmin/upload/ijmerr_524d02574aef3.pdf [dostęp: 7 marca 2014].
- [26] Silver, M.: Use of hydraulic rams in Nepal, 1977, <http://www.slideshare.net/Fifi62z/ram-pump66> [dostęp: 1 maja 2014].
- [27] SolarLogic: How a Ram Pump Works, 2014, <http://www.homepower.com/how-ram-pump-works> [dostęp: 28 marca 2014].
- [28] Tarasewicz, S.: Tartak Raphaelsonów zyskał pierwszy eksponat, 2012, <http://naszolsztyniak.pl/75199,Tartak-Raphaelsonow-zyskal-pierwszy-eksponat.html#axzz2qb61vxTw> [dostęp: 18 stycznia 2014].
- [29] Taye, T: Hydraulic ram pump, 1998, Journal of the ESME, Vol II, No. 1, July 1998, http://www.africantechforum.org/ESME/hydram1/HydRam1.htm#OPERATION_OF_A_HYDRAM, [dostęp: 1 maja 2014].
- [30] Watt, S. B.: A manual on the hydraulic Ram for pumping water, 1975, [http://www.watersanitationhygiene.org/References/EH_KEY_REFERENCES/WATER/Water%20Pumping/Ram%20Pumps/Hydraulic%20Ram%20Pump%20Manual%20\(ITDG\).pdf](http://www.watersanitationhygiene.org/References/EH_KEY_REFERENCES/WATER/Water%20Pumping/Ram%20Pumps/Hydraulic%20Ram%20Pump%20Manual%20(ITDG).pdf) [pozyskano: 1 maja 2014].

STAGES OF WORK RAM WATER

Summary

The article presents in detail the principle of operation of a device called a ram pump and discusses the operational steps of its work in relation to the water hammer phenomenon, which is the basis of operation of this type of equipment. In different points of article described history rams water, classical theory of hammer developed at the Nikolai Zhukovsky in 1889 and it a modern extension, described the typical ram of water, characterized the function of each of its components and presents the conditions under which water ram can properly work. The most important

element of the work is the description of the water cycle ram broken down into stages. The motivation to write this article was the observation that in the literature, both Polish and foreign, there is a similar type descriptions, and popular-science materials, mostly found on various websites are often too general (and sometimes incorrect), which not meet the requirements of scientific sources. The most important new feature included in the work, and at the same time its main objective is to combine the description of action rams the course of the water hammer . The article is a continuation of the cycle associated with the exploration of current possibilities of practical use of rams water as possible a wide range of applications.

Keywords: ram water, water hammer, energy flow, the principle of action

DOI:10.7862/rb.2014.49

Przesłano do redakcji: lipiec 2014 r.

Przyjęto do druku: wrzesień 2014 r.

Barbara KLISZCZEWICZ¹

WERYFIKACJA NUMERYCZNEGO MODELU UKŁADU RURA-GRUNT NA PODSTAWIE BADAŃ LABORATORYJNYCH

W artykule przedstawiono przebieg i wyniki badań laboratoryjnych układu rura – grunt. Układ ten odwzorowuje rurociąg ułożony w gruncie, poddany działaniu ciężaru gruntu oraz obciążenia naziomu. Celem badań było określenie zasięgu stref współdziałania podatnego rurociągu z gruntem oraz oszacowanie deformacji rury. Przebieg badań rejestrowano fotograficznie, zaś fotografie poddano obróbce w technologii PIV (Particle Image Velocimetry). W efekcie otrzymano mapy przemieszczeń gruntu oraz wyznaczono deformację rury, zarejestrowane w trakcie badań. Wyniki badań posłużyły do weryfikacji konstytutywnego modelu gruntu Hardening Soil Small, użytego w numerycznej symulacji przebiegu badań laboratoryjnych.

Słowa kluczowe: badania laboratoryjne, podziemny rurociąg, PIV, MES

1. Wprowadzenie

Rurociąg ułożony w gruncie stanowi układ wzajemnie oddziałujących na siebie struktur (rurociąg – grunt). Konstrukcja rurowa przenosi obciążenia wynikające z faktu otoczenia jej gruntem, a także bardzo zróżnicowane obciążenia naziomu przekazywane przez warstwę gruntu zalegającą nad rurą. W wypadku rurociągów ciśnieniowych do tego złożonego układu obciążeń zewnętrznych dochodzi jeszcze wpływ ciśnienia wewnętrznego. W zależności od sztywności rurociągu, a ściślej od jego odkształcalności, rurociąg albo doznaje istotnego wyteżenia (rurociągi sztywne) albo odkształca się w takim zakresie, w jakim umożliwia to odkształcalność gruntu (rurociągi odkształcalne). O zakresie i charakterze deformacji rurociągu decyduje wówczas relacja sztywności układu rurociąg-grunt.

Oszacowanie wyteżenia podziemnego rurociągu lub jego deformacji wymaga sięgnięcia do jednej z metod analitycznych [2], [6] lub zastosowania współczesnych metod numerycznych (MES). W tym ostatnim przypadku należy

¹ Politechnika Śląska, Katedra Dróg i Mostów, Wydział Budownictwa, 44-100 Gliwice, ul. Akademicka 5, tel. + 48 (32) 237 22 57, e-mail: Barbara.Kliszczewicz@polsl.pl

podjąć decyzję o przyjęciu reprezentatywnego modelu obliczeniowego (model 2D lub 3D), wprowadzeniu właściwego odwzorowania parametrów materiałowych konstrukcji rurowej oraz parametrów geotechnicznych gruntu otaczającego rurociąg, a przede wszystkim wybrać odpowiedni konstytutywny model gruntu. Spośród szerokiej gamy takich modeli, od prostych modeli sprężystych, przez sprężysto-idealnie plastyczne po bardziej zaawansowane modele sprężysto-plastyczne o wzmocnieniu izotropowym czy izotropowo-kinematycznym, najczęściej wybierane są modele, których parametry są łatwo identyfikowalne. Należy do nich z pewnością sprężysto-idealnie plastyczny model Coulomba-Mohra. Model ten, mimo niewątpliwych zalet aplikacyjnych, nie odzwierciedla złożonych procesów zachodzących w gruncie, a szczególnie istotnych w zagadnieniach interakcji konstrukcji z gruntem. Należą do nich efekt zagęszczenia (zmniejszenie objętości porów na skutek deformacji plastycznych), wpływ historii obciążenia (efekt prekonsolidacji), plastyczne płynięcie, zależności sztywności od stanu naprężeń efektywnych (wzrost modułu sztywności wraz ze wzrostem głębokości lub stanu naprężeń), dylatacja (zmianę objętości podczas plastycznego płynięcia) a przede wszystkim silną zmianę sztywności gruntu (degradacja modułu G_0), towarzyszącą wzrostowi amplitudy odkształcenia dewiatorowego w zakresie tzw. małych odkształceń rzędu $10^{-6} \div 10^{-3}$ [1], [4], [11]. Realistyczne odwzorowanie tych złożonych efektów makroskopowych, obserwowanych w monotonicznie obciążonych gruntach jest możliwe przy zastosowaniu dwumechanizmowego, sprężysto-plastycznego modelu o wzmocnieniu izotropowym *Hardening Soil Small*, który jest wbudowany m.in. w geotechnicznie zorientowanym programie *Z_Soil* [11]. Model ten nie był dotychczas stosowany w numerycznym modelowaniu interakcji rurociągu z gruntem. Zdecydowano się zatem na przeprowadzenie jego weryfikacji poprzez analizę zbieżności wyników specjalnie dla tych potrzeb przeprowadzonych badań laboratoryjnych z wynikami ich numerycznej symulacji, w której zastosowano model *Hardening Soil Small*.

2. Badania laboratoryjne układu rura-grunt

2.1. Uwagi wstępne

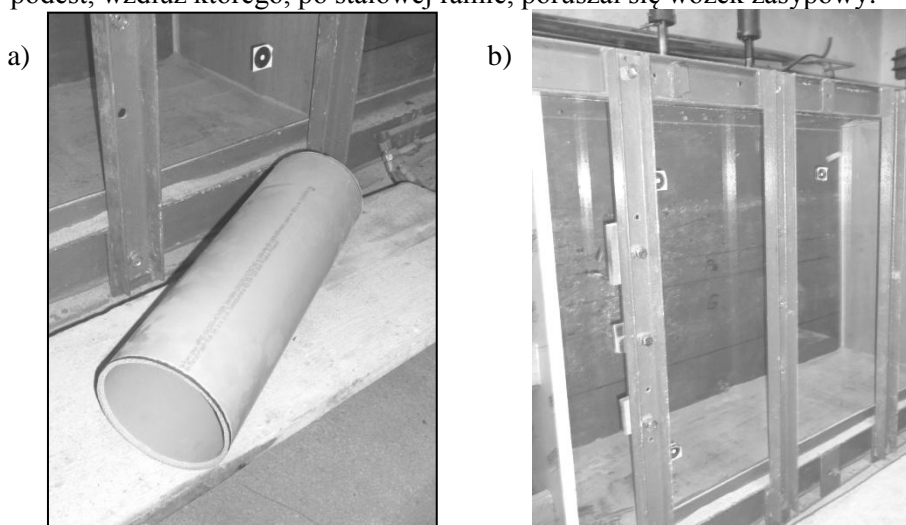
Badania doświadczalne rurociągów są zazwyczaj prowadzone przez uprawnione jednostki w celu określenia ich parametrów wytrzymałościowych lub dla potwierdzenia możliwości stosowania prostych odcinków rur, kształtek lub łączników w określonych warunkach funkcjonowania (atestowanie wyrobów). Inną klasę badań stanowią pomiary o charakterze monitorującym skutki specyficznych zjawisk zachodzących w gruncie, np. wpływ eksploatacji górniczej [8], symulowanie wpływu uskoków terenowych czy trzęsień ziemi [3], [9]. Sporadycznie wykonywane są także badania rurociągów ułożonych w gruncie, w naturalnej skali, poddanych działaniu obciążeń komunikacyjnych [5]. W badaniach

tych uwaga skupiona jest na odcinku rury, natomiast nie jest badana interakcja rurociągu z gruntem, szczególnie istotna w wypadku odkształcalnych rurociągów. Badania laboratoryjne układu rura-grunt wymagają użycia specjalnego stanowiska badawczego, w którym odwzorowane zostaną naturalne warunki pracy podziemnego rurociągu. Wykonanie takich badań było możliwe w Laboratorium Katedry Geotechniki, Geologii i Budownictwa Morskiego Wydziału Inżynierii Lądowej i Środowiska Politechniki Gdańskiej, dysponującym stanowiskiem badawczym, wykorzystywanym głównie do przeprowadzanych tam badań współpracy modeli fundamentów z gruntem [12].

2.2. Opis stanowiska badawczego

Przedmiotem badań był odcinek odkształcalnej rury, ułożony w gruncie, w specjalnym stanowisku badawczym. Model rury (rys. 1a) użyty do badań wykonano z gładkościennej rury z PVC-U o litej ścianie, o wymiarach: średnica rury $D = 160$ mm, grubość ścianki $s = 4,7$ mm i parametrach katalogowych: SN8, klasa S, SDR 34. Długość odcinka rury $l = 500$ mm dostosowano do szerokości stanowiska badawczego.

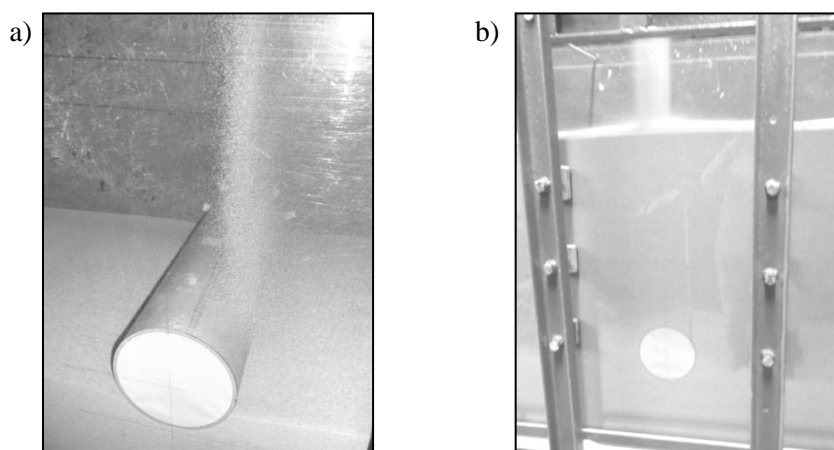
Stanowisko badawcze składało się z prostopadłościowej skrzyni z przezroczystą ścianą frontową, wykonaną z hartowanego z szkła, wzmocnioną podłużnymi i poprzecznymi stalowymi belkami (rys. 1b). Nad skrzynią usytuowano podest, wzdłuż którego, po stalowej ramie, poruszał się wózek zasypowy.



Rys. 1. Widok stanowiska badawczego przed rozpoczęciem badań: a) model rury, b) skrzynia stanowiska badawczego

Fig. 1. View of the laboratory station before testing: a) pipe model, b) laboratory station box

W ramach przygotowania stanowiska do badań skrzynię napełniano piaskiem w stanie powietrzno-suchym, który w postaci kurtyny piaskowej był wysypywany ze stałej wysokości przez szczelinę w wózku zasypowym. W początkowej fazie napełniania skrzyni uformowano warstwę podsypki piaskowej, na której ułożono model rury. Następnie kontynuowano napełnianie skrzyni piaskiem, aż do pokrycia modelu rury warstwą o grubości 60 cm (rys.2).

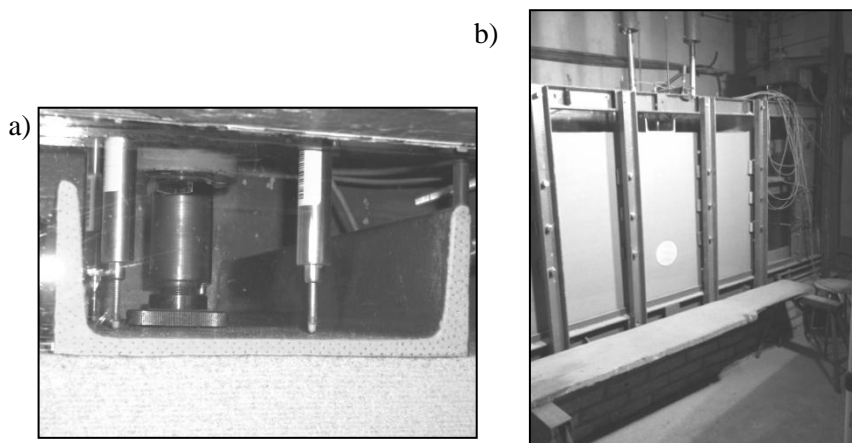


Rys. 2. Formowanie zasypki: a) obsypywanie modelu rury, ułożonego na podsypce piaskowej b) końcowa faza wykonywania zasypki

Fig. 2. Raising of the sand: a) initial phase - the pipe model rests on the sand layer, b) final phase of raising

Po takim przygotowaniu stanowiska przeprowadzono właściwe badanie, polegające na pośrednim obciążaniu warstwy gruntu za pomocą siłownika, zainstalowanego na stalowej ramie nad stanowiskiem badawczym. Obciążenie przekazywane było na grunt przez specjalnie przygotowany odcinek stalowego ceownika o szerokości 200 mm i długości 500 mm, ustawiony na powierzchni zasypu piaskowego. Odcinek ceownika w niniejszym opisie nazwano roboczo modelem fundamentu. Widok modelu fundamentu wraz z układem obciążającym i zainstalowanymi na modelu czujnikami przemieszczeń pokazano na rys. 3. W trakcie procesu obciążania na stanowisku komputerowym, za pomocą programu *DasyLab8*, prowadzona była automatyczna rejestracja wartości siły i pionowych przemieszczeń modelu fundamentu. Jednocześnie prowadzono fotograficzną rejestrację przemieszczeń modelu fundamentu, zmian zachodzących w ośrodku gruntowym oraz rejestrację deformacji rury. Zdjęcia wykonywano z częstotliwością 1 zdjęcia na minutę.

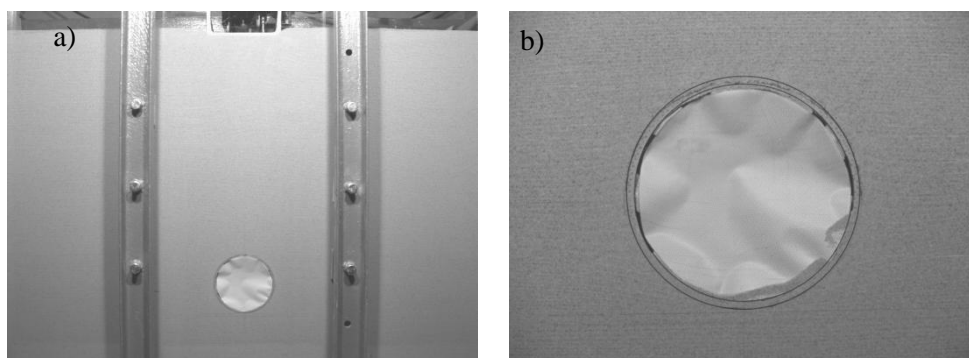
Metodykę i przebieg badań opisano szczegółowo w [7].



Rys. 3. Widok stanowiska badawczego przygotowanego do badań: a) model fundamentu, układu obciążającego i czujników przemieszczeń, b) skrzynia stanowiska badawczego wraz z modelem rury, wypełniona piaskiem

Fig. 3. View of the laboratory station ready for tests: a) the model of foundation with the servomotor and displacements sensors

W sumie wykonano cztery pełne cykle badań, obejmujące każdorazowo etapy przygotowania stanowiska i obciążania zasypu piaskowego wraz z rejestracją wyników. W poszczególnych badaniach wykonano $22 \div 28$ zdjęć. Przykładowe fotografie stanowiska badawczego (badanie nr 3) oraz bezpośredniego otoczenia rury (badanie nr 4) pokazano na rys. 4.



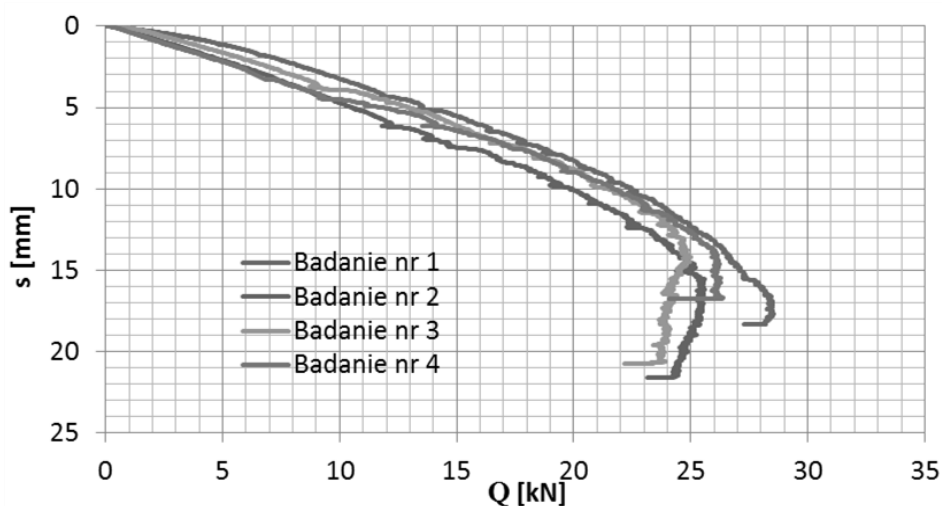
Rys. 4. Przykłady rejestracji fotograficznej, wykonanej w trakcie badań: a) obraz całego stanowiska badawczego, b) bezpośrednie otoczenie badanej rury

Fig. 4. Example photography records of the conducted tests: a) view of entire laboratory station, b) view of pipe's surroundings

2.3. Prezentacja wyników badań laboratoryjnych

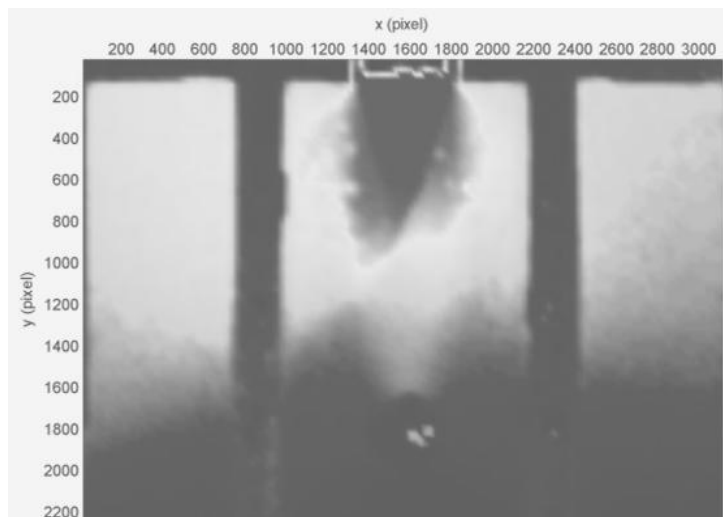
Na podstawie zarejestrowanych w programie *DasyLab8* wartości obciążeń modelu fundamentu i jego przemieszczeń, dla wszystkich czterech cykli badań opracowano charakterystyki obciążenie – osiadanie (rys. 5), obrazujące pionowe przemieszczenia modelu fundamentu wywołane monotonicznie narastającym obciążeniem, aż do osiągnięcia stanu granicznego w gruncie.

Z kolei serie cyfrowych zdjęć, o bardzo wysokiej rozdzielczości, wykonane w trakcie badań, zostały przetworzone za pomocą technologii *PIV* (*Particle Image Velocimetry*) [13]. Umożliwiło to wygenerowanie obrazów izopól i trajektorii przemieszczeń cząstek gruntu oraz oszacowanie deformacji poprzecznego przekroju rury, wywołanych obciążeniem. Przykładowe mapy izopól przemieszczeń (badanie nr 3) w końcowym etapie obciążania, przed osiągnięciem granicznego stanu gruntu w obszarze całego stanowiska badawczego oraz w bezpośrednim otoczeniu rury pokazano na rys. 6.



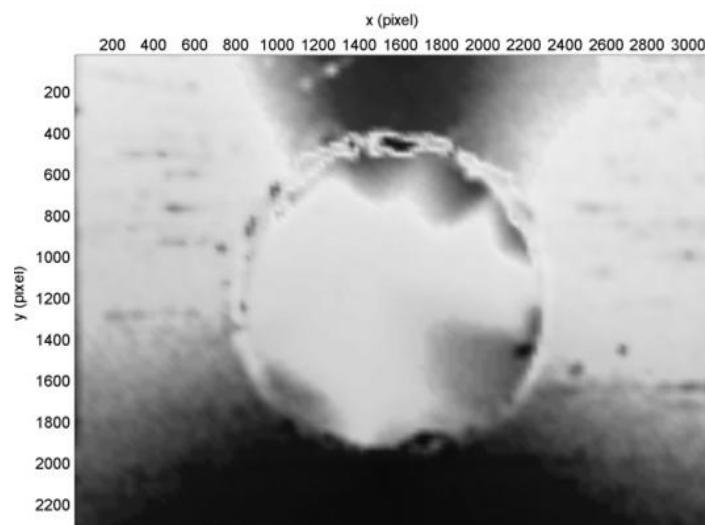
Rys. 5. Charakterystyki obciążenie – osiadanie uzyskane na podstawie rejestracji przemieszczeń modelu fundamentu

Fig. 5. The characteristics of loading – settlement obtained from the recorded model foundation's displacements



Rys. 6. Izopola przemieszczeń cząstek gruntu w stanowisku badawczym (badanie nr 3)

Fig. 6. Isoplots of displacements of sand particles in the laboratory station (test No 3)



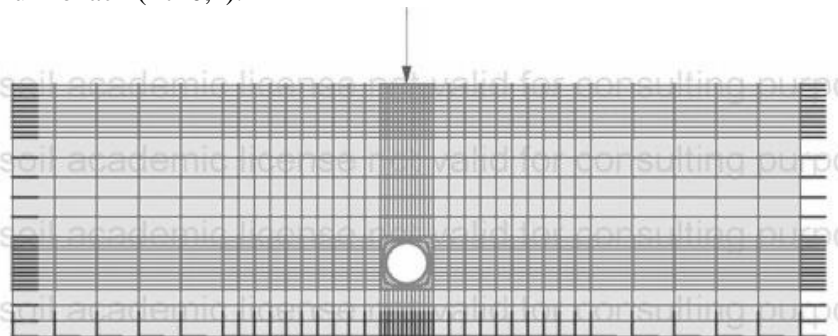
Rys. 7. Izopola przemieszczeń cząstek gruntu w otoczeniu rury (badanie nr 4)

Fig. 7. Isoplots of displacements of sand particles in pipe's surrounding (test No 4)

3. Badanie zgodności wyników badań doświadczalnych i analiz numerycznych układu rurociąg – grunt

3.1. Numeryczna symulacja badań laboratoryjnych

Numeryczną symulację badań doświadczalnych wykonano w programie Z_Soil acad. ver. 11.03, przy użyciu modelu MES (2D), uwzględniającego zarówno geometrię stanowiska badawczego, jak i przebieg doświadczalnego badania układu rurociąg – grunt (rys. 8). Wymiary modelu MES dostosowano do wymiarów skrzyni z piaskiem, pokazanej w pkt. 2.2 na rys. 1a (szerokość $B = 3,0$ m, wysokość $H = 0,96$ m). W środkowej części modelu, na głębokości $H_1 = 0,76$ m usytuowano model rury PVC-U o średnicy $D = 160$ mm i grubości ścianki $s = 4,7$ mm. Ceownik, pełniący w badaniach rolę swoistego fundamentu, przez który obciążano powierzchnię gruntu w skrzyni, opisany w rozdz. 3, modelowano jako odcinek belki o długości $L = 0,2$ m i grubości $s_l = 8,5$ mm. Model stanowiska badawczego zbudowano z 1212 elementów. Na dolnej krawędzi struktury MES umieszczono podpory nieprzesuwne a na krawędziach bocznych podpory umożliwiające przesuw w kierunku pionowym. Model obciążono siłą skupioną o wartości narastającej od 0 ($t=0$) do 30 kN ($t=1$), w dziesięciu krokach ($\Delta t=0,1$).



Rys. 8. Numeryczny model stanowiska badawczego

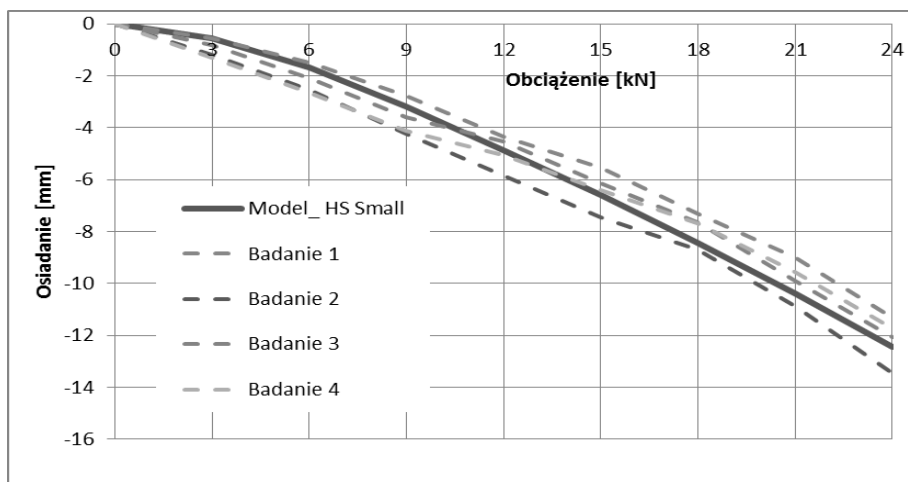
Fig. 8. Numerical model of the laboratory station

Do modelowania piasku w skrzyni stanowiska badawczego zastosowano model sprężysto-plastyczny o wzmocnieniu izotropowym Hardening Soil Small, zaś rurociąg i fundament modelowano w zakresie liniowo sprężystym (parametry materiałowe rurociągu: moduł Younga $E=4000$ MPa, ciężar objętościowy $\gamma=14$ kN/m³; parametry modelu fundamentu: moduł Younga $E=300000$ MPa, ciężar objętościowy $\gamma=78$ kN/m³). Model Hardening Soil Small wymaga wyspecyfikowania dwudziestu ośmiu parametrów, które po wprowadzeniu charakterystyki gruntu (rodzaj gruntu, historia naprężenia, zagęszczenie, kształt cząstek

gruntu, uziarnienie i stan wilgotności) mogą być automatycznie wygenerowane w programie Z_Soil. Wybrane parametry materiałowe modelu piasku znajdującego się w skrzyni stanowiska badawczego, są następujące: moduł Younga przy odciążeniu/obciążeniu $E_{ur}^{ref} = 55000 \text{ kN/m}^2$, początkowy moduł Younga $E_0^{ref} = 108\,669 \text{ kN/m}^2$, kąt dylatacji $\psi = 0,8125$. Do obliczeń wprowadzono ponadto wartości ciężaru objętościowego gruntu ($\gamma = 17,0 \text{ kN/m}^3$) i kąta tarcia wewnętrznego ($\phi = 39^0$), wyznaczone w trakcie badań laboratoryjnych układu rurociąg – grunt. Z uwagi na możliwości prowadzenia obliczeń w programie Z_Soil wprowadzono minimalną wartość kohezji $c = 2,5 \text{ kN/m}^2$.

3.2. Analiza zgodności wyników

Analizę zgodności wyników symulacji numerycznej i wyników badań laboratoryjnych w dwóch zakresach. Pierwszy z nich dotyczy porównania wartości i rozkładu osiadań modelu fundamentu w trakcie narastania wartości obciążenia, wyznaczonych w trakcie badań laboratoryjnych i w analizie numerycznej. Wynik porównania wartości i rozkładu osiadań dla kolejnych kroków obciążenia pokazano na rys. 9.

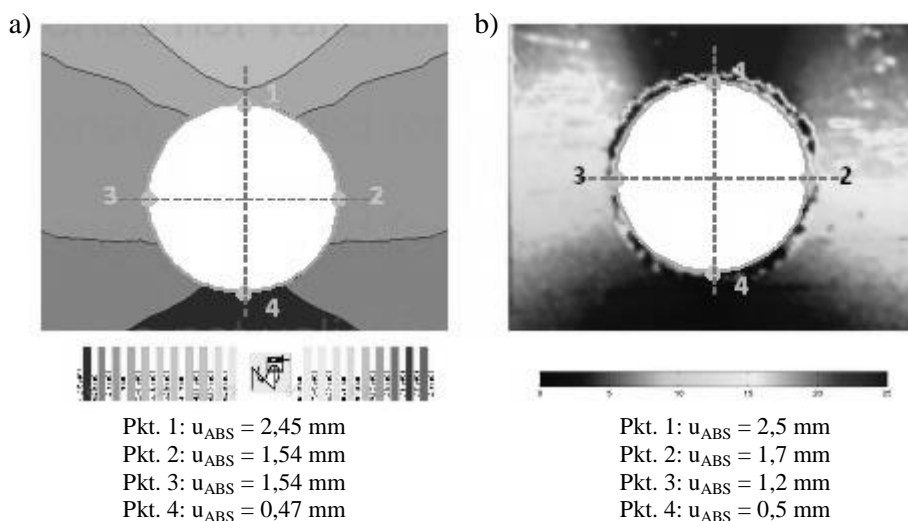


Rys. 9. Porównanie osiadań modelu fundamentu wyznaczonych w badaniach laboratoryjnych (Badanie 1 ÷ 4) i w analizie numerycznej (Model Hardening Soil Small)

Fig. 9. Comparison of the model foundation's settlements obtained from tests (No 1 – 4) and from numerical analysis (Hardening Soil Small)

W drugim zakresie badania zbieżności poddano analizie porównawczej mapy izopól przemieszczeń, opracowane w technologii *PIV* (wynik badań laboratoryjnych) i mapy przemieszczeń wygenerowane w programie Z_Soil (wynik ana-

lizy numerycznej modelu stanowiska badawczego). Porównywane obrazy pokazano na rys. 10.



Rys. 10. Porównanie map przemieszczeń cząstek gruntu: a) wyznaczonych w analizie numerycznej (model HS Small), b) izopola przemieszczeń - badanie 4

Fig. 10. Comparison of the soil particle displacements maps: a) obtained from the numerical analysis (Hardening Soil Small), b) displacement isoplots from test No 4

Wykresy osiadań modelu fundamentu przedstawione na rys. 9 wskazują na dobre dopasowanie rozkładu i wartości osiadań wyznaczonych w badaniach laboratoryjnych z wartościami osiadań wyznaczonych w analizie numerycznej, wykonanej z zastosowaniem modelu Hardening Soil Small. Zbieżność rozkładu przemieszczeń cząstek gruntu widoczna jest także na mapie przemieszczeń, stanowiącej efekt analizy numerycznej (rys. 10a) i mapie izopól przemieszczeń (rys. 10b), będącej przykładem opracowania wyników badań laboratoryjnych w technologii *PIV*.

4. Podsumowanie

Badania laboratoryjne układu rura – grunt, wykonane w warunkach odwzorowujących naturalne warunki pracy podziemnego rurociągu mogą stanowić podstawę kalibracji i weryfikacji modeli gruntu, używanych w analizach numerycznych. Jest to szczególnie istotne wówczas, gdy do numerycznych analiz zagadnień brzegowych wprowadzany jest konstytutywny model gruntu, stosunkowo mało znany i dotychczas nie stosowany w tej kategorii problemów.

Opisane w pracy badania laboratoryjne układu rurociąg – grunt, z uwagi na zakres uzyskanych wyników - komputerowa rejestracja osiadań modelu fun-

damentu, fotograficzna rejestracja przebiegu badania i jej opracowanie w zaawansowanej technologii obróbki cyfrowych zdjęć o wysokiej rozdzielczości *PIV*

– stanowią dobrą podstawę do weryfikacji sprężysto-plastycznego modelu o wzmocnieniu izotropowym Hardening Soil Small.

Charakterystyki obciążenie – osiadanie wykonane na podstawie zarejestrowanych wyników badań laboratoryjnych i wyników analizy numerycznej, wykonanej z zastosowaniem modelu Hardening Soil Small wykazują wyraźną zbieżność.

Analiza porównawcza map wypadkowych przemieszczeń i ich składowych, dokumentujących wyniki analizy MES zagadnienia interakcji rury z gruntem z zastosowaniem modelu Hardening Soil Small z odpowiednimi mapami izopól przemieszczeń, uzyskanych w drodze przetworzenia za pomocą *PIV* obrazów cyfrowych dokumentujących badania modelowe pozwala na sformułowanie następujących wniosków:

- rozkłady wartości wypadkowych przemieszczeń cząstek gruntu uzyskane w wyniku analizy MES i badań modelowych wykazują zbliżony przebieg,
- mimo, iż wartości przemieszczeń wyznaczone z map izopól przemieszczeń mają charakter szacunkowy, są zbliżone do wartości przemieszczeń wyznaczonych w analizie numerycznej,
- zróżnicowane wartości przemieszczeń górnego i dolnego punktu rury świadczą o deformacji jej poprzecznego przekroju.

Wykazana zbieżność wyników badań laboratoryjnych z wynikami analizy numerycznej uzasadnia celowość i zasadność użycia sprężysto-plastycznego modelu o wzmocnieniu izotropowym Hardening Soil Small do modelowania zagadnień interakcji rurociągu z gruntem.

Literatura

- [1] Atkinson J., Sallfors G.: Experimental determination of soil properties. Proc. 10th ECSMFE, vol. 3, Florence, 1991.
- [2] ATV-DVWK-A127P – Obliczanie statyczno-wytrzymałościowych kanałów i przewodów kanalizacyjnych. Wyd. Seidel-Przywecki. Warszawa, 2000 r.
- [3] Anderson C., Wijewickreme D., Ventura C., Mitchell A.: Full-Scale Laboratory Testing of Buried Polyethylene Gas Distribution Pipelines Subjected to Lateral Ground Displacement. 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, 2013. <http://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/>
- [4] Benz t.: Small-strain stiffness of soil and its numerical consequences. PhD, Universitst Stuttgart, 2007.
- [5] Goltbar A., M., Shekarchi M.: Investigation od Trffic Load on the Buried Pipeline by Using of Real Scale Expoyeriment and Plaxix-3D Software. Research Journal of Applied Science, Engineering and Technology 2(2); 107-113, 2010.

- [6] Janson L. E. – Rury z tworzyw sztucznych do zaopatrzenia w wodę I odprowadzania ścieków. Borealis. Wyd. IV. Polskie Towarzystwo Producentów Rur i Kształtek z Tworzyw Sztucznych, Toruń, 2010 r.
- [7] Kliszczewicz B.: Badania laboratoryjne układy rura – grunt. Materiały konferencyjne INFRAEKO 2014. Kraków-Rzeszów, 2014.
- [8] Kliszczewicz B., Mendec J., Wystrychowska M.: Geodezyjne monitorowanie pracy kinematycznej rurociągów w warunkach górniczej deformacji terenu. Materiały X Konferencji Katedr i Zakładów Geodezji Wydziałów Niegeodezyjnych. Sekcja Geodezji Przemysłowej KG PAN. Poznań, 1995.
- [9] Rofooei F. R., Jalali H. H., Attari N., K., Alavi M.: Full-Scale Laboratory Testing od Buried Pipelines Subjected to Permanent Ground Displacement Caused by Reverse Faulting. WCEE 2012, <http://www.academia.edu/2920888/>
- [10] Truty A., Obrzud R.: The Hardening soil model – a practical guidebook. Zace Services Ltd, Software engineering. Lausanne, 2011.
- [11] Schanz T., Vermeer P. A., Bonier P. G.: Formulation and verification of the Hardening Soil Model. Beyond 2000 in Computational Geotechnics, Rotterdam, 1999.
- [12] Zadroga B., Malesiński K.: Stateczność fundamentów bezpośrednich. Badania modelowe i analizy numeryczne. Wyd. Politechniki Gdańskiej, Gdańsk, 2010.
- [13] White D., Take W., Bolton M. D.: Soil deformation measurement using Particle Image Velocimetry (PIV) and photogrametry. Geotechnique 53, No. 7, 2003.

VERYFICATION OF NUMERICAL MODEL OF PIPELINE – SOIL SYSTEM ON THE BASIS OF LABORATORY TESTING

Summary

This article presents the process and results of pipeline-soil system laboratory tests. This system represents the buried pipelines, subjected of the loads of soil mass and uniformly distributed surface load. The goals of laboratory tests were determination of the range of pipeline-soil interaction areas. The process of laboratory tests was photographed. Isoplots of displacements as well as the deformation of the pipeline were determined using *PIV* (Particle Image Velocimetry technique). The outcomes of conducted tests are the basis of verification of an elasto-plastics model with isotropic hardening (Hardening Soil Small), which was used in numerical symulation of this test.

Keywords: laboratory tests, buried pipelines, displacement, *PIV*, MES

DOI:10.7862/rb.2014.50

Przesłano do redakcji: lipiec 2014 r.

Przyjęto do druku: wrzesień 2014 r.

Sabina KORDANA¹
Daniel SŁYŚ²

ANALIZA KOSZTÓW CYKLU ŻYCIA SKRZYNEK ROZSĄCZAJĄCYCH

Zmiana sposobu zagospodarowania zlewni miejskich i związany z tym wzrost stopnia uszczelnienia powierzchni skutkują zaburzeniem naturalnego cyklu obiegu wody w przyrodzie. W przypadku tradycyjnego kanalizowania wód deszczowych może to prowadzić do szeregu niekorzystnych zjawisk, co powoduje potrzebę zrównoważonego podejścia do projektowania systemów kanalizacyjnych i stosowania systemów przeznaczonych do retencji oraz infiltracji wód opadowych do gruntu. Wybór odpowiedniego rozwiązania determinowany jest między innymi wysokością nakładów inwestycyjnych oraz kosztów eksploatacyjnych danego systemu odwodnieniowego, które mogą zostać oszacowane za pomocą narzędzia, jakim jest analiza Life Cycle Cost. W niniejszym artykule scharakteryzowano koszty występujące w całym cyklu życia skrzynek rozsączających, będących urządzeniem przeznaczonym do podziemnej infiltracji wód deszczowych. Przedstawiono także model matematyczny umożliwiający wyznaczenie całkowitej wysokości tych kosztów.

Słowa kluczowe: analiza LCC, odwodnienie, urządzenia infiltracyjne, skrzynki rozsączające

1. Wprowadzenie

Przyrost powierzchni terenów utwardzonych, ograniczenie ilości wody opadowej wchłanianej przez grunt i zasilającej zasoby wód podziemnych, jak również wzrost ilości ścieków deszczowych dopływających do wód powierzchniowych w trakcie trwania intensywnych opadów deszczu, prowadzą do powstawania szeregu niekorzystnych zjawisk. Zjawiska te mogą zostać zaobserwowane zarówno na odwadnianym terenie, jak i w odbiorniku ścieków, dla-

¹ Autor do korespondencji/corresponding author: Sabina Kordana, Politechnika Rzeszowska, Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury, Katedra Infrastruktury i Ekorozwoju, al. Powstańców Warszawy 6, 35-959 Rzeszów, tel. +48 17 8651071, e-mail: sk@prz.edu.pl

² Daniel Słyś, Politechnika Rzeszowska, Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury, Katedra Infrastruktury i Ekorozwoju, al. Powstańców Warszawy 6, 35-959 Rzeszów, tel. +48 17 8651784, e-mail: daniels@prz.edu.pl

tego wybór odpowiedniego systemu zagospodarowania wód opadowych posiada kluczowy wpływ na możliwość ograniczenia ich negatywnego oddziaływania na środowisko i infrastrukturę miejską. Z tego względu przed projektantami systemów przeznaczonych do ujmowania oraz odprowadzania wód opadowych stoi poważne wyzwanie, gdyż pośrednio to na nich ciąży odpowiedzialność za jakość życia przyszłych pokoleń.

Zrównoważone podejście do projektowania systemów odwodnieniowych wymaga uwzględnienia szeregu czynników [11], które często są minimalizowane, a niekiedy całkowicie pomijane. Są to przede wszystkim: jakość wód opadowych [1], warunki lokalne i bezpieczeństwo eksploatacji [17], charakterystyka hydrauliczna systemu [3] oraz jego wpływ na środowisko [23], jak również uwarunkowania prawne [12]. Nie bez znaczenia pozostają także aspekty krajobrazowe [14] oraz społeczne [5]. W warunkach polskich duża uwaga zwracana jest także na wysokość nakładów inwestycyjnych oraz kosztów eksploatacyjnych systemu odwodnieniowego.

Całkowite koszty ponoszone na budowę, eksploatację oraz konserwację systemów odwodnieniowych mogą zostać wyznaczone przy pomocy narzędzia, jakim jest analiza *Life Cycle Cost (LCC)*. W dziedzinie zarządzania wodami opadowymi metodologia LCC znajduje obecnie zastosowanie głównie w procesie projektowania systemów gospodarczego wykorzystania wód deszczowych [8,20]. Znaleźć można też przykłady jej zastosowania do oceny kosztów cyklu życia dachów zielonych [9,15]. W przypadku obiektów służących do retencji i infiltracji wód deszczowych, które lokalizowane są na sieciach kanalizacyjnych, nie zostały dotychczas opracowane modele, których implementacja umożliwiłaby wybór najkorzystniejszego pod względem finansowym rozwiązania, a samo wykorzystanie metodologii *LCC* wciąż należy tu do rzadkości [10,24]. W Polsce wybór urządzenia, w którym realizowany będzie proces wsiąkania wód opadowych do gruntu, nie jest natomiast poprzedzany szczegółową analizą kosztów całego cyklu życia poszczególnych rozwiązań, co może doprowadzić do szeregu problemów na etapie eksploatacji systemu odwodnieniowego. W odpowiedzi na tę kwestię, autorzy niniejszego artykułu scharakteryzowali koszty związane z wykonaniem i użytkowaniem wybranego systemu infiltracyjnego.

2. Charakterystyka metody *Life Cycle Cost*

Analiza *Life Cycle Cost*, której etapy przedstawiono na rysunku 1, jest metodologią umożliwiającą ocenę całkowitych kosztów cyklu życia danego systemu bądź urządzenia. Na wartość wskaźnika *LCC*, którą dla danego wariantu inwestycyjnego wyznaczyć można z zależności (1), składają się zarówno nakłady inwestycyjne poniesione na zakup i montaż systemu, jak i koszty eksploatacyjne przewidywane w całym okresie jego użytkowania. Przepływy pieniężne występujące w kolejnych latach poddawane są tu dyskontowaniu, co pozwala na ze-

stawienie wielkości pojawiających się w różnych okresach czasu, a wartość *LCC* obliczana jest dla konkretnego czasu eksploatacji systemu.

$$LCC = K_I + \sum_{t=1}^n \frac{K_{Et}}{(1+r)^t} \quad (1)$$

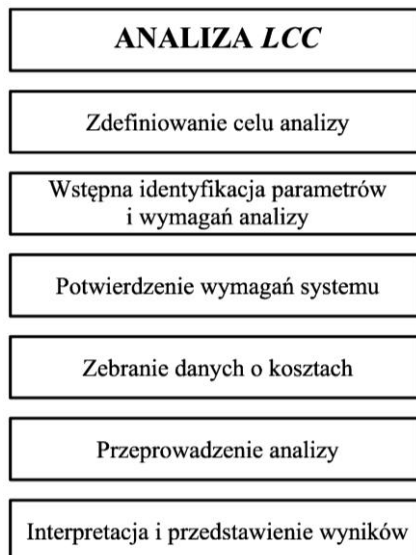
gdzie: *LCC* – wartość wskaźnika *LCC*, PLN,

K_I – nakłady inwestycyjne, PLN,

K_{Et} – koszty eksploatacyjne występujące w roku t , PLN,

r – stopa dyskontowa, -,

n – okres eksploatacji systemu, lata.



Rys. 1. Etapy analizy *Life Cycle Cost* (na podstawie: [4])

Fig. 1. The stages of Life cycle cost analysis (based on: [4])

Wartość wskaźnika *LCC* może zostać wyznaczona także na podstawie zależności (2), zgodnie z którą na całkowite koszty cyklu życia danego projektu inwestycyjnego składają się koszty nabycia, eksploatacji oraz likwidacji systemu [7]. Określenie udziału poszczególnych składowych w całkowitych kosztach przedsięwzięcia jest bardzo istotne zarówno z punktu widzenia inwestora, jak i eksploatatora systemu poddawanego analizie. Wynika to głównie z faktu, iż koszty eksploatacyjne przewyższają często nakłady ponoszone na implementację systemu [6], a możliwość wpływu na zmianę ich wysokości jest znikoma w porównaniu do początkowych nakładów inwestycyjnych. Warto również pod-

kreślić, iż wykonanie analizy *LCC* ułatwia porównanie różnych projektów inwestycyjnych pod względem ich kapitałochłonności, głównie poprzez wyznaczenie różnicy ΔLCC , oraz umożliwia wybór rozwiązania, którego realizacja wymaga poniesienia najniższych kosztów w całym cyklu życia inwestycji.

$$LCC = K_N + K_E + K_L \quad (2)$$

gdzie: K_N – koszty nabycia, PLN,
 K_E – koszty eksploatacji, PLN,
 K_L – koszty likwidacji, PLN.

W wielu krajach świata wykorzystanie metody *LCC* do oceny nowych projektów inwestycyjnych jest już powszechne, a w niektórych przypadkach nawet wymagane stosownymi regulacjami prawnymi [22]. Również w Polsce wykorzystywana jest ona coraz częściej, a szczegółowe zalecenia dotyczące jej stosowania znaleźć można między innymi w normie PN-EN 60300-3-3:2006P [16].

3. Etapy analizy *LCC* urządzeń infiltracyjnych

Zgodnie z zaleceniami zawartymi w pracy [4] pierwszym etapem analizy *Life Cycle Cost* jest zdefiniowanie jej celu, który determinuje zakres kolejnych etapów. Celem tym może być zarówno określenie kosztów cyklu życia konkretnego przedsięwzięcia, jak i wybór rozwiązania charakteryzującego się najniższą wartością wskaźnika *LCC*. W tym drugim przypadku w badaniach należy uwzględnić preferencje wszystkich potencjalnych interesariuszy oraz opinie specjalistów w dziedzinie zarządzania wodami opadowymi i poddać analizie te rozwiązania, które zostały zaakceptowane przez każdego z nich.

Uwzględniając wszystkie istotne kryteria należy zdefiniować wstępne ramy analizy *Life Cycle Cost*. Istotne jest, aby już na tym etapie badań rozpoznać zakres wymaganej analizy wpływu rozpatrywanych rozwiązań na środowisko oraz jej związku z *LCC* [4]. Dodatkowo konieczne jest określenie czasu eksploatacji systemu zagospodarowania wód deszczowych, który warunkowany jest przede wszystkim trwałością poszczególnych elementów systemu oraz możliwością jego czyszczenia i konserwacji, jak również wybór metod analizy ekonomicznej. Na tym etapie badań należy także zidentyfikować ewentualną potrzebę przeprowadzenia analizy ryzyka oraz wrażliwości zastosowania poszczególnych rozwiązań [4].

W następnej kolejności należy potwierdzić wszystkie warunki realizacji projektu, jak również ostatecznie zdefiniować listę opcji decyzyjnych, które będą uwzględniane w analizie *LCC* [4]. Wśród opcji tych powinny się znaleźć wyłącznie te, których zastosowanie jest technicznie uzasadnione w danych warunkach. Z tego względu należy wziąć pod uwagę takie czynniki, jak wielkość odwadnianego terenu i sposób jego zagospodarowania, położenie zwierciadła wód

gruntowych oraz rodzaj gruntu, w którym wykonane zostanie urządzenie infiltracyjne wód deszczowych [17,21]. Dodatkowo uwzględniona powinna zostać także powierzchnia terenu dostępnego pod zabudowę systemu oraz wysokość opadu [13], która determinuje wielkość natężenia dopływu wód opadowych do urządzenia [2], a w konsekwencji także jego wymaganą pojemność [18]. Po zdefiniowaniu wszystkich opcji decyzyjnych poddawanych analizie należy natomiast zidentyfikować koszty występujące na poszczególnych etapach cyklu życia badanych systemów infiltracyjnych.

Kolejnym etapem analizy *LCC* urządzeń infiltracyjnych jest gromadzenie danych o kosztach występujących na etapie planowania, projektowania, wykonania, eksploatacji i ewentualnej likwidacji rozpatrywanych systemów. Koszty te zależą głównie od rodzaju urządzenia, w którym zachodzi proces wsiąkania wód opadowych do gruntu i trwałości jego komponentów, lokalizacji systemu oraz wymagań projektowych. Nie bez znaczenia pozostają również wartości wskaźników ekonomicznych przyjmowanych w analizie *Life Cycle Cost*, w oparciu, o które można wyznaczyć i porównać przepływy pieniężne występujące w kolejnych latach eksploatacji systemu.

Po zweryfikowaniu poprawności wszystkich danych przyjętych do obliczeń należy przeprowadzić analizę *LCC* rozpatrywanych urządzeń infiltracyjnych, a jeśli istnieje taka potrzeba – także szczegółową analizę wrażliwości inwestycji, która powinna uwzględniać wpływ zmian wartości takich parametrów, jak: stopa dyskontowa, jednostkowe koszty eksploatacyjne systemu, długość okresu analizy czy częstość zabiegów konserwacyjnych systemu rozszacowanego, na otrzymywaną wartość wskaźnika *LCC*.

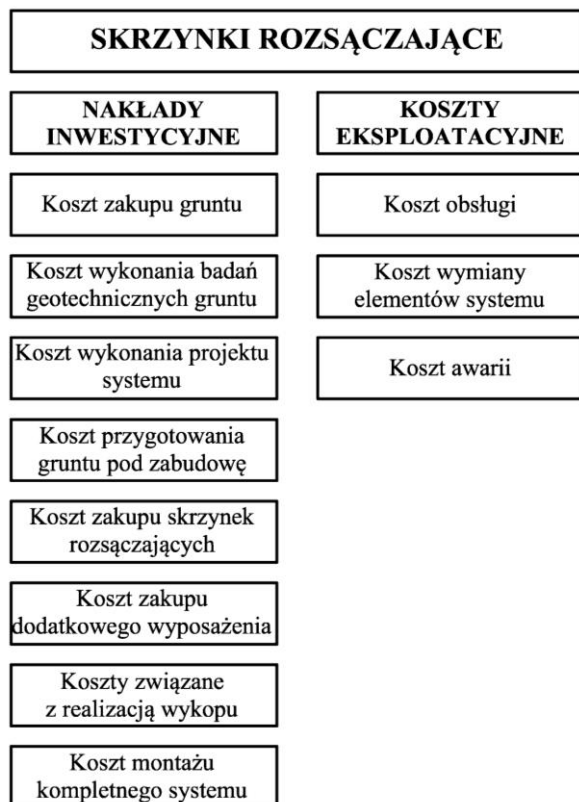
Ostatnim etapem badań jest natomiast interpretacja otrzymanych wyników obliczeń oraz ich przedstawienie w wymaganej formie, a także przygotowanie raportu końcowego [4].

4. Koszty cyklu życia skrzynek rozsączających

Wysokość nakładów inwestycyjnych oraz kosztów eksploatacyjnych systemu infiltracyjnego wód deszczowych determinowana jest głównie sposobem realizacji tego procesu. Skrzynki rozsączające są urządzeniami przeznaczonymi do podziemnej infiltracji wód opadowych do gruntu, a niekiedy także ich retencji. Zbudowane są najczęściej z polipropylenowych płyt kratownicowych, a ich niewątpliwą zaletą jest modułowa budowa, dzięki której istnieje możliwość tworzenia obiektów o dowolnych rozmiarach oraz dostosowywania ich układu przestrzennego do panujących warunków lokalnych [19].

Koszt zakupu samych skrzynek rozsączających oraz ich dostawy stanowi jednak tylko jeden z elementów, które należy wziąć pod uwagę przy ocenie kosztów cyklu życia całego układu rozsączającego, bowiem na wartość wskaźnika *LCC*, wyznaczonego na podstawie zależności (1), wpływ posiada także sze-

reg dodatkowych czynników, najważniejsze spośród których przedstawiono na rysunku 2.



Rys. 2. Koszty występujące w całym cyklu życia układu rozsączającego

Fig. 2. Life cycle costs of infiltration boxes

Całkowita wysokość nakładów inwestycyjnych koniecznych do poniesienia w związku z implementacją systemu infiltracyjnego zbudowanego ze skrzynek rozsączających może zostać wyznaczona na podstawie zależności (3).

$$K_I = K_G + K_{BG} + K_P + K_{SR} + K_{DW} + K_{PT} + K_W + K_M + K_D \quad (3)$$

gdzie: K_G – koszt zakupu gruntu pod zabudowę systemu, PLN,
 K_{BG} – koszt wykonania badań geotechnicznych gruntu, PLN,
 K_P – koszt wykonania projektu systemu, PLN,
 K_{SR} – koszt zakupu skrzynek rozsączających, PLN,
 K_{DW} – koszt zakupu dodatkowego wyposażenia systemu, PLN,
 K_{PT} – koszt przygotowania terenu pod zabudowę systemu, PLN,

K_W – koszty związane z realizacją wykopu, PLN,
 K_M – koszt montażu systemu rozsączającego, PLN,
 K_D – koszty dodatkowe, PLN.

Do kosztów determinujących wysokość nakładów inwestycyjnych należy koszt zakupu gruntu pod zabudowę układu rozsączającego K_G , którego wysokość uzależniona jest od powierzchni gruntu oraz jego ceny jednostkowej. Koszt ten wyznaczyć można w oparciu o wzór (4).

$$K_G = C_{jG} \cdot l_G \cdot b_G \cdot 10^{-2} \quad (4)$$

gdzie: C_{jG} – cena jednostkowa zakupu terenu pod zabudowę systemu, PLN/a,
 l_G – długość działki, na której zlokalizowany zostanie system, m,
 b_G – szerokość działki, na której zlokalizowany zostanie system, m.

Pod uwagę powinno się wziąć również koszty wykonania badań geotechnicznych gruntu K_{BG} , których wysokość uzależniona jest od liczby pobranych próbek gruntu i opisana została zależnością (5). Wyniki tych badań warunkują możliwość zastosowania analizowanego rozwiązania w danych warunkach, a w dalszej kolejności determinują także wymaganą pojemność układu, co z kolei wpływa na wysokość pozostałych składowych kosztów cyklu życia układu rozsączającego.

$$K_{BG} = C_{jBG} \cdot m_{BG} \quad (5)$$

gdzie: C_{jBG} – cena jednostkowa wykonania jednego odwiertu, PLN/szt,
 m_{BG} – wymagana liczba odwiertów, szt.

Po zweryfikowaniu i ocenie wyników przeprowadzonych badań należy zlecić wykonanie projektu kompletnego systemu rozsączającego, co wiąże się z poniesieniem kosztów K_P . W oparciu o dane zawarte w projekcie określić można koszt zakupu skrzynek rozsączających K_{SR} , który dla układu prostopadłościennego opisany został wzorem (6), oraz koszt zakupu dodatkowego wyposażenia systemu K_{DW} , którego wysokość scharakteryzowano za pomocą zależności (7).

$$K_{SR} = C_{jSR} \cdot n_l \cdot n_b \cdot n_h \quad (6)$$

gdzie: C_{jSR} – cena pojedynczej skrzynki rozsączającej, PLN/szt,
 n_l – liczba skrzynek rozsączających na długości układu, szt,
 n_b – liczba skrzynek rozsączających na szerokości układu, szt,
 n_h – liczba warstw skrzynek rozsączających w pionie, szt.

$$K_{DW} = K_{EL} + K_{RW} + K_{GE} + K_Z + K_R \quad (7)$$

gdzie: K_{EL} – koszt zakupu elementów łączących skrzynki, PLN,
 K_{RW} – koszt zakupu rur wywiewnych, PLN,
 K_{GE} – koszt zakupu geowłókniny, PLN,
 K_Z – koszt zakupu materiału filtracyjnego, PLN,
 K_R – koszt zakupu kompletnych studzienek rewizyjnych, PLN.

Jak wynika z zależności (7), wysokość kosztów K_{DW} determinowana jest głównie koniecznością zakupu takich komponentów systemu infiltracyjnego, jak: elementy łączące poszczególne skrzynki rozsączające, rury wywiewne, geowłóknina, mającą za zadanie zabezpieczenie ścian układu rozsączającego, jak również żwir bądź inny materiał, z którego wykonana zostanie warstwa filtracyjna. W przypadku większych systemów konieczne może się okazać także zamontowanie studzienek rewizyjnych, za pomocą których istnieje możliwość sprawdzenia stanu konstrukcji na etapie eksploatacji systemu. Wysokości tych składowych kosztów warunkowane są przede wszystkim wielkością systemu i dla układu prostopadłościennego można je wyznaczyć z wzorów (8-12).

$$K_{EL} = C_{jEL1} \cdot m_{EL1} \cdot [(n_b - 1) \cdot n_l + (n_l - 1) \cdot n_b] \cdot n_h + \\ + C_{jEL2} \cdot m_{EL2} \cdot (n_h - 1) \cdot n_b \cdot n_l \quad (8)$$

gdzie: C_{jEL1} – cena elementu łączącego skrzynki w poziomie, PLN/szt,
 m_{EL1} – liczba elementów łączących dwie skrzynki w poziomie, szt,
 C_{jEL2} – cena elementu łączącego skrzynki w pionie, PLN/szt,
 m_{EL2} – liczba elementów łączących dwie skrzynki w pionie, szt.

$$K_{RW} = C_{jRW} \cdot m_{RW} \quad (9)$$

gdzie: C_{jRW} – cena pojedynczej rury wywiewnej o danej średnicy, PLN/szt,
 m_{RW} – wymagana liczba rur wywiewnych, szt.

$$K_{GE} = C_{jGE} \cdot m_{GE} \quad (10)$$

gdzie: C_{jGE} – cena arkusza geowłókniny o danych wymiarach, PLN/szt,
 m_{GE} – wymagana liczba arkuszy geowłókniny o danych wymiarach, szt.

$$K_Z = C_{jZ} \cdot [(n_b \cdot b_{SR} + 2 \cdot a) \cdot (n_l \cdot l_{SR} + 2 \cdot a) \cdot (n_h \cdot h_{SR} + h_2 + h_3) + \\ - (n_b \cdot b_{SR} \cdot n_l \cdot l_{SR} \cdot n_h \cdot h_{SR})] \quad (11)$$

gdzie: C_{jZ} – cena jednostkowa materiału filtracyjnego, PLN/m³,

n_b – liczba skrzynek na szerokości układu rozsączającego, szt,
 n_l – liczba skrzynek na długości układu rozsączającego, szt,
 n_h – liczba warstw skrzynek rozsączających w pionie, szt,
 a – szerokość pasa materiału filtracyjnego wokół skrzynek, m,
 h_2 – wysokość podsypki pod skrzynkami rozsączającymi, m,
 h_3 – wysokość warstwy filtracyjnej nad skrzynkami rozsączającymi, m.

$$K_R = C_{jR} \cdot m_R \quad (12)$$

gdzie: C_{jR} – cena studzienki rewizyjnej montowanej na skrzynkach, PLN/szt,
 m_{RW} – wymagana liczba studzienek rewizyjnych, szt.

Kolejną grupę kosztów, które należy uwzględnić w celu wyznaczenia łącznej wysokości nakładów inwestycyjnych koniecznych do poniesienia na budowę układu rozsączającego, stanowią koszty przygotowania terenu K_{PT} , które obejmują między innymi usunięcie zbędnej roślinności z obszaru budowy.

W dalszej kolejności należy uwzględnić koszty związane z realizacją wykopu K_W , na które zgodnie z zależnością (13) składają się koszty wydobycia gruntu, zabezpieczenia ścian wykopu oraz jego zasypania odpowiednim materiałem. Dla wykopu prostopadłościennego mogą one zostać wyznaczone na podstawie wzorów (14-19), a ich wysokość determinowana jest przede wszystkim wielkością systemu, jego zagłębieniem względem poziomego terenu oraz klasą gruntu.

$$K_W = K_{WW} + K_{WP} + K_{WO} + K_{WZ} + K_{Wzab1} + K_{Wzab2} \quad (13)$$

gdzie: K_{WW} – koszt wydobycia gruntu, PLN,
 K_{WP} – koszt wykonania podsypki, PLN,
 K_{WO} – koszt wykonania obsypki, PLN,
 K_{WZ} – koszt wykonania zasypania z gruntu rodzimego, PLN,
 K_{Wzab1} – koszt zabezpieczenia ścian wykopu, PLN,
 K_{Wzab2} – koszt wyciągnięcia elementów zabezpieczających ściany wykopu, PLN.

$$K_{WW} = C_{jWW} \cdot (n_b \cdot b_{SR} + 2 \cdot a) \cdot (n_l \cdot l_{SR} + 2 \cdot a) \cdot (n_h \cdot h_{SR} + h_1 + h_2) \quad (14)$$

gdzie: C_{jWW} – cena jednostkowa wydobycia i wywozu gruntu o danej klasie, PLN/m³,
 h_1 – odległość od poziomego terenu do sklepienia skrzynek, m.

$$K_{WP} = C_{jWP} \cdot (n_b \cdot b_{SR} + 2 \cdot a) \cdot (n_l \cdot l_{SR} + 2 \cdot a) \cdot h_2 \quad (15)$$

gdzie: C_{jWP} – cena jednostkowa wykonania podsypki pod skrzynki rozsączające o odpowiednim stopniu zagęszczenia, PLN/m³.

$$K_{WO} = C_{jWO} \cdot [(n_b \cdot b_{SR} + 2 \cdot a) \cdot (n_l \cdot l_{SR} + 2 \cdot a) \cdot (n_h \cdot h_{SR} + h_3) + (n_b \cdot b_{SR} \cdot n_l \cdot l_{SR} \cdot n_h \cdot h_{SR})] \quad (16)$$

gdzie: C_{jWO} – cena jednostkowa wykonania obsypki wokół skrzynek rozsączających o odpowiednim stopniu zagęszczenia, PLN/m³.

$$K_{WZ} = C_{jWZ} \cdot (n_b \cdot b_{SR} + 2 \cdot a) \cdot (n_l \cdot l_{SR} + 2 \cdot a) \cdot (h_1 - h_3) \quad (17)$$

gdzie: C_{jWZ} – cena jednostkowa wykonania zasypki z gruntu rodzimego o odpowiednim stopniu zagęszczenia, PLN/m³.

$$K_{Wzabl} = C_{jWzabl} \cdot (2 \cdot n_b \cdot b_{SR} + 2 \cdot n_l \cdot l_{SR} + 8 \cdot a) \cdot (h_1 + n_h \cdot h_{SR} + h_2 + h_4) \quad (18)$$

gdzie: C_{jWzabl} – cena jednostkowa wykonania zabezpieczenia ścian wykopu, PLN/m².

$$K_{Wzab2} = C_{jWzab2} \cdot (2 \cdot n_b \cdot b_{SR} + 2 \cdot n_l \cdot l_{SR} + 8 \cdot a) \cdot (h_1 + n_h \cdot h_{SR} + h_2 + h_4) \quad (19)$$

gdzie: C_{jWzab2} – cena jednostkowa wyciągania elementów zabezpieczających ściany wykopu, PLN/m².

Do nakładów inwestycyjnych należy w tym przypadku zaliczyć także koszty montażu kompletnego systemu rozsączającego, to jest geowłókniny, skrzynek rozsączających, rur wywiewnych oraz studzienek rewizyjnych, K_M . Niekiedy istnieje także potrzeba uwzględnienia dodatkowych nakładów inwestycyjnych K_D . Przykładowo podczas intensywnych opadów deszczu może być konieczne odpompowanie wody z wykopu. Z uwagi na to, iż minimalna zalecana odległość dna układu skrzynek rozsączających od poziomu wód gruntowych wynosi 1,0 m [18], nie ma potrzeby uwzględnienia stałego odwodnienia wykopu jako czynnika mającego wpływ na łączne koszty budowy systemu.

Wysokość kosztów eksploatacyjnych układu rozsączającego K_E , opisana za pomocą równania (20), determinowana jest głównie kosztami obsługi systemu, K_O , wynikającymi z potrzeby wykonywania okresowego przeglądu technicznego. Producenci urządzeń tego typu zalecają, aby pierwszy taki przegląd wykonać bezpośrednio po montażu systemu, natomiast kolejne sukcesywnie w ciągu całego okresu jego eksploatacji. Inspekcje skrzynek rozsączających realizuje się przy pomocy zdalnie sterowanych kamer, a w przypadku zaobserwowania zawiesin i innych cząstek osadzonych w warstwie geowłókniny należy je usunąć przy pomocy płuczek ciśnieniowych. Częstotliwość inspekcji uzależnio-

na jest między innymi od lokalizacji systemu rozsączającego, jak również częstotliwości oraz czasu trwania opadów deszczu, i powinna być dla każdego przypadku określana indywidualnie.

$$K_E = K_O + K_{WE} + K_A \quad (20)$$

gdzie: K_O – koszt obsługi systemu rozsączającego, PLN,
 K_{WE} – koszt wymiany zużytych elementów systemu, PLN,
 K_A – koszt awarii, PLN.

Do kosztów eksploatacyjnych układu rozsączającego zalicza się także ewentualne koszty wymiany zużytych elementów systemu K_{WE} . Duży wpływ na całkowitą wartość kosztów cyklu życia urządzenia technicznego mogą wywrzeć ponadto koszty awarii systemu K_A , będące najtrudniejszą do oszacowania na etapie planowania inwestycji składową bilansu kosztów.

5. Podsumowanie

W wielu krajach świata, w tym państwach należących do Unii Europejskiej, duży nacisk kładziony jest obecnie na kwestie związane z ochroną środowiska przyrodniczego. Zagadnienia te łączą się bezpośrednio z problemem ilościowej i jakościowej ochrony zasobów wodnych, a to z kolei przekłada się na wyzwania, przed którymi stawiane są osoby odpowiedzialne za zarządzanie wodami opadowymi. Częściowe sprostanie tym wymaganiom możliwe jest dzięki wykorzystaniu systemów do retencji i infiltracji wód opadowych.

Wskazanie najkorzystniejszej metody zagospodarowania wód opadowych powstających w zlewniach zurbanizowanych powinno być jednak każdorazowo poprzedzone szczegółową analizą techniczno-ekonomiczną możliwych do zastosowania wariantów inwestycyjnych. Narzędziem, które może w takiej sytuacji posłużyć za wskazówkę w wyborze optymalnego rozwiązania, jest analiza *Life Cycle Cost*, której zastosowanie pozwala na wyznaczenie kosztów występujących w całym cyklu życia systemu odwodnieniowego.

W niniejszym artykule opisano koszty charakteryzujące skrzynki rozsączające, będące urządzeniem przeznaczonym do podziemnej infiltracji wód opadowych do gruntu. Z przedstawionych zależności jasno wynika, iż w całym cyklu życia tego systemu występuje szereg kosztów, których znaczenie na etapie planowania inwestycji jest minimalizowane, a niekiedy całkowicie pomijane. Należy jednak pamiętać, iż w niektórych przypadkach wybrane składowe kosztów mogą nie występować. Przykładowo teren w momencie jego zakupu może posiadać pełną dokumentację geotechniczną, jak również może być już na tym etapie przygotowany pod zabudowę systemu. Z tego względu każdorazowo przed przystąpieniem do analizy *LCC* należy zbadać indywidualne warunki prowadzenia inwestycji.

Literatura

- [1] Barbosa A.E., Fernandes J.N., David L.M.: Key issues for sustainable urban stormwater management, *Water Research*, vol. 46, 2012, s. 6787-6798.
- [2] Błaszczyk W., Stamatello H., Błaszczyk P.: *Kanalizacja*, t.1, Sieci i pompownie, Arkady, Warszawa 1983.
- [3] Burger G., Sitzenfrei R., Kleidorfer M., Rauch W.: Parallel flow routing in SWMM 5, *Environmental Modelling & Software*, vol. 53, 2014, s. 27-34.
- [4] Davis Langdon Management Consulting: Life Cycle Costing (LCC) as a contribution to sustainable construction: a common methodology, Final Methodology, 2007. http://ec.europa.eu/enterprise/sectors/construction/studies/life-cycle-costing_en.htm.
- [5] Domènech L., Saurí D.: A comparative appraisal of the use of rainwater harvesting in single and multifamily buildings of the Metropolitan Area of Barcelona (Spain): social experience, drinking water savings and economic costs, *Journal of Cleaner Production*, vol. 19, 2011, s. 598-608.
- [6] El-Haram M.A., Horner M.W.: Application of the principles of ILS to the development of cost effective maintenance strategies for existing building stock, *Construction Management and Economics*, vol. 21, 2003, s. 283-296.
- [7] Ellis B.A.: Life Cycle Cost, International Conference of Maintenance Societies, 2007.
- [8] Farreny R., Gabarrell X., Rieradevall J.: Cost-efficiency of rainwater harvesting strategies in dense Mediterranean neighbourhoods, *Resources, Conservation and Management*, vol. 55, 2011, s. 686-694.
- [9] Hong T.H., Kim J.M., Koo C.W.: LCC and LCCO₂ analysis of green roofs in elementary schools with energy saving measures, *Energy and Buildings*, vol. 45, 2012, s. 229-239.
- [10] King D., Hagan P.: Costs of Stormwater Management Practices In Maryland Counties, Draft Final Report, Ref. No. [UMCES] CBL 11-043, Maryland Department of the Environment Science Services Administration, 2011.
- [11] Kordana S., Słyś D.: Application of decision support techniques in the process of designing sustainable drainage system, IV Międzynarodowa Konferencja Naukowo-Techniczna INFRAEKO 2014 "Nowoczesne miasta. Infrastruktura i środowisko", Rzeszów – Kraków 2014, s. 129-140.
- [12] Kordana S., Słyś D.: Review of law regulations on the subject of rainwater management in Poland, Conference "Urban Water 2013", Velké Bilovice 2013, s. 205-210.
- [13] Krajowy Zarząd Gospodarki Wodnej: Klimat w Polsce oraz analiza programów działań pod kątem zmian klimatu do 2015 r., Załącznik 4. do „Programu wodno-środowiskowego kraju”, Warszawa 2010.
- [14] Li C.: Ecohydrology and good urban design for urban storm water-logging in Beijing, China, *Ecohydrology & Hydrobiology*, vol. 12, 2012, s. 287-300.
- [15] Peri G., Traverso M., Finkbeiner M., Rizzo G.: The cost of green roofs disposal in a life cycle perspective: Covering the gap, *Energy*, vol. 48, 2012, s. 406-414.

- [16] PN-EN 60300-3-3:2006P: Zarządzanie niezawodnością – Część 3-3: Przewodnik zastosowań – Szacowanie kosztu cyklu życia.
- [17] Słyś D.: Zrównoważone systemy odwodnienia miast, Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław 2013.
- [18] Słyś D.: Retencja i infiltracja wód deszczowych, Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2008.
- [19] Słyś D., Stec A.: Odprowadzanie wód opadowych do gruntu z wykorzystaniem skrzynek rozsączających, Instal, nr 7/8, 2008, s. 23-26.
- [20] Słyś D., Stec A., Zeleňáková M.: A LCC Analysis of Rainwater Management Variants, Ecological Chemistry Engineering S, vol. 19, 2012, s. 359-372.
- [21] Suligowski Z.: Infrastruktura kanalizacyjna w gospodarce komunalnej. Wydawnictwo Politechniki Gdańskiej, wyd. 1, Gdańsk 2006.
- [22] Szkoda M.: Analiza kosztu cyklu trwałości (LCC) w ocenie efektywności środków transportu szynowego, Logistyka, nr 3, 2011, s. 2639-2648.
- [23] Tixier G., Lafont M., Grapentine L., Rochfort Q., Marsalek J.: Ecological risk assessment of urban stormwater ponds: Literature review and proposal of a new conceptual approach providing ecological quality goals and the associated bioassessment tools, Ecological Indicators, vol. 11, 2011, s. 1497-1506.
- [24] Uda M., Van Seters T., Graham C., Rocha L.: Evaluation of Life Cycle Costs for Low Impact Development Stormwater Management Practices, Final Report, Sustainable Technologies Evaluation Program, Toronto and Region Conservation Authority, 2013.

LIFE CYCLE COSTS ANALYSIS OF INFILTRATION BOXES

Summary

Changes in land development within urban catchment areas and the resulting increase in surface sealing cause disturbances in the natural cycle of water circulation. As a result, a number of problems could be encountered in the case of the use of traditional drainage systems. Therefore, it is necessary to approach to the issue of designing urban infrastructure in a sustainable way and use retention and infiltration devices. The choice of a specific solution from among available alternatives is determined, inter alia, by the amount of investment and operational costs of a given system, which could be estimated by using the Life cycle costs analysis. This paper characterizes the life cycle costs of infiltration boxes. The calculation model which allows to assess the value of LCC also has been presented.

Keywords: LCC analysis, drainage, infiltration devices, infiltration boxes

DOI:10.7862/rb.2014.51

Przesłano do redakcji: lipiec 2014 r.

Przyjęto do druku: wrzesień 2014 r.

Ewa J. LIPIŃSKA¹

OCENA WPLYWU SUBSTANCJI WĘGLOWODOROWYCH NA WODY POWIERZCHNIOWE GMIN UZDROWISKOWYCH WOJEWÓDZTWA PODKARPACKIEGO

Karpaty polskie obfitują w złoża wód mineralnych i substancji węglowodorowych. Na obszarze tym zlokalizowane są więc gminy, które posiadają status uzdrowiska i gdzie eksploatuje się ropę naftową i gaz ziemny.

W dostępnej literaturze przedmiotu nie odnaleziono informacji o wykonaniu oceny wpływu na wody powierzchniowe gmin o statusie uzdrowiska współwystępowania wód mineralnych ze złożami substancji węglowodorowych. Pierwszą informacją na ten temat jest książka pt. *Rozmieszczenie i wpływ na środowisko emisji ze złożów substancji węglowodorowych współwystępujących ze złożami wód mineralnych w gminie Iwonicz-Zdrój* (E. J. Lipińska 2013).

Artykuł jest próbą analizy i oceny presji na wody powierzchniowe zlewni, na których obszarach znajdują się gminy i ich części o statusie uzdrowiska, w województwie podkarpackim, ze strony naturalnej emisji i migracji substancji węglowodorowych; są to gmina Horyniec-Zdrój, gmina Iwonicz-Zdrój, m. Rymanów-Zdrój i m. Polańczyk.

Przeprowadzone badanie jest częściowe. Sprowadzone zostało do obserwacji tylko pewnej części badanej zbiorowości statystycznej i wybranych substancji – zanieczyszczeń – w wodach powierzchniowych

Słowa kluczowe: Karpaty, wody mineralne, substancje węglowodorowe, uzdrowiska, wody powierzchniowe

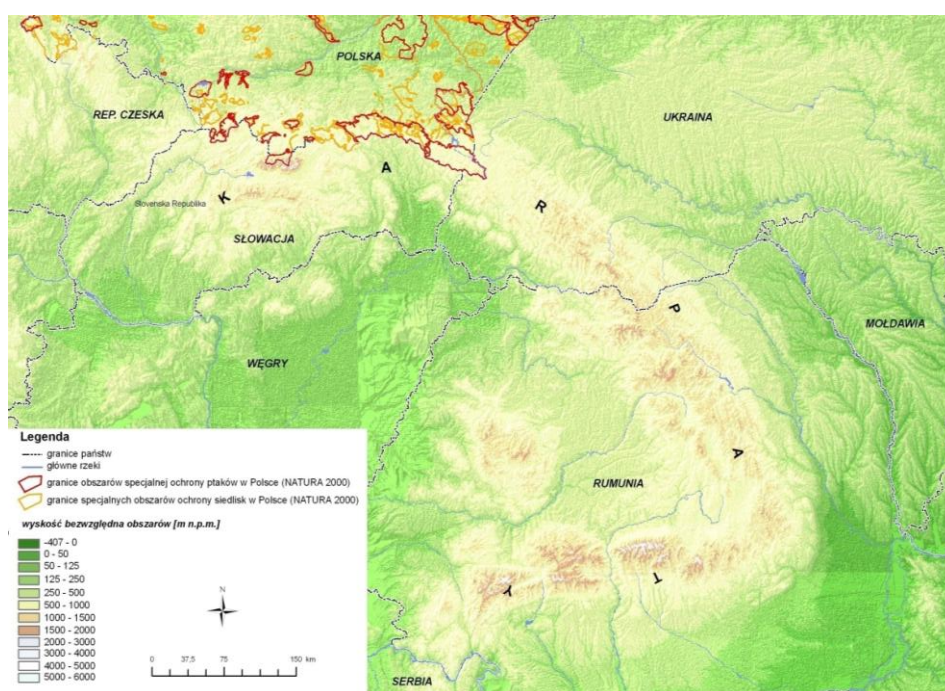
1. Wstęp

Karpaty są łańcuchem górskim, który w Polsce ma powierzchnię około 6 % powierzchni kraju. Bogactwem naturalnym polskich Karpat są różne formy ochrony przyrody [7], (rys. 1). Góry te są też bogate w surowce mineralne, między innymi, w wody mineralne i substancje węglowodorowe (rys 2.).

W Polsce jest 44 uzdrowiska, z czego 4 zlokalizowane są w województwie podkarpackim. Lecznictwo uzdrowiskowe jest zorganizowaną działalnością,

¹ dr inż. Ewa J. Lipińska, Wojewódzki Inspektorat Ochrony Środowiska, ul. Langiewicza 26A, 35-101 Rzeszów, tel. 500668606

która polega na udzielaniu świadczeń opieki zdrowotnej z zakresu leczenia uzdrowskiego lub rehabilitacji uzdrowskowej i na udzielaniu towarzyszących zabiegów z zakresu fizjoterapii.



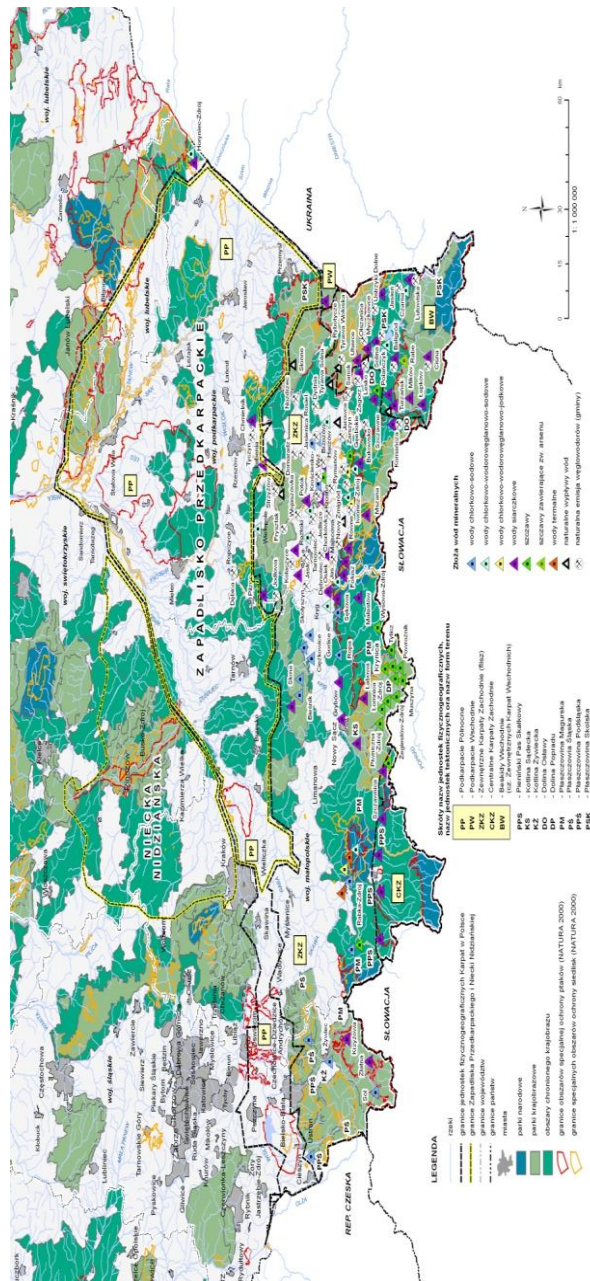
Rys. 1. Łańcuch Karpat i położenie obszarów chronionych *Natura 2000* w polskiej części Karpat

Fig. 1. The chain of the Carpathians and location of protected areas *Nature 2000* in the Polish Carpathians

Gmina, która jest gminą uzdrowską ma nadany status uzdrowska na całym swym obszarze lub jego części; granice obszaru, któremu nadano status uzdrowska pokrywają się z granicami administracyjnymi gminy (miast lub jednostek pomocniczych gminy).

Gospodarka terenami na obszarze uzdrowska wydziela trzy rodzaje stref ochrony uzdrowskowej - A, B i C. Charakteryzują je ściśle określone funkcje zagospodarowania przestrzennego a ich zadaniem jest ochrona czynników leczniczych i naturalnych surowców leczniczych, walorów środowiska i urządzeń uzdrowskowych.

Na podstawie analizy dokumentów archiwalnych wyodrębniono miejscowości, w których występują lub występowały naturalne wycieki ropy naftowej i gdzie prowadzona były poszukiwania i eksploatacja ropy naftowej na skalę przemysłową w latach 1854-1939.



Rys. 2. Prowincja karpacka ze złóżami wód mineralnych i substancji węglowodorowych
 Fig. 2. Carpathian Province of deposits of mineral and hydrocarbon materials

W tym są to miejsca gdzie były rafinerie ropy naftowej i tereny dzierzawione pod rurociągi i urządzenia tłoczniowe. Badania terenowe potwierdziły, że obecnie występuje wiele miejsc z aktywnymi XIX-wiecznymi kopankami.

Miejsca emisji substancji węglowodorowych nie są bezpieczne dla zdrowia i życia ludzi [1, 3]. Są to miejsca, które leżą w obszarze funkcjonowania uzdrowisk, w pobliżu tras i szlaków turystycznych lub w miejscach typowo leśnych, niektóre miejsca leżą na obszarach gospodarstw domowych.

W publikacji podano ogólną informację o współwystępowaniu wód mineralnych z substancjami węglowodorowymi i o badaniach jakie wykonano w celu ustalenia presji na wody powierzchniowe zlewni, na których obszarach występują gminy o statusie uzdrowiska w województwie podkarpackim. Badania uzupełniają bazę danych przestrzennych, w tym wg INSPIRE [2].

Niedostatki danych zostały zniwelowane przez przeprowadzenie wnikliwej analizy przestrzennej i reinterpretacji szeregu opracowań popularno-naukowych i o zasięgu regionalnym i lokalnym.

Autorskie mapy, które zamieszczono w publikacji zostały wykonane na potrzeby badań wpływu na środowisko współwystępowania złóż wód mineralnych ze złożami substancjami węglowodorowych.

2. Cel i zakres badań

Celem badań było pozyskanie informacji o stanie jednolitych części wód powierzchniowych w gminach o statusie uzdrowiska, w których dodatkowym elementem środowiska jest naturalna emisja substancji węglowodorowych by ocenić wpływ substancji węglowodorowych na środowisko gmin, które posiadają status uzdrowiska.

Celem użytecznym badań jest pozyskanie informacji dla potrzeb planowania gospodarowania wodami, do oceny osiągania celów środowiskowych w zakresie ochrony wód i planowania i zagospodarowania przestrzennego obszarów, które pełnią funkcję uzdrowiskową a są charakterystyczne z powodu współwystępowania złóż wód mineralnych ze złożami substancji węglowodorowych.

3. Metodyka badań

Badania wpływu emisji i migracji substancji węglowodorowych na środowisko prowadzone są od 2007 r. Dotychczas podano do publicznej informacji dane zamieszczone, m.in., w publikacjach [4, 5, 6].

Badania obejmują analizę i ocenę danych archiwalnych, terenowych i laboratoryjnych. Dotyczą one kilku komponentów środowiska: gleb, wód powierzchniowych i podziemnych, różnorodności biologicznej, złóż surowców mineralnych. W publikacji podano fragmentaryczne informacje o wynikach badań archiwalnych, terenowych i laboratoryjnych ze szczególnym uwzględnieniem

niem jednolitych części wód powierzchniowych na obszarach gmin o statusie uzdrowiska w województwie podkarpackim.

4. Omówienie wyników badań

4.1. Gmina Horyniec-Zdrój

Gmina Horyniec utworzona została 01.01.1973 roku (w 2002 r. nazwę przekształcono w Horyniec-Zdrój). Status uzdrowiska Horyniec uzyskał w 1976 r.

Gospodarka terenami gminy uzdrowiskowej, uwzględnia strefy A, B i C ochrony uzdrowiskowej. Dokument obowiązuje w granicach administracyjnych gminy Horyniec-Zdrój.

Obszar gminy Horyniec-Zdrój leży w obrębie dwóch jednostek geologicznych: 1) Zapadliska Przedkarpackiego, który obejmuje południowo-zachodnią część gminy i 2) Roztocza, który obejmuje część północno-wschodnią gminy.

Siarczkowe wody mineralne, występują na obszarze miejscowości Horyniec-Zdrój na głębokości 20-26 m p.p.t. Wody te wypływają na powierzchnię w dolinie potoku Glinianiec, jako tak zwane samowypływy. W celu ochrony udokumentowanego złoża siarczkowych wód mineralnych ustanowiono na obszarze gminy Horyniec-Zdrój 180 hektarowy obszar górniczy wód mineralnych Horyniec Zdrój.

Rozmieszczenie odwiertów wód mineralnych, surowcowych odwiertów badawczych, udokumentowanych złóż kopalin, granic terenów górniczych i punktów pomiarowo-kontrolnych monitoringu jakości wód powierzchniowych w gminie Horyniec-Zdrój, na tle obszarów chronionych i jednolitych części wód powierzchniowych pokazano mapie (rys. 3).

Gmina Horyniec-Zdrój jest położona w zlewniach trzech jednolitych części wód powierzchniowych: Rata, Sołotwa do Glinianki, Brusienka.

Rzeka Rata płynie poza strefą ochrony uzdrowiskowej gminy Horyniec-Zdrój i jest jednym z głównych cieków na obszarze tej gminy, wraz z dopływem o nazwie *Dopływ spod Dziewięcierza*, odwadnia teren północno-wschodni gminy Horyniec-Zdrój.

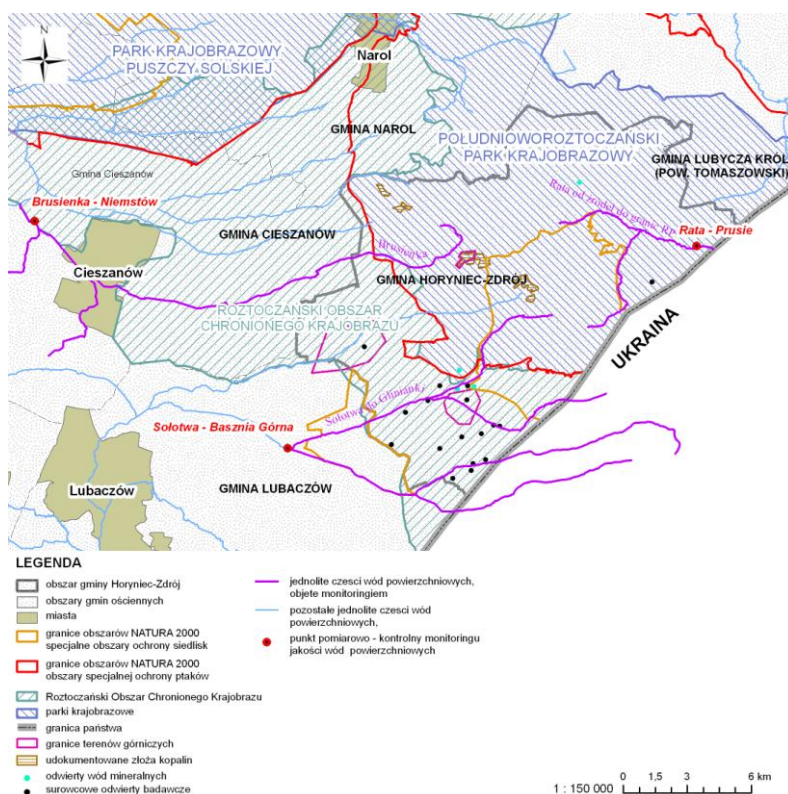
Potok Glinianka (prawobrzeżny dopływ rzeki Sołotwy), płynie przez strefy A, B i C ochrony uzdrowiskowej gminy Horyniec-Zdrój i odwadnia jej obszar południowy. Na podstawie przeglądu warunków hydromorfologicznych zaliczona została do części wód naturalnych.

Część źródłowa rzeki Brusienki, która płynie przez strefę ochrony uzdrowiskowej C gminy Horyniec-Zdrój odwadnia jej obszar północno-zachodni. Zaliczona została do części wód naturalnych.

Na podstawie wyników badań jednolitych części wód powierzchniowych prowadzonych w latach 2010-2012, w 2013 r. wykonano klasyfikację stanu ekologicznego i oceny stanu jednolitych części wód powierzchniowych Raty

od źródeł do granic RP, Sołotwy do Glinianki i Brusienki. Uwzględniono przy tym wymagania, jakie zostały ustalone dla obszarów chronionych.

Stan ekologiczny jednolitej części wód powierzchniowych Raty od źródeł do granic RP oceniony został jako umiarkowany. Wymagania określone dla obszarów chronionych nie zostały spełnione. Stan chemiczny został oceniony jako dobry. Stan wód jednolitej części wód powierzchniowych Raty od źródeł do granic RP określony został jako zły.



Rys. 3. Rozmieszczenie odwiertów wód mineralnych, surowcowych odwiertów badawczych i punktów pomiarowo-kontrolnych monitoringu jakości wód powierzchniowych, na tle obszarów chronionych i jednolitych części wód powierzchniowych; w gminie Horyniec-Zdrój, pow. lubaczowski, woj. podkarpackie

Fig. 3. Distribution of mineral water wells, wells commodity research documented mineral deposits and control of surface water quality monitoring, against the background of protected areas and surface water bodies; the community Horyniec-Zdroj, district Lubaczow, the Subcarpathian Voivodeship

Stan ekologiczny jednolitej części wód powierzchniowych Sołotwy do Glinianki oceniony został jako umiarkowany. Wymagania, jakie zostały określone

dla obszarów chronionych nie zostały spełnione. Stan wód jednolitej części wód powierzchniowych Sołotwy do Glinianki określony został jako zły.

Stan ekologiczny jednolitej części wód powierzchniowych Brusienki oceniony został jako umiarkowany. Wymagania, jakie zostały określone dla obszarów chronionych nie zostały spełnione. Stan wód jednolitej części wód powierzchniowych Brusienki określony został jako zły.

4.2. Gmina Iwonicz-Zdrój

Statut Uzdrowiska Iwonicz-Zdrój ustanowiony został w 1973 r. Obecny status uzdrowiska ustanowiono w 2009 r.

W celu ochrony czynników leczniczych i naturalnych surowców leczniczych, walorów środowiska i urządzeń uzdrowiskowych na obszarze uzdrowiska Iwonicz-Zdrój wydzielone zostały strefy A, B i C ochrony uzdrowiskowej.

Gmina Iwonicz-Zdrój położona jest we wschodniej części polskich Karpat Zewnętrznych; w południowej części centralnego synklinorium karpackiego.

Z budową geologiczną gminy Iwonicz-Zdrój wiąże się występowanie surowców mineralnych: złóż wód mineralnych, ropy naftowej i gazu ziemnego.

Wody mineralne o właściwościach leczniczych występują w gminie Iwonicz-Zdrój na poziomach II i III piaskowca ciężkowickiego płaszczowiny śląskiej. Eksploatowane są z dwóch złóż: Iwonicz-Zdrój i Lubatówka. Ze złoża Lubatówka istnieje możliwość uzyskania wód termalnych o temperaturze ponad 20°C na wypływie.

Dwa udokumentowane i eksploatowane złoża ropy naftowej i gazu ziemnego to: (1) złożo Iwonicz-Zdrój, które jest eksploatowane od około 1880 r; poziomy roponośne zalegają w zasięgu piaskowców ciężkowickich i piaskowców istebniańskich, na głębokości około 230-1100 m p.p.t. Złożo jest podzielone uskoki tektonicznymi na wiele pól, które różnią się od siebie jakością i właściwościami fizyko-chemicznymi wydobywanej ropy naftowej, (2) złożo Iwonicz-Północ, które jest zlokalizowane w północnej części gminy i obejmuje swym zasięgiem teren gminy Rymanów; w złożu występuje ropa naftowa ciężka parafinowa i bezparafinowa, i gaz ziemny.

Zidentyfikowane otwory wiertnicze substancji węglowodorowych na obszarze gminy Iwonicz-Zdrój, według stanu na koniec XI 2010 r., liczą 66 otworów, dla których znana jest ich długość, poziom stratygraficzny, cel wiercenia, rok zakończenia wiercenia, rzędna terenu, podstawa lokalizacji, miejscowość, efekt wiercenia i zlikwidowanie lub nie zlikwidowanie.

Na rys. 4 i 5 pokazano przykład wyrobiska górniczego wykonanego w poszukiwaniu ropy naftowej. Kopanka wykonana została w XIX wieku lub na początku XX wieku. Widoczna szczelina, rys. 4., pokazuje wnętrze kopanki ropnej – posłużyła do wykonania fotografii pokazanej na rys. 5. Trudny teren uniemożliwił dowóz urządzenia, przy pomocy którego odsunąć można by beto-

nową płytę, w celu wykonania pomiaru wielkości studni ropnej kopanej ręcznie, z dobrze zachowaną drewnianą cembrowiną.

Gmina Iwonicz-Zdrój jest położona w zlewniach trzech jednolitych części wód powierzchniowych: Potok Ambrowski, Jasionka, Lubatówka.



Rys. 4. Kopanka ropna; gm. Iwonicz-Zdrój, pow. krośnieński, woj. podkarpackie

Fig. 4. Well with oil; the community Iwonicz-Zdroj, district Krosno, the Subcarpathian Voivodeship

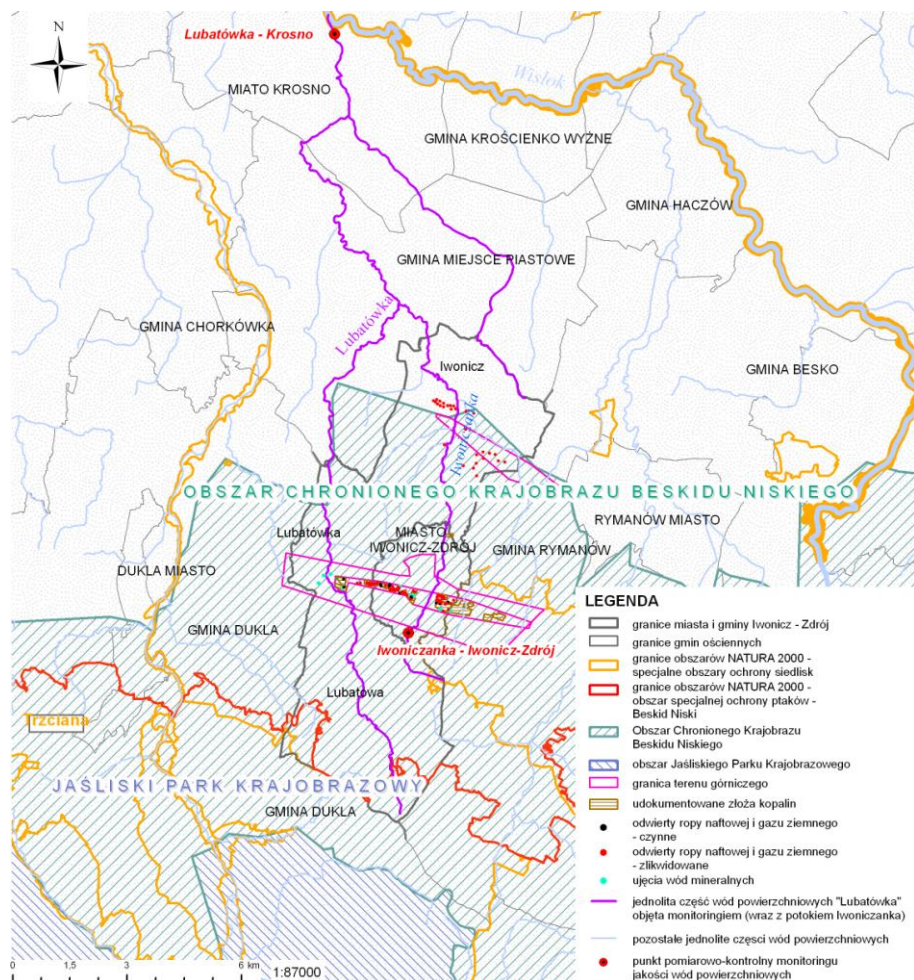


Rys. 5. Wnętrze kopanki ujawnia dobrze zachowaną drewnianą cembrowinę a na jej dnie ropę; gm. Iwonicz-Zdrój, woj. podkarpackie

Fig. 5. Interior diggings reveal well-preserved wooden cembrowina and at the bottom of the oil; the community Iwonicz-Zdroj, district Krosno, the Subcarpathian Voivodeship

Na rys. 6. pokazano mapę, na której uwzględniono lokalizację ujęć wód mineralnych w powiązaniu z obszarami występowania złóż kopalin, czynnych i zlikwidowanych odwiertów ropy naftowej i gazu ziemnego, granic terenu górniczego i lokalizację punktów pomiarowo-kontrolnych monitoringu jakości wód powierzchniowych na obszarze gminy Iwonicz-Zdrój, na tle obszarów chronionych i jednolitych części wód powierzchniowych.

Potencjał ekologiczny jednolitej części wód powierzchniowych Lubatówka oceniony został jako umiarkowany. Wymagania określone dla obszarów chronionych nie zostały spełnione z powodu stwierdzenia występowania zjawiska eutrofizacji wód.



Rys. 6. Rozmieszczenie ujęć wód mineralnych i obszarów występowania złóż kopalin, czynnych i zlikwidowanych odwiertów ropy naftowej i gazu ziemnego, granic terenu górniczego i punktów pomiarowo-kontrolnych monitoringu jakości wód powierzchniowych, na tle obszarów chronionych i jednolitych części wód powierzchniowych; gmina Iwonicz-Zdrój pow. krośnieński, woj. podkarpackie

Fig. 6. Distribution of mineral water intakes and areas where mineral deposits, active and liquidated drilling of oil and gas, mining and boundaries of measurement and control monitoring of surface water quality, against the background of protected areas and surface water bodies; the community Iwonicz-Zdroj, district Krosno, the Subcarpathian Voivodeship

W ocenie wg kryterium ustalonym dla wód wykorzystywanych do zaopatrzenia ludności w wodę pitną, jednolita część wód powierzchniowych Lubatówka spełniała wymagania określone dla obszaru chronionego. Zaliczona została do kate-

gorii A2, charakteryzującej wody dobrej jakości, wymagające typowego uzdatniania fizycznego i chemicznego oraz dezynfekcji

Stan wód jednolitej części wód powierzchniowych Lubatówka określony został jako zły.

4.3. Gmina Rymanów

Rymanów-Zdrój uznany został za uzdrowisko posiadające charakter użyteczności publicznej w 1928 r. Statut Uzdrawiska Rymanów-Zdrój ustanowiono w 1973 r. Aktualny statut dla uzdrowiska Rymanów-Zdrój ustanowiono w 2009 r.

Na obszarze Uzdrawiska Rymanów-Zdrój wydzielone zostały strefy A, B i C ochrony uzdrawiskowej.

Gmina Rymanów położona jest we wschodniej części polskich Karpat Zewnętrznych. Geologicznie obszar gminy Rymanów znajduje się w południowej części centralnego synklinorium karpackiego w obrębie antykliny. Bezpośrednio z budową geologiczną wiąże się występowanie surowców mineralnych.

W granicach administracyjnych gminy Rymanów występują dwa złoża ropy naftowej i gazu ziemnego. Złoże Rudawka Rymanowska o powierzchni 3,5 ha. Eksploatację ropy naftowej i gazu ziemnego rozpoczęto w 1889 r. i zakończono w 2005 r. Złoże Iwonicz-Północ, obejmuje północne tereny gminy Rymanów. Występuje tu ropa naftowa ciężka parafinowa, bezparafinowa i gaz ziemny.

Zidentyfikowane otwory wiertnicze substancji węglowodorowych na obszarze gminy Rymanów liczą 63 otwory; znana jest ich długość, poziom stratygraficzny, cel wiercenia, rok zakończenia wiercenia, rzędna terenu, podstawa lokalizacji, miejscowość, efekt wiercenia i zlikwidowanie lub nie zlikwidowanie.

Bogactwem naturalnym gminy Rymanów są też wody mineralne o właściwościach leczniczych. Największe znaczenie mają wody występujące w II i III piaskowcu ciężkowickim płaszczowiny skolskiej.

Wody mineralne eksploatowane są ze złoża Rymanów za pomocą odwiertów Rymanów Zdrój 1, Rymanów Zdrój 2, Rymanów Zdrój 3, Rymanów Zdrój 4, Rymanów Zdrój 5, Rymanów Zdrój 6 oraz źródeł: Tytus, Klaudia, Celestyna, Basenowe, Ignacy i Jan.

Gmina Rymanów jest położona na obszarze pięciu jednolitych części wód powierzchniowych w zlewni rzeki Wisłok: Wisłok do zbiornika Besko, zbiornik Besko, Wisłok od zbiornika Besko do Czarnego Potoku, Rudzinka, Morwawa.

Głównym ciekim odwadniającym obszar gminy Rymanów jest Morwawa (Tabor) wraz z dopływami i górny bieg Wisłoka, do zbiornika Besko. Na podstawie oceny jej warunków hydromorfologicznych została zaliczona do części wód silnie zmienionych.

Zlewnia górnego biegu rzeki Wisłok wyznaczona została jako silnie zmieniona jednolita część wód powierzchniowych Wisłok do zbiornika Besko. Jednolite części wód powierzchniowych Morwawa i Wisłok do zbiornika Besko stanowią obszary chronione, są obszarami wrażliwymi na eutrofizację wywołaną zanieczyszczeniami pochodzącymi ze źródeł komunalnych.

Zbiornik Besko i jego zlewnia bezpośrednia wyznaczone zostały jako silnie zmieniona jednolita część wód rzecznych zbiornik Besko. Ta część wód stanowi obszar chroniony, ponieważ wykorzystywana jest do zaopatrzenia ludności w wodę przeznaczoną do spożycia i jest obszarem wrażliwym na eutrofizację wywołaną zanieczyszczeniami pochodzącymi ze źródeł komunalnych.

Niewielka część obszaru gminy Rymanów położona jest w zlewni naturalnej jednolitej części wód powierzchniowych Rudzinka i silnie zmienionej jednolitej części wód powierzchniowych Wisłok od zbiornika Besko do Czarnego Potoku.

Na rys. 7. pokazano lokalizację źródeł i odwiertów wód mineralnych, odwiertów ropy naftowej, odwiertów poszukiwawczych surowców naturalnych, granic terenów górniczych i punktów pomiarowo-kontrolnych monitoringu jakości wód powierzchniowych na obszarze gminy Rymanów, na tle obszarów chronionych i jednolitych części wód powierzchniowych.

Na podstawie analizy presji i wpływu zanieczyszczeń antropogenicznych wszystkie jednolite części wód powierzchniowych występujące na obszarze gminy Rymanów określono jako niezagrożone nieosiągnięciem dobrego stanu wód do 2015 r.

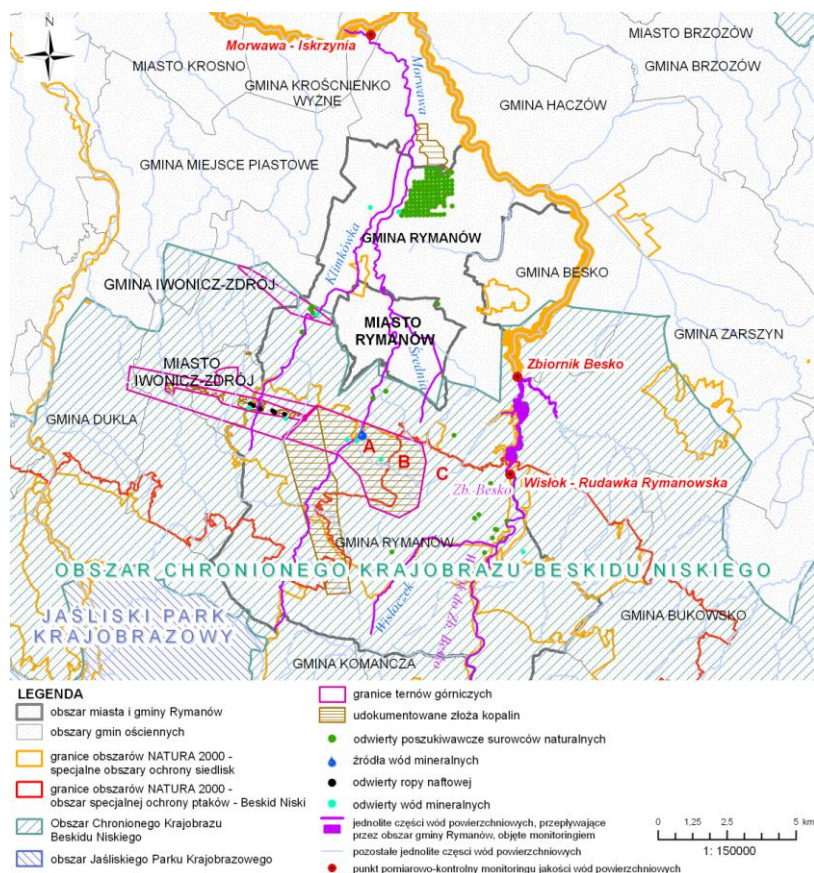
Potencjał ekologiczny jednolitej części wód powierzchniowych Morwawa oceniony został jako umiarkowany. Wymagania określone dla obszarów chronionych nie zostały spełnione ze względu na występowanie zjawiska eutrofizacji wód. Potencjał ekologiczny części wód Morwawa sklasyfikowany został jako niższy niż dobry. Stan wód jednolitej części wód powierzchniowych Morwawa określony został jako zły. Rzeka Morwawa (Tabor) w dolnym biegu przepływa przez obszar gminy Haczów w powiecie brzozowskim i uchodzi do rzeki Wisłok na obszarze gminy Korczyna w powiecie krośnieńskim.

Potencjał ekologiczny jednolitej części wód powierzchniowych Wisłok do zbiornika Besko oceniony został jako dobry i powyżej dobrego. Wymagania określone dla obszarów chronionych zostały spełnione. Stan chemiczny wód został oceniony jako dobry. W rzece Wisłok stwierdzono podwyższone stężenia wielopierścieniowych węglowodorów aromatycznych.

Stan wód jednolitej części wód powierzchniowych Wisłok do zbiornika Besko określony został jako dobry.

Potencjał ekologiczny jednolitej części wód powierzchniowych zbiornik Besko oceniony został jako dobry i powyżej dobrego. Wymagania określone dla obszarów chronionych zostały spełnione. Nie stwierdzono w wodach zbiornika zjawiska eutrofizacji. W ocenie wg kryterium ustalonym dla wód wykorzystywanych do zaopatrzenia ludności w wodę pitną, część wód powierzchniowych

wych zbiornik Besko spełniała wymagania określone dla obszaru chronionego. Zaliczona została do kategorii A2, charakteryzującej wody dobrej jakości, wymagające typowego uzdatniania fizycznego i chemicznego oraz dezynfekcji. Stan chemiczny wód został oceniony jako dobry. Stan wód jednolitej części wód powierzchniowych zbiornik Besko określony został jako dobry.



Rys. 7. Rozmieszczenie źródeł i odwiertów wód mineralnych, odwiertów ropy naftowej, odwiertów poszukiwawczych surowców naturalnych, granic terenów górniczych i punktów pomiarowo-kontrolnych monitoringu jakości wód powierzchniowych, na tle obszarów chronionych i jednolitych części wód powierzchniowych; gmina Rymanów, powiat krośnieński, województwo podkarpackie

Fig. 7. Distribution and sources of mineral water wells, oil drilling, exploration wells and the limits of natural resources and mining areas of measurement and control of surface water quality monitoring, against the background of protected areas and surface water bodies; the community Rymanów, district Krosno, the Subcarpathian Voivodeship

4.4. Gmina Solina

Gmina Solina położona jest w obrębie Zewnętrznych Karpat Wschodnich. Geologicznie obszar gminy Solina położony jest w obrębie płaszczowiny śląskiej.

Uzdrowisko Polańczyk położone jest w gminie Solina, w powiecie leskim. W 1974 r. Polańczyk uznany został za miejscowość posiadającą warunki do prowadzenia lecznictwa uzdrowiskowego, w 1999 r. miejscowość Polańczyk uzyskała status uzdrowiska. Aktualny statut dla Uzdrowiska Polańczyk ustanowiono w 2009 r. W skład obszaru Uzdrowiska wchodzi: jednostka pomocnicza gminy Polańczyk-Zdrój, Osiedle Panorama, Osiedle na Górcze, sołectwo Polańczyk i sołectwo Myczków.

Na obszarze Uzdrowiska Polańczyk wydzielone zostały trzy strefy ochrony uzdrowiskowej A, B i C.

Udokumentowane geologicznie złoża ropy naftowej w miejscowości Rajskie były eksploatowane do 1997 r., później odwierty zostały zlikwidowane, a teren zrekultywowany. Z kolei eksploatację złóż piaskowców w miejscowości Bóbrka zakończono w 1991 r. (w gm. Chorkówka, pow. krośnieński jest miejscowość o tej samej nazwie Bóbrka) Obecnie w gminie Solina nie ma złóż surowców mineralnych do zagospodarowania.

Po eksploatacji ropy naftowej w miejscowości Rajskie pozostały szyby wiertnicze.

Na obszarze gminy Solina stwierdzono występowanie wód mineralnych o właściwościach leczniczych. W złożu Polańczyk wody mineralne występują w trzech horyzontach wodonośnych na różnych głębokościach. Wody mineralne eksploatowane są za pomocą dwóch odwiertów.

Gmina Solina położona jest w zlewniach jedenastu jednolitych części wód powierzchniowych: San od Wołosatego do zbiornika Solina, Solinka do Wetliny, Solinka od Wetliny do ujścia, Mistik, Wołkowyjka, Głęboki Potok, Bereźnica, zbiornik Solina do zapory w Myczkowcach, Olszanka, Hoczewka, San od zbiornika Myczkowce do Tyrawki.

Zlewnia Sanu powyżej zbiornika Solina, położona na obszarze gminy Solina, na podstawie oceny jej warunków hydromorfologicznych została zaliczona do naturalnych części wód.

Zlewnia dolnego biegu Solinki wyznaczona została jako naturalna jednolita część wód powierzchniowych Solinka od Wetliny do ujścia.

Zlewnia Wołkowyjki wyznaczona została jako naturalna jednolita część wód powierzchniowych Wołkowyjka.

Zlewnia Bereźnicy wyznaczona została jako naturalna jednolita część wód powierzchniowych Bereźnica.

Zbiorniki zaporowe Solina i Myczkowce i ich zlewnia bezpośrednia wyznaczone zostały jako silnie zmieniona jednolita część wód rzecznych zbiornik Solina do zapory w Myczkowcach.

Pozostałe naturalne jednolite części wód powierzchniowych: Solinka do Wetliny, Mistik, Głęboki Potok, Hoczewka i silnie zmienione jednolite części wód powierzchniowych: Olszanka, San od zbiornika Myczkowce do Tyrawki zajmują niewielką część powierzchni gminy Solina.

Analiza presji i wpływu zanieczyszczeń antropogenicznych wykazała, że wszystkie jednolite części wód powierzchniowych występujące na obszarze gminy Solina nie są zagrożone nieosiągnięciem dobrego stanu wód do 2015 r.

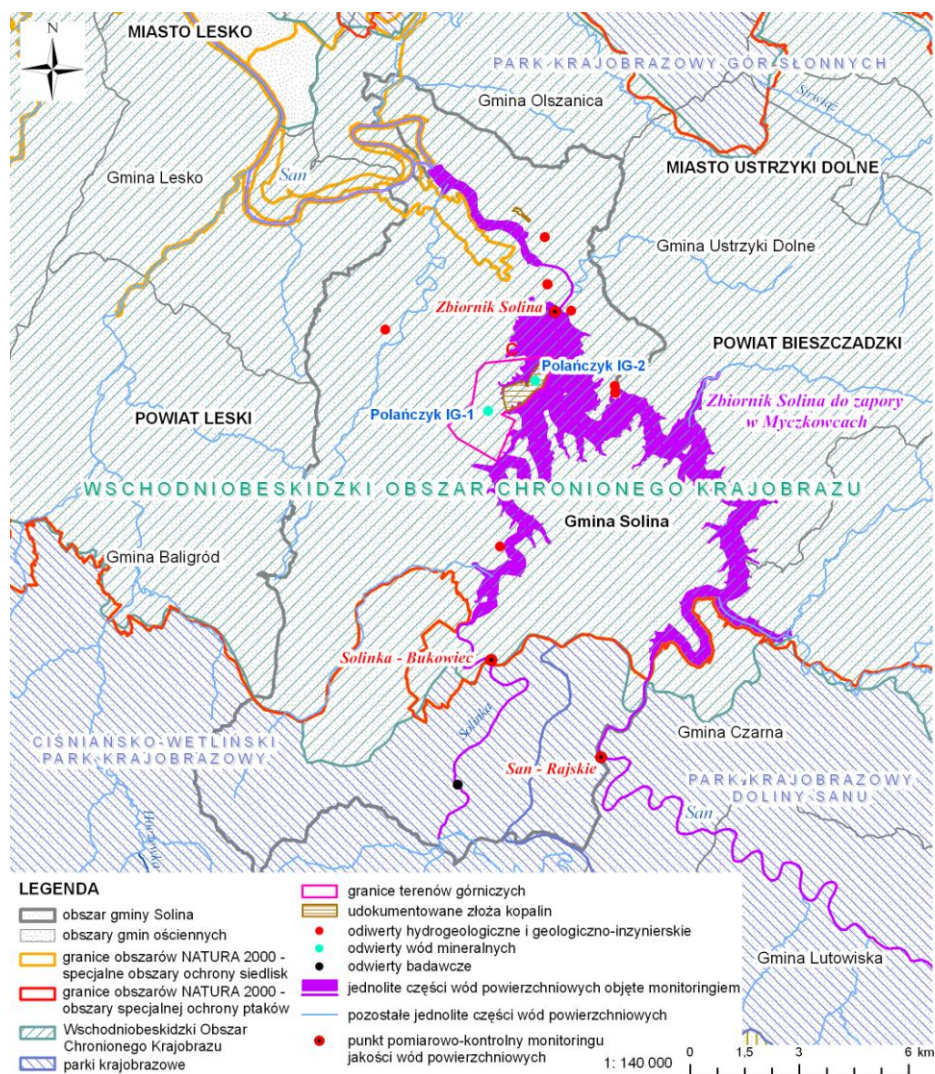
Na rys. 8. pokazano rozmieszczenie odwiertów wód mineralnych, odwiertów hydrogeologicznych i geologiczno-inżynierskich, odwiertów badawczych i granice terenu górniczego i punkty pomiarowo-kontrolne monitoringu jakości wód powierzchniowych na terenie gminy Solina, na tle obszarów chronionych.

Jednolite części wód San od Wołosatego do zbiornika Solina i Solinka od Wetliny do ujścia są obszarami ochrony gatunków ryb i obszarami wrażliwymi na eutrofizację wywołaną zanieczyszczeniami pochodzącymi ze źródeł komunalnych. Jednolita część wód zbiornik Solina do zapory w Myczkowcach także stanowi obszar chroniony, ponieważ wykorzystywana jest do zaopatrzenia ludności w wodę przeznaczoną do spożycia, przeznaczona jest do celów rekreacyjnych, w tym kąpieliskowych, i jest obszarem wrażliwym na eutrofizację wywołaną zanieczyszczeniami pochodzącymi ze źródeł komunalnych.

Stan ekologiczny jednolitej części wód powierzchniowych San od Wołosatego do zbiornika Solina oceniony został jako dobry. Wymagania określone dla obszarów chronionych zostały spełnione. Stan chemiczny wód został oceniony jako dobry. W rzece San stwierdzono podwyższone stężenia wielopierścieniowych węglowodorów aromatycznych. Stan wód w jednolitej części wód San od Wołosatego do zbiornika Solina określony został jako dobry.

Stan ekologiczny jednolitej części wód powierzchniowych Solinka od Wetliny do ujścia oceniony został jako bardzo dobry. Wymagania ustalone dla obszarów chronionych są spełnione.

Potencjał ekologiczny jednolitej części wód powierzchniowych zbiornik Solina do zapory w Myczkowcach oceniony został jako dobry i powyżej dobrego. Wymagania określone dla obszarów chronionych zostały spełnione. W wodach zbiornika nie stwierdzono zjawiska eutrofizacji. W ocenie według kryterium ustalonym dla wód wykorzystywanych do zaopatrzenia ludności w wodę pitną, część wód zbiornik Solina do zapory w Myczkowcach zaliczona została do kategorii A2, która charakteryzuje wody dobrej jakości, wymagające typowego uzdatniania fizycznego i chemicznego oraz dezynfekcji. Stan chemiczny wód został oceniony jako dobry. Stan wód w jednolitej części wód powierzchniowych zbiornik Solina do zapory w Myczkowcach określony został jako dobry.



Rys. 8. Rozmieszczenie odwiertów wód mineralnych, odwiertów hydrogeologicznych i geologiczno-inżynierskich, odwiertów badawczych i punkty pomiarowo-kontrolne monitoringu jakości wód powierzchniowych, na tle obszarów chronionych i jednolitych części wód powierzchniowych; gmina Solina, powiat leski, województwo podkarpackie (Lipińska E.J., Rybak T.)

Fig. 8. Distribution of mineral water wells, wells hydrogeological and engineering-geological research wells and points of measurement and control of surface water quality monitoring, against the background of protected areas and surface water bodies; the community Solina, the Subcarpathian Voivodeship

5. Wnioski

Cele badań zostały osiągnięte. W odniesieniu do przedstawionych fragmentów badań sformułowano następujące wnioski:

1. Lokalizację wybranych kopanek zidentyfikowano na podstawie szczątkowych materiałów archiwalnych i nikłych informacji od administracji samorządowej. Podmioty te nie dysponują rzetelną wiedzą o środowisku geologicznym gminy, którą zarządzają. Głównym środkiem identyfikacyjnym lokalizacji tych miejsc są własne badania terenowe.
2. W gminie Rymanów występowanie substancji węglowodorowych w wodach Wisłoka jest zjawiskiem naturalnym, charakterystycznym dla górnej zlewni rzeki Wisłok i związane jest z udokumentowanymi złożami ropy naftowej i gazu ziemnego w zlewni, w tym z naturalnymi wypływami ropy naftowej na powierzchnię.
3. W gminie Solina występowanie substancji węglowodorowych w wodach górnego Sanu jest zjawiskiem naturalnym i związane jest z występowaniem w zlewni Sanu złóż ropy naftowej, w tym z naturalnymi wypływami ropy naftowej na powierzchnię.
4. Aktualne dokumenty administracji rządowej i samorządowej nie podają, że w gminie Horyniec-Zdrój i gminie Solina występują naturalne emisje substancji węglowodorowych. Z kolei w dokumentach archiwalnych odnaleziono wymienionych 13 miejscowości, które obecnie są w granicach administracyjnych gminy Solina.
5. O jakości wód powierzchniowych decydują ścieki komunalne i przemysłowe, które są odprowadzane z obszaru gmin o statusie uzdrowiska, ścieki z ich oczyszczalni i spływy powierzchniowe z obszarów zlewni zabudowanych i użytkowanych rolniczo.
6. Zmiany antropogeniczne występują w miejscach dawnej i obecnej działalności górnictwa naftowego i górnictwa wód mineralnych. Są to pozostałości infrastruktury technicznej, zmiany geologiczne i w naturalnym krajobrazie a też spowodowane obecnie wykorzystywaną infrastrukturą techniczną do eksploatacji wód mineralnych i substancji węglowodorowych i infrastrukturą komunalną.
7. Obecność substancji węglowodorowych w środowisku przyrodniczym wymaga przeprowadzenia prac naprawczych w celu obniżenia zawartości tych zanieczyszczeń w środowisku gmin. Ich obecność wpływa na jakość wód powierzchniowych i środowiska przyrodniczego.
8. Dotychczas nie została opracowana całościowa dokumentacja przedstawiająca problem istniejących naturalnych źródeł emisji substancji węglowodorowych do środowiska i lokalizacji kopanek, która uwzględnia: powierzchnię kopanki, jej głębokość, poziom stratygraficzny, cel wykonania, rok wy-

- konania i porzucenia, rzędną terenu, podstawę lokalizacji, miejscowość, efekt wykonania i zlikwidowanie lub nie zlikwidowanie.
9. Walory krajobrazowe i przyrodnicze miejsc naturalnej emisji substancji węglowodorowych i lokalizacji obiektów budowlanych związanych z górnictwem naftowym powinny być podstawą oceny ich atrakcyjności, która jest konieczna do wskazania optymalnych kierunków ich adaptacji i nadania im funkcji użytkowych.
 10. Współwystępowanie węglowodorów ze złożami wód mineralnych w obszarach uzdrowisk wymaga: budowy baz danych przestrzennych, harmonizacji z danymi o surowcach mineralnych, kreowania map zagrożeń środowiskowych, oceny ryzyka środowiskowego w uzdrowisku, modelowania scenariuszy działań naprawczych, zachowanie dziedzictwa technicznego górnictwa naftowego.

Literatura

- [1] Dyrektywa 2006/21/WE Parlamentu Europejskiego i Rady z 15.03.2006 r. w sprawie gospodarowania odpadami pochodzącymi z przemysłu wydobywczego oraz zmieniająca dyrektywę 2004/35/WE
- [2] Dyrektywa 2007/2/WE PEiR z 14.03.2007 r. ustanawiająca infrastrukturę informacji przestrzennej we Wspólnocie Europejskiej (INSPIRE).
- [3] Dyrektywa 96/61/WE w sprawie zintegrowanego zapobiegania zanieczyszczeniom i ich kontroli.
- [4] E. J. Lipińska, Rozmieszczenie i wpływ na środowisko emisji ze złóż substancji węglowodorowych współwystępujących ze złożami wód mineralnych w gminie Iwonicz-Zdrój, Stowarzyszenie Naukowe Przestrzeń Społeczna i Środowisko, Rzeszów 2013.
- [5] E. J. Lipińska, Projekt badawczy własny pt. Ocena wpływu naturalnej migracji przypowierzchniowej substancji węglowodorowych na warunki eksploatacji wód mineralnych w uzdrowiskach na przykładzie Iwonicza-Zdroju. Umowa Nr 2528/B/T02/2011/40 do wniosku nr N N525 252840 pomiędzy NCN w Krakowie a PWSZ w Krośnie, 26.05.2011-25.05.2013 r.
- [6] E. J. Lipińska, Projekt badawczy własny o nr rejestracyjnym N N 524 3372 33, pt. Ocena wpływu wyrobisk górniczych początków górnictwa naftowego (kopanek) na środowisko. Data realizacji zgodnie z decyzją Nr 3372/B/T02/2007/33 i umową pomiędzy MNiSW w Warszawie a PWSZ w Krośnie, 25-07.2007-17.04.2010 r.
- [7] R. Olaczek, Skarby przyrody i krajobrazu Polski, MULTICO Oficyna Wydawnicza, Warszawa 2008.

ASSESS THE EFFECT OF HYDROCARBON ON WATER SURFACE SUBCARPATHIAN VOIVODSHIP HEALTH RESORTS COMMUNES

Summary

Polish Carpathians are rich in deposits of mineral and hydrocarbon materials. In this area are located in the commune which have the status of health resorts and where it operates a crude oil and natural gas. In the available literature found no information on the performance assessment of the impact on surface water in the commune of health resorts where mineral spas to the deposits of hydrocarbon materials. The first information on this subject is a book *The location and the environmental impact of emissions from co-occurring deposits of hydrocarbon materials from mineral deposits in the commune of Iwonicz-Zdroj* (E. J. Lipińska 2013). This article is an attempt to analyze and assess the pressures on surface water catchment areas which are the commune and their parts on the status of health resort from natural emissions and migration of hydrocarbon in the Subcarpathian Voivoweship; these are the community Horyniec-Zdroj, Iwonicz-Zdroj, city Rymanów and Polanczyk. The study is a part. Imported been observing only a certain part of the population of the statistical test and selected substances – pollutants – in surface waters.

Keywords: Carpathians, mineral water, hydrocarbon substances, spas, surface water

DOI:10.7862/rb.2014.52

Przesłano do redakcji: lipiec 2014 r.

Przyjęto do druku: wrzesień 2014 r.

Gabriel MARKOVIČ¹
Zuzana VRANAYOVÁ²
Daniela KAPOSZTÁSOVÁ³

RESEARCH AND EVALUATION OF INFILTRATION SHAFT EFFICIENCY IN REAL CONDITIONS

Infiltration of rainwater runoff as a disposal method of rainwater runoff, become an integral part of rainwater management. Infiltration of water from surface runoff has over conventional disposal of rainwater, i.e. draining into the sewer system and next to surface water a number of benefits especially from the environmental, technical and economic point of view. Infiltration facility is a device designed for fluent and natural infiltration of rainwater incoming from the roofs of buildings and paved surfaces into the underground space. The basic principle and function of all types of infiltration systems and facilities as quickly as possible to drain rainwater into the underground space and there it with a time delay infiltrate into the surrounding soil.

Keywords: efficiency, infiltration, rainwater, runoff, shaft, soil

1. Introduction

There are numerous techniques and approaches known around the world how to support sustainable stormwater management, especially in the urban areas, where the stormwater can cause significant damages. Safe drainage of rainwater is a problem of almost every new building in an urban area and in area with undersized sewage systems in Slovakia too. Waste-water disposal systems, sewage treatment plants and recipients of water flows are overloaded and the risk of floods grows. This represents another reason for waterworks companies to have the possibility of forbidding the disposal of rainfall water from surface detention into the waste-water disposal system already during the creation

¹ Corresponding author: Gabriel Markovič, Institute of Architectural Engineering, Vysokoskolska 4, 042 00 Kosice, Slovakia, + 00421556024143, gabriel.markovic@tuke.sk

² Zuzana Vranayová, Institute of Architectural Engineering, Vysokoskolska 4, 042 00 Kosice, Slovakia, ++ 00421556024143, zuzana.vranayova@tuke.sk

³ Daniela Kaposztásová, Institute of Architectural Engineering, Vysokoskolska 4, 042 00 Kosice, Slovakia, + 00421556024143, daniela.ocipova@tuke.sk

and fulfillment of the development plan. This leads to the necessity of using rainwater infiltration systems or capturing rainwater for further reuse.

2. Main design principles of infiltration facilities

Main technical solutions for infiltration facilities are:

- Surface infiltration
- Swale infiltration
- Swale - Trench infiltration
- Infiltration trench and pipe infiltration trench
- Shaft infiltration
- Basin infiltration
- Underground infiltration blocks.

A very important design parameter of infiltration facilities is to determine the infiltration coefficient k_f in the interest area. Infiltration coefficient k_f generally represents an efficiency of infiltration facilities, respectively infiltration capability of the soil to absorb inflow water.

Permeability of the infiltration zone is a main qualitative and quantitative requirement for rainwater infiltration. Permeability of loose rock depends primarily on the size and distribution of the particles and compactness, in soils is critical soil structure and water temperature and is given by the infiltration coefficient. Permeability of loose rock varies in general between $1 \cdot 10^{-2}$ and $1 \cdot 10^{-10}$ m/s. The k_f values apply to the process of infiltration water in the saturated zone. The range of values for the filtration coefficient for technical drainage ranges from $1 \cdot 10^{-3}$ and $1 \cdot 10^{-6}$ m/s [3].

The k_f values greater than $1 \cdot 10^{-3}$ m/s cannot be reached for rainwater runoff and low depth of groundwater level the sufficient pretreatment through chemical and biological processes. If the k_f values are smaller than $1 \cdot 10^{-6}$ m/s, the percolation facilities are loaded very long time. For this reason, anaerobic processes in the unsaturated soil, which resulting in adverse effects on retention and capacity capabilities of the soil can occur.

Therefore, the most important design parameter of the infiltration facilities is to determine the filtration coefficient k_f on-site.

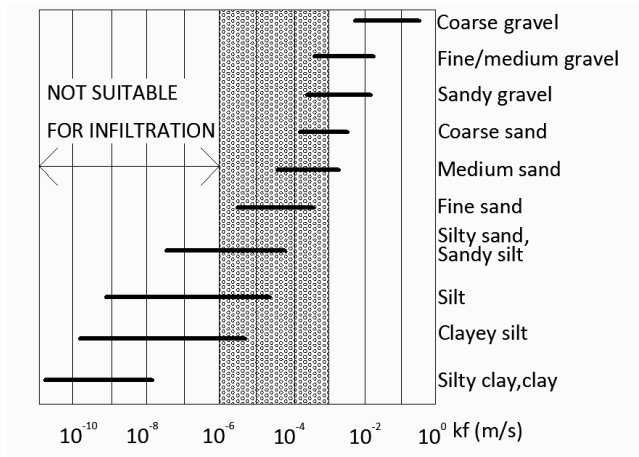


Fig.1. Recommended values of the infiltration coefficient [based on 1]

The infiltration facilities can't cause any damage to buildings or other facilities. Therefore, it always should be respected a minimum distance from buildings, basement of the buildings and the average amount of groundwater levels. These dimensions can vary from a few decimeters to several meters.

Figure 2 and 3 represent minimum distance from buildings. The same rules apply for underground infiltration facilities.

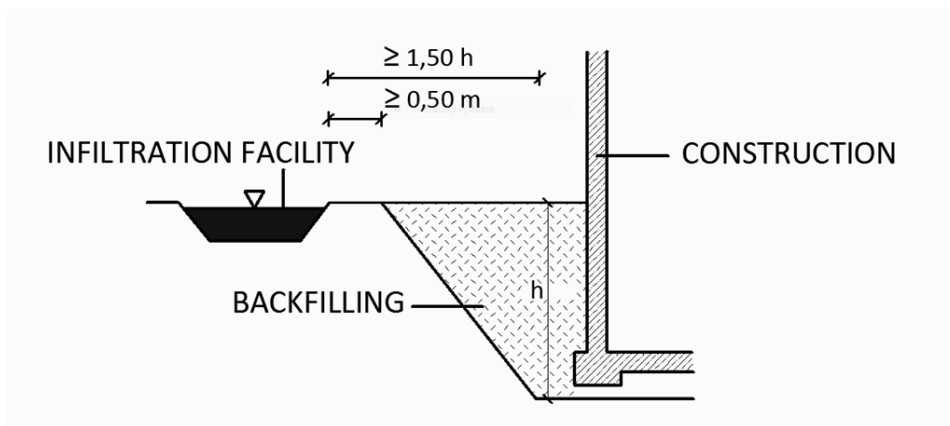


Fig. 2. The minimum distance of the decentralized infiltration facilities from building without waterproofing [based on 1]

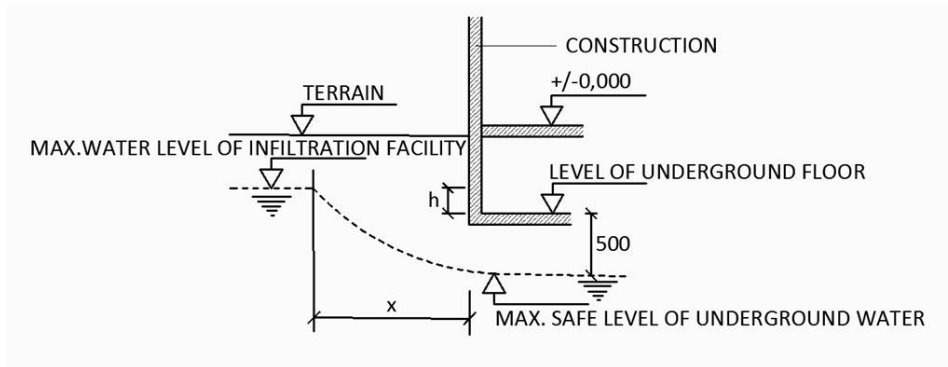


Fig. 3. Required separation distance from buildings [based on 4]

3. Percolation shafts

One of the types of infiltration facilities are percolation/infiltration shafts. It is a vertical underground infiltration facility which is usually made from concrete rings with the filter layer on the bottom (fig.4).

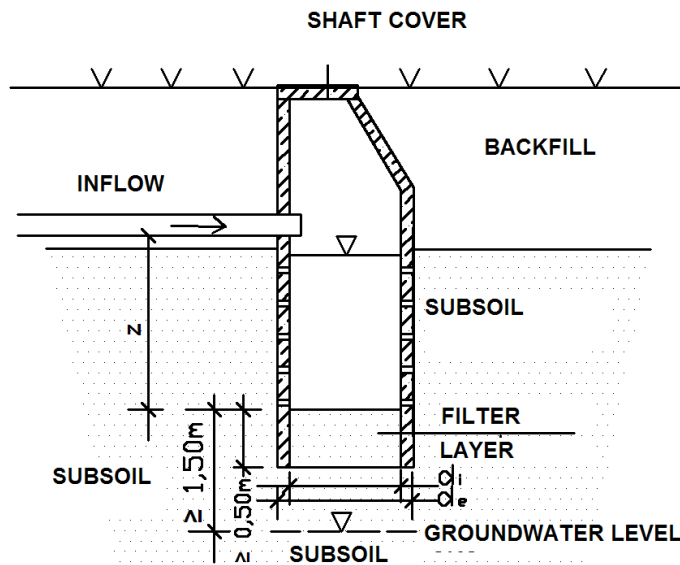


Fig. 4. Infiltration shaft

Rainwater from the catchment area is transported with system of vertical and horizontal rain pipes in underground space for infiltration.

Infiltration shaft is a facility where the largest dimension is depth, so that design of this shaft depends of the highest water level in the shaft and also of the groundwater level in the interest area. The design of shafts must take into the account protection of groundwater and infiltration capability of shaft which is represents by infiltration coefficient on site [1] [2].

The design of shafts must take into the account protection of groundwater and infiltration capability of shaft. German standard DWA-A 138 indicates that it is necessary to place the bottom of the infiltration shaft a filter sack which is located above the filter layer. The total volume of inflow rainwater must pass through the filter sack before infiltration into the soil. The filter sack is absorbing all of the settle able and filterable solids and filter sack should be flushed or replaced [1]. Czech standard for infiltration indicates that on the bottom layer is placed layer of gravel at least 300 mm. On this layer is placed geo-textile, which is recommended to protect with the gravel-sand layer [2].

4. Measurements of quantity and quality of infiltrated rainwater - infiltration shaft efficiency

The project APVV SUSPP-0007-09 relating to the management of rainwater, taking place at the Faculty of Civil Engineering in Košice, deal with research of infiltration shaft as one of the types of infiltration facilities. The research of rainwater infiltration takes place in infiltration shaft that were made before the start of the research and measurements. Both infiltration shafts are located by the PK6 building in campus of the Technical University of Kosice. All rainwater runoff from roof of this building is flow into the two infiltration shafts (Figure 5).



Fig. 5. Location of infiltration shafts near building PK6

It should be noted that the project of building drainage and project of design and realization of infiltration shafts is not available. All data, whether the pa-

rameters of infiltration shafts or a drainage concept of rainwater from the building, were investigated on site (Figure 6).

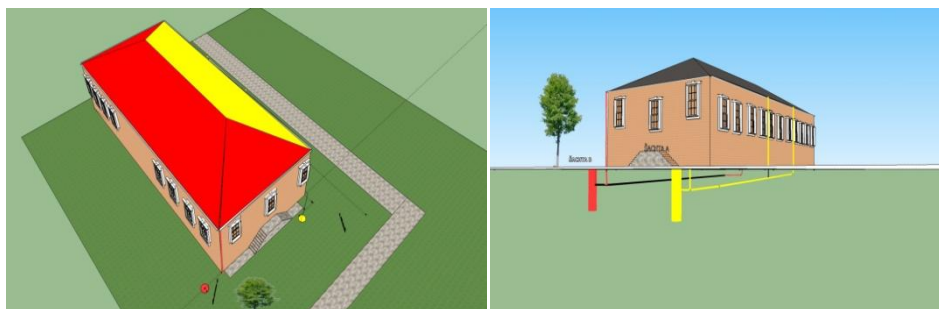


Fig. 6. Drainage of rainwater from roof of building PK6

Both infiltration shafts are located at the east side of the building PK6. The shafts are made from concrete rings with the outer diameter of 1000 mm. Parameters of infiltration shafts are shown in Table 1.

Table 1. Parameters of infiltration shafts

	SHAFT A	SHAFT B
The outer diameter of shaft	1000 mm	1000 mm
The inner diameter of shaft	800 mm	800 mm
Shaft depth	6,0 m	5,9 m
Depth of inflow	1,65 m	1,5 m
DN of inflow pipe	DN 150	DN 125
Infiltration coefficient at the bottom	$1 \cdot 10^{-3}$ m/s	$1 \cdot 10^{-3}$ m/s
Drainage area of roof	212 m^2	336 m^2
Accumulation volume	$2,11 \text{ m}^3$	$2,18 \text{ m}^3$

4.1. Percolation performance of infiltration shaft in real conditions

Infiltration coefficient k_f of the soil in studied infiltration shafts near the PK6 building was made by taking samples of soil from the bottom of the infiltration shafts. Through the laboratory tests, the samples were evaluated as gravel blended with a fine-grained soil and infiltration coefficient set at 10^{-3} m/s.

Figures 7 and 8 represent 2 selected rainfall events from our research showing the process of inflow rainwater into the infiltration shaft and process of water level changing at the bottom of infiltration shaft A. The time for infiltration of rainwater at the bottom of shaft basically follows the process of precipitation, respectively inflow of rainwater into the shaft. Process of inflow rainwater into

the infiltration shaft and process of water level change at the bottom of infiltration shaft B is the same.

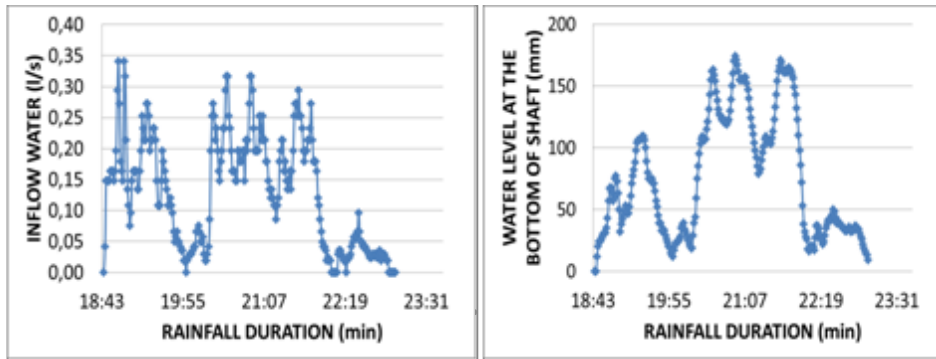


Fig.7. Volume of rainwater inflow and water level changes at the bottom of shaft during rainfall 7.10.2011 [5]

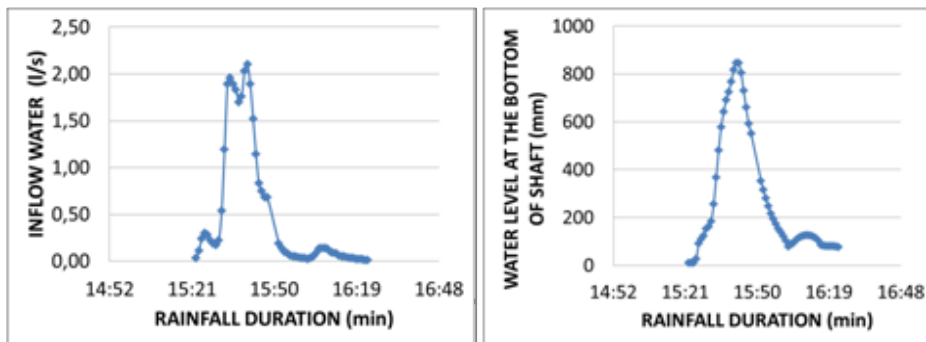


Fig.8. Volume of rainwater inflow and water level changes at the bottom of shaft during rainfall 1.9.2013

The maximum water level at the infiltration shaft A, measured during the research period is 1,28 m, which is less than 1/3 filling depth of infiltration shaft A. Maximum water level at the infiltration shaft B, measured during the research period is 1,31 m, which is less than 1/3 filling depth of infiltration shaft B too (figure 9,10).

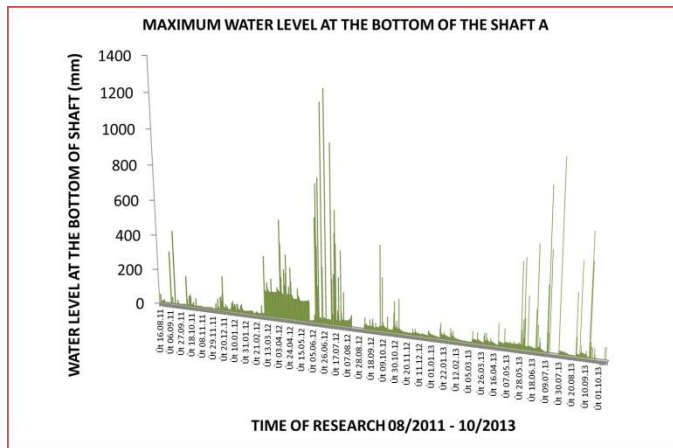


Fig. 9. Values of maximum water level at the bottom of the shaft A from August 2011 to October 2013 [5]

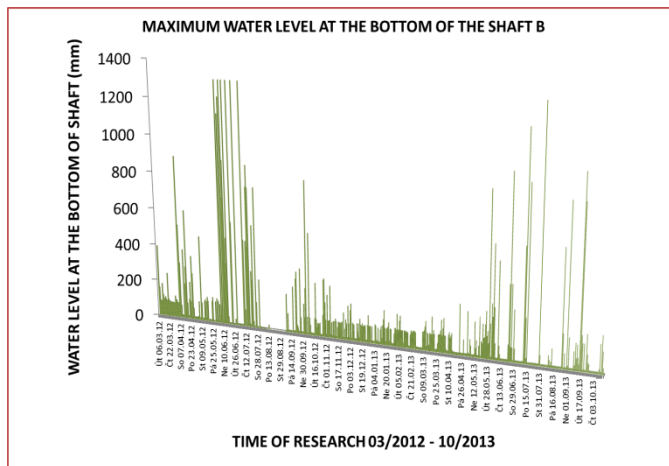


Fig.10. Values of maximum water level at the bottom of the shaft B from March 2012 to October 2013[5]

4.2. Quality of infiltrated rainwater

It is necessary to take into account that the rainwater runoff is wastewater and infiltration facilities are wastewater treatment equipment, so the soil and substances in these facilities are part of the wastewater treatment equipment. The quality of rainwater runoff respectively its composition, mainly affects the contact of rainwater with catchment surfaces. Organic and inorganic composition of rainwater, therefore, depends on the catchment surfaces, local conditions and substances and materials located on the catchment surfaces. The objective

is permanent protection of soil and groundwater, must be therefore ensured sustainable natural function of the soil and to avoid contamination of groundwater.

Measurements of qualitative parameters (pH and conductivity) by multiparameter water sensor started at the end of 2011. Multiparameter water sensor is situated at measurement flume. pH and conductivity values are being measured continually.

According to (NV SR) No. 269/2010 Z. z., pH values should range from 6 to 8.5[9]. Box-Plot graph on Figure 11 depicts pH values of rainwater from PK6 building during 2012. Figure 11 shows that the average value of pH varies each month. In June and October pH values are below the limit that means that rainwater runoff is acid.

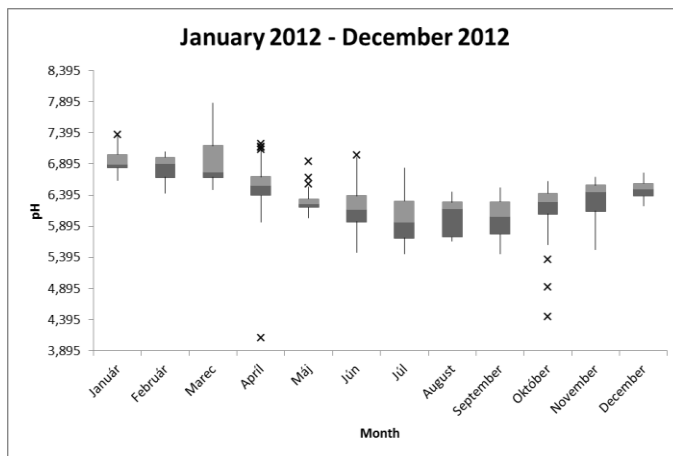


Fig. 11. pH values of rainwater collected from the PK6 building during 2012

Another indicator of the quality of water collected from PK6 building is conductivity. Conductivity, like pH values, is also measured continually using a multiparameter sensor (figure 12).

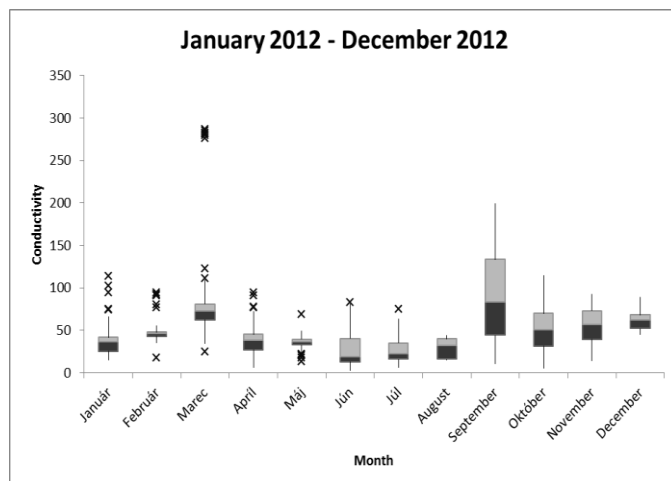


Fig. 12. Conductivity values of rainwater from the PK6 building during 2012

Conductivity means for approximate degree of concentration of electrolytes in water. Conductivity limit for drinking water, according to (NV SR) No. 269/2010 Z. z., equals 100 mS/m which is about 1000 mg/l [9]. However, optimally, drinking water should contain less soluble compounds, only about 200-400 mg/l (about 25-50 mS/m).

Conductivity values of rainwater during 2012 are shown in the Box-Plot graph on Figure 12. From the graph we can see that the average value for each month varies, but in most months it is optimal. During periods of rainfall the limit was exceeded, however, conductivity was mostly of the standard value and sometimes even optimal. The only exception was the month of September where the limit was exceeded [2].

5. Conclusion

It is always necessary to consider from the view of local conditions about suitability of rainwater infiltration solutions. Therefore, in each case, it is to be considered carefully, which drainage concept in combination with the percolation of precipitation is ecologically sensible, technically possible and economically justifiable [1]. As resulting not only from the overall measured data during the research, the total infiltration of rainwater in the infiltration shaft take place at the time of termination of rainfall events, respectively short-time after which represent a high infiltration rate of this shaft given by the coefficient of infiltration at the bottom of shaft. Therefore, despite the smaller surface for infiltration of infiltration shafts compared to other types of infiltration facilities, the infiltration coefficient of surveyed infiltration shafts $k_f = 1.10^{-3}$ m/s ensures safe disposal of surface runoff.

The real measured values of the quality indicators from roof of PK6 building show sufficient quality of rainwater for rainwater harvesting as well as for rainwater infiltration. The most of pH and conductivity data show similar quality as is required on drinking water.

Acknowledgement

The work was supported from the VEGA 1/0450/12 Energy balance research on rainwater management in the cities of the future and International Visegrad Fund's, Strategic Grant No. 31210009- "Sustainable Rainwater Management in the V4 Countries".

References

- [1] Standard DWA-A 138E, (2005), Planning, Construction and Operation of Facilities for the Percolation of Precipitation Water.
- [2] ČSN 75 9010 - Vsakovací zařízení srážkových vod 2012
- [3] Vrána, J. (2010), Dimenzování vsakovacích zařízení v ČR. In Sanhyga, s. 29-36, Piešťany.
- [4] Žabička, Z.: Technická řešení vsakovacích zařízení. In Sanhyga, s. 17-28, Piešťany, 2010, ISBN 978-80-89216-35-2
- [5] Markovič G, Vranayová, Z. - Infiltration as a way of surface water drainage, Košice: TU - 2013. - 137 s.. - ISBN 978-80-553-1541-6.
- [6] Slys, D. Potential of rainwater utilization in residential housing in Poland, Water and environment journal Volume: 23 Issue: 4 Pages: 318-325 Published: DEC 2009
- [7] Gaňová, L., Zeleňáková, M., Purcz, P., Kuzevičová, Ž., Hlavatá, H.: A rainfall distribution and their influence on flood generation in the eastern Slovakia. In: Acta Universitatis Agriculturae et Silviculturae Mendelianae Brunensis, vol. 61, no. 6, p. 1645-1652, 2013.
- [8] Markovič G., Zeleňáková M., Measurements of quality and quantity of rainwater runoff from roof in experimental conditions - 2014. In: ICITSEM 2014 : International conference on innovative trends in science, engineering and management 2014: 12th and 13th February 2014, Dubaj, UAE. - [Bangalore]: Mudranik Technologies, 2014 P. 145-151. - ISBN 978-93-83303-19-9
- [9] The government regulation of Slovak Republic (NV SR) no. 269/2010 Z. z. from May 25th 2010 which sets the requirements for optimal state of water
- [10] Uhmánová H., Ondrejka Harbuláková V., Zeleňáková M., Dziopak J., Slys D., Šlezinger M., Smelík L., Rainwater runoff in the landscape. Brno: CERM, 2013, 114p.

RESEARCH AND EVALUATION OF INFILTRATION SHAFT EFFICIENCY IN REAL CONDITIONS

Summary

The permeability of infiltration zone is an essential qualitative and quantitative prerequisite for infiltration of rainwater. Permeability is represented by a filtration coefficient k_f , which represents the effectiveness of infiltration facilities, respectively ability of subsoil infiltrate incoming rainwater. Therefore, the most important design parameter of the infiltration facilities is to determine the filtration coefficient k_f on-site. It is therefore necessary that the designer of the infiltration facilities know hydrogeological conditions in the interest area.

The real measured values of the quality indicators from roof of PK6 building show sufficient quality of rainwater for rainwater harvesting as well as for rainwater infiltration. Rainwater quality for rainwater harvesting or rainwater infiltration systems can also be influenced by the choice of roofing material, its proper operation and maintenance.

Keywords: efficiency, infiltration, rainwater, runoff, shaft, soil

DOI:10.7862/rb.2014.53

Przesłano do redakcji: lipiec 2014 r.

Przyjęto do druku: wrzesień 2014 r.

Elena NEVEROVA-DZIOPAK¹
Zbigniew KOWALEWSKI²

OPTIMALIZACJA PROCEDURY OCENY STANU TROFICZNEGO WÓD PRZEJŚCIOWYCH NA PRZYKŁADZIE ZALEWU SZCZECIŃSKIEGO

Ze względu na wysokie obciążenie antropogeniczne obszarów morskich i jego prognozowany wzrost w przyszłości, aktualnym problemem jest systematyczna ocena ich aktualnego stanu troficznego, analiza roli rozmaitych czynników eutrofizacji i opracowanie na tej podstawie modeli symulacyjnych możliwego rozwoju tego procesu. To wszystko stanowi podstawę opracowania strategii zapobiegania negatywnym skutkom eutrofizacji i ma wielkie znaczenie w zarządzaniu przybrzeżnymi ekosystemami. Celem przeprowadzonych badań był poszukiwanie szybkiego i taniego sposobu oceny stanu troficznego wód przejściowych i przybrzeżnych w celu optymalizacji prowadzenia monitoringu procesów eutrofizacji i gromadzenia danych służących podstawą do formułowania matematycznych modeli prognostycznych na przykładzie słonawych wód Zalewu Szczecińskiego. Analiza porównawcza możliwości zastosowania trzech liczbowych wskaźników troficzności – TSI, TRIX i ITS – pozwoliła potwierdzić wysoką wiarygodność każdego z nich do oceny intensywności procesu eutrofizacji w badanym akwenu i zaliczyć go do wód zeutrofizowanych. Wykonana kalkulacja kosztów oceny stanu troficznego dla pojedynczego punktu pomiarowo-kontrolnego na podstawie każdego z indeksów pozwoliła zaproponować zastosowanie wskaźnika ITS jako podstawę ekspresowego monitoringu procesu eutrofizacji ze względu na niskie koszty oceny, małą pracochłonność i łatwą interpretację wyników oceny. Zastosowanie tak taniej metody pozwoliłoby na poszerzenie sieci punktów pomiarowo-kontrolnych, zwiększenie częstotliwości pomiarów i dokonywania ocen oraz nadawałoby się do gromadzenia zasobów danych niezbędnych do formułowania modeli matematycznych.

Słowa kluczowe: metody oceny, indeks stanu troficznego, monitoring procesów eutrofizacji

¹ AGH University of Science and Technology, Department of Management and Protection of Environment, Al. Mickiewicza 30, paw. C-4, 30-059 Krakow, Poland, e-mail: elenad@agh.edu.pl
Phone: +48 (12) 617 47 04

² Autor do korespondencji: AGH University of Science and Technology, Department of Management and Protection of Environment, Al. Mickiewicza 30, paw. C-4, 30-059 Krakow, Poland, e-mail: kowalew@agh.edu.pl

1. Aktualność problemu

Szybki przyrost ludności, wysoki stopień urbanizacji i rozwoju gospodarczego w obszarze zlewni mórz doprowadziły do bardzo znaczącej presji antropogenicznej na ekosystemy morskie. Intensyfikacja rolnictwa wyrażona w rosnącym wykorzystaniu nawozów sztucznych oraz odprowadzanie niedostatecznie oczyszczonych ścieków z obszarów miejskich i gospodarstw wiejskich prowadzi do wzmocnienia procesu eutrofizacji akwenów morskich, pogorszenia jakości wód oraz zmniejszenia różnorodności gatunkowej biocenozy morskich. Sposoby zapobiegania nasileniu się tych negatywnych procesów, jak i mechanizmy zarządzania strefami przybrzeżnymi o wysokich poziomach trofii i zanieczyszczenia nie są wystarczająco rozwinięte. Ten problem dotyczy zwłaszcza mórz śródlądowych, do których dopływają wysoce eutroficzne wody rzek. Ze względu na wysokie obciążenie antropogeniczne obszarów morskich i jego prognozowany wzrost w przyszłości, bardzo aktualnym problemem jest systematyczna ocena ich aktualnego stanu troficznego, analiza roli rozmaitych czynników eutrofizacji i opracowanie na tej podstawie modeli symulacyjnych możliwego rozwoju tego procesu. To wszystko stanowi podstawę opracowania strategii zapobiegania negatywnym skutkom eutrofizacji i ma wielkie znaczenie w zarządzaniu przybrzeżnymi ekosystemami.

Celem przeprowadzonych badań był poszukiwanie szybkiego i taniego sposobu oceny stanu troficznego wód słonawych w celu optymalizacji prowadzenia monitoringu procesów eutrofizacji i gromadzenia danych służących podstawą do formułowania matematycznych modeli prognostycznych na przykładzie Zalewu Szczecińskiego.

2. Materiały i metody

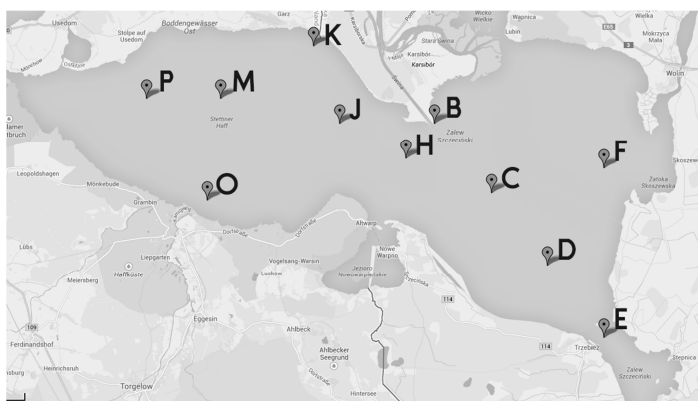
Ocena stanu troficznego Zalewu Szczecińskiego bazowała na danych monitoringu realizowanego przez Wojewódzki Inspektorat Ochrony Środowiska w Szczecinie w okresie wegetacyjnym z marca po październik 2003 roku. Monitoring badanego akwenu w roku 2003 był prowadzony w większej liczbie punktów pomiarowo-kontrolnych niż w latach następnych, charakteryzował się poszerzonym zakresem badanych wskaźników, w tym biologicznych oraz większą częstotliwością ich pomiarów, co pozwoliło oprzeć przeprowadzone badania na większej liczbie danych i uzyskać bardziej wiarygodne wyniki. Dane pomiarów podstawowych wskaźników eutrofizacji wykonane w ramach monitoringu Zalewu Szczecińskiego stanowiły bazę do przeprowadzenia analizy porównawczej różnych metod oceny stanu troficznego [10]. Składała się ona z 68 pomiarów 11 wskaźników jakości wód wykonanych w 11 punktach pomiarowo kontrolnych (rys. 1). Ocenę przeprowadzono na podstawie średnich wartości wskaźników w oparciu o liczbowe indeksy Carlsona TSI, Vollenweidera TRIX oraz integralnego kryterium stanu troficznego ITS. Analizę korelacyjną, wykonaną

w celu potwierdzenia możliwości zastosowania indeksu ITS, poprzedzała statystyczna obróbka danych w tabelach korelacyjnych zgodnie ze standardowymi metodami statystyki matematycznej stosowanych w naukach przyrodniczych [9]. Charakterystykę bazy danych wykorzystanych w badaniach przedstawia tabela 1.

Tabela 1. Wyniki badań monitoringowych w Zalewie Szczecińskim w warstwie powierzchniowej (na podstawie [10])

Table 1. Results of monitoring in the Szczecin Lagoon - surface layer (on the base of [10])

Ppk	Liczba pomiarów	pH	Zasolenie, ‰	Tlen, %	N-NO ₂ , mg/l	N-NO ₃ , mg/l	N-NH ₄ , mg/l	N og., mg/l	PO ₄ , mgP/l	Chl-a, mg/m ³	Przeźroczystość, m
B	8	8,7	2,7	108	0,005	0,302	0,050	1,391	0,144	31,2	1,36
C	8	8,7	1,7	112	0,006	0,588	0,036	1,525	0,205	41,4	1,15
D	8	8,6	1,5	103	0,007	0,348	0,049	1,470	0,176	45,4	1,13
E	8	8,2	0,7	88	0,016	0,491	0,153	1,735	0,187	39,4	1,13
F	8	8,6	1,4	109	0,008	0,385	0,036	1,560	0,149	42,6	1,05
H	8	8,7	1,7	111	0,007	0,305	0,031	1,388	0,153	34,3	1,28
J	4	8,6	2,2	107	0,003	0,022	0,034	0,754	0,115	59,8	0,80
K	4	8,8	2,0	109	0,003	0,018	0,048	0,713	0,118	58,2	0,88
M	4	8,8	1,8	102	0,003	0,020	0,043	0,907	0,143	68,5	0,88
O	4	8,8	1,5	103	0,003	0,012	0,059	0,866	0,173	80,4	0,83
P	4	8,7	1,6	103	0,004	0,027	0,053	0,929	0,142	81,2	0,83



Rys. 1. Punkty pomiarowo kontrolne w Zalewie Szczecińskim

Fig. 1. Measurement points in the Szczecin Lagoon

3. Zastosowane metody oceny stanu troficznego

3.1. Ocena na podstawie indeksu Carlsona TSI

Indeks TSI (ang. Trophic State Indeks) został opracowany przez amerykańskiego badacza Roberta Carlsona pod koniec lat siedemdziesiątych XX wieku. Konstrukcja indeksu opiera się na zależności pomiędzy przezroczystością wody a biomasa glonów. Jako dodatkowe parametry do obliczenia indeksu TSI Carlson zaproponował fosfor ogólny i chlorofil-a, a jego wartości liczbowe zostały ustalone na podstawie analizy korelacyjnej i regresyjnej. Indeks TSI oblicza się za pomocą wzorów (1), (2) i (3) [1]:

$$\text{TSI}(\text{SD}) = 60 - 14.41 \ln \text{SD} \quad (1)$$

$$\text{TSI}(\text{Chl}) = 9.81 \ln \text{Chl} + 30,6 \quad (2)$$

$$\text{TSI}(\text{TP}) = 14.42 \ln \text{TP} + 4,15 \quad (3)$$

gdzie: SD – widzialność krążka Secchiego [m],

Chl – zawartość chlorofilu-a [$\mu\text{g}/\text{dm}^3$],

TP – zawartość fosforu ogólnego [$\mu\text{g}/\text{dm}^3$].

Wielkości poszczególnych składników indeksu Carlsona pozwalające na obliczenie jego wartości przedstawia tabela 2, natomiast tabela 3 przedstawia wartości graniczne TSI w wodach o różnym poziomie troficznym.

Tabela 2. Wartości graniczne poszczególnych składników indeksu TSI (na podstawie [1])

Table 2. Limit values of TSI index components (based on [1])

Wartość indeksu Carlsona (TSI)	Widzialność krążka Secchiego (SD), m	Fosfor ogólny (TP), $\mu\text{g}/\text{dm}^3$	Chlorofil-a (Chl), $\mu\text{g}/\text{dm}^3$
0	64	0,75	0,04
10	32	1,5	0,12
20	16	3	0,34
30	8	6	0,94
40	4	12	2,6
50	2	24	6,4
60	1	48	20
70	0,5	96	56
80	0,25	192	154
90	0,12	384	427
100	0,062	768	1183

Tabela 3. Wartości graniczne indeksu TSI w wodach o różnym poziomie troficzności (na podstawie [2])

Table 3. Limit values of TSI index in waters of different trophic levels (based on [2])

Wartości indeksu TSI	Poziom troficzny
do 30	ultraoligotrofia
30 – 40	oligotrofia
40 – 50	mezotrofia
50 – 70	eutrofia
powyżej 70	hipertrofia

3.2. Ocena na podstawie indeksu Vollenweidera TRIX

Pod koniec lat dziewięćdziesiątych XX wieku R. Vollenweider na potrzeby oceny eutrofizacji opracował indeks TRIX. Indeks bazuje na założeniu, że stan troficzny jest uwarunkowany zawartością składników biogennych dostępnych dla roślinności wodnej i składa się z czterech elementów: zawartości fosforu ogólnego i rozpuszczonego azotu nieorganicznego, chlorofilu-a, będącego odzwierciedleniem biomasy fitoplanktonu oraz odchylenia nasycenia wody tlenem od stuprocentowego jej nasycenia, będącego charakterystyka intensywności przebiegu procesów produkcji. Wartość indeksu TRIX jest obliczana na podstawie równania (4) [3], a jego wartości graniczne dla wód o różnych stanach troficznych przedstawia tabela 4.

$$TRIX = (\text{Log}10[\text{Chl} * \text{aD}\%O * \text{minN} * \text{TP}] + k) / m \quad (4)$$

gdzie: Chl – zawartość chlorofilu-a [$\mu\text{g}/\text{dm}^3$],

aD%O – odchylenie nasycenia wody tlenem od stuprocentowego nasycenia

minN – azot nieorganiczny [$\mu\text{g}/\text{dm}^3$],

TP – fosfor ogólny [$\mu\text{g}/\text{dm}^3$],

k, m – współczynniki skalujące.

Tabela 4. Graniczne wartości indeksu TRIX w wodach o różnym poziomie troficzności (na podstawie [3])

Table 4. Limit values of TRIX index in waters of different trophic levels (based on [3])

Skala indeksu Vollenweidera (indeks TRIX)	Poziom troficzny
2	ultraoligotrofia
2 – 4	oligotrofia
4 – 5	mezotrofia
5 – 6	mezoeutrofia
6 – 8	eutrofia

3.3. Ocena na podstawie indeksu ITS

Kolejnym sposobem oceny stanu troficznego jest ocena na podstawie integralnego kryterium ITS (Index of Trophic State), który został opracowany na potrzeby monitoringu stanu trofii słodkich wód Zatoki Newskiej [5]. Indeks ITS był stosowany również do oceny trofii rzek polskich, zbiorników zaporowych Solina, Dobczyckiego, małych rzek Estonii, zatoki Zaler w Niemczech i innych akwenów [4, 5, 6, 8]. Założeniem teoretycznym indeksu ITS jest zmiana bilansu procesów produkcji i rozkładu substancji organicznej produkowanej przez glony podczas przebiegu procesu eutrofizacji. Zmiany bilansu biotycznego prowadzą do zmian w gospodarce gazowej w wodach, a co za tym idzie, i stosunków ilościowych stężeń tlenu i dwutlenku węgla. Zmiana stężeń CO₂ prowadzi z kolei do zmian wielkości pH, co wynika z równowagi węglanowej. Przy czym pod wpływem procesów biologicznych, związanych z produkcją roślinności wodnej podczas eutrofizacji, powstaje odpowiednia współzależność między wartością pH i nasyceniem wody tlenem, dobrze aproksymowana przez dodatnią korelację liniową. Właśnie ta zależność stanowi bazę indeksu ITS. Szczegółowo założenia teoretyczne i zasada opracowania indeksu ITS przedstawiono w literaturze [7, 8]. Indeks ITS oblicza się według wzoru (5):

$$ITS = \sum pH_i / n + a (100 - \sum [O_2\%]) / n \quad (5)$$

gdzie: pH_i – wartość pH,

[O₂%] – nasycenie wody tlenem mierzone synchronicznie z pomiarami pH,

a – współczynnik empiryczny,

n – liczba pomiarów.

Wartości, które przyjmują indeks ITS w wodach o różnym poziomie troficznym przedstawia tabela 5.

Tabela 5. Graniczne wartości wskaźnika ITS w wodach o różnym poziomie troficzności [7]

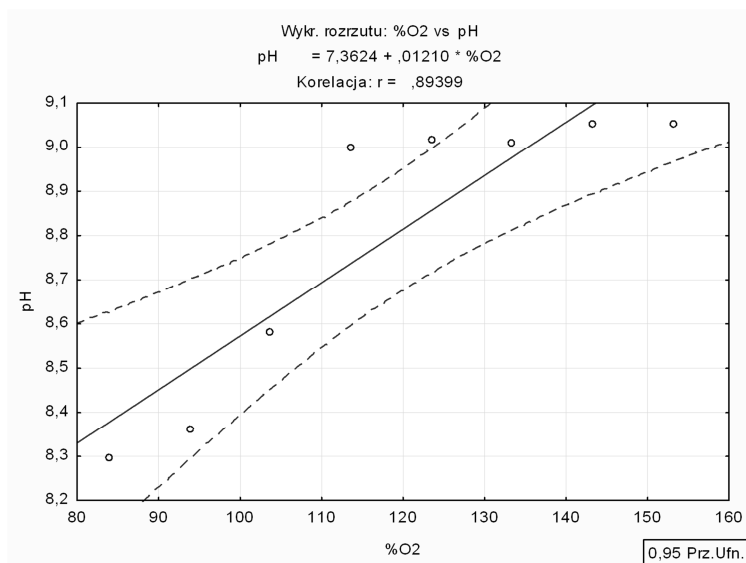
Table 5. Limit values of ITS index in waters of different trophic levels [7]

Status troficzny	Wartość indeksu ITS
dystrofia	< 6,0
ultraoligotrofia	6,0 – 6,6
oligotrofia	6,7 – 7,3
mezotrofia	7,4 – 8,0
eutrofia	> 8,0

4. Analiza porównawcza zastosowania różnych sposobów oceny stanu troficznego

Celem niniejszej analizy było ustalenie optymalnej metody oceny stanu troficznego wód przejściowych, która charakteryzowałaby się małą pracochłonnością i niskimi kosztami, a jednocześnie nadawałaby się na przeprowadzenie ekspresowego monitoringu, oraz szybkiego podejmowania decyzji w zakresie zarządzania procesami eutrofizacji wód przejściowych i przybrzeżnych. W związku z tym przeprowadzono ocenę stanu troficznego Zalewu Szczecińskiego na podstawie trzech indeksów liczbowych opisanych powyżej.

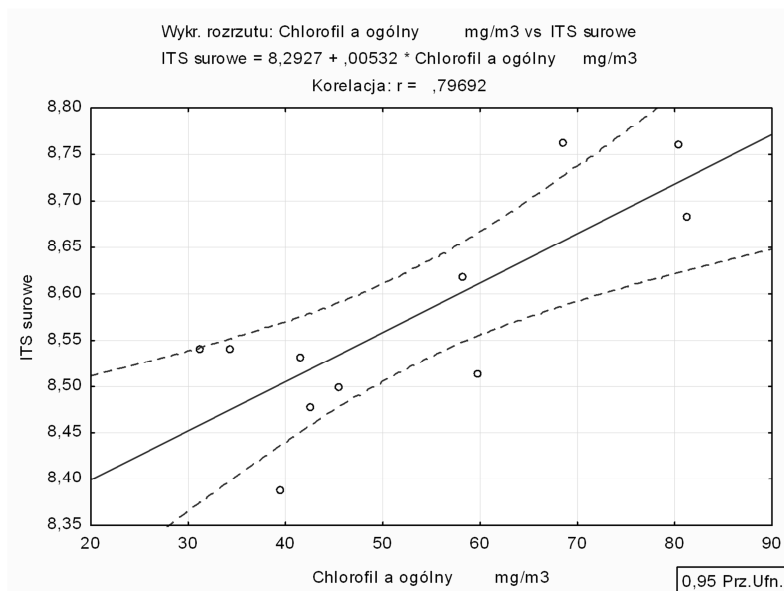
Ze względu na to, że warunkiem zastosowania indeksu ITS jest istnienie liniowej zależności między pH i nasyceniem wody tlenem, należało przeprowadzić wstępną analizę statystyczną w celu ustalenia charakteru zależności między tymi parametrami. Ustalona istotna zależność korelacyjna pozwoliła na zastosowanie wskaźnika ITS do oceny eutrofizacji Zalewu Szczecińskiego na równi z indeksami TSI i TRIX (rys.2).



Rys. 2. Ustalony charakter zależności między pH a nasyceniem wody tlenem w Zalewie Szczecińskim

Fig. 2. Established nature of relationship between pH and oxygen saturation of water in the Szczecin Lagoon

Istotna współzależność ITS i podstawowego składnika wszystkich metod oceny stanu trofii – zawartości chlorofilu – dodatkowo potwierdziła zasadność wyboru zastosowania ITS do oceny eutrofizacji danego akwenu (rys.3).



Rys. 3. Zależność stopnia troficzności wyrażonego przez wartość ITS od zawartości chlorofilu

Fig. 3. Dependence of trophic level expressed by ITS value on chlorophyll content

Obliczone wartości poszczególnych indeksów dla badanego akwenu przedstawia tabela 6, a porównanie wyników ocen stanu troficznego na podstawie wartości granicznych wskaźników TSI, TRIX i ITS przedstawia tabela 7.

Tabela 6. Obliczone wartości indeksów stanu troficznego dla Zalewu Szczecińskiego
 Table 6. Calculated values of different trophic indexes in the Szczecin Lagoon

Ppk	Wartość TLI TP	Wartość TLI SD	Wartość TLI Chla	Wartość TRIX	Wartość ITS
B	81,16	56	64,35	6,07	8,54
C	84,19	58	67,131	6,59	8,53
D	84,33	58	68,03	6,00	8,50
E	84,94	58	66,64	6,59	8,39
F	83,40	59	67,40	6,35	8,48
H	84,33	56	65,26	6,27	8,54
J	85,69	63	70,73	5,71	8,51
K	85,55	62	70,46	5,82	8,62
M	87,06	62	72,058	5,37	8,76
O	90,02	63	73,63	5,71	8,76
P	88,35	63	73,72	5,71	8,68

Tabela 7. Wyniki oceny stanu troficznego na podstawie zastosowanych indeksów

Table 7. Results of trophic state assessment on the basis of different indexes

Ppk	Ocena TSI	Ocena TRIX	Ocena ITS
B	eutrofia	eutrofia	eutrofia
C	eutrofia	eutrofia	eutrofia
D	eutrofia	eutrofia	eutrofia
E	eutrofia	eutrofia	eutrofia
F	eutrofia	eutrofia	eutrofia
H	eutrofia	eutrofia	eutrofia
J	eutrofia	mezoeutrofia	eutrofia
K	eutrofia	mezoeutrofia	eutrofia
M	eutrofia	mezoeutrofia	eutrofia
O	eutrofia	mezoeutrofia	eutrofia
P	eutrofia	mezoeutrofia	eutrofia

Analiza tabeli 7 pozwala wnioskować, że wszystkie indeksy liczbowe zastosowane do oceny stanu troficznego Zalewu Szczecińskiego dawały bardzo zbliżone do siebie wyniki oceny i charakteryzowały stan wód zalewu jako eutroficzny lub na pograniczu eutrofii.

Stosowanie indeksu TSI bazuje na pomiarze trzech wskaźników jakości wody: przezroczystości, fosforu ogólnego i chlorofilu. Wskaźnik TRIX bazuje na pomiarze czterech wskaźników: azotu nieorganicznego, fosforu ogólnego, zawartości tlenu oraz przezroczystości. Natomiast indeks ITS bazuje na pomiarze dwóch wskaźników: pH i nasycenia wody tlenem. Z powyższego spostrzeżenia wynika zróżnicowany koszt oceny stanu troficznego na podstawie poszczególnych wskaźników (tabela 8). Jednostkowe koszty pomiaru pojedynczych wskaźników jakości wód realizowanych w ramach monitoringu przyjęto na podstawie informacji z Wojewódzkich Inspektoratów Ochrony Środowiska [6].

Tabela 8. Koszt oceny stanu troficznego na podstawie indeksów TSI, TRIX i ITS dla pojedynczego punktu pomiarowo-kontrolnego

Table 8. Cost of trophic state assessment based on TSI, TRIX and ITS indexes for a single measurement point

Wskaźnik	Koszt, zł netto	Indeks TSI	Indeks TRIX	Indeks ITS
Azot mineralny	170,00		+	
Fosfor ogólny	115,00	+	+	
Przezroczystość	13,00	+		
Chlorofil-a	66,00	+	+	
pH	16,00			+
Nasycenie tlenem	20,00		+	+
Łączne koszty		194,00 zł	371,00 zł	36,00 zł

Dane umieszczone w tabeli 8 wyraźnie wskazują na to, że zastosowanie indeksu ITS pozwala na obniżenie jednostkowych kosztów oceny stanu troficznego wód: ponad pięciokrotnie w porównaniu z indeksem TSI oraz ponad dziesięciokrotnie w porównaniu z indeksem TRIX.

Wnioski

1. Na podstawie przeprowadzonej oceny stanu troficznego wód Zalewu Szczecińskiego w oparciu o indeksy TSI, TRIX i ITS należy potwierdzić wiarygodność zastosowanych metod opracowanych przez ich autorów w celu oceny stanu troficznego słonawych akwenów wodnych. Zostało to potwierdzone wysokim stopniem zbieżności uzyskanych wyników ocen i pozwoliło z dużą wiarygodnością zaliczyć ten akwen do wód eutroficznych.
2. Kalkulacja kosztów oceny stanu troficznego dla pojedynczego punktu pomiarowo-kontrolnego przy zastosowaniu poszczególnych indeksów pozwoliła wnioskować, że najtańszą metodą oceny jest ocena oparta na indeksie ITS: jest ona ponad pięciokrotnie tańsza w porównaniu z oceną opartą na indeksie TSI oraz ponad dziesięciokrotnie tańsza od oceny opartej na indeksie TRIX.
3. Ze względu na niskie koszty, małą pracochłonność oraz łatwą interpretację wyników ocena stanu troficznego na podstawie indeksu ITS może być zalecana jako ekspresowa metoda monitoringu procesu eutrofizacji i pozwoli na gromadzenie obszernych zasobów usystematyzowanych zbiorów danych niezbędnych do formułowania modeli matematycznych, które z kolei będą stanowić podstawę podejmowania szybkich decyzji strategicznych w zakresie zarządzania i ochrony wód.

Literatura

- [1] Carlson R.: A trophic state index for lakes. *Limnology and Oceanography*, 22, 2977, 1975, s. 361–369.
- [2] Carlson R. E., Simpson J.: A coordinator's guide to volunteer lake monitoring methods. North American Lake Management Society, 1996.
- [3] Giovanardi F., Vollenweider R.: Trophic conditions of marine coastal waters: experience in applying the Trophic Index TRIX to two areas of the Adriatic and Tyrrhenian seas. *J. Limnol.*, 63(2), 2004, s. 199–218.
- [4] Jachniak E., Jaguś A.: Uwarunkowania i nasilenie eutrofizacji zbiornika Tresna. *Nauka Przyroda Technologie Tom 5 Zeszyt 4*, 2011.
- [5] Jaguś A.: Ocena stanu troficznego wód kaskady Soły. *Proceedings of ECOpole Vol. 5, No. 1*, 2011.
- [6] Kowalewski Z.: Weryfikacja możliwości zastosowania integralnego kryterium do oceny stanu troficznego wód płynących. *Rozprawa Doktorska*, Kraków 2012.
- [7] Neverova-Dziopak E.: *Ekologiczne aspekty ochrony wód powierzchniowych*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów, 2007
- [8] Neverova-Dziopak E.: *Podstawy zarządzania procesem eutrofizacji antropogenicznej*. Wydawnictwa AGH, Kraków, 2010.

- [9] Stanisław A.: Biostatystyka. Wydawnictwo Uniwersytetu Jagiellońskiego, Kraków, 2005.
- [10] Wyniki monitoringu Zalewu Szczecińskiego. Wojewódzki Inspektorat Ochrony Środowiska w Szczecinie, 2003.

OPTIMIZATION OF TROPHIC STATE ASSESSMENT PROCEDURE FOR TRANSITIONAL WATERS ON SZCZECIN LAGOON EXAMPLE

S u m m a r y

Rapid population growth, a high degree of urbanization and economic development in sea catchment areas led to a very significant anthropogenic pressure on marine ecosystems. The measures of prevention of escalation of these processes and the mechanisms of management of highly eutrophic coastal zones are not sufficiently developed, and it concerns especially the inland seas, which receive high loads of biogenic matter with rivers' water. Due to high anthropogenic load on marine areas and its predicted increase in future, the following tasks seem to be very important: current assessment of water trophic state, analysis of the factors affecting the process of eutrophication and elaboration of simulation models for the prediction of its possible development. All this constitutes a basis for developing of the strategies to prevent the negative effects of eutrophication and is of great importance in the management of coastal ecosystems. The aim of the study was the search for a quick and low-cost method for brackish water trophic status assessing, which allows obtaining numerous statistical data series in order to optimize the monitoring of eutrophication process and formulation of predictive models. The research was based on the example of Szczecin Lagoon trophic status assessment realized on the base of comparison analyses of three different indexes used: TSI, TRIX and ITS. The degree of assessment similarity and comparison of unit costs of monitoring are presented.

Keywords: assessment method, index of trophic state, monitoring of eutrophication process

DOI:10.7862/rb.2014.54

Przesłano do redakcji: lipiec 2014 r.

Przyjęto do druku: wrzesień 2014 r.

Robert OLENIACZ¹
Magdalena KASJETCZUK²
Mateusz RZESZUTEK³

OCENA EFEKTÓW TERMOMODERNIZACJI BUDYNKÓW JEDNORODZINNYCH. 1. ZMNIEJSZENIE ZUŻYCIA CIEPŁA I EMISJI ZANIECZYSZCZEŃ DO POWIETRZA

Jednym z działań pozwalających na ograniczenie emisji zanieczyszczeń do powietrza z sektora mieszkalnego jest zmniejszenie zapotrzebowania na energię, co najprościej można uzyskać poprzez przeprowadzenie jego termomodernizacji. W pracy przeanalizowano kilka możliwych wariantów termomodernizacji budynku mieszkalnego charakterystycznego dla budownictwa jednorodzinne z lat 70. i 80. XX wieku w Polsce (wymiana okien, docieplenie ścian zewnętrznych, docieplenie stropodachu i wszystkie ww. działania połączone z wymianą instalacji grzewczej). Każdy z rozpatrywanych wariantów oceniono pod kątem zapotrzebowania na ciepło oraz emisji podstawowych zanieczyszczeń powietrza. W ocenie uwzględniono zużycie ciepła na ogrzewanie, wentylację oraz przygotowanie ciepłej wody użytkowej przy założeniu, że analizowany budynek jest opalany węglem i znajduje się w III strefie klimatycznej (projektowa temperatura zewnętrzna - 20°C, średnia roczna temperatura zewnętrzna +7,6°C). W okresie pozagrzewczym przyjęto codzienne uruchamianie kotła na dwie godziny w celu wytworzenia ciepłej wody użytkowej. Obliczenia emisji zanieczyszczeń do powietrza wykonano dla SO₂, NO₂, CO, PM10, B(a)P i PCDD/F z wykorzystaniem odpowiednich wskaźników emisji rekomendowanych przez Europejską Agencję Ochrony Środowiska. Zmniejszenie całkowitego zapotrzebowania na ciepło w paliwie oraz emisji zanieczyszczeń do powietrza uzyskano na poziomie ok. 3 % w przypadku przeprowadzenia tylko wymiany okien, ponad 26 % w przypadku ocieplenia ścian zewnętrznych lub stropodachu oraz o ok. 59 % w przypadku realizacji wszystkich tych działań na raz w połączeniu z zastosowaniem bardziej sprawnego kotła.

Słowa kluczowe: budynek mieszkalny, termomodernizacja, poprawa efektywności energetycznej, kocioł małej mocy, spalanie węgla, redukcja niskiej emisji

¹ Autor do korespondencji: Robert Oleniacz, AGH Akademia Górniczo-Hutnicza, Wydział Geodezji Górniczej i Inżynierii Środowiska, Katedra Kształtowania i Ochrony Środowiska, al. A. Mickiewicza 30, 30-059 Kraków, tel. + 48 12 6174503, e-mail: oleniacz@agh.edu.pl

² Magdalena Kasietczuk, AGH Akademia Górniczo-Hutnicza, e-mail: mkasiet@agh.edu.pl

³ Mateusz Rzeszutek, AGH Akademia Górniczo-Hutnicza, e-mail: rzeszut@agh.edu.pl

1. Wstęp

Zmniejszenie zapotrzebowania na energię w budownictwie jednorodzinym możliwe jest poprzez wzrost efektywności energetycznej budynku i stopnia wykorzystania energetyki prosumenckiej opartej na rozproszonych i dostępnych lokalnie odnawialnych źródłach energii [6]. W przypadku budynków o niskiej izolacyjności termicznej najlepsze efekty w tym zakresie uzyskiwane są poprzez przeprowadzenie ich kompleksowej termomodernizacji. Oprócz ewidentnych korzyści ekonomicznych przynosi to także poprawę mikroklimatu i komfortu cieplnego oraz dodatkowe efekty środowiskowe związane np. z ograniczeniem emisji zanieczyszczeń do powietrza [8, 20]. Znane są publikacje z tego zakresu, analizujące prace termomodernizacyjne z uwzględnieniem różnych aspektów zrównoważonego rozwoju i konkretnych efektów energetycznych, ekonomicznych i ekologicznych [1, 5, 10, 19] czy oceniające wpływ budynku jednorodzinnego na środowisko za pomocą analizy cyklu życia [7]. Z kolei w pracy [16] skoncentrowano się wyłącznie na porównaniu potrzeb energetycznych budynku mieszkalnego jednorodzinnego w zależności od jego izolacyjności cieplnej oraz przyjętych rozwiązań systemów grzewczych z uwzględnieniem całkowitego rocznego kosztu energii (cieplnej i elektrycznej) dostarczanej do budynku. Efekty ograniczenia niskiej emisji z sektora mieszkalnego przy pomocy zabiegów termomodernizacji nie były do tej pory jednak szczegółowo oceniane z uwzględnieniem rzeczywistych parametrów systemu ogrzewania, warunków meteorologicznych i obliczeń dyspersji zanieczyszczeń w powietrzu atmosferycznym z wykorzystaniem zaawansowanego modelu.

W niniejszej pracy przedstawiono wyniki tego typu oceny, zmierzającej do określenia możliwego stopnia zmniejszenia zapotrzebowania na energię końcową i redukcji emisji zanieczyszczeń do powietrza atmosferycznego dla przykładowego budynku jednorodzinnego opalanego węglem kamiennym, cechującego się słabą izolacją termiczną. Ocenę tę przeprowadzono dla różnych założonych wariantów termomodernizacyjnych z uwzględnieniem emisji następujących substancji zanieczyszczających powietrze: dwutlenku siarki (SO_2), dwutlenku azotu (NO_2), tlenku węgla (CO), pyłu drobnego PM_{10} , benzo(a)pirenu (B(a)P) oraz polichlorowanych dibenzo-*p*-dioksyn i dibenzofuranów (PCDD/F). Została ona następnie wykorzystana do oceny stopnia ograniczenia oddziaływania zespołu tego typu budynków na jakość powietrza w wyniku zastosowania poszczególnych wariantów. Wyniki tej oceny zamieszczono już jednak w osobnym artykule [9], stanowiącym drugą część niniejszego pracy.

W pracach [3 i 4] podobna metodyka obliczeniowa została zastosowana do kompleksowej oceny wielkości emisji pyłu drobnego PM_{10} i $\text{PM}_{2,5}$ w latach 2006-2007 ze źródeł ciepła małej mocy (stosowanych na potrzeby ogrzewania mieszkań) dla 241 gmin obszaru przygranicznego województw: śląskiego, opolskiego i dolnośląskiego, a także wpływu tej emisji na jakość powietrza w tym regionie. Zwrócono w nich uwagę m.in. na silny wpływ temperatury powietrza

atmosferycznego na zapotrzebowanie na ciepło (zwłaszcza w przypadku budynków słabo izolowanych termicznie) oraz istotny udział niskiej emisji w kształtowaniu sytuacji smogowych obserwowanych podczas niekorzystnych sytuacji meteorologicznych w rejonie niektórych stałych punktów pomiarowych monitoringu powietrza.

2. Charakterystyka obiektu badań i założonych wariantów termomodernizacyjnych

Jako obiekt badań wybrano przykładowy budynek mieszkalny jednorodzinny (zamieszkiwany przez rodzinę 4-osobową), murowany, dwukondygnacyjny, podpiwniczony, z dachem płaskim – o charakterystycznej bryle „kostki” typowej dla lat 70. i 80. XX wieku [15]. Przyjęte wymiary budynku to: wysokość – 8 m, długość – 10 m, szerokość – 11 m, wysokość kondygnacji w świetle – 2,5 m, całkowita – 2,7 m, kubatura wewnętrzna – 449,3 m³, kubatura zewnętrzna – 584,1 m³. Na parterze znajduje się wiatrołap, kuchnia z oknem, dwa pokoje, WC, pomieszczenie gospodarcze oraz garaż, natomiast na piętrze – trzy pokoje, łazienka z oknem i WC.

W budynku tym założono zastosowanie wodnego ogrzewania rurowego, zasilanego z kotła stalowego wodnego o sprawności 70 % i mocy nominalnej 24 kW, opalanego węglem kamiennym o wartości opałowej 24 MJ/kg. Przyjęto ponadto, że elementy grzejne stanowią grzejniki członowo-płytowe bez regulacji miejscowej, a instalacja grzewcza pełni również funkcję przygotowania ciepłej wody użytkowej z wykorzystaniem w charakterze urządzenia pomocniczego pompy obiegowej.

Z uwagi na niską pierwotną izolacyjność termiczną analizowanego budynku (nieocieplone ściany i stropodach, podwójne drewniane okna starego typu) zaproponowano kilka wariantów prac termomodernizacyjnych mających na celu istotne obniżenie zapotrzebowania na energię. Przykładowo w wariantcie W_1 założono przeprowadzenie tylko wymiany stolarki okiennej, wariant W_2 uwzględnił ocieplenie ścian zewnętrznych, a wariant W_3 przewidywał docieplenie stropodachu. W najbardziej rozbudowanym wariantcie W_4 zostały połączone ze sobą działania zaproponowane w wariantach W_1 - W_3 i przewidziano dodatkowo wymianę instalacji grzewczej, w tym zastosowanie kotła węglowego o większej sprawności (82 %) i odpowiednio mniejszej mocy wynikającej ze zredukowanego zapotrzebowania na ciepło. W tabeli 1 scharakteryzowano stan początkowy i poszczególne przyjęte warianty prac termomodernizacyjnych w zakresie rodzaju stosowanych przegród i ich stopnia izolacyjności termicznej.

Tabela 1. Charakterystyka stanu początkowego i poszczególnych wariantów prac termomodernizacyjnych dla analizowanego budynku

Table 1. Characteristic of the baseline and individual variants of thermal renovation works for the analysed building

Wariant	Opis	Założenia dotyczące przegród	Współczynnik przenikania ciepła U [W/m ² ·K]
W ₀	stan początkowy	strop żelbetowy kanałowy ŻERAN o grubości 22 cm	1,8
		ściany z pustaków z betonu komórkowego typu SIPOREX o grubości 24 cm	1,2
		okna podwójne drewniane	2,6
		piwnica nieogrzewana	0,33
W ₁	wymiana okien	okna PCV z 3-komorowym systemem profili	1,4
W ₂	ocieplenie ścian	warstwa styropianu o grubości 12 cm	0,261
W ₃	docieplenie stropodachu	warstwa styropianu o grubości 15 cm	0,258
W ₄	stan końcowy	suma prac z zakresu wariantów W ₁ -W ₃ oraz wymiana instalacji grzewczej (w tym zastosowanie bardziej sprawnego i mniejszego kotła)	-

3. Ocena zmian zapotrzebowania na ciepło

Na potrzeby określenia emisji zanieczyszczeń do powietrza z analizowanego budynku i zmian tej emisji w wyniku zaproponowanych prac termomodernizacyjnych, najpierw obliczono roczne zapotrzebowanie na ciepło użytkowe dla poszczególnych rozpatrywanych wariantów. Obliczenia te wykonano częściowo z wykorzystaniem oprogramowania Audytor OZC 6.0 Pro, bazującego na metodzie wynikającej z rozporządzenia Ministra Infrastruktury z dnia 6 listopada 2008 r. w sprawie metodologii obliczania charakterystyki energetycznej budynku [18] z uwzględnieniem rozporządzenia Ministra Infrastruktury z dnia 12 kwietnia 2002 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie [17] oraz szereg norm krajowych i europejskich [11-14].

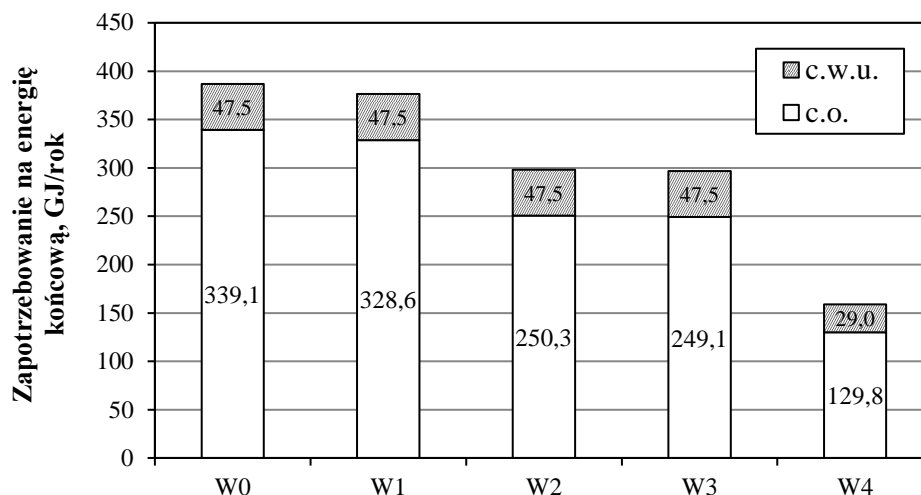
Zakres obliczeń obejmował m.in. roczne zapotrzebowanie na energię końcową bez urządzeń pomocniczych (z uwzględnieniem całkowitej sprawności instalacji) na cele centralnego ogrzewania i wentylacji (c.o.) oraz do przygotowania ciepłej wody użytkowej (c.w.u.). W obliczeniach zapotrzebowania na ciepło na cele c.o. uwzględniono geometrię budynku i przyjęte dla poszczególnych

wariantów parametry przegród budowlanych w celu określenia strat przez przenikanie i wentylację oraz zysków ciepła (wewnętrznych i od słońca), a także sprawności ich wykorzystania. Założono, że analizowane osiedle budynków znajduje się w III strefie klimatycznej, w przypadku której projektowa temperatura zewnętrzna wynosi -20°C , natomiast średnia roczna temperatura zewnętrzna wynosi $+7,6^{\circ}\text{C}$.

W obliczeniach zapotrzebowania na energię do przygotowania c.w. założono całoroczny okres użytkowania budynku. Zapotrzebowanie to jest dużo niższe w stosunku do potrzeb grzewczych, nie mniej jednak istotne. Przyjęto, że działania termomodernizacyjne zaproponowane w ramach wariantów W_1 , W_2 i W_3 nie wpływają na zmiany tego zapotrzebowania. Jedynie w przypadku wariantu W_4 , w którym założono m.in. wymianę kotła na bardziej sprawny i o mniejszej mocy, uwzględniono pewną redukcję zapotrzebowania na energię końcową do przygotowania c.w.u. Z drugiej strony w okresie pozagrzewczym uwzględniono zmniejszenie całkowitej sprawności instalacji c.w. wynikające z konieczności codziennego krótkotrwałego użytkowania kotła (założono, że będzie on wówczas rozpalany na ok. 2 godziny dziennie). Zapotrzebowanie na energię w paliwie w okresie, w którym kocioł jest uruchamiany tylko w celu wytwarzania c.w. określono przy założeniu, że zużycie węgla wynosi 10 kg/dzień (warianty W_0 - W_3) lub 5 kg/dzień (wariant W_4). Skutkuje to większym rocznym zapotrzebowaniem na energię końcową niż wychodzi z obliczeń wykonywanych zgodnie z [18] przy założeniu ciągłej pracy kotła. Zwiększenie to wydaje się być jednak uzasadnione z uwagi na przyjęty sposób eksploatacji kotła (codzienne uruchamianie i wygaszanie).

Obliczone roczne zapotrzebowanie analizowanego budynku na energię końcową (na cele c.o. i c.w.u.) dla stanu początkowego (wariant W_0) i poszczególnych wariantów termomodernizacyjnych porównano ze sobą na rys. 1. Zmienność średnich rocznych wskaźników jednostkowego zapotrzebowania na energię końcową na cele c.o. i c.w.u. (w odniesieniu do kubatury zewnętrznej budynku) uzyskano na poziomie odpowiednio od ok. 18,4 i 2,6 W/m^3 dla wariantu W_0 do ok. 7,0 i 1,6 W/m^3 dla wariantu W_4 .

Jak wynika z rys. 1, wymiana starych okien drewnianych na współczesne okna PVC (wariant W_1) przynosi zmniejszenie zapotrzebowania na cele c.o. w stosunku do stanu początkowego jedynie o ok. 3 %. Zdecydowanie większą oszczędność (o nieco ponad 26 %) umożliwia ocieplenie ścian zewnętrznych (wariant W_2) lub stropodachu (wariant W_3). Wykonanie wszystkich tych prac termomodernizacyjnych oraz zastosowanie bardziej sprawnego kotła węglowego pozwala na osiągnięcie redukcji rocznego zapotrzebowania na energię końcową na cele c.o. o prawie 62 %, a na wytwarzanie c.w.u. o prawie 19 % w stosunku do stanu początkowego. Całkowite zmniejszenie rocznego zapotrzebowania na energię w paliwie oszacowano na poziomie ok. 59 %.



Rys. 1. Zmienność rocznego zapotrzebowania na energię końcową na cele centralnego ogrzewania i wentylacji (c.o.) i do przygotowania ciepłej wody użytkowej (c.w.u.) dla poszczególnych wariantów

Fig. 1. Variability of the annual final energy demand for the purposes of central heating and ventilation (c.o.) and for preparing domestic hot water (c.w.u.) for each variant

4. Obliczenie emisji zanieczyszczeń do powietrza

4.1. Emisja całkowita roczna

Obliczenia emisji zanieczyszczeń do powietrza atmosferycznego zostały przeprowadzone dla wybranych substancji charakterystycznych dla procesu spalania węgla z uwzględnieniem określonego w rozdziale poprzednim zapotrzebowania budynku na energię końcową oraz wskaźników emisji rekomendowanych przez Europejską Agencję Ochrony Środowiska (European Environment Agency – EEA) dla domowych kotłów małej mocy, opalanych węglem kamiennym [2]. Zestawienie tych substancji i przyjętych wskaźników emisji zamieszczono w tabeli 2.

Wyniki obliczeń całkowitych rocznych emisji rozpatrywanych zanieczyszczeń otrzymane dla poszczególnych wariantów przedstawiono w tabeli 3. Stopień redukcji tej emisji otrzymano na poziomie analogicznym, jak stopień redukcji sumarycznego zapotrzebowania na energię końcową na cele c.o. i c.w.u.

Tabela 2. Wskaźniki emisji zanieczyszczeń przyjęte dla analizowanego kotła węglowego [2]

Table 2. Air pollutant emission factors adopted for the analyzed coal boiler [2]

Rodzaj substancji	SO _x (SO ₂)	NO _x (NO ₂)	CO	PM10	B(a)P	PCDD/F
Jednostka	g/GJ	g/GJ	g/GJ	g/GJ	mg/GJ	ngTEQ/GJ
Wskaźnik emisji	404	900*	110	4600	230	800

* wskaźnik emisji odpowiadający 1,2% zawartości siarki w węglu, wartości opałowej węgla 24 MJ/kg oraz średniemu współczynnikowi zatrzymania siarki w popiele na poziomie 0,1

Tabela 3. Całkowite roczne emisje wybranych zanieczyszczeń do powietrza z rozpatrywanego budynku w zależności od wariantu

Table 3. Total annual emissions of selected pollutants into the air from the considered building depending on the variant

Wariant	Emisja całkowita						Emisja względna %
	SO ₂	NO ₂	CO	PM10	B(a)P	PCDD/F	
	kg/rok	kg/rok	kg/rok	kg/rok	g/rok	µgTEQ/rok	
W0	347,9	42,53	1778	156,2	88,92	309,3	100,0
W1	338,5	41,37	1730	151,9	86,50	300,9	97,3
W2	268,0	32,76	1370	120,3	68,49	238,2	77,0
W3	266,9	32,63	1364	119,8	68,22	237,3	76,7
W4	142,9	17,47	730	64,2	36,52	127,0	41,1

4.2. Emisja średnia godzinna i jej zmienność w okresie roku

W celu określenia zmienności emisji zanieczyszczeń w sezonie grzewczym i pozagrzewczym, niezbędnej m.in. w obliczeniach ich dyspersji w powietrzu, całkowita emisja roczna poszczególnych substancji została odpowiednio rozłożona w czasie umownego roku w przyjętym okresie jej zachodzenia (okresie eksploatacji kotła) w zależności od temperatury zewnętrznej (intensywności ogrzewania). Uwzględniono tutaj następujące założenia (kryteria):

- w okresie grzewczym budynek jest ogrzewany co najwyżej w godzinach od 7:00 do 24:00 i tylko wtedy, gdy temperatura powietrza atmosferycznego jest mniejsza niż 10°C przez co najmniej 3 godziny; w tym czasie wytwarzana jest też ciepła woda użytkowa (kryterium K₁),
- w okresie pozagrzewczym kocioł jest użytkowany tylko w godz. 18:00-20:00 w celu wytwarzania c.w.u. (kryterium K₂).

Występowanie ww. kryteriów przeanalizowano w okresie umownego roku (rok 2012) z uwzględnieniem danych meteorologicznych dla rejonu Krakowa. Liczba dni w roku, dla których zostało spełnione kryterium K₁ wyniosła 212 (sezon grzewczy), a dla których zostało spełnione kryterium K₂ – 154 (sezon pozagrzewczy).

W celu uwzględnienia zmienności emisji w ciągu roku dla jednogodzinnego kroku obliczeniowego, wyznaczono zależność pomiędzy emisją uśrednioną dla okresu jednej godziny i temperaturą zewnętrzną (t_o). Najpierw obliczono względny współczynnik obciążenia cieplnego budynku ($n_{i,j}$) w funkcji przyjętych przedziałów temperatur, korzystając z zależności (1) i (2):

$$n_{i,j} = \frac{\Phi_{i,j}}{\Phi_{i,min}} \quad (1)$$

gdzie: $n_{i,j}$ – względny współczynnik obciążenia cieplnego budynku dla i -tego wariantu i j -tego przedziału temperatur zewnętrznych,

$\Phi_{i,min}$ – średnie projektowe obciążenie cieplne budynku dla i -tego wariantu i najniższego przedziału temperatur zewnętrznych występującego w rozpatrywanym roku: $-25^{\circ}\text{C} < t_o \leq -20^{\circ}\text{C}$ [kW],

$\Phi_{i,j}$ – średnie projektowe obciążenie cieplne budynku dla i -tego wariantu i j -tego przedziału temperatur zewnętrznych [kW]:

$$\bar{\Phi}_{i,j} = \frac{\Phi_{H,L,Tp} - \Phi_{H,L,Tk}}{2} \quad (2)$$

gdzie: $\Phi_{H,L,Tp}$ – projektowe obciążenie cieplne dla zadanej temperatury początkowej przedziału [kW],

$\Phi_{H,L,Tk}$ – projektowe obciążenie cieplne dla zadanej temperatury końcowej przedziału [kW].

Współczynnik $n_{i,j}$ obrazuje stopień zmniejszenia obciążenia cieplnego kotła i maksymalnej emisji jednogodzinnej w zależności od występującego przedziału temperatur zewnętrznych. Przyjmuje on wartość równą 1 dla najniższego przedziału temperatur ($-25^{\circ}\text{C} < t_o \leq -20^{\circ}\text{C}$).

Następnie określono emisje jednogodzinne rozpatrywanych substancji dla poszczególnych przedziałów temperatur otoczenia, osobno dla kresu grzewczego (zgodnie z kryterium K_1) i pozagrzewczego (zgodnie z kryterium K_2). W tym celu wykorzystano następujące zależności:

$$E_{n,i,j,K1} = \frac{n_{i,j}}{\sum_{j=1}^j n_{i,j} \cdot \tau_j} \cdot (E_{n,c.o.,K1} + E_{n,c.w.u.,K1}) \quad (3)$$

$$E_{n,i,K2} = \frac{E_{n,c.w.u.,K2}}{\tau_{K2} \cdot \tau_d} \quad (4)$$

gdzie: E_{n,i,j,K_1} – emisja n -tej substancji w okresie grzewczym (zgodnie z kryterium K_1) uśredniona w czasie jednej godziny dla i -tego wariantu i j -tego przedziału temperatur [kg/h],

τ_j – częstość występowania temperatury otoczenia w j -tym przedziale temperatur w rozpatrywanym okresie [h/rok],

$E_{n,c.o.,K_1}$ – całkowita roczna emisja n -tej substancji w okresie grzewczym (kryterium K_1) wynikająca ze zużycia paliwa na cele c.o. [kg/rok],

$E_{n,c.w.u.,K_1}$ – całkowita roczna emisja n -tej substancji w okresie grzewczym (K_1) wynikająca ze zużycia paliwa do przygotowania c.w.u. [kg/rok],

E_{n,i,K_2} – emisja n -tej substancji w okresie pozagrzewczym (zgodnie z kryterium K_2) uśredniona w czasie jednej godziny dla i -tego wariantu [kg/h],

$E_{n,c.w.u.,K_2}$ – całkowita roczna emisja n -tej substancji w okresie pozagrzewczym (K_2) wynikająca ze zużycia paliwa do przygotowania c.w.u. [kg/rok],

τ_{K_2} – liczba dni w roku występowania okresu pozagrzewczego [d/rok],

τ_d – czas pracy kotła w ciągu doby w okresie pozagrzewczym [h/d].

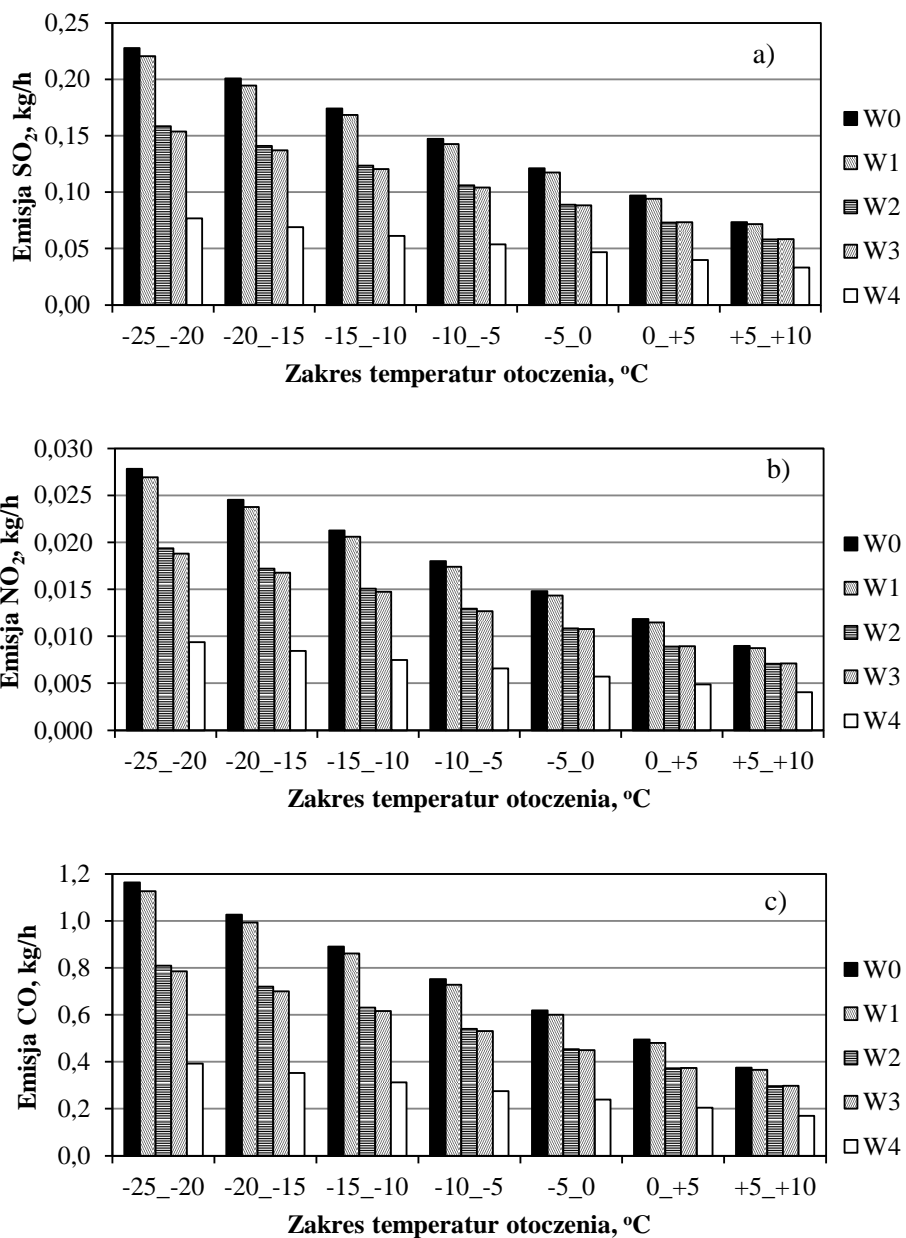
Czasy występowania przyjętych przedziałów temperatur zewnętrznych oraz względne współczynniki obciążenia cieplnego budynku dla poszczególnych wariantów przedstawiono w tabeli 4. Z kolei porównanie poszczególnych wariantów w zakresie jednogodzinnych emisji rozpatrywanych zanieczyszczeń w okresie grzewczym (obliczonych dla poszczególnych przedziałów temperatur otoczenia) przedstawiono na rys. 2 i 3.

Tabela 4. Zestawienie czasów występowania przyjętych przedziałów temperatur zewnętrznych oraz względnych współczynników obciążenia cieplnego budynku dla poszczególnych wariantów

Table 4. Comparison of times of occurrence of the adopted external temperature ranges and relative coefficients of heat load of a building for respective variants

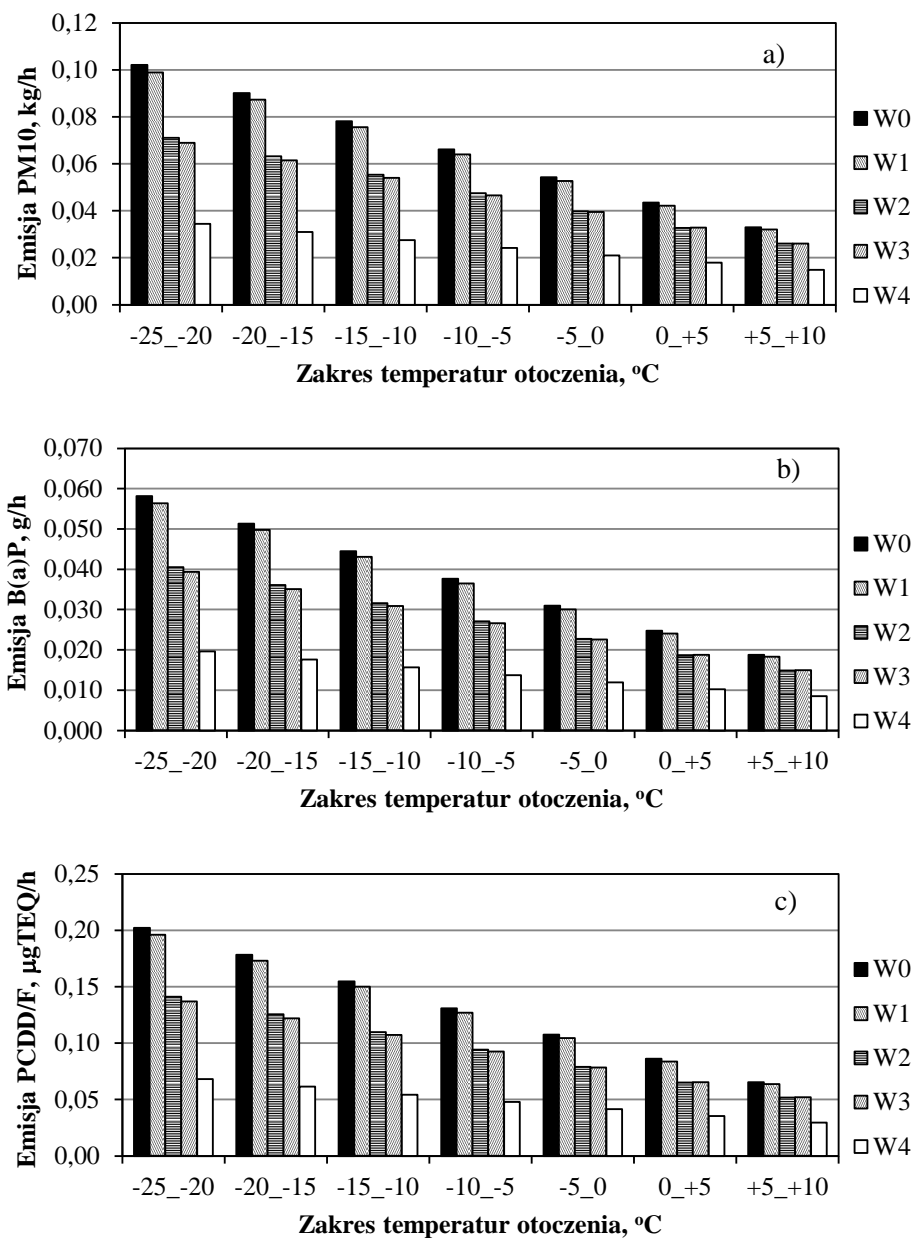
Temperatura otoczenia t_o [°C]	Częstość występowania τ_j [h/rok] *	Współczynnik n_{ij}				
		W_0	W_1	W_2	W_3	W_4
$5 < t_o \leq 10$	968	0,323	0,324	0,366	0,379	0,432
$0 < t_o \leq 5$	1059	0,426	0,426	0,460	0,476	0,520
$-5 < t_o \leq 0$	485	0,532	0,533	0,560	0,573	0,609
$-10 < t_o \leq -5$	195	0,647	0,647	0,668	0,676	0,700
$-15 < t_o \leq -10$	206	0,765	0,764	0,779	0,784	0,797
$-20 < t_o \leq -15$	77	0,882	0,882	0,889	0,892	0,899
$-25 < t_o \leq -20$	9	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000

* w okresie grzewczym umownego roku w godzinach od 7:00 do 24:00 (zgodnie z kryterium K_1)



Rys. 2. Porównanie poszczególnych wariantów w zakresie średniej emisji jednogodzinnej SO₂ (a), NO₂ (b) i CO (c) do powietrza w okresie grzewczym

Fig. 2. Comparison of individual variants as regards average one-hour emission of SO₂ (a), NO₂ (b) and CO (c) into the air in the heating season



Rys. 3. Porównanie poszczególnych wariantów w zakresie średniej emisji jednogodzinnej PM10 (a), B(a)P (b) i PCDD/F (c) do powietrza w okresie grzewczym

Fig. 3. Comparison of individual variants as regards average one-hour emission of PM10 (a), B(a)P (b) i PCDD/F (c) into the air in the heating season

Z kolei średnie emisje jednogodzinne poszczególnych substancji towarzyszące eksploatacji kotła w okresie pozagrzewczym (w celu wytworzenia c.w.u.) określono na poziomie przedstawionym w tabeli 5.

Tabela 5. Wyniki obliczeń emisji zanieczyszczeń powietrza z rozpatrywanego budynku dla poszczególnych wariantów w sezonie pozagrzewczym

Table 5. Results of calculations of air pollutant emissions from the considered building for each variant outside of the heating season

Warianty	Emisja średnia w sezonie pozagrzewczym					
	SO ₂	NO ₂	CO	PM10	B(a)P	PCDD/F
	kg/h	kg/h	kg/h	kg/h	g/h	µgTEQ/h
W ₀ -W ₃	0,1080	0,0132	0,552	0,0485	0,0276	0,0960
W ₄	0,0540	0,0066	0,276	0,0242	0,0138	0,0480

5. Podsumowanie

Budynki jednorodzinne opalane indywidualnie węglem kamiennym mogą stanowić istotne źródło emisji wielu zanieczyszczeń powietrza, w tym m.in. dwutlenku siarki, pył drobnego PM10 i benzo(a)pirenu. Jedną z najbardziej racjonalnych metod ograniczenia tej emisji (oprócz zmiany rodzaju spalanego paliwa) jest zmniejszenie zapotrzebowania budynku na ciepło użytkowe poprzez przeprowadzenie termomodernizacji.

Każdy z zaproponowanych wariantów prac termomodernizacyjnych odnoszących się do budynku typu „kostka” o niskiej izolacyjności termicznej przynosi pewne zmniejszenie tego zapotrzebowania w stosunku do stanu początkowego (wariant W₀). Stosunkowo najmniejsze efekty w tym zakresie daje wymiana starych podwójnych okien drewnianych na klasyczne okna PCV z profilem 3-komorowym (wariant W₁), a największe efekty – ocieplenie ścian zewnętrznych (wariant W₂) lub stropodachu (wariant W₃). W przypadku wykonania wszystkich tych prac jednocześnie oraz wymiany instalacji grzewczej, w tym zastosowania mniejszego i bardziej sprawnego kotła (wariant W₄) można w przypadku tego typu budynku uzyskać redukcję rocznego zużycia paliwa i emisji zanieczyszczeń do powietrza o ok. 60 %.

Praca powstała w ramach badań statutowych AGH nr 11.11.150.008.

Literatura

- [1] Cwiężek M.: Audyt energetyczny wybranego obszaru miasta – metoda bilansowania potrzeb ciepłych oraz wyznaczania efektów energetycznych i ekologicznych wynikających z termomodernizacji, *Górnictwo i Środowisko*, z. 1, 2006, s. 73-95, Prace Naukowe GiG, Katowice, 2006.

- [2] EEA: EMEP/EEA air pollutant emission inventory guidebook 2013, Technical report No 12/2013, <http://www.eea.europa.eu/publications/emep-eea-guidebook-2013> [dostęp: 31 marca 2014 r.].
- [3] Hławiczka S., Kliś Cz., Cenowski M., Strzelecka-Jastrząb E., Długosz J., Bronder J.: Nowe podejście do oceny niskiej emisji z ogrzewania mieszkań w kształtowaniu stężeń pyłu na obszarze gminy. I. Inwentaryzacja źródeł emisji i modelowanie emisji, *Ochrona Środowiska i Zasobów Naturalnych*, 47, 2011, s. 22-46.
- [4] Hławiczka S., Kliś Cz., Strzelecka-Jastrząb E., Cenowski M., Bronder J., Korszun K.: Nowe podejście do oceny niskiej emisji z ogrzewania mieszkań w kształtowaniu stężeń pyłu na obszarze gminy. II. Modelowanie stężeń pyłu, *Ochrona Środowiska i Zasobów Naturalnych*, 51, 2012, s. 22-46.
- [5] Jaworska-Michałowska M.: Ekologiczny aspekt termomodernizacji – wybrane zagadnienia, *Czasopismo Techniczne* z. 18 (rok 107), *Architektura* z. 8-A, 2010, s. 137-145, Wyd. Politechniki Krakowskiej, Kraków, 2010.
- [6] Kopietz-Unger J.: Zmniejszenie zapotrzebowania na energię poprzez wzrost efektywności energetycznej budynku i działania prosumenckie, *Przegląd Budowlany* nr 12, 2012, s. 44-52.
- [7] Król P., Firląg S., Węglarz A.: Zintegrowana ocena wpływu budynku jednorodzinnego na środowisko, *Rynek Instalacyjny*, nr 9, 2013, s. 21-25.
- [8] Norwicz J. (red.): *Termomodernizacja budynków dla poprawy jakości środowiska*, Biblioteka Fundacji Poszanowania Energii, Gliwice 2004.
- [9] Oleniacz R., Kasietczuk M., Rzesutek M.: Ocena efektów termomodernizacji budynków jednorodzinnych. 2. Zmniejszenie oddziaływania na jakość powietrza, *Czasopismo Inżynierii Ładowej, Środowiska i Architektury*, t. XXXI, z. 61 (3/I/14), 2014, s. 197-215.
- [10] Piotrowska-Woroniak J., Woroniak G.: Efekty energetyczne, ekonomiczne i ekologiczne termomodernizacji budynku hotelowego w Białymstoku, *Budownictwo i Inżynieria Środowiska*, 3, nr 4, 2012, s. 185-194.
- [11] PN-B-02025: Obliczanie sezonowego zapotrzebowania na ciepło do ogrzewania budynków mieszkalnych i zamieszkania zbiorowego, 2001.
- [12] PN-EN 12831: Instalacje ogrzewcze w budynkach - Metoda obliczania projektowego obciążenia cieplnego, 2006.
- [13] PN-EN ISO 6946: Komponenty budowlane i elementy budynku - Opór cieplny i współczynnik przenikania ciepła - Metoda obliczania, 2008.
- [14] PN-EN ISO 13788: Ciepłno-wilgotnościowe właściwości komponentów budowlanych i elementów budynku - Temperatura powierzchni wewnętrznej konieczna do uniknięcia krytycznej wilgotności powierzchni i kondensacja międzywarstwowa - Metody obliczania, 2013.
- [15] *Podręcznik typologii budynków mieszkalnych z przykładami działań mających na celu zmniejszenie ich energochłonności*, Narodowa Agencja Poszanowania Energii SA, Warszawa 2011.
- [16] Siuta-Olcha A., Cholewa T. Guz Ł.: Analiza porównawcza potrzeb energetycznych jednorodzinnych budynków mieszkalnych o różnym standardzie wykonania. *Proceedings of ECOpole*, Vol. 5, No. 1, 2011, s. 287-292.

- [17] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 12 kwietnia 2002 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie, Dz.U. 2002, nr 75, poz. 690 z późn. zm.
- [18] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury dnia 6 listopada 2008 r. w sprawie metodologii obliczania charakterystyki energetycznej budynku i lokalu mieszkalnego lub części budynku stanowiącej samodzielną całość techniczno-użytkową oraz sposobu sporządzania i wzorów świadectw ich charakterystyki energetycznej, Dz.U. 2008, nr 201, poz. 1240 z późn. zm.
- [19] Ujma A., Lis A.: Elementy zrównoważonego rozwoju w termomodernizacji budynku wielorodzinnego, (w): Budownictwo o zoptymalizowanym potencjale energetycznym, s. 376-389, praca zbior. pod red. T. Bobki, J. Rajczyka, Wyd. Politechniki Częstochowskiej, Częstochowa, 2010.
- [20] Zender-Świercz E., Piotrowski J.Z.: Thermomodernization a building and its impact on the indoor microclimate, Structure and Environment, vol. 5, No. 3, 2013, s. 37-40.

ASSESSMENT OF THE EFFECTS OF THERMAL RENOVATION OF DETACHED HOUSES. 1. REDUCTION OF HEAT CONSUMPTION AND POLLUTANT EMISSIONS INTO THE AIR

Summary

One of the measures allowing to reduce the emissions of pollutants into the air from the housing sector is decrease in the energy demand, which can be most easily achieved by thermal renovations. This paper analyses some possible variants of thermomodernization of a residential building typical for single-family housing construction of the 1970s and 1980s in Poland (replacement of window frames, insulation of external walls, flat roof insulation and all of the above-mentioned measures together with heating system replacement). Each of the considered variants was assessed in respect to the heat demand and emission of basic pollutants into the air. The assessment also considered heat consumption for heating purposes, ventilation and preparation of domestic hot water assuming that the analysed building is coal-fired and situated in the 3rd climatic zone (the projected outside temperature -20°C , the annual average outside temperature $+7.6^{\circ}\text{C}$). It was assumed that outside of the heating season the boiler runs daily for two hours to produce domestic hot water. The calculations of pollutant emissions into the air were made for SO_2 , NO_2 , CO , PM_{10} , B(a)P and PCDD/F with the use of respective emission indicators recommended by the European Environment Agency. The achieved reduction in total heat demand in the fuel and in the emissions of pollutants into the air was at the level of ca. 3% for replacement of windows only, over 26% for insulation of external walls or the flat roof and ca. 59% for all of these measures done at the same time along with the use of a more efficient boiler.

Keywords: residential building, thermomodernization, improving energy efficiency, low-power boiler, coal combustion, low emission reduction

DOI:10.7862/rb.2014.55

Przesłano do redakcji: lipiec 2014 r.

Przyjęto do druku: wrzesień 2014 r.

Robert OLENIACZ¹
Magdalena KASIECZUK²
Mateusz RZESZUTEK³

OCENA EFEKTÓW TERMOMODERNIZACJI BUDYNKÓW JEDNORODZINNYCH. 2. OGRANICZENIE WPLYWU NA JAKOŚĆ POWIETRZA ATMOSFERYCZNEGO

W artykule oceniono stopień zmniejszenia wpływu na jakość powietrza zespołu budynków jednorodzinnych opalanych węglem kamiennym wynikający z realizacji pewnych prac termomodernizacyjnych, skutkujących ograniczeniem zużycia paliwa i redukcją emisji zanieczyszczeń do powietrza. Oceny dokonano na podstawie wyników modelowania dyspersji wybranych substancji (SO₂, NO₂, CO, PM₁₀, B(a)P i PCDD/F) w powietrzu atmosferycznym przy wykorzystaniu modeli CALMET/CALPUFF. Proces obliczeniowy składał się z przygotowania danych przestrzennych cech terenu, utworzenia trójwymiarowej siatki danych meteorologicznych, zdefiniowania parametrów geometrycznych emitatorów zastępczych i wykonania obliczeń rozkładów stężeń zanieczyszczeń w powietrzu dla przyjętych wariantów emisyjnych. Uzyskane wyniki obliczeń wskazują na możliwość występowania przekroczeń dopuszczalnych stężeń w powietrzu SO₂, PM₁₀ i B(a)P w przypadku emisji tych substancji z 60 tego typu budynków mieszkalnych położonych blisko siebie, cechujących się niską izolacyjnością termiczną. Zdecydowane ograniczenie tego oddziaływania możliwe jest poprzez przeprowadzenie szeregu prac zwiększających efektywność energetyczną tych budynków (wymiana okien, ocieplenie ścian zewnętrznych, docieplenie stropodachu i wymiana instalacji grzewczej). Zaproponowane działania pozwalają na zmniejszenie stężeń ww. substancji w powietrzu powodowanych emisją z tych budynków zdecydowanie poniżej poziomu dopuszczalnego z wyjątkiem B(a)P, w przypadku którego dotrzymanie dopuszczalnych stężeń średniorocznych w powietrzu wymaga dodatkowo zmiany rodzaju stosowanego paliwa.

Słowa kluczowe: termomodernizacja budynków, niska emisja, zanieczyszczenia powietrza, dyspersja atmosferyczna, modelowanie, CALMET, CALPUFF

¹ Autor do korespondencji: Robert Oleniacz, AGH Akademia Górniczo-Hutnicza, Wydział Geodezji Górniczej i Inżynierii Środowiska, Katedra Kształtowania i Ochrony Środowiska, al. A. Mickiewicza 30, 30-059 Kraków, tel. + 48 12 6174503, e-mail: oleniacz@agh.edu.pl

² Magdalena Kasieczuk, AGH Akademia Górniczo-Hutnicza, e-mail: mkasiet@agh.edu.pl

³ Rzeszutek, AGH Akademia Górniczo-Hutnicza, e-mail: rzeszut@agh.edu.pl

1. Wstęp

Przeprowadzenie prac termomodernizacyjnych budynków jednorodzinnych cechujących się niską izolacyjnością termiczną powoduje zwiększenie jego efektywności energetycznej, a tym samym zmniejszenie zużycia paliw na cele centralnego ogrzewania (c.o.) i redukcję emisji zanieczyszczeń do powietrza wynikających z ich spalania. W przypadku, gdy paliwem tym jest węgiel kamienny może to przynieść wyraźne ograniczenie oddziaływania tego typu budynków na jakość powietrza, co jest szczególnie istotne w przypadku tych substancji emitowanych z kotłów węglowych, których stężenia w powietrzu w naszym kraju często przekraczają poziomy dopuszczalne, czyli dwutlenku siarki (SO_2), pyłu zawieszonego PM10 oraz benzo(a)pirenu (B(a)P) [10, 27].

W niniejszej pracy dokonano oceny wpływu na jakość powietrza budynków mieszkalnych jednorodzinnych opalanych węglem przed i po ich termomodernizacji z uwzględnieniem różnych wariantów prac zmierzających do poprawy ich efektywności energetycznej oraz sześciu zanieczyszczeń powietrza charakterystycznych dla procesu spalania węgla: dwutlenku siarki (SO_2), dwutlenku azotu (NO_2), tlenku węgla (CO), pyłu zawieszonego PM10, benzo(a)pirenu (B(a)P) oraz dioksyn i furanów (PCDD/F). Podobną ocenę zamieszczono w pracy [14], ale ograniczono się w niej tylko do wyników obliczeń zmian emisji i imisji dwóch substancji zanieczyszczających powietrze (SO_2 i pyłu PM10).

Większość innych prac oceniających efekty prac termomodernizacyjnych ogranicza się do oceny zmian zapotrzebowania na energię i wynikających stąd korzyści ekonomicznych oraz ewentualnie ograniczenia emisji zanieczyszczeń do powietrza bez oceny skutków tych zmian w środowisku, w tym wpływu na jakość powietrza. Tego typu oceny z wykorzystaniem technik modelowania matematycznego dyspersji zanieczyszczeń w powietrzu atmosferycznym nieco częściej wykonuje się w odniesieniu do większych obszarów (poszczególnych miast, powiatów lub województw) w związku z opracowywanymi programami ochrony powietrza, ale opierają się one na mniej lub bardziej szczegółowej inwentaryzacji źródeł emisji dla tych obszarów i wiążą z prognozą ich łącznego oddziaływania na jakość powietrza w rozpatrywanym okresie. Zamieszczone w niniejszej pracy wyniki obliczeń mogą być przydatne do oceny możliwości zmniejszenia oddziaływania na jakość powietrza niskiej emisji w wyniku termomodernizacji energochłonnych budynków opalanych węglem kamiennym, co jest dosyć istotne z punktu widzenia działań naprawczych proponowanych w wielu programach ochrony powietrza opracowanych w Polsce.

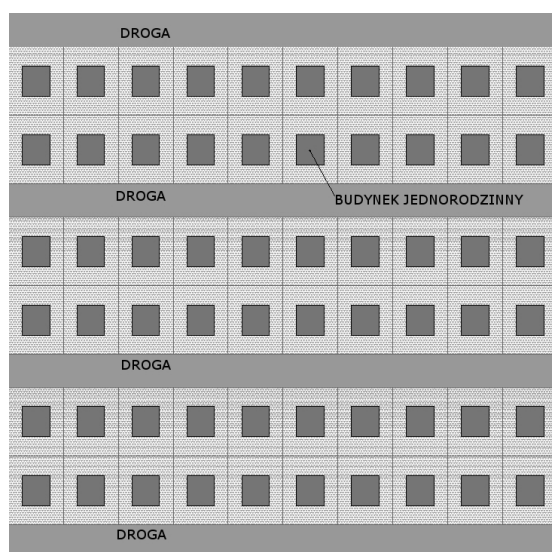
W obliczeniach rozprzestrzeniania się zanieczyszczeń w powietrzu w niniejszej pracy wykorzystano system modeli CALMET/CALPUFF. Narzędzie to uznawane jest za jedno z najlepszych do modelowania dyspersji zanieczyszczeń powietrza powodowanych przez zespoły źródeł emisji [9, 29]. Stosowany jest w naszym kraju przy opracowywaniu programów ochrony powietrza, prognozowaniu jakości powietrza oraz w różnych pracach naukowych [5, 6, 11, 24-26,

28]. CALPUFF to niestacjonarny, wielowarstwowy gaussowski model obłoku [21]. Posiada on wyspecjalizowany moduł symulacji stężeń z wypornościowych źródeł liniowych, zaczerpnięty z modelu dyspersji BLN (Buoyant Line and Point source dispersion models) [19, 20]. Moduł ten jest dedykowany do opisu rozprzestrzeniania się zanieczyszczeń pochodzących między innymi z zabudowy jednorodzinnej lub wielorodzinnej [21].

2. Charakterystyka obiektu badań i wariantów obliczeniowych

Obiektem badań było przykładowe osiedle składające się z 60 jednakowych budynków jednorodzinnych typowych dla lat 70. i 80. XX wieku (domy dwukondygnacyjne typu „kostka” o kubaturze zewnętrznej ok. 584 m³), stanowiące przykład źródła niskiej emisji zanieczyszczeń do powietrza atmosferycznego (o wysokości ok. 8 m n.p.t.).

Przyjęto, że poszczególne budynki położone są na działkach o powierzchni 5 arów i tworzą one osiedle o regularnej zabudowie zwartej, dobrze osłoniętej, zgodnie z rzutem przedstawionym na rys. 1. W związku z potrzebą dostarczenia informacji o formie terenu dla modelu dyspersji zanieczyszczeń w powietrzu atmosferycznym, osiedle to zostało umownie zlokalizowane w zachodniej części miasta Krakowa.



Rys. 1. Widok osiedla budynków jednorodzinnych

Fig. 1. A view of the estate of detached buildings

Założono, że do ogrzewania wszystkich tych budynków i do wytwarzania ciepłej wody użytkowej (c.w.u.) stosowane są kotły węglowe, pracujące w okre-

się grzewczym przez co najwyżej 17 godzin dziennie z różną intensywnością (w zależności od temperatury zewnętrznej) oraz w okresie pozagrzewczym przez dwie godziny (w celu wytwarzania tylko c.w.u.).

Charakterystykę geometryczną, użytkową i cieplną analizowanego typu budynku przedstawiono w artykule [13], stanowiącym pierwszą część niniejszej pracy. Zamieszczono w nim także szczegółowy opis zaproponowanych wariantów prac modernizacyjnych, wynikających z potrzeby poprawy jego izolacyjności termicznej, w stosunku do stanu początkowego (wariantu W_0).

W poszczególnych wariantach założono wykonanie wymiany okien (wariant W_1), ocieplenie ścian zewnętrznych (wariant W_2), docieplenie stropodachu (wariant W_3) oraz przeprowadzenie wszystkich tych prac w połączeniu z zastosowaniem kotła węglowego o większej sprawności i mniejszej mocy (wariant W_4). Emisję rozpatrywanych zanieczyszczeń do powietrza z pojedynczego budynku dla stanu początkowego i ww. wariantów prac termomodernizacyjnych przyjęto na poziomie określonym w pracy [13] z krokiem 1-godzinnym. Wynika ona z określonego dla poszczególnych wariantów całkowitego zapotrzebowania na węgiel na potrzeby centralnego ogrzewania i wentylacji oraz wytwarzanie c.w.u., a także z założonej zmienności zużycia paliwa w okresie umownego roku (rok 2012).

Zestawienie całkowitej emisji rocznej poszczególnych substancji zanieczyszczających z zespołu 60 tego typu budynków dla rozpatrywanych wariantów zamieszczono w tabeli 1. Z kolei względne zmiany rocznego ładunku emitowanych zanieczyszczeń w odniesieniu do emisji obliczonej dla stanu początkowego przedstawiono poglądowo na rys. 2.

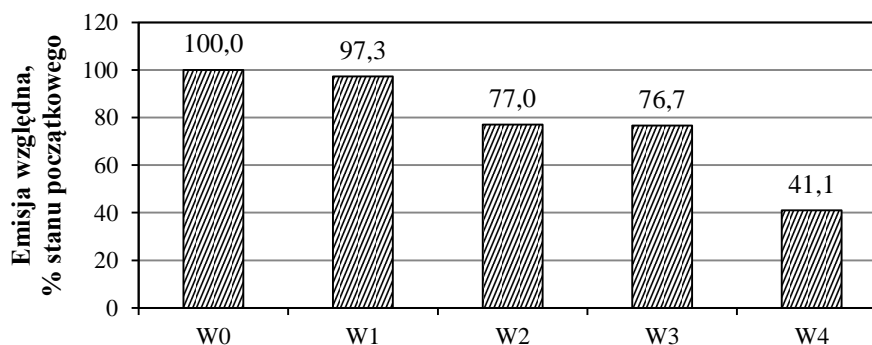
Tabela 1. Całkowite roczne emisje wybranych zanieczyszczeń do powietrza z zespołu 60 budynków jednorodzinnych w zależności od wariantu

Table 1. Total annual emissions of selected pollutants into the air from the group of 60 detached houses depending on the variant

Wariant	Emisja całkowita z zespołu 60 budynków					
	SO ₂	NO ₂	CO	PM10	B(a)P	PCDD/F
	Mg/rok	Mg/rok	Mg/rok	Mg/rok	kg/rok	mgTEQ/rok
W ₀	20,876	2,552	106,702	9,371	5,335	18,557
W ₁	20,309	2,482	103,804	9,117	5,190	18,053
W ₂	16,081	1,965	82,193	7,219	4,110	14,294
W ₃	16,016	1,958	81,862	7,190	4,093	14,237
W ₄	8,575	1,048	43,829	3,849	2,191	7,622

Przyjęta metodyka obliczeniowa dotycząca zapotrzebowania na energię końcową uwzględnia raczej mało oszczędny sposób ogrzewania budynku (w związku z założeniem stałego utrzymywania założonej temperatury w ogrzewanych pomieszczeniach) i produkcji c.w.u. (codzienne uruchamianie

kotła), tak więc odzwierciedla ona raczej skrajnie wysokie zużycie paliwa i emisję zanieczyszczeń do powietrza (w przypadku SO_2 przyjęto ponadto dosyć wysoki wskaźnik emisji odpowiadający zawartości siarki w paliwie na poziomie 1,2 %).



Rys. 2. Porównanie względnej emisji zanieczyszczeń do powietrza z analizowanych budynków jednorodzinnych dla poszczególnych wariantów

Fig. 2. Comparison of the relative air pollutant emissions from analysed detached buildings for respective variants

3. Metodyka obliczeń dyspersji zanieczyszczeń w powietrzu

Obliczenia dyspersji zanieczyszczeń w powietrzu w celu określenia ich stężeń powodowanych przy powierzchni terenu zrealizowano wykorzystując wielowarstwowy gaussowski model obłoku CALPUFF [21]. Podstawowe dane wejściowe dla modelu dyspersji stanowiła trójwymiarowa siatka parametrów meteorologicznych (utworzona za pomocą modelu CALMET i zawierająca informacje o terenie i współczynnikach zależnych od klas pokrycia terenu) oraz pole emisji dla rozpatrywanych wariantów, przy czym uwzględniono tutaj jednoczesną emisję z całego rozpatrywanego zespołu 60 budynków jednorodzinnych.

W wykonanych obliczeniach posłużono się liniowy typem źródła emisji, rekomendowanym dla regularnie ulokowanych emitorów punktowych sektora komunalno-bytowego. Badany obiekt zdefiniowano jako 6 identycznych źródeł liniowych, z których każde składało się z 10 szeregowo ułożonych budynków jednorodzinnych. Pozostałe parametry geometryczne charakteryzujące sposób opisu źródeł emisji przedstawiono w tabeli 2.

Tabela 2. Zestawienie parametrów geometrycznych ustalonych dla liniowych źródeł emisji

Table 2. Comparison of geometrical parameters of defined linear emission sources

Parametr	Opis	Wartość	Jednostka
MX	maksymalna liczba odcinków w 1 linii	10	-
L	średnia długość budynku	11	m
H _B	średnia wysokość budynku	8	m
W _B	średnia szerokość budynku	10	m
W _M	średnia szerokość emitora liniowego	0,3	m
W _B	średni odstęp między emitorami liniowymi	10	m
HTL	wysokość punktu emisji n.p.t.	8,4	m

W procesie modelowania propagacji zanieczyszczeń wzięto pod uwagę między innymi wpływ cech terenu przy użyciu uproszczonej metody CALPUFF, proces suchego wymywania zanieczyszczeń, efekt wyporu smugi, wyniesienie smugi oraz specyficzne zachowania się smugi zanieczyszczeń w obrębie zabudowy [2, 4].

Zastosowana metodyka obliczeniowa wiązała się także z potrzebą przygotowania i uwzględnienia zmiennych w przestrzeni danych ukształtowania i użytkowania terenu oraz zmiennych w czasie parametrów meteorologicznych, czyli wykorzystania preprocesorów danych geofizycznych i meteorologicznych.

Dane ukształtowania i pokrycia terenu pozyskano odpowiednio z bazy danych Shuttle Radar Topography Mission (SRTM3) i Corine Land Cover 2006 (CLC 2006) [1, 23]. Stosując tzw. preprocesory przygotowania danych geofizycznych systemu modelowania CALMET/CALPUFF oraz program ArcMAP, utworzono siatkę obliczeniową o wymiarach 10×10 km i rozdzielczości 100 m, zawierającą zmienne w przestrzeni informacje o wysokości i typie pokrycia terenu. Ponadto względem uprzednio wymienionych cech powierzchni odpowiednim punktom siatki zostały przypisane za pomocą preprocesora MAKGEO: aerodynamiczny współczynnik szorstkości, albedo, liczba Bowena, strumień ciepła w gruncie, antropogeniczny strumień ciepła i wskaźnik pokrycia liściowego. Tak przygotowane dane stanowią informację wejściową modelu meteorologicznego CALMET. Szerszy opis metodyki z opisem stosowanych aplikacji i innych źródeł danych można znaleźć w pracach [2, 3, 18, 22].

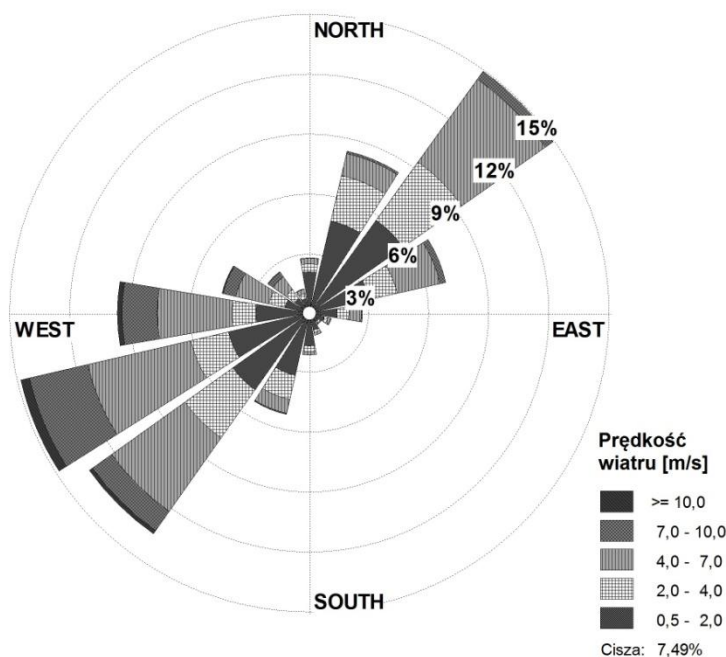
Dane meteorologiczne pochodzące ze stacji naziemnych i sondaży radarowych za rok 2012 pozyskano odpowiednio z NOAA Earth System Research Laboratory i National Climatic Data Center [8, 15]. Pozyskane zbiory obserwacji meteorologicznych w zależności od typu przechowywanych informacji przetworzono przy użyciu odrębnych preprocesorów przetwarzania danych meteorologicznych.

W celu przekształcenia i ujednolicenia zmiennych w czasie parametrów meteorologicznych charakterystycznych dla przypowierzchniowej warstwy at-

mosfery posłużono się preprocesorem SMERGE. Program ten scala pozyskane obserwacje z wielu stacji powierzchniowych w jeden zestaw danych wyjściowych stanowiący plik wejścia modelu CALMET [3, 22].

Za pośrednictwem preprocesora READ62 utworzono z kolei sformatowane pliki zawierające dane dotyczące zmienności czynników meteorologicznych w czasie i pionowym przekroju atmosfery. Dodatkowo program ten przeprowadza ekstrapolację brakujących informacji w pionowym profilu atmosfery do poziomu ciśnienia ustalonego przez użytkownika przy założeniu, że gradient temperatur jest stały [2, 22]. Proces ten wykonywany jest indywidualnie dla każdej stacji pomiarowej.

Czynniki meteorologiczne w umownym obszarze obliczeniowym kształtowane były głównie przez dane pochodzące ze stacji naziemnej IMiGW Kraków Balice. Na rys. 3 przedstawiono roczną różę wiatrów dla tej stacji, opracowaną na podstawie pozyskanych danych meteorologicznych za rok 2012 (umowny rok obliczeniowy). Jest ona zbliżona do wieloletnich róż wiatrów reprezentatywnych dla rejonu Krakowa (dominują wiatry południowo-zachodnie i północno-wschodnie). Pełny wykaz stacji meteorologicznych wykorzystanych w obliczeniach zestawiono w tabeli 3.



Rys. 3. Róża wiatrów dla stacji naziemnej Kraków Balice za rok 2012

Fig. 3. The wind rose of the Kraków Balice ground station for 2012

Tabela 3. Wykaz stacji naziemnych i aerologicznych wykorzystanych w procesie tworzenia trójwymiarowej siatki meteorologicznej

Table 3. List of ground and aerological stations used in the process of making three-dimensional meteorological grid

Numer stacji	Lokalizacja	Współrzędne		Typ stacji
		X [km]	Y [km]	
12560	Katowice	359 496	5566 061	naziemna
12566	Kraków Balice	414 143	5548 215	
12575	Tarnów	498 783	5541 668	
12660	Nowy Sącz	477 563	5497 330	
11952	Poprad	449 562	5431 020	aerologiczna
12425	Wrocław	215 833	5744 603	
11520	Praga	31 000	5560 900	
12374	Legionowo	497 297	5805 530	

Siatkę zmiennych w czasie i przestrzeni parametrów meteorologicznych utworzono opierając się na uprzednio przygotowanych danych przestrzennych oraz obserwacyjnych ze stacji powierzchniowych i aerologicznych. W tym celu wykorzystano diagnostyczny model meteorologiczny CALMET, który generuje trójwymiarową siatkę pola wiatru i temperatury. Pozostałe czynniki determinujące proces transportu zanieczyszczeń w atmosferze, takie jak długości Monina-Obukhova, wysokości warstwy mieszania, klasa równowagi atmosferycznej, prędkości tarcia, prędkość konwekcyjna i wielkość opadu obliczane są w dwuwymiarowej przestrzeni [2, 3, 22]. W trakcie wykonywania obliczeń uruchomiono algorytmy odpowiedzialne za uwzględnianie kinematycznego wpływu terenu, efektu splywu mass powietrza ze wzgórz oraz blokującego działania wzniesień na pole wiatru. W celu poprawnego odzwierciedlenia pola wiatru w obszarze obliczeniowym w ustawieniach modelu zdefiniowano promień zasięgu oddziaływania stacji powierzchniowych, włączono funkcję pionowej ekstrapolacji danych z naziemnych obserwacji bez uwzględniania ciszy i zwiększono siłę oddziaływania tych informacji w górnych warstwach siatki meteorologicznej.

4. Wyniki obliczeń

Dla każdego rozpatrywanego wariantu wykonano obliczenia stężeń jednogodzinnych, 24-godzinnych i średniorocznych w powietrzu przy powierzchni terenu i porównano je z odpowiednimi wartościami odniesienia lub poziomami dopuszczalnymi [16, 17]. W analizie przestrzennej zmienności stężeń ograniczono się do obszaru o wymiarach 6×6 km (z zespołem emitorów położonych w środku), w którym koncentruje się najbardziej niekorzystne oddziaływanie analizowanych budynków na jakość powietrza.

4.1. Maksymalne wartości stężeń dla poszczególnych wariantów

W tabelach 4-6 zamieszczono zbiorcze zestawienie najwyższych wartości ze stężeń maksymalnych jednogodzinnych (S_{1_max}), średniodobowych (S_{d_max}) i średniorocznych (S_{a_max}) w powietrzu otrzymanych w przyjętej siatce obliczeniowej dla poszczególnych substancji zanieczyszczających i wariantów.

Tabela 4. Zestawienie najwyższych wartości ze stężeń maksymalnych jednogodzinnych w powietrzu w przyjętym obszarze obliczeniowym dla analizowanych wariantów

Table 4. Comparison of the highest of one-hour maximum concentrations in the air in the assumed calculation area for individual variants

Substancja	Jednostka	Najwyższe ze stężeń maksymalnych 1-godzinnych (S_{1_max})					Wartość odniesienia [16]
		W ₀	W ₁	W ₂	W ₃	W ₄	
SO ₂	µg/m ³	627,7	608,2	440,8	430,0	234,6	350*
NO ₂	µg/m ³	76,7	74,3	53,9	52,6	28,7	200**
CO	µg/m ³	3184,4	3085,6	2236,3	2197,9	1199,3	30000**
PM10	µg/m ³	281,8	273,0	197,9	192,6	104,5	280**
B(a)P	ng/m ³	160,4	155,4	112,7	110,5	60,3	12**
PCDD/F	fgTEQ/m ³	558,0	540,7	391,9	384,2	209,7	-

* dopuszczalna częstość przekroczeń – 0,274 % czasu w roku (24 godziny)

** dopuszczalna częstość przekroczeń – 0,2 % czasu w roku (18 godzin)

Tabela 5. Zestawienie maksymalnych wartości ze stężeń średniodobowych w powietrzu w przyjętym obszarze obliczeniowym dla analizowanych wariantów

Table 5. Comparison of the maximum values of 24-hour concentrations in the air in the assumed calculation area for individual variants

Substancja	Jednostka	Maksymalne stężenie średniodobowe (S_{d_max})					Poziom dopuszczalny [17]
		W ₀	W ₁	W ₂	W ₃	W ₄	
SO ₂	µg/m ³	132,2	128,1	93,0	90,6	45,7	125*
NO ₂	µg/m ³	16,2	15,7	11,4	11,1	5,6	-
CO	µg/m ³	676,0	654,7	475,4	462,9	233,4	-
PM10	µg/m ³	59,4	57,5	41,8	40,7	20,5	50**
B(a)P	ng/m ³	33,8	32,7	23,8	23,1	11,7	-
PCDD/F	fgTEQ/m ³	117,5	113,9	82,7	80,5	40,6	-

* dopuszczalna częstość przekroczeń – 3 razy (3 dni)

** dopuszczalna częstość przekroczeń – 35 razy (35 dni)

Jak wynika z przedstawionych w tabelach 4-6 wyników obliczeń, w przypadku wariantu W₀ (stan początkowy, charakteryzujący się najgorszymi parametrami cieplnymi) maksymalne wartości stężeń niektórych substancji w powietrzu powodowanych emisją z analizowanego zespołu budynków jednorodzinnych są

wyższe od odpowiednich wartości odniesienia lub poziomów dopuszczalnych w powietrzu. Szczególnie wysokie stężenia dla tego wariantu (w stosunku do poziomów dopuszczalnych lub wartości odniesienia w powietrzu) otrzymano w przypadku najwyższych ze stężeń maksymalnych jednogodzinnych SO₂ (ok. 179 % poziomu dopuszczalnego jednogodzinnego) i B(a)P (ponad 13-krotne przekroczenie wartości odniesienia uśrednionej dla okresu 1 godziny), maksymalnych stężeń średniodobowych PM10 (ok. 119 % poziomu dopuszczalnego 24-godzinnego) oraz maksymalnych stężeń średniorocznych B(a)P (ok. 447 % poziomu dopuszczalnego średniorocznego).

Tabela 6. Zestawienie maksymalnych wartości ze stężeń średniorocznych w powietrzu w przyjętym obszarze obliczeniowym dla analizowanych wariantów

Table 6. Comparison of the maximum values of annual average concentrations in the air in the assumed calculation area for individual variants

Substancja	Jednostka	Maksymalne stężenie średnioroczne (S _{a max})					Poziom dopuszczalny [17]
		W ₀	W ₁	W ₂	W ₃	W ₄	
SO ₂	µg/m ³	17,5	17,0	13,8	13,7	7,3	20
NO ₂	µg/m ³	2,1	2,1	1,7	1,7	0,9	40
CO	µg/m ³	89,3	87,1	70,4	70,2	37,4	-
PM10	µg/m ³	7,8	7,6	6,2	6,2	3,3	40
B(a)P	ng/m ³	4,5	4,4	3,5	3,5	1,9	1
PCDD/F	fgTEQ/m ³	15,5	15,1	12,2	12,2	6,5	-

Obniżenie emisji ww. substancji zanieczyszczających w wyniku przeprowadzenia prac termomodernizacyjnych skutkuje istotnym obniżeniem ich stężeń w powietrzu, najczęściej poniżej poziomów dopuszczalnych lub wartości odniesienia. Wyjątek stanowi B(a)P, w przypadku którego realizacja nawet całego zakresu prac termomodernizacyjnych (wariantu W₄) nie gwarantuje dotrzymania standardów jakości powietrza w całym obszarze obliczeniowym. Przykładowo dopuszczane stężenia średnioroczne B(a)P w strefie maksymalnych wartości stężeń nadal są przekraczane prawie 2 razy. Zejście do poziomu dopuszczalnego 1 ng/m³ wymagałoby zatem ograniczenia liczby budynków jednorodzinnych opalanych węglem pozostających w zwartej zabudowie do ok. 30 lub zmiany stosowanego paliwa. W przypadku spalania węgla kamiennego, biomasy i gazu ziemnego w kotle małej mocy średnie wskaźniki emisji B(a)P wynoszą odpowiednio: 230, 121 i 0,00056 mg/GJ [5]. Tak więc prawie dwukrotne zmniejszenie emisji i imisji tej substancji możliwe jest w przypadku zastąpienia węgla biomasą. Z kolei wymiana kotła węglowego na kocioł gazowy praktycznie eliminuje ten problem niemal całkowicie.

Maksymalne stężenia NO₂ i CO w powietrzu powodowane emisją z analizowanego zespołu budynków dla wszystkich wariantów uzyskano na poziomie

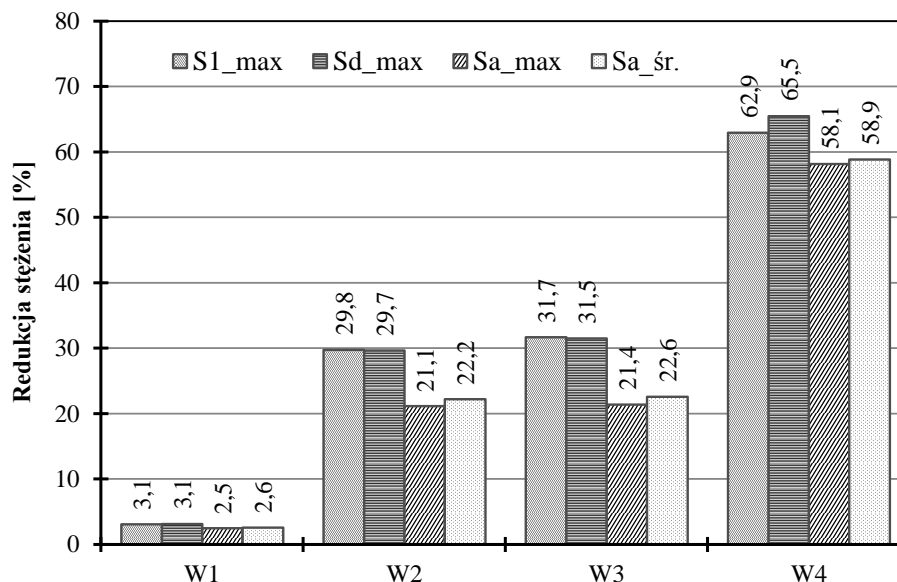
już znacznie mniejszym od odpowiednich poziomów dopuszczalnych lub wartości odniesienia, przy czym w przypadku najwyższych ze stężeń maksymalnych jednogodzinnych są to stężenia rzędu 14-38 % poziomu dopuszczalnego (dotyczy NO_2) lub 4-11 % wartości odniesienia uśrednionej dla okresu 1 godziny (dotyczy CO).

Z kolei w przypadku PCDD/F otrzymane maksymalne stężenia jednogodzinne, średniodobowe i średnioroczne w powietrzu wydają się być dosyć wysokie, zwłaszcza dla stanu początkowego (wariant W_0). Monitoring PCDD/F w powietrzu nie jest rutynowo prowadzony w krajach UE, nie jest także określony poziom dopuszczalnych dla tych substancji w powietrzu (ani w odniesieniu do sumy najbardziej toksycznych przedstawicieli tych związków, ani w przeliczeniu na współczynnik toksyczności równoważnej I-TEQ). Jak wynika jednak z pomiarów prowadzonych okresowo, średnie stężenia tych substancji w powietrzu w bardziej zanieczyszczonych miastach europejskich mogą osiągać poziom ok. 100-1800 fgTEQ/m³, w mniej zanieczyszczonych miastach i na terenach wiejskich mogą utrzymywać się w zakresie 20-100 fgTEQ/m³, a z dala od terenów zamieszkałych – występować na poziomie 2-6 fgTEQ/m³ [12]. Uzyskane wyniki modelowania dyspersji PCDD/Fw powietrzu atmosferycznym wskazują na możliwy istotny udział budynków jednorodzinnych opalanych węglem kamiennych w kształtowaniu jakości powietrza w zakresie tych substancji na terenach miejskich i wiejskich.

4.2. Stopień redukcji stężeń dla poszczególnych wariantów

Na rys. 4 przedstawiono stopień redukcji maksymalnych i średnich wartości stężeń w powietrzu otrzymany dla poszczególnych wariantów prac termomodernizacyjnych w stosunku do wariantu W_0 . Najlepsze efekty (redukcja na poziomie ok 2,5-3,1%) otrzymano w przypadku wymiany okien (wariant W_1). Znacznie lepsze rezultaty (redukcja stężeń na poziomie ok. 21,1-31,7%) uzyskano dla wariantów związanych z dociepleniem ścian zewnętrznych (wariant W_2) lub stropodachu (wariant W_3). Realizacja wszystkich tych prac w połączeniu z wymianą kotła przyniosło z kolei efekt redukcji stężeń w powietrzu na poziomie ok. 58,1-65,5%.

Nieco wyższy efekt redukcji zaobserwowano w przypadku stężeń maksymalnych jednogodzinnych i średniodobowych, a nieco mniejszy w przypadku stężeń średniorocznych. Generalnie jednak zmiany stężeń w powietrzu otrzymano na analogicznym poziomie jak zmiany zapotrzebowania na energię i emisji zanieczyszczeń do powietrza w poszczególnych wariantach omówione szczegółowiej w pierwszej części artykułu [13]. Zakres tych zmian jest jednakowy dla wszystkich analizowanych substancji.



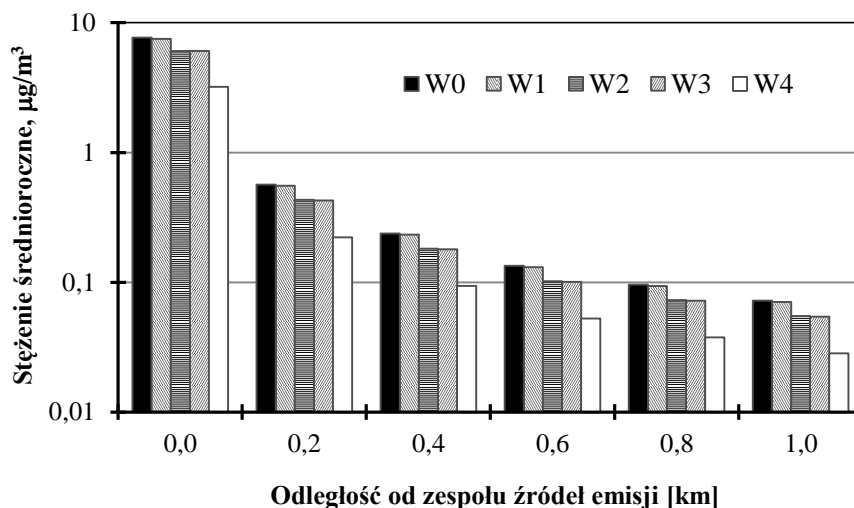
Rys. 4. Wielkość redukcji najwyższych wartości stężeń maksymalnych jednogodzinnych (S_{1_max}), średniodobowych (S_{d_max}), średniorocznych (S_{a_max}) oraz średnich stężeń średniorocznych ($S_{a_śr}$) w powietrzu dla obszaru obliczeniowego o wymiarach 6×6 km

Fig. 4. The level of reduction of the maximum concentrations per one-hour (S_{1_max}), 24-hour (S_{d_max}) and annual average (S_{a_max}), as well as average values of annual average concentrations ($S_{a_śr}$) in the air in the assumed calculation area with dimensions of 6×6 km

4.3. Przestrzenne rozkłady stężeń na przykładzie PM10

Zmienność stężeń średniorocznych pyłu zawieszonego PM10 w funkcji odległości od rozpatrywanego zespołu budynków wzdłuż dominującego kierunku wiatru (wiatr południowo-zachodni) przedstawiono na rys. 5. Najwyższe stężenia średnioroczne występują w rejonie zespołu budynków (źródła emisji), a już w odległości ok. 200 m następuje ich obniżenie o jeden rząd wielkości. Koncentracja wysokich stężeń w bliskim sąsiedztwie emitorów wynika z dużej częstości występowania wiatrów bardzo słabych oraz ciszy. Dodatkowym czynnikiem determinującym ten stan jest zwarta zabudowa skutecznie ograniczająca przepływ mas powietrza. Spadek stężeń średniorocznego o kolejny rząd wielkości występuje już w odległości ok. 1 km od emitorów.

Na rys. 6 i 7 zamieszczono z kolei przykładowe przestrzenne rozkłady stężeń maksymalnych jednogodzinnych i średniorocznych PM10 przy powierzchni terenu otrzymane dla fragmentu obszaru obliczeniowego o wymiarach 6×6 km dla wariantu W_4 .



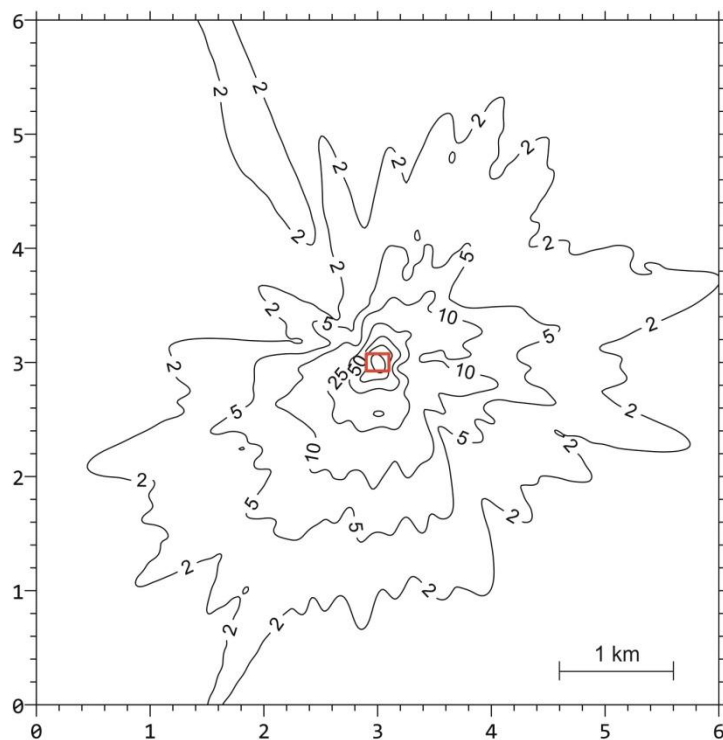
Rys. 5. Zmienność stężeń średniorocznych pyłu zawieszonego PM10 w powietrzu w funkcji odległości od analizowanego zespołu emitorów (wzdłuż dominującego kierunku wiatrów)

Fig. 5. Variability of annual average concentration of particulate matter PM10 in the air as a function of distance from the analysed complex of emitters (along the prevailing direction of winds)

Jak wynika z rys. 6, podwyższone wartości stężeń jednogodzinnych (na poziomie ok. 20-100 % stężenia maksymalnego) koncentrują się na terenie rozpatrywanego osiedla budynków jednorodzinnych i w jego bezpośrednim sąsiedztwie (w odległości do ok. 500 m od granic osiedla).

W przypadku rozkładu stężeń średniorocznych (rys. 7) wartości maksymalne również kumulują się w obrębie źródeł emisji, co potwierdza silnie lokalny charakter wpływu niskiej emisji z sektora bytowo-komunalnego na jakość powietrza. W rozkładach tych zostały dodatkowo odzwierciedlone główne kierunki wiatru na rozpatrywanym terenie, wynikające z róży wiatrów zamieszczonej na rys. 3.

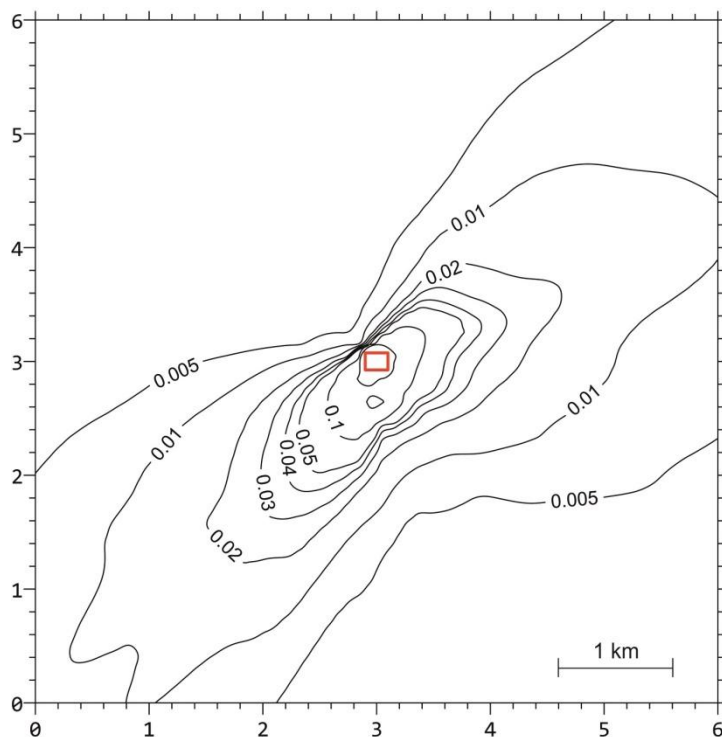
Podobne przestrzenne rozkłady stężeń w powietrzu uzyskano dla pozostałych analizowanych wariantów i zanieczyszczeń. Różnią się one tylko wartościami stężeń. W przypadku obliczeń wykonanych dla danego wariantu można zauważyć następujące relacje pomiędzy stężeniami głównych zanieczyszczeń powietrza: $PM_{10}/SO_2 - 1:2$, $NO_2/PM_{10} - 1:3,5$. Relacje te można uznać za typowe dla rozpatrywanych źródeł emisji (węglowych kotłów domowych). Występowanie w rejonie budownictwa jednorodzinnego innych stosunków pomiędzy ww. substancjami w powietrzu może sugerować, że na jakości powietrza na danym terenie w znacznym stopniu wpływają także inne źródła emisji lub że węgiel kamienny nie jest dominującym paliwem stosowanym w tym obszarze.



Rys. 6. Przeształne rozkłady stężeń maksymalnych jednogodzinnych PM10 w powietrzu otrzymane dla wariantu W_4 w $\mu\text{g}/\text{m}^3$ (wartość odniesienia: $280 \mu\text{g}/\text{m}^3$ [16])

Fig. 6. Spatial distributions of maximum one-hour concentrations of PM10 in the air obtained for variant W_4 in $\mu\text{g}/\text{m}^3$ (reference value: $280 \mu\text{g}/\text{m}^3$ [16])

Analizując poziomy stężeń w powietrzu pyłu zawieszonego PM10, uzyskane dla poszczególnych wariantów i czasów uśredniania, a także zasięg istotnego oddziaływania emisji z rozpatrywanego zespołu budynków jednorodzinnych (występowania podwyższonych wartości stężeń), można stwierdzić, że tego typu budynki raczej nie mogą same w sobie powodować ponadnormatywnych wartości stężeń średniorocznych pyłu PM10 w powietrzu (co znajduje także swoje potwierdzenie w tabeli 6). Możliwe jest jednak okresowe występowanie w ich bezpośrednim sąsiedztwie przekroczeń dopuszczalnych stężeń 24-godzinnych pyłu PM10, zwłaszcza w przypadku dużego nagromadzenia budynków o niskiej izolacyjności termicznej, opalanych węglem kamiennym. Z uwagi na fakt, że emitowany z tego typu źródeł pył składa się głównie z cząstek o wymiarach poniżej $2,5 \mu\text{m}$ [5], podwyższonym stężeniom w powietrzu pyłu zawieszonego PM10 towarzyszyć będą niewiele niższe stężenia pyłu zawieszonego PM2,5.



Rys. 7. Przestrzenne rozkłady stężeń średniorocznych PM10 w powietrzu otrzymane dla wariantu W_4 w $\mu\text{g}/\text{m}^3$ (poziom dopuszczalny: $40 \mu\text{g}/\text{m}^3$ [17])

Fig. 7. Spatial distributions of annual average concentrations of PM10 in the air obtained for variant W_4 in $\mu\text{g}/\text{m}^3$ (permissible level: $40 \mu\text{g}/\text{m}^3$ [17])

5. Podsumowanie

Przeprowadzone obliczenia wykazały, że występująca w zwartej zabudowie grupa 60 budynków jednorodzinnych opalanych węglem kamiennym może powodować znaczne pogorszenie jakości powietrza atmosferycznego w swoim bezpośrednim sąsiedztwie, a nawet przekroczenia poziomów dopuszczalnych lub wartości odniesienia w powietrzu w przypadku takich substancji zanieczyszczających, jak dwutlenek siarki (SO_2), pył zawieszony PM10 oraz a)piren. Szczególnie wysokie poziomy stężenia w powietrzu w pobliżu tego typu źródeł emisji mogą być obserwowane w przypadku benzo(a)pirenu. Potwierdza to znaczną rolę sektora komunalno-bytowego w kształtowaniu ponadnormatywnych stężeń te substancji w powietrzu w Polsce. Spalanie węgla w domowych kotłach i piecach wiąże się także z istotną emisją do powietrza dioksyn i furanów (PCDD/F), generując ich stężenia w powietrzu w pobliżu źródeł emisji na poziomie od kilku do kilkuset fgTEQ/m^3 w zależności od czasu uśredniania i odległości od zespołu emitorów. Emisja pozostałych podstawowych zanie-

czyszczeń powietrza (NO_2 i CO) z tego typu źródeł ma już dużo mniejsze znaczenie i nie powoduje istotnego wzrostu ich stężeń w powietrzu.

Za występujące w powietrzu w wielu rejonach Polski (w tym w Krakowie) w okresie grzewczym wysokie stężenia chwilowe oraz ponadnormatywne stężenia średniodobowe i średnioroczne pyłu zawieszonego PM_{10} może być w znacznej mierze odpowiedzialna niska emisja z palenisk domowych. W przypadku jednak, gdy dominującym źródłem emisji kształtującym jakość powietrza w danym miejscu jest proces spalania węgla kamiennego, relacja pomiędzy występującymi w powietrzu stężeniami PM_{10} i SO_2 (traktowanymi jako zanieczyszczenia pierwotne) powinna być jak ok. 1:2. Im bardziej ta relacja jest zmieniona w kierunku wzrostu stężenia pyłu PM_{10} w powietrzu, tym w większym stopniu jakość powietrza mogą kształtować inne źródła emisji, do których zalicza się m.in. procesy spalania paliw o mniejszej zawartości siarki (np. drewna w kotłach na biomasę czy olejów napędowych w silnikach Diesla), pyłotwórcze procesy przemysłowe, pylenie wtórne z podłoża oraz procesy powstawania pyłów wtórnych w atmosferze (z prekursorów).

Ocena wpływu działań termomodernizacyjnych zobrazowała, że zastosowanie technologii energooszczędnych w budownictwie jednorodzinym może przynieść wymierne efekty w postaci redukcji oddziaływania na jakość powietrza tego typu źródeł emisji nawet o ponad 60 %. Częstkowo wykonywane prace termomodernizacyjne również sprzyjają ograniczeniu zapotrzebowania na ciepło, a tym samym zmniejszeniu zużycia paliw, emisji zanieczyszczeń do powietrza i w konsekwencji – stężeń tych zanieczyszczeń w powietrzu. Najlepsze rezultaty w tym zakresie można osiągnąć poprzez docieplenie ścian zewnętrznych, strychu lub stropodachu. Każde z tych prac może spowodować, że wpływ na jakość powietrza budynku mieszkalnego o wcześniejszej niskiej izolacyjności termicznej ulegnie zmniejszeniu o ok. 20-30% w stosunku do stanu początkowego. Dalsze ograniczenie tego oddziaływania możliwe jest m.in. poprzez bardziej racjonalne i oszczędne użytkowanie kotła lub wymianę instalacji grzewczej na bardziej sprawną, a także poprzez zapewnienie ekologicznego (najlepiej odnawialnego) źródła energii do wytwarzania ciepłej wody użytkowej.

W sytuacji gdy w pobliżu siebie znajduje się duże skupisko budynków opalanych węglem, wskazana jest rezygnacja ze stosowania węgla jako podstawowego paliwa z uwagi na możliwość występowania w powietrzu w pobliżu tych budynków wielokrotnych przekroczeń dopuszczalnych stężeń średniorocznych benzo(a)pirenu, a także podwyższonych stężeń dwutlenku siarki, pyłu zawieszonego PM_{10} oraz dioksyn i furanów.

Praca powstała w ramach badań statutowych AGH nr 11.11.150.008

Literatura

- [1] CORINE Land Cover (CLC), <http://clc.gios.gov.pl> [dostęp: 31 marca 2014 r.].
- [2] Earth Tech, Inc.: CALPUFF Modeling System Version 6 - User Instructions, Concord 2011. http://www.src.com/calpuff/download/CALPUFF_Version6_User_Instructions.pdf [dostęp: 31 marca 2014 r.].
- [3] Earth Tech, Inc.: Development of the Next Generation Air Quality Models for Outer Continental Shelf (OCS) Applications, Final Report: Volume 2 - CALPUFF Users Guide (CALMET and Preprocessors), Concord 2006. http://www.src.com/calpuff/download/MMS_Files/MMS2006_Volume2_CALMET_Preprocessors.pdf [dostęp: 31 marca 2014 r.].
- [4] Earth Tech, Inc.: Development of the Next Generation Air Quality Models for Outer Continental Shelf (OCS) Applications, Final Report: Volume 3 - CALPUFF Users Guide (CALPUFF and Postprocessors), Concord 2006. http://www.src.com/calpuff/download/MMS_Files/MMS2006_Volume3_CALPUFF_Postprocessors.pdf [dostęp: 31 marca 2014 r.].
- [5] EEA: EMEP/EEA air pollutant emission inventory guidebook 2013, Technical report No 12/2013, <http://www.eea.europa.eu/publications/emep-eea-guidebook-2013> [dostęp: 31 marca 2014 r.].
- [6] Hajto M.J., Godłowska J., Kaszowski W., Tomaszewska A.M.: System prognozowania rozprzestrzeniania zanieczyszczeń powietrza FAPPS – założenia, możliwości, rozwój. W: Ochrona powietrza w teorii i praktyce, Tom 2 (red. J. Koniecznyński). IPiŚ PAN, Zabrze 2012.
- [7] Holnicki P., Nahorski Z.: Air quality modeling in Warsaw Metropolitan Area. *Journal of Theoretical and Applied Computer Science*, vol. 7, No. 1, 2013, pp. 56-69.
- [8] Integrated Surface Data (ISD), National Climatic Data Center (NCDC), <ftp://ftp.ncdc.noaa.gov/pub/data/noaa/2012/> [dostęp: 31 marca 2014 r.].
- [9] Interagency Workgroup on Air Quality Modeling (IWAQM): Phase 2 Summary Report and Recommendations for Modeling Long Range Transport Impacts, US EPA, Office of Air Quality Planning and Standards, Research Triangle Park, NC 27711, EPA-454/R-98-019, December, 1998.
- [10] Iwanek J., Kobus D., Kostrzewa J., Mitosek G., Parvi R.: Zanieczyszczenie powietrza wielopierścieniowymi węglowodorami aromatycznymi w Polsce w 2012 r., Państwowy Monitoring Środowiska – Inspekcja Ochrony Środowiska, Warszawa 2013.
- [11] Kaleta D., Żeliński J.: Porównanie własności gaussowskich modeli smugi i obłoku, *Ochrona Powietrza i Problemy Odpadów*, vol. 45, nr 4, 2011, s. 125-129.
- [12] Lohmann R., Jones K.C.: Dioxins and furans in air and deposition: a review of levels, behaviour and processes, *The Science of the Total Environment*, vol. 219, 1998, pp. 53-81.
- [13] Oleniacz R., Kasietczuk M., Rzeszutek R.: Ocena efektów termomodernizacji budynków jednorodzinnych. 1. Zmniejszenie zużycia ciepła i emisji zanieczyszczeń do powietrza. *Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury*, t. XXXI, z. 61 (3/I/14), 2014, s. 183-196.

- [14] Oleniacz R., Kasietczuk M., Rzeszutek R.: Przykładowa ocena wpływu termomodernizacji budynków jednorodzinnych na zmianę ich oddziaływania na jakość powietrza atmosferycznego, Materiały z IV Międzynarodowej Konferencji Naukowo-Technicznej INFRAEKO 2014 „Nowoczesne Miasta. Infrastruktura i środowisko” (red. J. Dziopak, D. Słyś, A. Stec), s. 199-213, Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów – Kraków, 2014.
- [15] Radiosonda Database, NOAA Earth System Research Laboratory (ESRL), <http://esrl.noaa.gov/raobs/> [dostęp: 31 marca 2014 r.].
- [16] Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 26 stycznia 2010 r. w sprawie wartości odniesienia dla niektórych substancji w powietrzu, Dz. U. 2010, nr 16, poz. 87.
- [17] Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 24 sierpnia 2012 r. w sprawie poziomów niektórych substancji w powietrzu, Dz. U. 2012, poz. 1031.
- [18] Rzeszutek M.: Przygotowanie danych przestrzennych na potrzeby modelowania rozprzestrzeniania się zanieczyszczeń w powietrzu z wykorzystaniem modelu CALMET/CALPUFF, Prace Studenckiego Koła Naukowego Geografów Uniwersytetu Pedagogicznego w Krakowie, tom 2, 2014, s. 13-17.
- [19] Schulman L.L., Scire J.S.: Buoyant Line and Point Sources (BLP) dispersion model user's guide, Document P-7304-B, Environmental Research & Technology, Inc, Concord 1980.
- [20] Schulman L.L., Scire J.S.: The development and capabilities of the BLP Model, Proceedings APCA Specialty Conference on Dispersion Modeling from Complex Sources, St. Louis 1981.
- [21] Scire J.S., Strimaitis D.G., Yamartino R J.: A User's Guide for the CALPUFFF Dispersion Model, Concord, 2000.
- [22] Scire J.S., Robe F.R., Fernau M.E., Yamartino R J.: A User's Guide for the CALMET Meteorological Model (Version 5), Concord, 2000.
- [23] Shuttle Radar Topography Mission (SRTM), <https://lta.cr.usgs.gov/SRTM2> [dostęp: 31 marca 2014 r.].
- [24] Sówka I., Skrętowicz M., Zwoździak P., Guz Ł., Zwoździak J., Sobczuk H.: Zastosowanie wybranych modeli matematycznych do szacowania zasięgu szkodliwego oddziaływania instalacji przemysłu chemicznego w przypadku awarii, Ochrona Środowiska, vol. 35, nr 2, 2013, s. 73-76.
- [25] Szczygłowski P., Mazur M.: Zastosowanie modelu Calmet/Calpuff do obliczeń poziomu stężeń zanieczyszczeń pochodzących z wysokich emitorów punktowych. Inżynieria Środowiska, t. 10, z. 2, 2005, s. 195-205.
- [26] Szczygłowski P., Mazur M.: Modelling dispersion of air pollutants over the area of diversified relief based on the Calmet/Calpuff model, Environment Protection Engineering, vol. 32, No. 4, 2006, pp. 73-77.
- [27] Toczko B. (red.): Zanieczyszczenie powietrza w Polsce w 2009 roku na tle wielolecia, Inspekcja Ochrony Środowiska, Biblioteka Monitoringu Środowiska, Warszawa 2011.
- [28] Trapp W.: The Application of CALMET/CALPUFF Models in Air Quality Assessment System in Poland. Archives of Environmental Protection, vol. 36, No. 1, 2010, pp. 63-79.

- [29] U.S. Environmental Protection Agency: Revision to the Guideline on Air Quality Models: Adoption of a Preferred General Purpose (Flat and Complex Terrain) Dispersion Model and Other Revisions; Final Rule, U.S. EPA, 40 CFR Part 51, Federal Register, vol. 70, No. 216, 2005, pp. 68217-6826.

ASSESSMENT OF THE EFFECTS OF THERMAL RENOVATION OF DETACHED HOUSES. 2. REDUCTION THE IMPACT ON THE AMBIENT AIR QUALITY

Summary

The article assesses to what extent reduced the impact on air quality of a complex of detached coal-fired houses as a result of some thermal renovation works which lowered the fuel consumption and reduced emissions of pollutants into the air. The assessment was done on the basis of results of dispersion modelling for selected substances (SO₂, NO₂, CO, PM10, B(a)P and PCDD/F) in the ambient air with the use of CALMET/CALPUFF models. The calculation process encompassed preparation of the data on spatial features of the area, making a three-dimensional grid of meteorological data, definition of geometrical parameters of substitute emitters and making calculations of distribution of pollutants' concentrations for adopted emission variants. The obtained calculation results point to the possibility of exceedance of the permissible concentrations in the air of SO₂, PM10 and B(a)P in case of emission of these substances from 60 residential buildings of the type situated close to each other and characterised by low thermal insulating power. It is possible to considerably reduce this impact by conducting a number of works increasing the energy efficiency of these buildings (replacement of windows, insulation of external walls, flat roof insulation and replacement of the heating system). The suggested measures will allow to reduce the concentrations of the aforementioned substances in the air resulting from emissions from these buildings, to the level definitely below the permissible level, with the exception of B(a)P, in case of which compliance with the permissible annual average concentrations in the air requires additionally to change the type of used fuel.

Keywords: building thermomodernization, low emission, air pollutants, atmospheric dispersion, modeling, CALMET, CALPUFF

DOI:10.7862/rb.2014.56

Przesłano do redakcji: lipiec 2014 r.

Przyjęto do druku: wrzesień 2014 r.

Vlasta ONDREJKA HARBULÁKOVÁ¹

Adriana EŠTOKOVÁ²

Nadežda ŠTEVULOVA³

Katarina FORAIOVÁ⁴

METHODS FOR EVALUATION OF SEWER PIPES MATERIAL DETERIORATION

Most of sewer pipelines are concrete that has been either cast in place or precast. Sulphide corrosion occurs above the sewage surface while low pH sewage will cause corrosion below waterline. It can be very difficult to distinguish between purely chemical and biogenic concrete deterioration as both processes may depend on acid attack. It is very important to review and define appropriate test methods to assess performance of cement - based materials in environments of sewer system and which can be used to characterize and rate relative performance, as well as to inform long term prediction. The paper is aimed at the presentation of the selected methods used for testing the concrete composites for the resistance against sulphate attack.

Keywords: sewer pipes, deterioration, investigation of corrosion, concrete

1. Introduction

Concrete corrosion has an enormous economic impact world-wide when the replacement or repair of municipal sewer system is required [1]. Microbiologically influenced corrosion (MIC) of material is common in aquatic environments [2]. N. De Biele published in [3] that factors influencing the rate of and extent of attack include for example strength of the acid in the attacking solution, pH and

¹ Corresponding author: Vlasta Ondrejka Harbulakova, Institute of Environmental Engineering, Vysokoskolska 4, 042 00 Kosice, Slovakia, +421 55 602 4269, vlasta.harbulakova@tuke.sk

² Adriana Estokova, Institute of Environmental Engineering, Vysokoskolska 4, 042 00 Kosice, Slovakia, +421 55 602 4265, adriana.estokovaa@tuke.sk

³ Nadezda Stevulova, Institute of Environmental Engineering, Vysokoskolska 4, 042 00 Kosice, Slovakia, +421 55 602 4269, nadezda.stevulova@tuke.sk

⁴ Katarina Foraiova, Eastern Slovakia Water Supply Company, Komenskeho 50, 042 01 Kosice, Slovakia, vlasta.harbulakova@tuke.sk

concentration of the attacking solution, physical state of the attacking medium, temperature or alternate wetting and drying.

The choice of the degradation measure may lead to different conclusions regarding to the relative performance of concrete types. For instance tests De Biele et al in [4] used both the mass loss and thickness change as parameter to judge degradation. Bertron et al. [5] investigated the effect of pH on mineralogical and chemical modification in the cement-based matrix of ordinary Portland cement and slag cement pastes submitted to organic acids mixes. They wanted to assess if use of an aggressive solution of pH=4 to accelerate alteration kinetics, would not change the degradation mechanisms in comparison to a solution with pH of 6, which is more realistic in the case of liquid manure attack.

Because of a lack of standardised methods, different test methods have been used, and various parameters have been modified to evaluate the resistance of the materials. The research done of sulphuric acid corrosion of concrete can roughly be divided in three groups: chemical tests, microbial simulation tests, and exposure tests in situ [6].

Maltais et al. [7] used microprobe analysis together with SEM and XRD analyses to establish chemical composition of phases after degradation of Portland cement systems in deionised water and sodium sulphate solutions. Waste form degradation was assessed by measurement of Ca concentrations in leachates and by scanning electron microscopy (SEM) combined with energy dispersive X-ray (EDX) analysis of waste form samples. Ca analysis was performed by atomic absorption spectrophotometry [8]. The atomic force microscope (AFM) has been used in the study of the surface topology of a variety of materials [9] and [10]. Beech et al. [11] reported an AFM study of sulphate-reducing bacteria (SRB) biofilm corrosion and visualized the submicrometer features of marine SRB cells on mica.

Electrochemical methods, including direct current methods, alternating current impedance spectroscopy, and electrochemical noise measurement, are also commonly used to study MIC. These methods, however, often assume uniform chemical and electrochemical conditions [12] and [13].

The paper is aimed at the presentation of the selected methods used for testing the concrete composites for the resistance against sulphate attack.

2. Chemical analysis of wastewater

Sewer system of the Kosice city was chosen for the testing of microbially induced corrosion processes. Concrete samples were placed to the sewage for 6, 12 and 18 months and after these periods were evaluated by different methods.

Knowledge of chemical as well as microbial composition of wastewater which is in permanent contact with the wall of the sewer system (with the concrete) is very important. On the one hand, water can react with the material deleteriously, on the other hand microorganisms existing in the wastewater cause

also many aggressive processes towards the sewer and it could leads to cracks and failures of the construction.

Tables 1 and 2 show the results of laboratory analysis of wastewater in the study point where the tested samples were placed. The results in Table 1 response to the period without rain and in Table 2 to the period with intensive rain occurrence. Sampling was done around the same time (in the morning, during working day) in the spring.

Tab. 1: Results of laboratory analysis of wastewater during the dry period without precipitation

indicator	unit	value
SO ₄ ²⁻	mg/l	57.90
pH	-	7.70
COD _{Cr}	mg/l	16.0
NL ₁₀₅	mg/l	11.0
RL ₁₀₅	mg/l	485.0
P _{tot}	mg/l	0.787
Ammonia ions	mg/l	10.90
<i>Clostridium</i> spp.	KTJ/100ml	100
N-NH ₄ ⁺	mg/l	8.464

Tab. 2: Results of laboratory analysis of wastewater during the period with precipitation

indicator	unit	value
SO ₄ ²⁻	mg/l	not determined
pH	-	7.59
COD _{Cr}	mg/l	289.0
NL ₁₀₅	mg/l	182.0
RL ₁₀₅	mg/l	592.0
P _{tot}	mg/l	4.03
Ammonia ions	mg/l	19.6
<i>Clostridium</i> spp.	KTJ/100ml	not determined
<i>E. coli</i>	KTJ/100ml	15 000
N-NH ₄ ⁺	mg/l	not determined

It is clearly visible influence of rain as dilution factor on the chemical and microbiological composition of wastewater. These findings are also confirmed in [19].

Results of laboratory analysis of the monitored point show that in the present sewer collectors are sulfur and sulphate-reducing bacteria – *Clostridia* spp., sulphate-reducing and *E. coli*, while their quantity is affected by dilution of rainwater.

3. Classification of test methods

In general, testing methods can be classified in different way, some of them (which were used by our research team) are listed below:

3.1. Mechanical testing methods

Concrete in service is subjected to a variety of conditions of exposure, such as frequency of drying and wetting cycles, different temperatures, superficial carbonation, drying shrinkage and sulphate and microbial attack. All the conditions will affect the mode of attack. Therefore, it is difficult to exact duplicate the field attack condition in the laboratory. Though the site corrosion test can better simulate the actual corrosion process, it always took much time to fulfill the corrosion.

Compressive strength of concrete is a parameter used for the evaluation of the durability or deterioration when testing big specimens. Decrease in concrete compressive strength, comparing with the original one, can indicate the deterioration process proceeding.

Compressive strength values were measured at the concrete cubes (150 mm x 150 mm x 150 mm) after 28 days of hardening (reference sample) and after the 6, 12, and 18-month exposition to waste water in sewerage. In the Fig. 1 the placing of the concrete samples into the sewer system for different time period is shown. This DN 600 sewer collector is an united sewer system for conduction rain and wastewater.



Fig. 1 Concrete samples placed into the sewer system of Kosice city

All samples were evaluated according to the STN EN 206. As it was published in our previous work [14], after the value of the compressive strength reached the top point (maximum hydration) the concrete led to disintegration.

18 month exposition in wastewater seems to be enough for the concrete deterioration process starting resulted in compressive strength decrease by 30.6 % when compared to the 12 months exposition.

3.2. Psysico - chemical methods

3.2.1. X-Ray fluorescence analysis XRF

Biocorrosion of concrete is often manifested by leaching the main components such as calcium and silicon compounds from the cement matrix. X-Ray fluorescence analysis XRF is an appropriate method for testing the changes in chemical composition of concrete samples.

Chemical composition of concrete samples was investigated by X-ray fluorescence analysis (XRF) using SPECTRO iQ II (Ametek, Germany) with SDD silicon drift detector with resolution of 145 eV at 10 000 pulses. This method was used for investigation of the chemical composition of the concrete samples before and after the experiment. It was confirmed that the ratios of Si/Ca, Si/Al and Si/Fe measured in concrete samples have been changed during the various time of concrete samples exposition (0, 6, 12 and 18 months) to the waste water and it was published in [15].

3.2.2. SEM/EDX analysis

Scanning electron microscopy (SEM) can be used for the morphological analysis of corroded concrete samples surface. As reported in [16, 17], plenty of disruption and missing aggregates of concrete were observed after the biocorrosion experiment on the concrete surface. The presence of gypsum ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$) and ettringite ($3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaSO}_4 \cdot 32\text{H}_2\text{O}$) as surface precipitate products was confirmed on the concrete sample surface by electron microscopy and detected by EDX analysis as it is illustrated in Figures 2

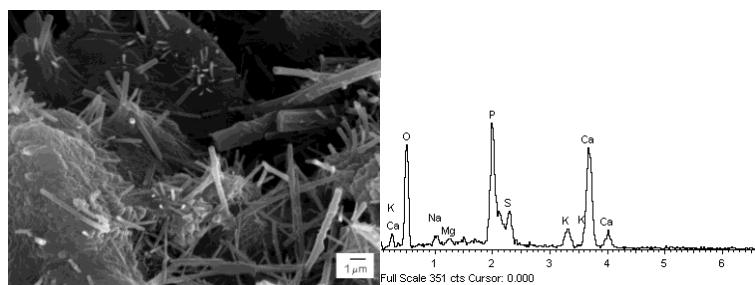


Fig. 2 SEM micrograph of ettringite precipitates

3.2.3. pH values changes

Changes in pH values of leachates, in which the analysed concrete samples under laboratory conditions have been immersed, may confirm the releasing of alkali calcium and silicon compounds.

Our previous results [18] confirmed that pH values of all concrete leachates had been shifted into the alkali region up to 9. The increase in pH has been measured to be higher in presence of sulphur-oxidising bacteria when comparing to chemical sulphate attack. The presence of calcium and silicon ions in leachates was found out.

3.3. Other methods

3.3.1. Camera monitoring

Camera Monitoring of sewer system of Kosice city was examined by the operator studied public sewer - by VVS, a.s. Kosice (Eastern Slovakia Water Supply Company) under inspection monitoring program of sewer pipes, which is part of an operational monitoring under Ministry of Environment Decree No. 315/2004 which establishes the scope and frequency of sampling and the scope and requirements for carrying out analyzes of wastewater.

Before the start of camera survey it is necessary to make preparations for the survey, which includes:

- gaining of maps that include topography, plotting positions, including planimetric existing sewer manholes with their name, length, shape and dimensions of individual sections of sewer and altimetry,
- determine the scope and objective,
- cleaning of controlled sewers,
- limit the flow of wastewater to vehicle cameras can pass smoothly (in other flow diversion ditches, temporary increase the level of wastewater in system, water pumping),
- ventilation of controlled sewers and detection of air quality in the sewers to prevent of explosion and control of maximum gas concentrations,
- installation of necessary traffic signs, which was approved by the transport authorities,
- select appropriate camera type, traction, intensity and drive speed cameras. Travel speed is no higher than 15 cm/s .
- measure the depth of manholes, sewers dimension and identification of the type of building materials sewers.

Sewer network operator's own inspection system and operates it. The inspection system includes a television camera with various accessories (wheels of different sizes, trucks and preparations other than circular profile, devices for measuring inclinations pipes, equipment for measuring the dimensions of findings), jumper cables, a control unit for controlling the camera monitor to observe

the inspection, recording equipment for making video or still images, computer, printer and related software equipment.

In Figure 3, there is clearly visible corrosion damage to the inner surface of the input shaft. It is seen already aggregates used in the manufacture of concrete rings that make up the chimney inlet manholes. Because the aggregates are visible, it can be assumed that the initial thickness of 10 cm concrete of concrete ring current disruption exceeds 3 cm, so the chimney shaft is weakened by about 1/3 of its thickness.



Fig. 3 Sewer pipe deteriorated by sulphate corrosion caused by microorganisms

The image made from video surveillance monitoring is shown in Figure 4. It was carried out by operators of the study sewer system. Disruption of transverse crack including starting disruption of the internal surface of the sewer (DN 600, thickness 80 mm) mm is visible.



Fig. 4 Sewer pipe deteriorated by sulphate corrosion – cement matrix is disrupted

Results from the operator's records of disruption of examined sewer network for a year 2012 are shown in Figure 5.

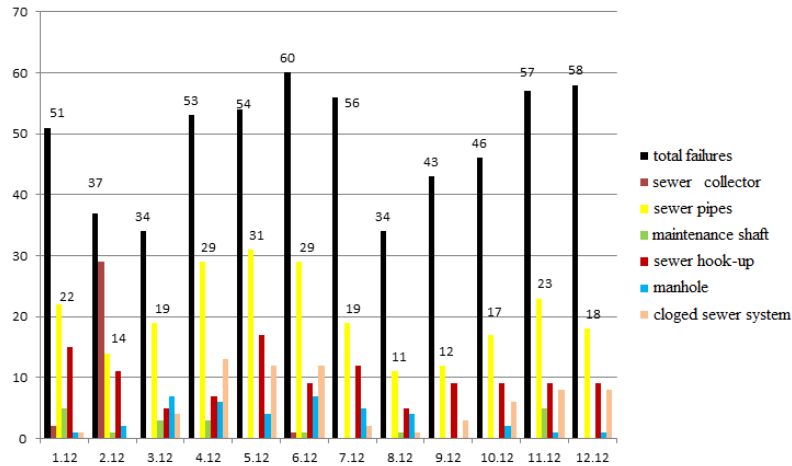


Fig. 5 Records and types of failures in examined sewer system in Kosice city (year 2012)

As it seen in the Fig. 5, the majority of reported failures is at the street sewers, while the failures at the sewers collectors is detected only by camera monitoring of operator of Kosice sewer system.

Except these information also the weight changes can be useful for damage of sewer material determination. Usually it corresponds with the results of compression strength and leaching of the chemical compounds from the concrete matrix.

3.3.2. Weight changes

The weight changes can be determined by gravimetric method measured by analytical balance within 0.00001 g. The increase of weight by 1.81 % was determined in case of samples immersed into the wastewater for 6 months. That may be caused by precipitation of new crystal products on the samples surface and start of forming the new products in the concrete matrix. In the samples exposed to the aggressive environment for longer time, the process of compounds leaching from cement matrix likely override up the process of surface precipitation and thus the weight loss starts. The average weight of samples exposed to wastewater for 12 month, decreased slightly by 0.65 % and for samples exposed for 18 month much higher decrease of concrete samples weight was observed (1.7 %) [14].

4. Conclusion

The choice of testing methods is depending on various parameters such as the scale of test method, physical state of attacking medium, pH and concentration of solution, mechanical action, pressure, size of sample, type of environment, chemical and microbiological composition of wastewater, time of exposition to aggressive media, etc. Sample preparation procedure and the concrete age at the time of testing are of the utmost importance. Regarding relative performance of concrete types a different conclusion may be formulated. Often a combination of multiple relevant indicators will be necessary. The research in field of the biocorrosion of sewer pipes materials should result in development of the standardized method for the deterioration process identification.

Acknowledgement

This work was financially supported by Slovak Grant Agency for Science within the Grant No. 2/0166/11 and 1/0481/13.

References

- [1] Okabe S. et al.: Succession of sulphur oxidizing bacteria in microbial community on corroding concrete in sewer system, *Applied and Environmental Microbiology*, vol. 73, no.3, 2007, p. 971-980.
- [2] L.C. Xu et al.: Application of atomic force microscopy in the study of microbiologically influenced corrosion, *Materials Characterisation*, vol. 5476, 2002, p. 1-9.
- [3] De Belie, N.: Evaluation of methods for testing concrete degradation in aggressive solutions, In N. De Belie (Ed.), *Workshop on Performance of Cement-based Materials in Aggressive Aqueous Environments - Characterisation, Modelling, Test Methods and Engineering Aspects*, 2007, p. 79-90.
- [4] De Belie, N. et al.: Experimental research and modelling of the effect of chemical and biogenic sulphuric acid on different types of commercially produced concrete sewer pipes, *Cement and Concrete Research*, vol. 34, 2004, p. 2223-2236.
- [5] Bertron A. et al.: Cement paste alteration by liquid manure organic acids: chemical and mineralogical characterization, *Cement and Concrete Research*, vol. 34, 2004, p.1823-1835.
- [6] Monteny et al., Chemical, microbiological, and in situ test methods for biogenic sulphuric acid corrosion of concrete, *Cement and Concrete Research*, vol. 30, no.1, 2000, p.623-634.
- [7] Maltais Y. et al: Predicting the durability of Portland cement systems in aggressive environments – Laboratory validation, *Cement and Concrete Research*, vol. 34, no. 9, 2004, p.1579-1589.
- [8] Rogers R. D. et al.: Development of test methods for assessing microbial influenced degradation of cement-solidified radioactive and industrial waste, *Cement and Concrete Research*, vol. 33, 2003, p.2069-2076.

- [9] Ratneshwar L. et al.: Biological applications of atomic force microscopy, *American Journal of Physiology: Cell Physiology*, vol. 266, 1994, p. C1–C21.
- [10] Altshuler A.T.: Examination of plain carbon steels using an atomic force microscope, SC Cohen, MT Bray, ML Lightbody (Eds.), *Atomic force microscopy/scanning tunneling microscopy*, Plenum, New York (1994), p. 167–180
- [11] IB Beech I.B. et al.: Comparative studies of bacterial biofilms on steel surfaces using atomic force microscopy and environmental scanning electron microscopy, *Biofouling*, vol. 10, 1996, p. 65–77.
- [12] Mansfield F. et al.: A technical review of electrochemical techniques applied to microbiologically influenced corrosion, *Corrosion Science*, vol. 32, 1991, p. 247–272.
- [13] Dexter S. C. et al.: Use and limitation of electrochemical techniques for investigating microbiological corrosion, *Corrosion*, vol. 47, 1991, p. 308–317.
- [14] Ondrejka Harbulakova et al.: Study of concrete changes characteristics after biocorrosion processes affected by wastewater, *Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej: Budownictwo i Inżynieria Środowiska*, vol. 59, no. 2, 2012, p. 13-21.
- [15] Ondrejka Harbulakova et al.: Deterioration of concrete composites placed in several pipelines evaluated by calcium and silicon ions changes, *SGEM 2013: 13th International Multidisciplinary Scientific Geoconference: Ecology, Economics, Education and Legislation: conference proceedings*, vol.1, 2013, p. 16-22
- [16] Ondrejka Harbulakova et al.: Pôsobenie vybraných druhov baktérií na trvanlivosť stavebných materiálov v životnom prostredí, *Ecological and tourist advantages of the north part of Carpathian euroregion*, Brzozów: Muzeum Regionalne, 2010, p. 363-371. /in Slovak/.
- [17] Ondrejka Harbulakova et al.: Možnosti minimalizácie vplyvu mikrobiálnej korózie betónových materiálov, *CHISA 2009, Praha: ČSCHI, 2009*, p. 1-6. /in Slovak/.
- [18] Ondrejka Harbulakova et al.: Biodeteriorizácia betónových konštrukcií ako dôsledok pôsobenia vybraných druhov baktérií nachádzajúcich sa v kyslých, *Acta Universitatis Prešovensis: Folia Oecologica*, vol. 3, no. 51, 2010, s. 28-34. /in Slovak/
- [19] Hyánek L., Rešetka D., Koller J., Nesměrák I.: *Čistota vôd*, ALFA, Bratislava 1991.

METHODS FOR EVALUATION OF SEWER PIPES MATERIAL DETERIORATION

Summary

It is very important to review and define appropriate test methods to assess performance of cement - based materials in environments of sewer system and which can be used to characterize and rate relative performance, as well as to inform long term prediction. The choice of testing methods is depending on various parameters such as the scale of test method, physical state of attacking medium, pH and concentration of solution, mechanical action, pressure, size of sample, type of environment, time of exposition to aggressive media, etc. Sample preparation procedure and the concrete age at the time of testing are of the utmost importance. Regarding relative performance of concrete types a different conclusion may be formulated. The paper is aimed at the

presentation of the selected methods used for testing the concrete composites for the resistance against sulphate attack.

Keywords: sewer pipes, deterioration, investigation of corrosion, concrete

DOI:10.7862/rb.2014.57

Przesłano do redakcji: lipiec 2014 r.

Przyjęto do druku: wrzesień 2014 r.

Andrzej RAGANOWICZ¹
Józef DZIOPAK²

GRAFICZNA ESTYMACJA PARAMETRÓW ROZKŁADU *WEIBULL*'A DO WYZNACZANIA TEORETYCZNYCH FUNKCJI NIEZAWODNOŚCI

W artykule przedstawiono schemat graficznej estymacji parametrów rozkładu *Weibull*'a. Wyznaczone graficznie parametry żywotności charakterystycznej T i stromości rozkładu b pozwalają skonstruować teoretyczną funkcję niezawodności $R(t)$ dla każdej klasy stanu technicznego sieci kanalizacyjnej. Funkcje te są z kolei podstawą do opracowania statystycznej prognozy stanu techniczno-eksploatacyjnego, która jest jedną z możliwości kwalifikowanego planowania odnowy analizowanego liniowego obiektu jakim jest sieć kanalizacyjna.

Słowa kluczowe: systemy kanalizacyjne, kamionkowa sieć bytowo-gospodarcza, inspekcja optyczna, klasyfikacja realna stanu technicznego sieci, prognozowanie stanu technicznego sieci

1. Wstęp

Wyniki pełnozakresowej inspekcji optycznej bytowo-gospodarczej sieci kamionkowej o długości prawie 40 km w zakresie średnic od DN 200 do 400 mm, eksploatowanej w bawarskiej gminie Unterhaching w Niemczech, pozwoliły na sklasyfikowanie planowanych zabiegów renowacyjnych - najpierw w oparciu o wytyczną ATV-M 149 [1], a następnie według klasyfikacji realnej, która uwzględnia warunki technologiczno-wykonawcze. Opracowane w ten sposób dane przedmiotowej sieci były podstawą do przeprowadzenia statystycznych badań stanu technicznego odcinków sieci w kontekście ich wieku. Wyniki przeprowadzonych badań, a zwłaszcza empiryczny rozkład gęstości prawdopodobieństwa sugerowały za zasadne zastosowanie

¹ Zweckverband zur Abwasserbeseitigung im Hachinger Tal, 82024 Taufkirchen, Germany, telefon: + 49 (89) 6155903, a-raganowicz@t-online.de

² Autor do korespondencji: Politechnika Rzeszowska, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Katedra Infrastruktury i Ekorozwoju 35-959 Rzeszów, al. Powstańców Warszawy 6, telefon: + 48 17 865 1817, e-mail: jdziopak@prz.edu.pl

dwuparametrowego statystycznego rozkładu *Weibull'a* w celu wyznaczenia teoretycznych funkcji niezawodności i opracowania na tej podstawie prognozy stanu technicznego przedmiotowej infrastruktury sieci kanalizacyjnej.

Zasadniczym problemem analiz niezawodnościowych bazujących na tym modelu jest estymacja jego dwóch charakterystycznych parametrów, które odnoszą się do technicznej żywotności charakterystycznej T i stromości rozkładu b . Jedną z możliwych dróg poszukiwania rozwiązań jest zastosowanie metody graficznej, która w odniesieniu do stopnia dokładności nie może konkurować z metodami analitycznymi. Natomiast jej podstawową zaletą jest to, że umożliwia ona szybkie ustalanie wartości obydwu parametrów.

W publikacji opisano metodykę graficznej estymacji parametrów rozkładu *Weibull'a* w celu wyznaczenia teoretycznych funkcji niezawodności (przejścia). Opisują one ustalone granice pomiędzy stanami techniczno-eksploatacyjnymi, rozpoczynając od stanu najlepszego bez uszkodzeń aż do stanu zwanego krytycznym, którego odpowiednikiem w praktyce może być katastrofa budowlana.

2. Metodyka graficznej estymacji parametrów rozkładu *Weibull'a*

Stosując specjalną siatkę prawdopodobieństwa można przedstawić przebieg funkcji awaryjności według dwuparametrowego rozkładu *Weibull'a* mającej kształt litery S (rys. 1) do postaci pewnej prostej. Transformacja krzywej w prostą (rys. 2) jest możliwa dzięki przyjęciu logarytmicznej skali dla osi odciętych oraz podwójnie logarytmicznej skali dla osi rzędnych. Opracowanie siatki prawdopodobieństwa oraz wyznaczenie graficzne parametrów rozkładu *Weibull'a* oparte jest na przekształceniu wzoru (1)

$$F(t) = 1 - \exp\left(-\frac{t}{T}\right)^b \quad (1)$$

do postaci [2, 3, 4] zależności (2)

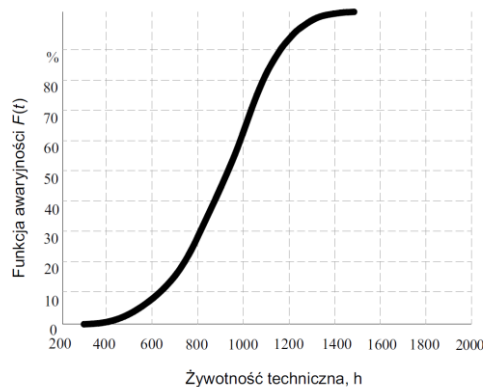
$$\ln(-\ln(1 - F(t))) = b(\ln t - \ln T) \quad (2)$$

Dokonując porównania funkcji opisującej w ogólnej postaci równanie prostej ze wzoru (3)

$$y = mx + c \quad (3)$$

można z formuły (2) ustalić następujące zależności:

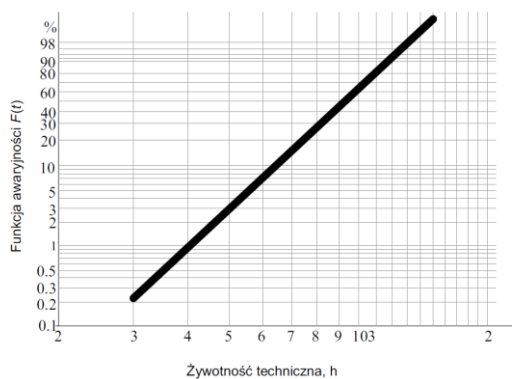
- nachylenie prostej: $m = b$ (4)
- stała: $c = -b \ln T$, (5)
- skala osi odciętych: $x = \ln t$, (6)
- skala osi rzędnych: $y = \ln(-\ln(1 - F(t)))$. (7)

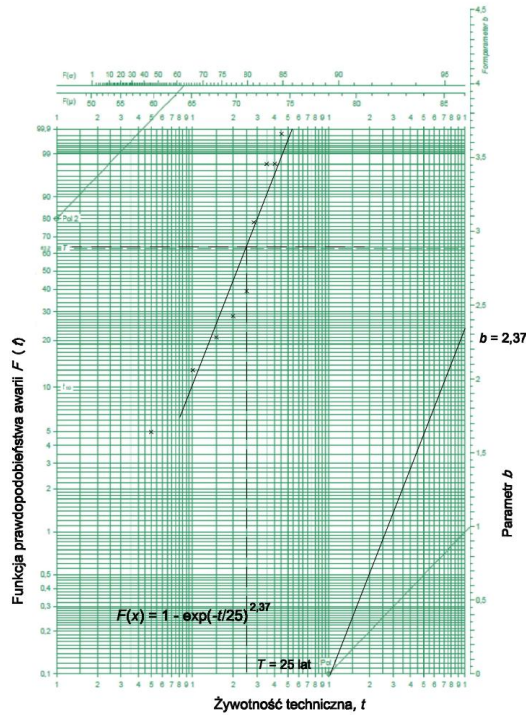


Rys. 1. Przebieg funkcji awaryjności w układzie liniowym

Fig. 1. Progress of the failure in a linear

W wyniku powyżej przeprowadzonej transformacji otrzymuje się wektor funkcji $F(t)$ w postaci pewnej prostej w układzie $x - y$. Każdy dwuparametrowy rozkład *Weibull'a* wystąpienia awarii można przedstawić w postaci określonej prostej. Poprzez równoległe przesunięcie wyznaczonej prostej *Weibull'a* do punktu początkowego bieguna *Pol 1* wyznacza się graficznie parametry prostej, względnie parametr stromości rozkładu b (rys. 3).

Rys. 2. Przebieg funkcji awaryjności $F(t)$ w logarytmicznej i podwójnie logarytmicznej skaliFig. 2. Progress of the failure $F(t)$ in logarithmic and double logarithmic scale



Rys. 3. Wyznaczanie parametrów b i T metodą graficzną dla klasy przejścia KO 5-3

Fig. 3. Determination of the parameters b and T graphical method for a class of transition KO 5-3

Na podstawie zależności (4)÷(7) można ustalić położenie bieguna Pol 1 oraz liniową skalę osi rzędnych, na której odczytuje się bezpośrednio wartość parametru b [2, 3, 4] z podanych zależności (8) i (9):

$$b = \frac{y_2 - y_1}{x_2 - x_1} \quad (8)$$

$$b = \frac{\ln(-\ln(1 - F_2(t_2))) - \ln(-\ln(1 - F_1(t_1)))}{\ln(x_2 - x_1)} \quad (9)$$

Drugi parametr rozkładu określa charakterystyczną żywotność techniczną T , którą oblicza się z punktu przecięcia prostej *Weibull'a* z osią y [2, 3, 4] jako

$$T = -m \cdot \ln T \quad (10)$$

Metodę graficznego wyznaczania parametrów b i T w oparciu o siatkę prawdopodobieństwa *Weibull'a* przedstawiono na rysunku 3.

Dalsze szczegóły tej metody omówiono na przykładzie empirycznej funkcji przejścia od trzeciej do drugiej klasy odnowy (KO 5-3). W skład analizowanej próby losowej wchodziły łącznie 1.122 odcinki kamionkowej sieci bytowo-gospodarczej, a rozkład ich wieku miał charakter rozkładu *Weibull'a*. Wyznaczanie parametrów T i b metodą graficzną zrealizowano w pięciu fazach.

2.1. Faza 1 – przygotowanie danych empirycznych

Odcinki badanej sieci należące do trzeciej klasy przejścia KO 5-3 zostały posortowane rosnąco według ich wieku i przedstawione w tabeli 1.

Tabela 1. Odcinki sieci wchodzące w skład klasy KO 5-3

Table 1. Sections of the network belonging to the class KO 5-3

KO 5-3 Grupa wiekowa (lata)	Liczba odcinków (sztuki)
5	56
10	98
15	92
20	70
25	109
30	484
35	190
40	1
45	22
	$\Sigma = 1.122$

2.2. Faza 2 – ustalenie wartości prawdopodobieństwa przejścia odcinków od trzeciej do drugiej klasy odnowy

Prawdopodobieństwo przejścia odcinków od trzeciej do drugiej klasy odnowy $F(t)$ dla poszczególnych grup wiekowych t_i zostało ustalone na podstawie przybliżonego wzoru dla średniej wartości funkcji awaryjności

$$F(t_i) = \frac{G_i}{1+n} \quad (11)$$

gdzie: G_i – zsumowana liczba odcinków odpowiedniej grupy wiekowej,
 n – liczba odcinków danej klasy przejścia.

Powyższa zależność jest ważna dla próby losowej liczącej ponad 50 elementów ($n > 50$). Średnie wartości prawdopodobieństwa przejścia $F_{50\%}(t_i)$ dla trzeciej klasy przejścia zestawiono w tabeli 2.

Tabela 2. Prawdopodobieństwo przejścia odcinków sieci od trzeciej do drugiej klasy odnowy (KO 5-3)

Table 2. Transition probability of network sections from the third to second class health (KO 5-3)

Grupa wiekowa (lata)	Liczba odcinków (sztuki)	G_i (sztuki)	$F_{50\%}(t_i)$ (%)
5	56	56	4,99
10	98	154	13,71
15	92	246	21,91
20	70	316	28,14
25	109	425	37,85
30	484	909	80,94
35	190	1099	97,86
40	1	1100	97,95
45	22	1122	99,91
$\Sigma = 1.122$			

2.3. Faza 3 – naniesienie wartości prawdopodobieństwa przejścia odcinków sieci od trzeciej do drugiej klasy odnowy na siatkę prawdopodobieństwa *Weibull'a*

Wartości prawdopodobieństwa $F_{50\%}(t_i)$ odpowiadają wartościom rzędnych, a grupy wiekowe wartościom na osi odciętych (rys. 3).

2.4. Faza 4 – wyznaczenie prostej *Weibull'a*

W obrębie naniesionych punktów zostaje przeprowadzona najważniejsza linia, jaką jest prosta *Weibull'a*. Im większa jest koncentracja punktów wzdłuż przybliżonej prostej, to tym większe jest prawdopodobieństwo, że zasadnicza część badanej próby losowej charakteryzuje się rozkładem, który odpowiada założonemu rozkładowi *Weibull'a* (rys. 3).

2.5. Faza 5 – graficzne wyznaczenie parametrów rozkładu *Weibull'a*

Charakterystyczną żywotność techniczną T odczytuje się na osi odciętych w miejscu, w którym linia odpowiadająca prawdopodobieństwu 63,2% przecina prostą *Weibull'a*. Wartość tą uzyskuje się na podstawie zależności (1), gdy czas eksploatacji obiektu t jest równy żywotności technicznej T

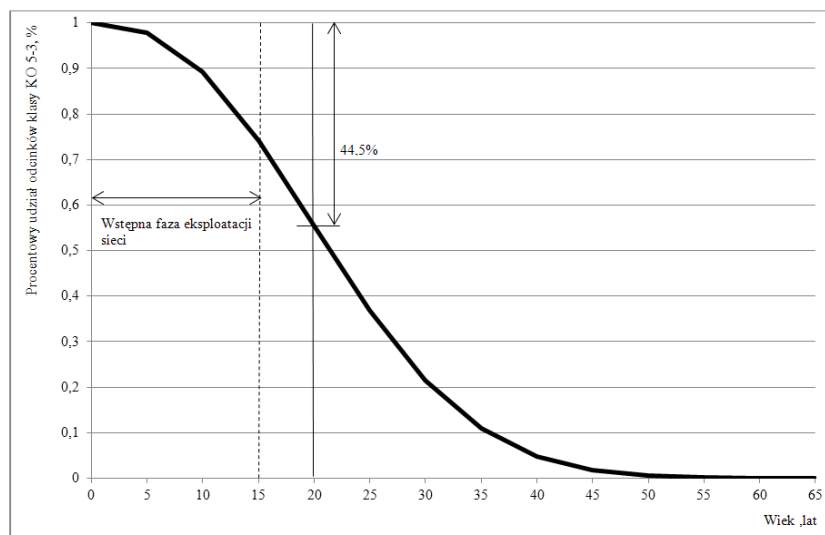
$$F(t=T) = 1 - \exp\left(\frac{-T}{T}\right) = 1 - \frac{1}{e} = 0,632 = 63,2\%$$

Natomiast wartość stromości rozkładu b ustala się w ten sposób, że prostą *Weibull'a* przesuwamy równolegle do punktu początkowego bieguna *Pol 1*, znajdującego się na osi odciętych. Punkt przecięcia tej prostej z prawą krawędzią siatki prawdopodobieństwa, która posiada skalę liniową, odpowiada wartości parametru b (rys. 3).

Na podstawie parametrów b i T oszacowanych graficznie skonstruowano teoretyczną funkcję niezawodności, która opisuje przejście odcinków sieci od trzeciej do drugiej klasy odnowy. Funkcja ta przyjęła postać równania (12)

$$R(t) = 1 - F(t) = \exp\left(\frac{-t}{25,0}\right)^{2,37} \quad (12)$$

W oparciu o graficznie oszacowane parametry rozkładu *Weibull'a* oraz formułę (12) skonstruowano teoretyczną krzywą prawdopodobieństwa niezawodności, która wyznacza granicę oddzielającą obszar stanu technicznego przewodów wymagających zabiegów o charakterze konserwacyjnym i stanem przewodów wymagających przeprowadzenia rehabilitacji technicznej (rys. 4). Powierzchnia znajdująca się poniżej krzywej niezawodności wskazuje na konserwację, a powierzchnia powyżej na odnowę. Cechami charakterystycznymi tej krzywej jest relatywnie mała stromość ($b = 2.37$) i stosunkowo krótka żywotność charakterystyczna ($T = 25$ lat). Ustalony na podstawie rysunku 4 zakres niezbędnej odnowy dla 20-letnich odcinków przewodów kanalizacyjnych wyniósł 44,5%. Poprzez zsumowanie potrzeb renowacyjnych dla wszystkich grup wiekowych można określić konieczny zakres odnowy dla całego obiektu i na tej podstawie opracować krótko i długoterminowe plany inwestycyjne. Realizacja prognozowanego zakresu inwestycji zapewni przedłużenie żywotności technicznej odnowionych przewodów o przynajmniej 40 lat.



Rys. 4. Teoretyczna krzywa niezawodności skonstruowana na podstawie graficznej estymacji parametrów *Weibull'a*

Fig. 4. The theoretical curve constructed on the basis of the reliability of graphical estimation of parameters *Weibull'a*

Punkt przęgięcia, od którego wyraźnie wzrasta stromość tej krzywej, występuje po upływie 15-letniej eksploatacji badanej sieci. Oznacza to, że w tej początkowej fazie eksploatacji tylko niewielka liczba badanych przewodów wymaga realizacji zabiegów renowacyjnych. Maksymalnie żywotność techniczna odcinków należących do trzeciej klasy odnowy (KO 5-3) wynosi 55 lat. Wyniki powyższych badań statystycznych można uznać za miarodajne, ponieważ potwierdzają one generalnie doświadczenia zebrane w ramach wieloletniej eksploatacji badanej sieci bytowo-gospodarczej gminy Unterhaching.

Postępując zgodnie z zaproponowanym schematem można na podstawie oszacowanych metodą graficzną parametrów rozkładu *Weibull'a* wyznaczyć funkcję niezawodności przy ustalaniu przejścia $R(t)$ dla pozostałych klas odnowy.

3. Obszar zaufania

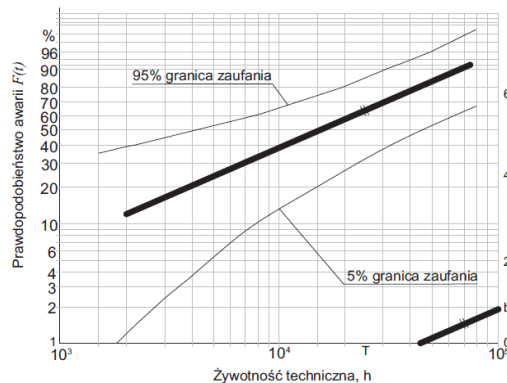
W przypadku prowadzenia analiz tego typu ważne jest określenie tak zwanego obszaru zaufania, który definiuje jakość uzyskanych wyników analizy. Powszechnie przyjmuje się, że poprawność, czy też wiarygodność pewnego wyniku badań powinna wynosić $P_A = 90\%$. W kontekście badanej klasy przejścia KO 5-3 oznaczałoby to 90% prawdopodobień-

stwo, że wyznaczona graficznie prosta *Weibull'a* stanowi optymalne rozwiązanie. Wartość tego prawdopodobieństwa jest rezultatem przyjęcia 5% oraz 95% granicy zaufania, które określają funkcje prawdopodobieństwa wystąpienia awarii $F_{5\%}(t_i)$ oraz $F_{95\%}(t_i)$, zgodnie z następującymi formułami [2, 3, 4]:

$$0,05 = \sum_{k=j}^n \frac{n!}{k!(n-k)!} F(t)^k \cdot (1-F(t))^{n-k} \quad (13)$$

$$0,95 = \frac{n!}{k!(n-k)!} F(t)^k (1-F(t))^{n-k} \quad (14)$$

Jeżeli wartości obu powyżej zapisanych funkcji zostaną naniesione na siatkę prawdopodobieństwa, to prosta *Weibull'a* będzie przebiegała pomiędzy dwoma granicami zaufania (rys. 4).



Rys. 5. Prosta *Weibull'a* w logarytmicznym układzie z parametrami b i T

Fig. 5. Simple Weibull in logarithmic system parameters b and T

Wprowadzenie granic zaufania do analizy statystycznej jest uzasadnione tylko w przypadku, gdy próba losowa liczy mniej niż 50 jednostek ($n < 50$). Ponieważ analizowana klasa przejścia KO 5-3 składała się aż z 1.122 odcinków sieci, dlatego też sprawdzenie granic zaufania nie było celowe. W tym wypadku obszar zaufania byłby bardzo wąski i pokrywałby się z prostą *Weibull'a*.

Graficzna metoda wyznaczania parametrów rozkładu *Weibull'a* stanowi na pewno bardzo szybki i praktyczny sposób rozwiązywania wielu problemów z zakresu określania żywotności technicznej różnego typu obiektów budowlanych, szczególnie wtedy, gdy analizowana jest niewielka próba losowa. Elementy takiej próby należy poddać określonej klasyfikacji i następnie stosując tą metodę można bardzo szybko oszacować parametry *Weibull'a*. Metoda graficzna

umożliwia wyznaczenie tylko orientacyjnych wartości parametrów *Weibull'a*, które mogą ukierunkować oraz zweryfikować ich dalsze badania przy zastosowaniu metod analitycznych.

4. Podsumowanie

Metoda graficzna daje możliwość szybkiego, ale niezbyt dokładnego szacowania parametrów rozkładu *Weibull'a*. W sensie dokładności nie może ona zastąpić metod analitycznych, ale może stanowić dobrą bazę do ich weryfikacji. Do popularnych metod analitycznego szacowania parametrów rozkładu *Weibull'a* należą:

- metoda regresji liniowej i najmniejszych kwadratów,
- metoda momentów,
- metoda *Maximum-Likelihood*,
- metoda *Gumbel'a*.

Metody analityczne są bardzo czasochłonne, szczególnie w przypadku dużych prób losowych, a ich sprawne przeprowadzenie obliczeń wymaga opracowania odpowiednich algorytmów. W celu zwiększenia dokładności metod analitycznych można je połączyć z estymacją parametrów *Weibull'a* w oparciu o symulacje matematyczne metodą *Monte-Carlo*. Zastosowanie tej metody pozwala na dowolne zwiększenie liczebności badanych prób losowych. Fakt ten ma szczególnie duże znaczenie, gdy badania muszą być oparte na małej bazie danych empirycznych. Dlatego prognozowanie stanu techniczno-eksploatacyjnego liniowych obiektów kanalizacyjnych tą metodą wymaga znacznie dłuższych czasów obliczeniowych, ale w konsekwencji prowadzi do uzyskania dokładniejszych wyników analiz ilościowych, jak również jakościowych.

W innych publikacjach z tego cyklu autorzy opisali algorytmy obliczeniowe dla czterech wymienionych metod analitycznej estymacji parametrów rozkładu *Weibull'a*. Dzięki temu powstała możliwość porównania wartości parametrów szacowanych graficznie z ustalonymi analitycznie. Na bazie parametrów rozkładu można wyznaczyć teoretyczne funkcje niezawodności (przejścia) $R(t)$, które tworzą podstawę opracowania wiarygodnej prognozy stanu techniczno-eksploatacyjnego sieci kanalizacyjnej. Ilościowa analiza takiej prognozy umożliwia przede wszystkim ustalenie koniecznego zakresu zabiegów renowacyjnych oraz wielu istotnych aspektów eksploatacyjnych starzenia się liniowych obiektów kanalizacyjnych. Rehabilitacja techniczna (renowacja) jest najdroższym i najważniejszym komponentem eksploatacji sieci i dlatego wymaga ona kwalifikowanego planowania. Jedną z możliwości takiego właśnie planowania jest statystyczna prognoza stanu techniczno-eksploatacyjnego sieci. Wyniki prognozy są nie tylko niezbędnym instrumentem zarządzania obiektami infrastruktury kanalizacyjnej, ale również podstawą ich racjonalnej eksploatacji.

Literatura

- [1] Merkblatt ATV-M 149, Zustandserfassung, -klassifizierung und -bewertung von Entwässerungssystemen außerhalb von Gebäuden, 1999.
- [2] Weibull W.: A statistical distribution function of wide applicability, Trans. ASME, Serie E: Journal of Appl. Mechanics 18, 1951.
- [3] Wilker H.: Weibull-Statistik in der Praxis, Leitfaden zur Zuverlässigkeitsermittlung technischer Produkte, Verlag: Books on Demand GmbH, Nordestedt 2004.
- [4] Wilker H.: Weibull-Statistik in der Praxis, Leitfaden zur Zuverlässigkeitsermittlung technischer Komponenten, Verlag: Books on Demand GmbH, Nordestedt 2010.

GRAPHIC ESTIMATION OF WEIBULL DISTRIBUTION PARAMETERS FOR DETERMINATION OF THEORETICAL RELIABILITY FUNCTIONS

Summary

This paper presents the scheme of graphical estimation of *Weibull* distribution parameters. Graphically appointed parameters viability of T - characteristic and the steepness of b distribution allow to construct a theoretical reliability function $R(t)$ for each class of technical condition of the sewage system. These functions are in turn the basis for the development of statistical predictions of technical and operational state, which is one of the possibilities of qualified renovation planning of analyzed linear object such as sewage system.

Keywords: sewage systems, stoneware domestic network, optical inspection, real classification of network technical state, prediction of network technical state

DOI:10.7862/rb.2014.58

Przesłano do redakcji: lipiec 2014 r.

Przyjęto do druku: wrzesień 2014 r.

Andrzej RAGANOWICZ¹
Józef DZIOPAK²

KRYTYCZNY STAN KAMIONKOWYCH PRZEWODÓW KANALIZACYJNYCH FUNKCJONUJĄCYCH POWYŻEJ I PONIŻEJ ZWIERCIADŁA WODY GRUNTOWEJ

W artykule przedstawiono statystyczno-stochastyczne modelowanie krytycznego stanu techniczno-eksploatacyjnego kamionkowych przewodów bytowo-gospodarczych obsługujących dwie bawarskie gminy Unterhaching oraz Oberhaching. Przewody funkcjonujące w gminie Unterhaching były usytuowane powyżej, a funkcjonujące w gminie Oberhaching poniżej poziomu zwierciadła wody gruntowej. W fazie modelowania statystycznego krytyczne krzywe dla obu typów przewodów opisujące przejście od stanu konserwacji do stanu odnowy wyznaczono za pomocą dwuparametrowego rozkładu Weibull'a oraz prostopadłej metody momentów. Natomiast ostateczne przebiegi tych krzywych ustalono metodą Monte-Carlo. Przeprowadzone badania wykazały, że przewody funkcjonujące poniżej poziomu zwierciadła wody gruntowej znajdują się w znacznie gorszym ogólnym stanie technicznym niż przewody funkcjonujące powyżej poziomu zwierciadła wody gruntowej.

Słowa kluczowe: sieć kanalizacyjna, klasyfikacja uszkodzeń, klasyfikacja stanu technicznego, statystyczno-stochastyczne modelowanie krytycznych krzywych stanu technicznego sieci kanalizacyjnej

1. Wstęp

W artykule zaprezentowano wyniki badań statystyczno-stochastycznego modelowania krytycznego stanu kamionkowych przewodów kanalizacyjnych, których zakres średnic wynosił DN 200 - 400 mm na podstawie wykonanych dwóch prób losowych. Pierwsza z nich, o dużej populacji, składała się z odcin-

¹ Zweckverband zur Abwasserbeseitigung im Hachinger Tal, 82024 Taufkirchen, Germany, telefon: + 49 (89) 6155903, a-raganowicz@t-online.de

² Autor do korespondencji: Politechnika Rzeszowska, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Katedra Infrastruktury i Ekorozwoju 35-959 Rzeszów, al. Powstańców Warszawy 6, telefon: + 48 17 865 1817, e-mail: jdziopak@prz.edu.pl

ków kamionkowej sieci bytowo-gospodarczej na terenie gminy Unterhaching, usytuowanej powyżej poziomu zwierciadła wody gruntowej. Drugą próbę losową, o zdecydowanie mniejszej populacji tworzyły przewody kamionkowe również o średnicach w zakresie DN 200 - 400 mm, które funkcjonują poniżej poziomu zwierciadła wody gruntowej w gminie Oberhaching. Inspekcję optyczną obu prób losowych przeprowadzono w roku 2000, a ich klasyfikację stanu technicznego wykonano zgodnie z zaleceniami wytycznej ATV-M 149 [2]. Klasyfikacja ta przewiduje istnienie 5 klas stanu technicznego od klasy czwartej – najlepszej, do klasy zerowej - najgorszej. W skład czwartej klasy wchodzi odcinki przewodów kanalizacyjnych, które nie wykazują uszkodzeń lub tylko marginalne. Trzecią i drugą klasę tworzą odcinki wymagające przeprowadzenia wyłącznie zabiegów o charakterze konserwacyjnym. Natomiast do dwóch ostatnich klas, tj. pierwszej i zerowej są sklasyfikowane odcinki, które muszą być poddane rehabilitacji technicznej.

Natomiast krytyczny stan techniczno-eksploatacyjny należy rozumieć jako granicę oddzielającą obszar zarezerwowany dla zabiegów konserwacyjnych od obszaru zarezerwowanego dla technik i technologii renowacyjnych. Granicę tą można opisać analitycznie za pomocą funkcji przejścia od drugiej do pierwszej klasy stanu technicznego.

2. Modelowanie statystyczne

Teoretyczną krzywą przejścia opisującą granicę między konserwacją i rehabilitacją techniczną wyznaczono w oparciu o dwuparametrowy rozkład Weibull'a. Jest to jeden z najbardziej popularnych rozkładów umożliwiających prognozowanie żywotności technicznej urządzeń mechanicznych, elektronicznych oraz obiektów budowlanych. Parametry rozkładu Weibull'a zostały wyznaczone w fazie badań statystycznych prostą metodą momentów. Wybór metody momentów wynika z jej prostego algorytmu, który w krótkim czasie obliczeniowym pozwala oszacować parametry Weibull'a. Ostateczne wartości tych parametrów ustalono metodą Monte-Carlo. Funkcję prawdopodobieństwa niezawodności, czyli przejścia przewodów kanalizacyjnych od stanu konserwacji do stanu odnowy według rozkładu Weibull'a opisuje formuła [8]:

$$R(t) = \exp\left(-\frac{t}{T}\right)^b \quad (1)$$

gdzie: t - zmienna statystyczna, np. żywotność techniczna obiektu, lata,
 T - żywotność charakterystyczna rozkładu odpowiadająca średniej wartości rozkładu, lata,
 b - parametr formy, czyli stromości rozkładu.

Wartości obu parametrów oszacowano prostopadłą metodą momentów zgodnie z następującymi formułami [6, 8]:

$$\hat{b} = \ln 2 / (\ln V_1 - \ln V_2) \quad (2)$$

$$\hat{T} = V_1 / (1/b)! \quad (3)$$

$$V_1 = 1/2 \left(1/(n+1) * t_m + (2/n+1) \sum_1^n t_i \right) \quad (4)$$

$$V_2 = 1/2 \left(1/(n+1)^2 * t_m + 4/(n+1) \sum_1^n t_i - 4/(n+1)^2 * \sum_1^n (i * t_i) \right) \quad (5)$$

$$t_m = \sum_1^n (t_i - t_{i-1}) \quad (6)$$

W celu przeprowadzenia statystycznego modelowania krytycznego stanu technicznego kanałów wyselekcjonowano z obu prób losowych odcinki przewodów wykazujące trzy najlepsze klasy i utworzono dwie nowe próby losowe. Populacja próby losowej nr 1 liczyła 1122 odcinków funkcjonujących powyżej poziomu zwierciadła wody gruntowej. Natomiast druga próba losowa składała się z 56 odcinków sieci położonych poniżej poziomu zwierciadła wody gruntowej. Każda z prób losowych reprezentowała trzecią klasę odnowy (KO 5-3), będącą podstawą do wyznaczenia granicznej funkcji przejścia od stanu konserwacji do stanu odnowy. Ogólną charakterystykę prób losowych oraz wyniki estymacji parametrów rozkładu Weibulla (\hat{b} i \hat{T}) metodą momentów (MM) zamieszczono w tabeli 1.

Tabela 1. Ogólna charakterystyka prób losowych kamionkowych przewodów kanalizacyjnych eksploatowanych w gminie Unterhaching i Oberhaching

Table 1. General characteristics of the sampling stoneware sewer lines operated in the municipality of Unterhaching and Oberhaching

Próba losowa	Gmina	Liczba odcinków klasy KO 5-1	Liczba odcinków klasy KO 5-3	Długość (m)	Stromość krytycznej funkcji \hat{b} (-)	Charakterystyczna żywotność techniczna \hat{T} (lat)
Nr 1	Unterhaching	1162	1122	38.623	3,2527	28,5627
Nr 2	Oberhaching	100	54	2.726	3,0671	21,1594

3. Symulacja parametrów *Weibulla* metodą *Monte-Carlo*

Pojęcie metody *Monte-Carlo* nie odnosi się tylko do jednego algorytmu, ale do pewnej grupy metod numerycznych, które wykorzystują liczby losowe do rozwiązań aproksymacyjnych albo do symulacji różnych procesów. Takie właśnie stochastyczne algorytmy charakteryzują się tym, że:

- jest to jedyna metoda, która w ramach rozsądnego czasu obliczeniowego zapewnia uzyskanie dostatecznie dokładnych wyników,
- wydłużenie czasu obliczeniowego gwarantuje systematyczną poprawę dokładności wyników badań.

Do symulacji parametrów rozkładu *Weibull'a* wykorzystano metodę inwersji. Metoda ta umożliwia przeprowadzenie dowolnej liczby t_1, \dots, t_n symulacji matematycznych zgodnie z przyjętą funkcją rozkładu F . Jeżeli $F: R \rightarrow [0; 1]$ jest pewną funkcją rozkładu, a jej funkcją odwrotną jest funkcja F^{-1} oraz $Y \approx U(0; 1)$ jest zmienną losową o równomiernym rozkładzie, to można przyjąć, że $X := F^{-1}(Y)$. W związku z tym można założyć, że $X \approx F$. Oznacza to z kolei, że funkcja rozkładu zmiennej losowej X jest przyjętą na wstępie rzeczywistą funkcją rozkładu F [3, 4, 7].

W konkretnym przypadku rozkładu *Weibull'a* i jego funkcji odwrotnej, wiek analizowanych przewodów kanalizacyjnych można ustalić według następującego wzoru [3]:

$$t_i^{k^*} = \hat{T} \left(\ln \left(\frac{1}{1 - U_i^{k^*}} \right) \right)^{\frac{1}{\hat{b}}} \quad (7)$$

gdzie: $t_i^{k^*}$ - symulowany wiek przewodów kanalizacyjnych, lata,

\hat{T} - charakterystyczna żywotność techniczna przewodów kanalizacyjnych ustalona według dowolnej metody analitycznej, lata,

$U_i^{k^*}$ - zmienna losowa o równomiernym rozkładzie ($0 < U_i^{k^*} < 1$),

\hat{b} - stromość rozkładu *Weibull'a* ustalona według dowolnej metody analitycznej,

$i = 1, 2, \dots, n$,

$k^* = 1, 2, \dots, N$.

W celu pozyskania dużej liczby zmiennych losowych posłużono się jednym z generatorów zmiennych losowych, a dokładniej pseudo – zmiennych losowych. Dla potrzeb planowanych symulacji matematycznych wykorzystano jeden

z najbardziej popularnych generatorów zmiennych losowych o równomiernym rozkładzie – Multiplicative Linear Congruential Generator (MLCG) [5]. Zastosowany generator zmiennych losowych ma postać zależności:

$$x_{i+1} = (ax_i + b) \bmod m \quad (8)$$

gdzie: x – zmienna losowa;

$$a = 69069;$$

$$b = 23606797;$$

$$m = 2^{32}.$$

Stała b przyjmuje często wartość równą zero. Natomiast zawsze musi być spełniony warunek na moduł m , i tak: $0 < a < m$. Moduł m podaje obszar, w którym znajdują się poszukiwane zmienne losowe. Długość powtarzającej się sekwencji liczbowej wynosi w tym przypadku m . W wyniku przeprowadzenia wielu prób ustalono odpowiednie systemy liczbowe pozwalające określić wartości x_i dla 1000, 2500, 5000, 10000 i 15000 symulacji matematycznych, które następnie zostały wprowadzone do zależności (8). W ten sposób można było uzyskać wymaganą liczbę zmiennych losowych dla każdego typu symulacji matematycznej. W celu generowania wartości x_i ustalono następujące algorytmy obliczeniowe:

- MMC(1000): $x_1 = 3000$, $x_2 = 3000 + 58$, ..., $x_{1000} = 3000 + 999 * 58$;
- MMC(2500): $x_1 = 1500$, $x_2 = 1500 + 22$, ..., $x_{2500} = 1500 + 2499 * 22$;
- MMC(5000): $x_1 = 1500$, $x_2 = 1500 + 12$, ..., $x_{2500} = 1500 + 4999 * 12$;
- MMC(10000): $x_1 = 500$, $x_2 = 500 + 6$, ..., $x_{10000} = 500 + 9999 * 6$;
- MMC(15000): $x_1 = 500$, $x_2 = 500 + 3$, ..., $x_{10000} = 500 + 9999 * 3$.

Szacowanie parametrów b i T dla próby losowej nr 1 przeprowadzono na bazie kolejno 2500, 5000 i 10000 symulacji matematycznych według formuły (7) oraz przy zastosowaniu generatora zmiennych losowych. W przypadku próby losowej nr 2 wykonano odpowiednio 1000, 2500, 5000 i 10000 symulacji metodą *Monte-Carlo* (MMC). Wyniki badań stochastycznych dla przewodów funkcjonujących powyżej poziomu zwierciadła wody gruntowej (ZWG) przedstawiono w tabeli 2, a dla przewodów funkcjonujących poniżej poziomu zwierciadła wody gruntowej w tabeli 3. W oparciu o ustalone stochastycznie parametry skonstruowano dwie krytyczne krzywe, których przebieg pokazano na rysunku 1.

Tabela 2. Parametry krytycznej funkcji *Weibull'a* dla kamionkowych przewodów kanalizacyjnych funkcjonujących powyżej poziomu ZWG wyznaczone w wyniku symulacji *Monte-Carlo*

Table 2. Critical parameters of the Weibull function for stoneware sewer pipes functioning above the ZWG level designated by the Monte-Carlo simulation

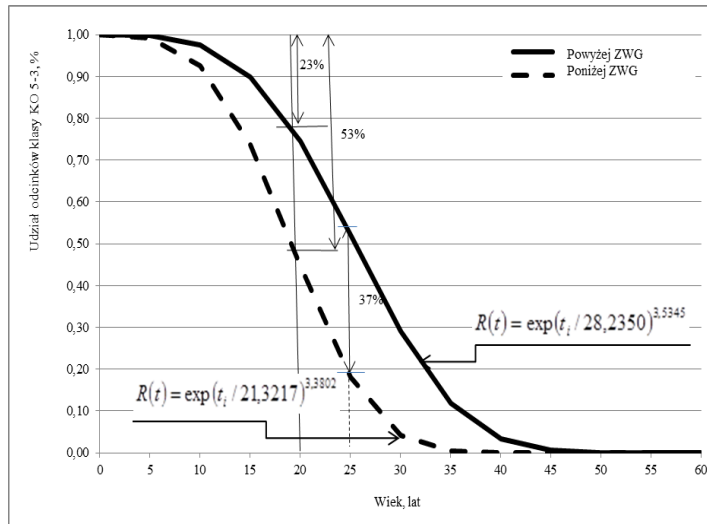
Metoda	Parametr b	Parametr T
MM	3,2527	28,5627
MMC(2500)	3,9766	27,2145
MMC(5000)	3,5714	28,5469
MMC(10000)	3,5345	28,2350

Tabela 3. Parametry krytycznej funkcji *Weibull'a* dla kamionkowych przewodów kanalizacyjnych funkcjonujących poniżej poziomu ZWG wyznaczone w wyniku symulacji *Monte-Carlo*

Table 3. Critical parameters of the Weibull function for stoneware sewer pipes functioning under the ZWG level designated by the Monte-Carlo simulation

Metoda	Parametr b	Parametr T
MM	3,0671	28,5627
MMC(1000)	4,5579	20,8226
MMC(2500)	4,5693	20,8287
MMC(5000)	4,4935	20,4623
MMC(10000)	3,3802	21,3217

Ustalona na podstawie 10000 symulacji, wartość formy krytycznej funkcji kamionkowych przewodów kanalizacyjnych funkcjonujących powyżej poziomu zwierciadła wody gruntowej wyniosła $b = 3,5345$. Wartość parametru $b > 3$ sugeruje zły stan techniczny badanych obiektów. Wyznaczenie żywotności charakterystycznej, której wartość osiągnęła $T = 28,2350$ lat spowodowało niekorzystne przesunięcie stromej funkcji krytycznej w stronę krótkiej żywotności technicznej. Stąd 63% przewodów kanalizacyjnych osiągających wiek równy żywotności charakterystycznej wymaga przeprowadzenia rehabilitacji technicznej. Ustalenie w ramach badań dłuższej żywotności charakterystycznej sygnalizuje dłuższą eksploatację, która nie wymaga realizacji 63 procentowej odnowy sieci. Natomiast parametry krytycznego rozkładu *Weibull'a* wyznaczone metodą momentów przyjęły nieco korzystniejsze wartości, i tak $b = 3,2527$ oraz $T = 28,5627$ lat.



Rys. 1. Przebieg krytycznych funkcji Weibull'a wyznaczonych metodą Monte-Carlo dla kamionkowych przewodów kanalizacyjnych w zależności od ich położenia w stosunku do poziomu ZWG

Fig. 1. The critical value of the Weibull function as determined by Monte-Carlo for stoneware sewer lines according to their position in relation to the level ZWG

W ramach następnej serii badań stochastycznych ustalono parametry krytycznej funkcji kamionkowych przewodów kanalizacyjnych funkcjonujących poniżej poziomu zwierciadła wody gruntowej. Na podstawie 10000 symulacji stromość funkcji osiągnęła miarodajną wartość $b = 3,3802$, a żywotność charakterystyczna wartość $T = 21,3217$ lat. Charakterystyczną cechą tych badań jest mała wartość żywotności charakterystycznej w zakresie od 20,4623 do 21,3217 lat i relatywnie duże różnice wartości liczbowych parametrów uzyskanych na bazie 5000 oraz 10000 symulacji. Przeprowadzenie 15000 symulacji spowodowało zmianę wartości parametru b o 0,0034 wskazującą na dużą stabilizację wyników przez przeprowadzenie 10000 symulacji.

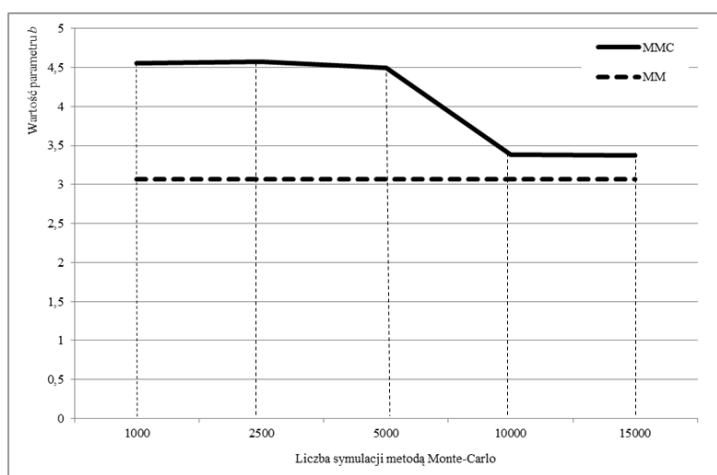
Zmiany wartości parametru Weibull'a b w zależności od liczby symulacji matematycznych przedstawiono na rysunku 2. Z analizy tego rysunku wynika, że począwszy od 10000 symulacji ma miejsce wyraźna stabilizacja parametru b , jak również jego asymptotyczne zbliżanie się do dokładnej wartości, będącej celem badań. Ustalona w ten sposób wartość parametru b bazuje na próbie losowej o stochastycznie powiększonej populacji, która zapewnia dokładniejsze wyniki badań, niż w przypadku szacowania statystycznego.

Zastosowanie algorytmu opartego na programie kalkulacyjnym Excel 2010 umożliwiło realizację 10000 symulacji matematycznych w ramach rozsądnego czasu obliczeniowego. Uproszczony schemat takiego algorytmu dla kamionkowych przewodów kanalizacyjnych usytuowanych poniżej poziomu zwierciadła wody gruntowej (ZWG) zamieszczono w tabeli 4. Natomiast w tabeli 5 przed-

stawiono parametry stałe, które dla każdej symulacji przyjmowały takie same wartości.

Porównanie wyników badań stochastycznych dla obydwu grup przewodów kanalizacyjnych pozwala na stwierdzenie, że obiekty eksploatowane poniżej poziomu zwierciadła wody gruntowej wykazują, ze względu na zdecydowanie krótszą żywotność charakterystyczną, gorszy stan techniczny.

Z dalszej analizy danych zestawionych tabelach 2 i 3 wynika, że wraz ze wzrostem liczby symulacji wzrasta dokładność szacowania parametrów rozkładu *Weibull'a*. Przeprowadzenie oddzielnej serii 10000 symulacji powoduje zbliżenie wartości stromości krytycznej funkcji do wartości oszacowanej statystycznie.



Rys. 2. Zmiana wartości parametru *Weibull'a* b w zależności od liczby symulacji metody *Monte-Carlo* (MMC) na tle jego wartości wyznaczonej metodą momentów (MM)

Fig. 2. Change the value of the parameter Weibull b depending on the number of simulation *Monte-Carlo* method (MMC) against its value as determined by moments (MM)

Różnica tych wartości wynosi 0,2818 dla przewodów eksploatowanych powyżej poziomu zwierciadła wody gruntowej i 0,3131 dla przewodów eksploatowanych poniżej poziomu zwierciadła wody gruntowej. Wartości charakterystycznej żywotności technicznej nie są specjalnie zależne od liczby przeprowadzonych symulacji, co jest efektem specyfiki samej metody momentów. Porównując obliczone wartości parametrów b i T dla przewodów usytuowanych powyżej i poniżej poziomu zwierciadła wody gruntowej można stwierdzić, że stromość funkcji przyjmuje zbliżone do siebie wartości. Jednak charakterystyczna żywotność techniczna, odpowiadająca średniemu wiekowi badanych przewodów jest zróżnicowana i osiąga 28 lat dla przewodów posadowionych powyżej poziomu zwierciadła wody gruntowej i tylko 21 lat dla przewodów funkcjonują-

cych w wodzie gruntowej. Dłuższa żywotność charakterystyczna oznacza ogólnie lepszy stan techniczno-eksploatacyjny i w konsekwencji mniejszy zakres niezbędnej odnowy.

Tabela 4. Algorytm 10000 symulacji wieku kamionkowych przewodów kanalizacyjnych funkcjonujących poniżej ZWG

Table 4. 10000 simulation algorithm of the century stoneware sewer lines operating below ZWG

MMC	U	$a = \frac{1}{1-U}$	$\ln a$	$(\ln a)^{\frac{1}{b}}$	t_i	i	t_i	i^*t_i	$t_i - t_{i-1}$
500	0,027	1,028	0,02745	0,31	6,552	1	6,55	6,552	6,55
503	0,027	1,028	0,02755	0,31	6,56	2	6,56	13,12	0,01
506	0,027	1,028	0,02765	0,31	6,567	3	6,57	19,7	0,01
509	0,027	1,028	0,02774	0,311	6,575	4	6,57	26,3	0,01
512	0,027	1,028	0,02784	0,311	6,583	5	6,58	32,91	0,01
515	0,028	1,028	0,02794	0,311	6,59	6	6,59	39,54	0,01
518	0,028	1,028	0,02804	0,312	6,598	7	6,6	46,19	0,01
521	0,028	1,029	0,02814	0,312	6,605	8	6,61	52,84	0,01
524	0,028	1,029	0,02824	0,313	6,613	9	6,61	59,52	0,01
527	0,028	1,029	0,02834	0,313	6,621	10	6,62	66,21	0,01

30452	0,99	104,3	4,64736	1,65	34,92	9985	34,92	3E+05	0,02
30455	0,991	105,4	4,65748	1,651	34,94	9986	34,94	3E+05	0,02
30458	0,991	106,5	4,66769	1,653	34,97	9987	34,97	3E+05	0,02
30461	0,991	107,6	4,67802	1,654	34,99	9988	34,99	3E+05	0,03
30464	0,991	108,7	4,68845	1,655	35,02	9989	35,02	3E+05	0,03
30467	0,991	109,8	4,69899	1,656	35,04	9990	35,04	4E+05	0,03
30470	0,991	111	4,70965	1,657	35,07	9991	35,07	4E+05	0,03
30473	0,991	112,2	4,72042	1,659	35,1	9992	35,1	4E+05	0,03
30476	0,991	113,4	4,7313	1,66	35,12	9993	35,12	4E+05	0,03
30479	0,991	114,7	4,74231	1,661	35,15	9994	35,15	4E+05	0,03
30482	0,991	116	4,75344	1,662	35,18	9995	35,18	4E+05	0,03
30485	0,991	117,3	4,76469	1,664	35,2	9996	35,2	4E+05	0,03
30488	0,992	118,6	4,77607	1,665	35,23	9997	35,23	4E+05	0,03
30491	0,992	120	4,78759	1,666	35,26	9998	35,26	4E+05	0,03
30494	0,992	121,4	4,79924	1,668	35,29	9999	35,29	4E+05	0,03
30497	0,992	122,9	4,81102	1,669	35,31	10000	35,31	4E+05	0,03
							2E+05	1E+09	35,3

Tabela 5. Wartości parametrów stałych

Table 5. The values of fixed parameters

$n+1$	$(n+1)^2$	V_1	$\ln V_1$	V_2	$\ln V_2$	$\ln 2$	b	T
10001	1E+08	19,1	2,95	15,6	2,75	0,7	3,38	21,32

4. Podsumowanie

Wyniki stochastycznego modelowania stanu krytycznego kamionkowych przewodów kanalizacyjnych potwierdziły w pełni ogólnie znane doświadczenia eksploatacyjne, z których wynika, że przewody funkcjonujące w wodzie gruntowej prezentują znacznie gorszy stan techniczny niż przewody posadowione powyżej tego poziomu i są też zgodne z wynikami modelowania statystycznego. Tą zdecydowaną różnicę stanu technicznego wykazuje porównanie zakresu koniecznej odnowy, która dla pierwszej grupy 20-letnich przewodów wynosi 53%, a dla drugiej tylko 23%. Taką analizę można łatwo przeprowadzić dla każdej grupy wiekowej przewodów i ustalić konieczne zakresy odnowy. Wiedza na temat koniecznego zakresu odnowy ma istotne znaczenie dla praktyki eksploatacyjnej, ponieważ jej realizacja zapewnia pełną dyspozycyjność liniowego obiektu kanalizacyjnego w aspekcie nośności, szczelności oraz funkcjonalności na przestrzeni całej żywotności technicznej. Inną ważną korzyścią jest możliwość prowadzenia racjonalnej polityki finansowej, środkami stałymi oraz potencjałem ludzkim.

Maksymalna różnica zakresów odnowy występuje dla grupy wiekowej 25 lat i wynosi 37%. Różnica stanu technicznego dla obu grup przewodów wyraża się także w żywotności technicznej, która dla obiektów funkcjonujących w wodzie osiąga tylko 35 lat, a dla przewodów zlokalizowanych powyżej poziomu zwierciadła wody gruntowej 45 lat. W przypadku krytycznego stanu technicznego pojęcie żywotności technicznej należy rozumieć jako okres eksploatacji, po upływie którego konieczne jest przeprowadzenie pełnej odnowy. Przedstawione wyniki badań statystyczno-stochastycznych można również zinterpretować w oparciu o teorię i klasyfikację uszkodzeń. Każde uszkodzenie w postaci infiltracji wody gruntowej do wnętrza kanału uzyskuje automatycznie najgorszą klasę, która ma negatywny wpływ na stan techniczny badanego przewodu. Inspekcja optyczna przewodów kanalizacyjnych, których strop usytuowany jest przynajmniej na poziomie zwierciadła wody gruntowej stwarza bardzo korzystne warunki do inwentaryzacji wszystkich, nawet najmniejszych nieuszczelności. Jeżeli inspekcja optyczna zostanie przeprowadzona właśnie w takich warunkach, to zgodnie z wytyczną ATV-DVWK-A 142 uzyskuje ona dodatkowo status badania szczelności.

Wprowadzenie pojęcia krytycznego stanu techniczno-eksploatacyjnego przewodów kanalizacyjnych pozwoliło na istotną redukcję skomplikowanej prognozy do jednej funkcji prawdopodobieństwa niezawodności, opisującej przejście badanych odcinków od stanu konserwacji do stanu odnowy. Duże znaczenie poznawcze ma połączenie rozkładu *Weibull'a* z symulacjami *Monte-Carlo*, których celem było stochastyczne zwiększenie populacji posiadanych danych empirycznych i poprzez to uzyskanie większej dokładności wyników analiz ilościowych, jak również jakościowych.

Literatura

- [1] ATV-DVWK-A 142, Abwasserkanäle und -leitungen in Wasserschutzgebieten, 2002.
- [2] ATV-M 149, Zustandserfassung, -klassifizierung und -bewertung von Entwässerungssystemen außerhalb von Gebäuden, 1999.
- [3] Cottin C., Döhler S.: Risikoanalyse – Modellierung, Beurteilung und Management von Risiken mit Praxisbeispielen, 2. Auflage, Springer Spektrum Wiesbaden 2009, 2013.
- [4] Hengartner W., Theodorescu R.: Einführung in Monte-Carlo-Methode, Carl Hanser Verlag, München-Wien 1978.
- [5] Leisch F.: Computerintensive Methoden, LMU München, WS 2010/2011, 8 Zufallszahlen.
- [6] Meyna A., Pauli B.: Taschenbuch der Zuverlässigkeits- und Sicherheitstechnik, Quantitative Bewertungsverfahren, Carl Hauser Verlag, München Wien 2003.
- [7] Müller-Gronbach T., Novak E., Ritter K.: Monte Carlo – Algorithmen, Springer-Verlag, Berlin Heidelberg 2012.
- [8] Wilker H.: Weibull-Statistik in der Praxis, Leitfaden zur Zuverlässigkeitsermittlung technischer Produkte, Verlag: Books on Demand GmbH, Norderstedt 2004.

CRITICAL CONDITION OF STONEWARE SEWAGE PIPES OPERATING ABOVE AND BELOW GROUND WATER TABLE

Summary

The article presents statistical and stochastic modeling of critical technical and operational state of stoneware domestic pipes serving two Bavarian municipalities: Unterhaching and Oberhaching. Pipes operating in Unterhaching municipality were located above the groundwater table and those operating in Oberhaching municipality – below the water table. In the phase of statistical modeling the critical curves for both types of pipes, describing the transition stage from maintenance to renewal, was determined by two-parameter *Weibull* distribution and perpendicular of the method of moments. While the final runs of the curves was determined using the *Monte-Carlo* method. The study showed that the pipes functioning below the level of groundwater table are characterized by much worse general technical state than those operating above the groundwater table.

Keywords: sewage system, classification of damages, classification of technical state, statistical and stochastic modeling of critical curves of sewage pipes technical condition

DOI:10.7862/rb.2014.59

Przesłano do redakcji: lipiec 2014 r.

Przyjęto do druku: wrzesień 2014 r.

Grażyna SAKSON¹
Marek ZAWILSKI²
Ewa BADOWSKA³
Agnieszka BRZEZIŃSKA⁴

ZANIECZYSZCZENIE ŚCIEKÓW OPADOWYCH JAKO PODSTAWA WYBORU SPOSOBU ICH ZAGOSPODAROWANIA

W artykule została omówiona charakterystyka jakościowa spływów opadowych według danych krajowych i zagranicznych oraz efektywność urządzeń stosowanych do ich podczyszczania. Zostały przedstawione wyniki przeprowadzonych w Łodzi badań jakości ścieków opadowych odprowadzanych z powierzchni o różnym sposobie zagospodarowania i lokalizacji. Badania prowadzone były w cyklu wieloletnim i umożliwiły analizę jakościową spływów pochodzących z różnych zjawisk opadowych, o zmiennej intensywności, czasie trwania i pojawiających się po zróżnicowanych czasowo okresach pogody suchej, co w istotny sposób wpływa na ich stopień zanieczyszczenia. Tego typu dane umożliwiają wytypowanie powierzchni i zlewni, z których bezpośrednie odprowadzanie spływów opadowych do wód powierzchniowych lub do gruntu nie stanowi zagrożenia dla środowiska. Na podstawie przeprowadzonych badań i analiz sformułowano wskazówki dotyczące doboru rozwiązań w zakresie gospodarowania wodami opadowymi na obszarach zurbanizowanych w aspekcie zanieczyszczenia ścieków opadowych. Wybór odpowiednich rozwiązań w zakresie gospodarowania ściekami opadowymi na obszarach zurbanizowanych jest warunkiem skutecznej ochrony środowiska przed zanieczyszczeniami, ale również umożliwia optymalne wykorzystanie środków przewidzianych na ten cel.

Słowa kluczowe: ścieki deszczowe, oczyszczanie ścieków, metale ciężkie, węglowodory ropopochodne

¹ Autor do korespondencji: Grażyna Sakson, Politechnika Łódzka, Instytut Inżynierii Środowiska i Instalacji Budowlanych, 90-924 Łódź, Al. Politechniki 6, tel. 42 631 35 27, e-mail: grazyna.sakson-sysiak@p.lodz.pl;

² Marek Zawilski, j.w., tel. 42 631 39 49, e-mail: marek.zawilski@p.lodz.pl

³ Ewa Badowska, j.w., tel. 42 631 35 95, e-mail: ewa.badowska@p.lodz.pl

⁴ Agnieszka Brzezińska, j.w., tel. 42 631 35 94, e-mail: agnieszka.brzezinska@p.lodz.pl.

1. Wprowadzenie

Rozwój obszarów zurbanizowanych powoduje m.in. nasilanie się problemów z zagospodarowaniem spływów opadowych z powierzchni uszczelnionych. Przez wiele lat najczęściej stosowanym rozwiązaniem było jak najszybsze zebranie wód deszczowych z powierzchni dachów, ulic i chodników i odprowadzenie ich do wód powierzchniowych, z reguły bez oczyszczania. Podstawowym kryterium stosowanych rozwiązań było zapewnienie bezpieczeństwa funkcjonowania miasta, a aspekty ekologiczne nie były brane pod uwagę. Jednak, jak podają Borchardt i Sperling [2], już uszczelnienie powierzchni zlewni przekraczające 5% powoduje niekorzystne zmiany w odbiorniku, m.in. redukcję liczby organizmów żywych i ograniczenie bioróżnorodności. W zależności od uwarunkowań lokalnych takie zagrożenie może istnieć już przy uszczelnieniu powyżej 2%. W ostatnich latach coraz częściej odbiornikiem wód deszczowych jest również grunt. Zagospodarowanie wód opadowych w miejscu wystąpienia opadu jest zgodne z zasadami rozwoju zrównoważonego i w dużym stopniu przyczynia się do zachowania w jak największym stopniu naturalnego obiegu wody w środowisku, może jednak również stanowić zagrożenie dla jakości wód podziemnych, co powinno być uwzględniane przy wyborze sposobu zagospodarowania wód opadowych.

2. Charakterystyka ścieków opadowych

Ścieki opadowe mogą zawierać bardzo wiele zanieczyszczeń, zarówno organicznych, jak i nieorganicznych. Trafiają one do nich na etapie powstawania opadu w atmosferze (I faza), podczas spływu wód opadowych z powierzchni zlewni (II faza), wreszcie mogą być wyłukiwane z osadów zgromadzonych w przewodach kanalizacyjnych, którymi ścieki są transportowane (III faza). Zidentyfikowano ponad 650 substancji organicznych oraz 30 metali i śladowych związków nieorganicznych, które mogą być zawarte w ściekach opadowych [8]. Przy wykorzystaniu metody identyfikacji i oceny zagrożeń chemicznych (Chemical Hazard Identification and Assessment Tool CHIAT), wybrano te, które stanowią największe zagrożenie dla środowiska. Powstanie listy priorytetowych zanieczyszczeń ścieków opadowych obejmowało pięć etapów działań: ustalenie charakterystyki źródeł i obszarów oddziaływania zanieczyszczeń, identyfikację problemów i zagrożeń, ocenę zagrożeń i wreszcie ostateczny wybór substancji priorytetowych przez grupę ekspertów. Przy dokonywaniu wyboru uwzględniano m.in. zachowania substancji w środowisku (podatność na rozkład, zdolność do bioakumulacji, toksyczność), oddziaływanie na organizmy żywe (m.in. działanie rakotwórcze, mutagenne, zagrożenia dla reprodukcji, powodowanie zaburzeń gospodarki hormonalnej i alergii u ludzi), jak również ewentualne problemy techniczne i estetyczne (tendencje do wytrącania w postaci osadów, zapach, pie-

nienie, powodowanie przebarwień odzieży i armatury sanitarnej) [7, 8]. Utworzona lista zawiera 25 parametrów, podzielonych na 5 kategorii (Tabela 1).

Tabela 1. Lista wybranych priorytetowych zanieczyszczenia wód opadowych (parametrów wskaźnikowych) [na podstawie 8]

Table 1 . List of selected stormwater priority pollutants (indicator parameters) [based on 8]

Typ	Nazwa
Parametry podstawowe	BZT ₅ , ChZT, zawiesina ogólna, azot, fosfor, pH
Metale ciężkie	cynk, kadm, chrom(VI), miedź, nikiel, ołów, platyna
Policykliczne węglowodory aromatyczne	benzo[a]piren, naftalen, piren
Herbicydy	terbutylazyna, pendimetaliny, fenmedifam, glifosat
Różne związki organiczne	etoksylaty nonylofenolu i produkty degradacji, np. nonylofenol, pentachlorofenol, ftalan dwu-2-etyloheksylu, 2,4,4'-trichlorobifenyl (polichlorowany bifenyl 28), eter metylo-tert-butyłow

Podstawowa analiza jakości ścieków opadowych najczęściej dokonywana jest na podstawie oznaczania zawartości zawiesin ogólnych i metali ciężkich. Badania 12 obecnych w ściekach opadowych metali wykazały, że większość z nich występuje we frakcjach mobilnych w środowisku, a ponadto charakterystyczne jest dla nich tzw. zjawisko pierwszej fali [11]. Wyższe stężenia metali obserwuje się zazwyczaj w spływach z terenów przemysłowych, niż mieszkaniowych.

Wdług aktualnie obowiązujących uregulowań prawnych w Polsce wymagania dotyczące jakości ścieków opadowych odprowadzanych do wód i do ziemi dotyczą jedynie spływów z zanieczyszczonej powierzchni szczelnej terenów przemysłowych, składowych, baz transportowych, portów, lotnisk, miast, budowli kolejowych, dróg zaliczanych do kategorii dróg krajowych, wojewódzkich i powiatowych klasy G, a także parkingów o powierzchni powyżej 0,1 ha. Wdług Rozporządzenia Ministra Środowiska z dnia 24 lipca 2006 roku w sprawie warunków, jakie należy spełnić przy wprowadzaniu ścieków do wód lub ziemi, oraz w sprawie substancji szczególnie szkodliwych dla środowiska wodnego (Dz.U. Nr 137 poz. 984) nie powinny zawierać substancji zanieczyszczających w ilościach przekraczających 100 mg/l zawiesin ogólnych oraz 15 mg/l węglowodorów ropopochodnych. Rozporządzenie nie ustala wymagań w stosunku do innych wskaźników zanieczyszczeń, w tym metali ciężkich. Dopuszczalne stężenia metali ciężkich określone są jedynie dla ścieków przemysłowych. Wg Załącznika 1 do Rozporządzenia Ministra Środowiska z dnia 28 stycznia 2009 r. zmieniającego rozporządzenie w sprawie warunków, jakie należy spełnić przy wprowadzaniu ścieków do wód lub do ziemi, oraz w sprawie substancji szcze-

gólnie szkodliwych dla środowiska wodnego (Dz.U. Nr 27 poz. 169) w zależności od rodzaju przemysłu najwyższe dopuszczalne stężenie kadmu wynosi od 0,05 do 0,4 mg/l, cynku 2 mg/l, a miedzi i ołowiu od 0,1 do 0,5 mg/l.

Charakterystykę ścieków opadowych w zakresie podstawowych parametrów wg badań polskich i zagranicznych przedstawiono w Tabelach 2 i 3.

Tabela 2. Stężenia podstawowych zanieczyszczeń w ściekach opadowych wg badań krajowych [na podstawie 1, 12, 14, 16]

Table 2. Stormwater concentration levels for principal pollutants (Polish research) [based on 1, 12, 14, 16]

Wskaźnik	Jednostka	Dachy [16]	Spływy z ulic (Częstochowa) [14]	Kolektor deszczowy (Kielce) [1]	Wyloty do rzek - spływy deszczowe i roztopowe (Białystok) [12]
Zawiesiny ogólne	mg/l	-	11-410	144-7432	48-1450
Cynk	µg/l	582-12357	-	91-858	247-1581*
Miedź	µg/l	12-240	3,37- 7,99	65-320	12-314*
Ołów	µg/l	76-2458	21-63	96-1405	30-580*
Kadm	µg/l	0,2-4,5	0,47-0,77	0-90	1-8*
Ekstrakt eterowy	mg/l	-	-	-	20-120

* spływy roztopowe

Tabela 3 . Stężenia podstawowych zanieczyszczeń w ściekach opadowych wg badań zagranicznych [na podstawie 3, 13, 23]

Table 3. Stormwater concentration levels for principal pollutants (foreign research) [based on 3, 13, 23]

Wskaźnik	Jednostka	[3]	[13]	[23]
Zawiesiny ogólne	mg/l	29-1535	11-874	11-2500
Cynk	µg/l	24-3563	130-520	30-11700
Miedź	µg/l	5,7-1143	30-220	6-500
Ołów	µg/l	7-2408	<10-129	4-404
Kadm	µg/l	0,46-30	-	-

3. Skuteczność oczyszczania ścieków opadowych

Oczyszczanie ścieków opadowych przed ich odprowadzeniem do odbiornika ukierunkowane jest najczęściej na usuwanie zawiesin ogólnych i związanych z nimi metali ciężkich oraz substancji ropopochodnych. W przypadku odprowadzania ścieków do wód powierzchniowych działanie urządzeń podczyszczających oparte jest przede wszystkim na wykorzystaniu metod fizycznych, głównie sedimentacji. W przypadku, gdy odbiornikiem jest grunt podstawowym sposobem zagospodarowania wód opadowych jest infiltracja powierzchniowa lub

podpowierzchniowa. Często wykorzystywane są urządzenia z bioretencją, w których rośliny umożliwiają zwiększenie efektywności oczyszczania ścieków i jednocześnie zapewniają wysokie walory estetyczne takich rozwiązań [9,20,22]. Skuteczność podstawowych metod oczyszczania spływów opadowych podawana w piśmiennictwie krajowym zawarta jest w Tabeli 4.

Tabela 4. Skuteczność usuwania zanieczyszczeń w urządzeniach stosowanych do oczyszczania ścieków opadowych (%) [na podstawie 4, 5, 6, 19]

Table 4. Efficiency of pollutants removal in stormwater treatment facilities (%) [based on 4, 5, 6, 19]

Rodzaj urządzenia	Zawiesiny ogólne	Metale ciężkie	Substancje ropopochodne
Rowy trawiaste	40-100	20-100	20-90
Powierzchnie porowate	90-100	60-100	-
Rowy infiltracyjne	80-100	70-100	80
Zbiorniki retencyjne	40-90	60-80	80
Osadniki, piaskowniki	60-80	-	60-80
Separatory substancji ropopochodnych	-	-	>95

Przy odprowadzaniu ścieków opadowych do wód powierzchniowych podstawowym parametrem określającym potencjalny negatywny wpływ na odbiornik jest stężenie zawiesin ogólnych [21], natomiast przy wprowadzaniu ścieków do gruntu analizowana jest głównie obecność metali ciężkich [10, 17, 18]. Możliwość zanieczyszczenia wód podziemnych przez metale ciężkie obecne w ściekach opadowych zależy m.in. od mobilności danego metalu i rodzaju gruntu. Niektóre metale ciężkie w przypadku stosowania infiltracji podpowierzchniowej mogą stwarzać umiarkowane zagrożenie zanieczyszczenia wód podziemnych, jednak w przypadku wcześniejszego podczyszczania ścieków przez sedymentacje zagrożenie to jest niskie [15].

W urządzeniach infiltracyjnych zanieczyszczenia zawarte w ściekach opadowych w znacznym stopniu usuwane są podczas przepływu przez ośrodek porowaty, m.in. w takich procesach jak filtracja, sorpcja, chemiczna i biologiczna transformacja. Zdaniem Grebela i wsp. [10] optymalizacja procesu eliminacji zanieczyszczeń może być dokonywana na 3 sposoby: wybór odpowiedniego materiału filtracyjnego, właściwych parametrów hydraulicznych procesu i warunków redox. Podstawowe właściwości materiałów stosowanych w infiltracji wód opadowych podano w Tabeli 5.

Tabela 5. Właściwości materiałów stosowanych w infiltracji wód opadowych [na podstawie 10]

Table 5. Potential stormwater infiltration media. Representative properties [based on 10]

Material	Powierzchnia właściwa (m ² /g)	Zdolność wymiany kationów (cmol/kg)	K _{h_sat} *d (cm/s)
Piasek	0,1	1	0,117
Kaolinit glina	5-20	1-15	1,4-2,3×10 ⁻⁵
Naturalne zeolity	30-180	2-100	0,125-0,214
Wapień	7	23	0,024
Tlenki żelaza	zmienna	zmienna	-
Tlenki manganu	zmienna	zmienna	-
Tlenki glinu	zmienna	zmienna	-
Granulowany węgiel aktywny	350-1000	240	0,025
Ściółka/kompost	11-26	11-70	0,0047

Skuteczność usuwania metali ciężkich jest na ogół wyższa w przypadku stosowania urządzeń z roślinnością. Przykłady uzyskiwanych efektów w badaniach laboratoryjnych i eksploatowanych urządzeniach przedstawiono w Tabeli 6.

Ze względu na duże zróżnicowanie parametrów ścieków opadowych i warunków lokalnych wybór sposobu oczyszczania ścieków powinien być dokonany w oparciu o możliwie szerokie badania jakości ścieków i skuteczności przyjmowanych rozwiązań w konkretnym przypadku. Dowodem mogą być rezultaty badań trzech eksploatowanych obiektów (filtru gruntowego, filtru pospiesznego piaskowego i osadnika lamelowego) zawarte w Tabeli 7. Efektywność filtru gruntowego była zbliżona do poziomu obserwowanego w innych obiektach tego typu (wg danych literaturowych), nie było tak jednak w przypadku pozostałych urządzeń [12].

Tabela 6. Efektywność usuwania zanieczyszczeń w urządzeniach z bioretencją na podstawie badań laboratoryjnych i terenowych [20]

Table 6. Pollutant removal efficiencies for laboratory and field bioretention studies [20]

Parametr	Badania laboratoryjne		Badania polowe	
	Mała skala	Duża skala	1	2
Pb	93–97%	93–97%	>95%	70%
Cu	91–97%	90–93%	97%	43%
Zn	93–98%	87–96%	>95%	64%
P	16–83%	0–81%	65%	87%
TKN	55–80%	37–68%	52%	67%
NH ₄ ⁺	<0 -83%	54 -86%	92%	N/A
NO ₃ ⁻	11–26%	<0-23%	16%	15%
TN	60–75%	<0-43%	49%	N/A

Tabela 7. Efektywność urządzeń do oczyszczania ścieków opadowych (%) [na podstawie 12]

Table 7. Removal rates of stormwater treatment facilities (%) [based on 12]

Wskaźnik	Filtr gruntowy	Filtr pospieszny piaskowy	Osadnik lamelowy
Zawiesiny ogólne.	70	75	34
BZT ₅	61	28	20
ChZT	63	36	18
Azot ogólny	58	38	15
Fosfor ogólny	44	53	29
Ołów	87	68	36
Cynk	93	78	23
Miedź	91	17	21
E.coli	68	-39	-46

4. Badania jakości ścieków opadowych w Łodzi

4.1. Metodyka badań

Badania prowadzone były w latach 2009-2013. Obejmowały analizę jakościową spływów pochodzących z różnych zjawisk opadowych, o zmiennej intensywności, czasie trwania i pojawiających się po zróżnicowanych czasowo okresach pogody suchej. Badane były spływy opadowe pochodzące z jednostkowych powierzchni takich jak dachy (przy różnych materiałach pokryć dachowych), ulice, chodniki, place manewrowe i parkingi, a także z wylotów kanalizacji deszczowej do łódzkich rzek. Oznaczano m.in.:

- zawiesiny ogólne - metodą z zastosowaniem filtracji przez sączi z włókna szklanego zgodnie z PN-EN 872: 2007;
- metale ciężkie (cynk, miedź, ołów i kadm) - metodą atomowej spektrometrii absorpcyjnej (ASA) z wykorzystaniem spektrometru SOLAAR M5 firmy Thermo Electron Corporation, po mineralizacji mokrej za pomocą kwasu azotowego w mineralizatorze mikrofalowym MARSXpress firmy CEM;
- węglowodory ropopochodne - metodą chromatografii gazowej (GC) zgodnie z PN-EN ISO 9377-2.

4.2. Uzyskane wyniki i ich omówienie

Wyniki przeprowadzonych badań zawierają Tabele 8 i 9. Przeprowadzone badania wykazały bardzo zróżnicowaną zawartość zawiesin w spływach opadowych. Była ona zależna nie tylko od miejsca poboru prób, ale również parametrów opadu i długości okresu pogody suchej przed opadem. Stężenia węglowodorów ropopochodnych w ściekach opadowych były bardzo niskie (znacznie poniżej wymagań dla ścieków opadowych kierowanych do wód i do ziemi). Znaczące stężenie węglowodorów ropopochodnych stwierdzono jeden raz w próbie pobranej z terenu pętli autobusowej – 7,25 mg/l.

Tabela 8. Stężenie zawiesin ogólnych i metali ciężkich w ściekach opadowych w Łodzi (badania własne)

Table 8. Concentrations of suspended solids and heavy metals in stormwater runoff in Łódź (own research)

Miejsce poboru prób	Zakres stężeń				
	Zawiesiny ogólne	Zn	Cu	Pb	Cd
	mg/l	µg/l			
Ulice i parkingi	74-3496	80-4180	28-297	<2 -130	<0.2-35.7
Wyloty kanałów deszczowych do rzek	58-561	41-1057	23-320	10-126	<0.2-0.75
Wylot z osadnika wód deszczowych	5-85	47-159	11-20	11-20	<0.2
Dachy	3-75	20-17200	<0,5-6013	1-35	<0.1-1.5
- bez elementów metalowych		53-1058	<0,5-133	1-108	<0,1-2,1
- z elementami metalowymi		522-31303	7-6993	1-60	<0,1-2,5
- j.w. po przepływie przez warstwę gruntu z roślinnością		30-2280	<0,5-850	2,5-29	<0,1-1,9

Tabela 9. Stężenie węglowodorów ropopochodnych w ściekach opadowych w Łodzi – badania własne

Tabela 9. Concentrations of petroleum hydrocarbons in stormwater runoff in Łódź (own research)

Miejsce poboru prób	Liczba prób	Stężenie węglowodorów ropopochodnych (mg/l)
Wloty do osadników wód deszczowych:		
- zlewnia mieszkaniowa	57	0,45-1,6
- zlewnia przemysłowa	50	0,55-1,65
Wpusty deszczowe:		
- ulice	20	0,15-3,15
- stacje paliw	20	0,30-4,90
- pętla autobusowa	20	0,40-7,25

Obserwowano niskie stężenia ołowiu i kadmu, a także miedzi – za wyjątkiem spływów opadowych z dachów miedzianych. Jedynym metalem występującym w wysokich stężeniach jest cynk – zwłaszcza w spływach z dachów z elementami ocynkowanymi, a niekiedy w spływach z dróg i parkingów, zwłaszcza w miejscach lokalizacji metalowych elementów infrastruktury i małej architektury (wiaty, ogrodzenia, ławki, latarnie). Bardzo wysokie były stężenia cynku i miedzi w spływach z dachów z elementami metalowym (dachówka ocynkowana, dachówka miedziana rynny ocynkowane). Obserwowano je głów-

nie w przypadku złego stanu powierzchni dachowych, przy opadach poprzedzonych dłuższym okresem pogody suchej. Przepływ przez warstwę gruntu pokrytą roślinnością (np. trawą) powodował jednak bardzo skuteczne zmniejszanie stężenia tych metali.

4.3. Wnioski z badań

Na podstawie przeprowadzonych badań i analiz można sformułować następujące zalecenia dotyczące doboru rozwiązań w zakresie gospodarowania wodami opadowymi na obszarach zurbanizowanych w aspekcie zanieczyszczenia ścieków opadowych:

1. Stosowanie jako zasady zagospodarowania wód opadowych w miejscu wystąpienia opadu. Lokalizacja urządzeń możliwie najbliżej miejsca wystąpienia opadu umożliwi ograniczenie przenikania zanieczyszczeń do ścieków w II i III fazie (splukiwanie zanieczyszczeń ze zlewni i wypłukiwanie osadów kanałowych).
2. Powszechne stosowanie infiltracji wód opadowych do gruntu, najlepiej w urządzeniach z odpowiednio dobraną roślinnością. Stosowanie tych urządzeń powinno być zalecane przy odprowadzaniu wód opadowych z dachów, parkingów i ulic o mniejszym natężeniu ruchu.
3. Stosowaniu osadników wód deszczowych lub urządzeń z roślinnością (np. wetlandów) na wylotach kanałów deszczowych, przede wszystkim w celu zatrzymywania zawieszin oraz powiązanych z nimi metali ciężkich.
4. Lokalizacja separatorów substancji ropopochodnych jedynie na wylotach, dla których potwierdzono badaniami taką konieczność.

Stosowanie tych zasad umożliwi optymalne wykorzystanie środków przewidzianych na zagospodarowanie wód opadowych w mieście

5. Podsumowanie

Dobór rozwiązań w zakresie gospodarowania wodami opadowymi na obszarach zurbanizowanych powinien być dokonywany na podstawie wymagań formalno – prawnych dotyczących wprowadzania ścieków do wód i do ziemi, a także do urządzeń kanalizacyjnych, a jednym z podstawowych kryteriów powinno być bezpieczeństwo funkcjonowania obiektu i całej jednostki osadniczej. Jednak zasady zrównoważonego gospodarowania wodami opadowymi rozumiane jako dążenie do utrzymania dobrej jakości wód i zachowania naturalnego obiegu wody w środowisku powinny odgrywać nie mniej istotną rolę. Zasadą powinno być staranne dobieranie urządzeń przy uwzględnieniu składu ścieków opadowych i wymagań odbiornika.

Przyjmowane rozwiązania techniczne powinny charakteryzować się niezawodnością działania, niezależnie od zmienności parametrów opadu i spływu oraz warunków eksploatacji.

Badania naukowe zostały wykonane w ramach realizacji Projektu „Innowacyjne środki i efektywne metody poprawy bezpieczeństwa i trwałości obiektów budowlanych i infrastruktury transportowej w strategii zrównoważonego rozwoju” współfinansowanego przez Unię Europejską z Europejskiego Funduszu Rozwoju Regionalnego w ramach Programu Operacyjnego Innowacyjna Gospodarka

Literatura

- [1] Bąk Ł., Górski J., Górka K., Szela B., Zawartość zawiesin i metali ciężkich w wybranych falach ścieków deszczowych w zlewni miejskiej, *Ochrona Środowiska*, 2, 2012, s. 49-52.
- [2] Borchardt D., Sperling F., Urban stormwater discharges ecological effects on receiving waters and consequences for technical measures, *Wat. Sci. Tech.*, vol. 36, No 8-9, 1997, pp.173-179.
- [3] Brombach H., Fuchs S., Datenpool gemessener Verschmutzungskonzentrationen von Trocken- und Regenwetterabflüssen in Misch- und Trennkansalisationen, Abschlussbericht Langfassung, ATV-DVWK, 2002.
- [4] Burszta-Adamiak E., Łomotowski J.: Odprowadzanie wód opadowych na terenach o rozproszonej zabudowie, *Infrastruktura i ekologia terenów wiejskich* nr 3/1/2006, PAN, Oddział w Krakowie, s. 141–153.
- [5] Burszta-Adamiak E., Ryzyko zanieczyszczenia wód gruntowych w czasie eksploatacji systemów do infiltracji wód opadowych, *Forum Eksploatatora*, Nr 3, 2008, s. 39-42.
- [6] Dąbrowski W.: Oddziaływanie sieci kanalizacyjnych na środowisko, *Politechnika Krakowska*, Kraków, 2004.
- [7] Eriksson E., Baun A., Mikkelsen P.S. and Ledin A.: Selection of stormwater priority pollutants, 10th International Conference on Urban Drainage, Copenhagen/Denmark, 21-26 August 2005.
- [8] Eriksson E. Baun A., Scholes L., Ledin A., Ahlman S., Revitt M. Noutsopoulos C., Mikkelsen P.S., Selected stormwater priority pollutants — a European perspective, *Science of the Total Environment* 383, 2007, pp. 41–51.
- [9] Geiger W., Dreiseitl H., Nowe sposoby odprowadzania wód deszczowych. *Poradnik*, Wyd. Oficyna Wydawnicza Projprzem-EKO, Bydgoszcz, 1999.
- [10] Grebel J.E., Mohanty S.K., Torkelson A.A., Boehm A.B., Higgins C.P., Maxwell R.M., Nelson K.M., Sedlak D.L.: Engineered Infiltration Systems for Urban Stormwater Reclamation, *Environm. Engin. Science*, 30, 8, 2013, pp. 437-454.
- [11] Joshi U.M., Balasubramanian R., Characteristic and environmental mobility of trace elements in urban runoff, *Chemosphere*, 80, 2010, pp.310-318.
- [12] Królikowski A., Tuz P. K., Ocena stanu czystości wód małych rzek będących odbiornikami ścieków opadowych z terenu zurbanizowanego, *IV kongres Kanalizatorów polskich – Polkan 99*, Łódź, 1999, s. 269-281.

- [13] Langeveld J.G., Liefing H.J., Boogaard F.C., Uncertainties of stormwater characteristics and removal rates of stormwater treatment facilities: Implications for stormwater handling, *Water Research*, 46, 2012, pp. 6868-6880.
- [14] Ociepa E.: Ocena zanieczyszczenia ścieków deszczowych trafiających do systemów kanalizacyjnych, *Inżynieria i Ochrona Środowiska*, t. 14, nr 4, 2011, s. 357-364.
- [15] Pitt R., Clark S., Field R., Groundwater contamination potential from stormwater infiltration practices, *Urban Water*, 1, 1999, pp. 217-236.
- [16] Polkowska Ż., 2008: Opady i osady atmosferyczne: problemy i wyzwania -wydanie 609 z Zeszyty Naukowe Politechniki Gdańskiej, Wydawnictwo Politechniki Gdańskiej, Gdańsk.
- [17] Rule K.L., Comber S.D.W., Ross D., Thornton A. , Makropoulos C.K., Rautiu R.: Diffuse sources of heavy metals entering an urban wastewater catchment, *Chemosphere*, 63, 2006, pp.64–72.
- [18] Sakson G., Olejnik D., 2013, Metale ciężkie w ściekach opadowych odprowadzanych ze zlewni miejskiej jako kryterium możliwości ich zagospodarowania, *Gaz, Woda i Technika Sanitarna*, nr 3, s. 135-13.
- [19] Sawicka-Siarkiewicz H., 2003. Ograniczenie zanieczyszczeń w spływach powierzchniowych z dróg. Ocena technologii i zasady wyboru. Instytut Ochrony Środowiska, Warszawa.
- [20] US EPA: Low Impact Development (LID), A literature review, 2000, <http://water.epa.gov/polwaste/green/upload/lid.pdf> [dostęp: 20.03.2014r.]
- [21] Zawilski M., Sakson G., Ocena emisji zawieszin odprowadzanych kanalizacją deszczową z terenów zurbanizowanych, *Ochrona Środowiska*, vol. 35, Nr 2, 2013, s. 33-40.
- [22] Zawilski M., Brzezińska A., Sakson G., Minimalizacja oddziaływania systemów kanalizacyjnych na środowisko, I Ogólnopolska Konferencja Naukowo-Techniczna Infrastruktura komunalna a rozwój zrównoważony terenów zurbanizowanych INFRAEKO 2008, s.261-273.
- [23] Zgheib S., Moilleron R., Chebbo G., Priority pollutants in urban stormwater: Part 1 – Case of separate storm sewers, *Water Research*, 46, 2012, pp. 6683-6692.

STORMWATER POLLUTION AS THE BASIS OF CHOICE THE METHOD OF THEIR MANAGEMENT

Summary

In this paper the characteristics of rainfall runoff quality according to the Polish and foreign data and the effectiveness of the facilities used for stormwater pre-treatment is discussed. The results of studies conducted in Lodz on the stormwater quality discharged from surfaces of various land use and location are presented. Studies were conducted on a multiannual basis and enabled a qualitative analysis of runoff from various precipitation phenomena of variable intensity, duration and occurring after different time periods of dry weather, which significantly affect level of stormwater pollution. Such data allows recognizing of surfaces and catchments from which the direct discharge of stormwater into the surface waters or the ground poses no threat to the envi-

ronment. On the basis of research and analysis guidelines for the selection of solutions for the stormwater management in urban areas in terms of stormwater. The selection of suitable solutions for stormwater management in urban areas is a prerequisite for the effective protection of the environment against pollution , but also enables the optimal use of resources provided for this purpose.

Keywords: stormwater runoff, sawage treatment, heavy metals, petroleum hydrocarbons

DOI:10.7862/rb.2014.60

Przesłano do redakcji: lipiec 2014 r.

Przyjęto do druku: wrzesień 2014 r.

Marcin SKOTNICKI¹
Marek SOWIŃSKI²

OCENA ZDOLNOŚCI RETENCYJNEJ KOLEKTORA KANALIZACYJNEGO

W artykule poruszono temat redukcji szczytowego odpływu oraz opóźnienia czasu jego wystąpienia w wyniku spiętrzenia wód opadowych w kolektorze kanalizacyjnym. Zagadnienie było rozpatrywane na przykładzie istniejącego kanału o średnicy 1,0 m, długości 968 m i spadku 1,6‰. Model opad-odpływ wykonany w programie SWMM5 został wykorzystany do generacji odpływu wywołanego deszczem symulowanym przez blokowe hietogramy o różnej intensywności opadu. Piętrzenie przepływu w kolektorze było modelowane za pomocą przewężenia poniżej analizowanego odcinka. Stwierdzono, że w rozważanym przypadku zdolności retencyjne kolektora zależą niemal wyłącznie od objętości fali odpływu. W zależności od średnicy przewężenia istnieje możliwość redukcji odpływu szczytowego przy piętrzeniu nie powodującym wypływu ścieków na powierzchnię terenu, dla objętości fali spływu wód opadowych do 8 razy większej od użytecznej pojemności kanału.

Słowa kluczowe: retencja kanałowa, model opad-odpływ, SWMM5

1. Wprowadzenie

Ścieki odprowadzane z systemów kanalizacji ogólnospławnej i deszczowej wywierają negatywny wpływ na odbiornik. Zmienność odpływu wód opadowych wpływa niekorzystnie na efektywność procesu ich oczyszczania przed zrzutem do odbiornika oraz procesy hydrodynamiczne i hydrobiologiczne zachodzące w odbiorniku [4, 7, 13]. Z punktu widzenia ochrony odbiornika korzystne jest zmniejszenie wartości odpływu szczytowego. Można to osiągnąć przez retencję wód opadowych w sieci kanalizacyjnej. Retencja nie zmienia objętości odpływu, jednakże redukuje odpływ szczytowy, co powoduje spadek obciążenia hydraulicznego odbiornika oraz poprawę warunków podczyszczania

¹ Autor do korespondencji: Marcin Skotnicki, Politechnika Poznańska, Instytut Inżynierii Środowiska, ul. Piotrowo 3a, 60-965 Poznań, tel./fax 61 665 24 69, marcin.skotnicki@put.poznan.pl

² Marek Sowiński, Politechnika Poznańska, Instytut Inżynierii Środowiska, ul. Piotrowo 3a, 60-965 Poznań, tel./fax 61 665 24 69, marek.sowinski@put.poznan.pl

ścieków. Jednocześnie następuje opóźnienie czasu wystąpienia odpływu szczytowej fali wezbraniowej, co może być wykorzystane w systemach sterowania działaniem sieci kanalizacyjnej [1].

Szczególnym sposobem gromadzenia wód opadowych jest wykorzystanie retencji kanałowej, czyli pojemności istniejących kanałów. Jest to rozwiązanie niskonakładowe, stosunkowo łatwe do realizacji, szczególnie w przypadku sieci istniejących. Pojemność kanałów jest jednak ograniczona, podobnie jak możliwości piętzenia przepływu w kanałach w celu wykorzystania tej pojemności. Ustalenia wymaga zakres możliwości wykorzystania pojemności kanałów oraz skala wpływu retencji kanałowej na odpływ.

W publikacji omówiono wyniki analizy wpływu retencji wód opadowych w kanale na odpływ wód opadowych na przykładzie rzeczywistego kolektora ogólnospławnego.

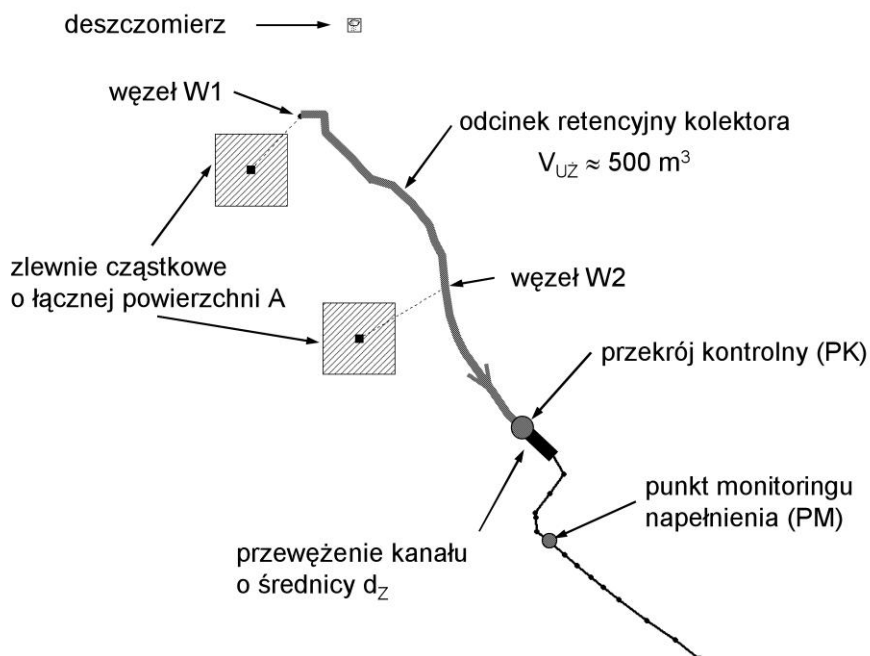
2. Charakterystyka analizowanego kolektora i jego zlewni

2.1. Opis stanu istniejącego

Kanał uwzględniony w analizie jest grawitacyjnym kolektorem należącym do systemu kanalizacyjnego Poznania. Został wybudowany w 1969 roku pierwotnie jako kanał odprowadzający ścieki bytowo-gospodarcze z obszaru około 950 ha [5]. Kanał wykonany jest z rur kamionkowych o średnicy 1,0 m, będących w dobrym stanie technicznym. Na dnie niektórych odcinków zgromadzona jest warstwa osadów o grubości około 20 cm. Rury ułożone są z niemal jednakowym na wszystkich odcinkach spadkiem 1,6 ‰ na głębokości między 2 a 4 m.

Fragment kolektora, dla którego przeprowadzono symulacje retencionowania wód opadowych, w dalszej części publikacji nazywany odcinkiem retencyjnym, ma długość 968 m (rys. 1). Po uwzględnieniu warstwy osadu na dnie kanału oraz objętości wykorzystywanej dla przepływu bazowego obejmującego ścieki bytowo-gospodarcze i wody infiltracyjne, pojemność użyteczna (przeznaczona do gromadzenia wód opadowych) odcinka retencyjnego wynosi około 500 m³.

W trakcie eksploatacji kolektora zostały do niego przyłączone kanały deszczowe odwadniające tereny o nieokreślonej dokładnie powierzchni, znajdujące się w zlewni kolektora [5]. Obecnie kolektor funkcjonuje zatem jako ogólnospławny, jednakże udział ścieków bytowo-gospodarczych w całkowitym odpływie jest mniejszy w porównaniu z typowymi kanałami ogólnospławnymi.



Rys. 1. Odwzorowanie analizowanego kolektora w modelu symulacyjnym

Fig. 1. Representation of analysed sewer in a model

2.2. Model kolektora i zlewni

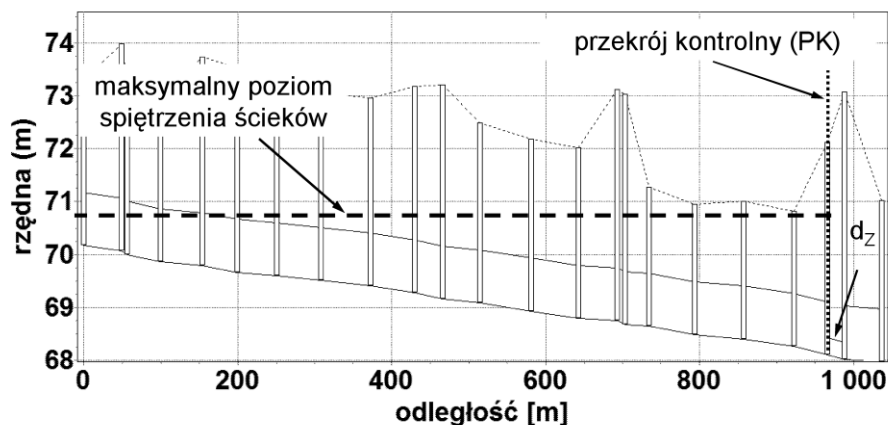
Analizę opisaną w publikacji wykonano przy użyciu modelu symulacyjnego kolektora i jego zlewni. Model opracowany z wykorzystaniem programu SWMM5 [9] obejmuje odcinek retencyjny wraz z przewężeniem przekroju wywołującym spiętrzenie, punkt monitoringu napętnienia oraz fragment kolektora poniżej tego punktu (rys. 1).

Długość odcinka poniżej punktu PM dobrano tak, aby wyeliminować wpływ swobodnego wylotu kolektora na przebieg profilu zwierciadła w kanale. Wylot ten symuluje istniejącą część kolektora, której nie uwzględniano w modelu. Łącznie odwzorowano 37 odcinków kanału ograniczonych istniejącymi studzienkami. Zgodnie z dostępnymi danymi, na odpowiednich odcinkach kanału uwzględniono warstwę osadu. Przyjęto jednakową grubość osadów równą 20 cm na wszystkich odcinkach. Profil podłużny odcinka retencyjnego zaprezentowano na rysunku 2.

Piętrzenie wód opadowych w modelu kolektora wywołano symulując przewężenie przekroju kanału na odcinku za przekrojem kontrolnym (rys. 1). Zmniejszoną średnicę odcinka oznaczono jako średnicę zastępczą d_z . Wartość

średnicy zastępczej dobierano tak, aby piętrzenie nie powodowało wypływu ścieków na powierzchnię terenu w węzłach powyżej przekroju kontrolnego. Minimalną wartość d_z ustalono przy założeniu, że przy przepływie bazowym zmniejszona średnica będzie wywoływać piętrzenie zbliżone do całkowitego napełnienia kanału. Stosując metodę kolejnych przybliżeń warunki takie uzyskano dla średnicy zastępczej $d_z = 0,32$ m. Napełnienie w przekroju kontrolnym powyżej przewężenia wynosi w tych warunkach 0,91 m a prędkość przepływu jest równa 0,27 m/s.

Przyjęty na potrzeby sposób piętrzenia ścieków w kanale za pomocą stałej średnicy dławienia ma zastosowanie wyłącznie w symulacji odpływu. Realizacja dławienia odpływu w rzeczywistej sieci kanalizacyjnej musi zapewniać możliwość regulacji piętrzenia. Wywołanie piętrzenia w modelu za pomocą odcinka kanału o określonej średnicy pozwala na stosunkowo łatwe obliczenie strat ciśnienia i ustalenie wymaganych parametrów piętrzenia.



Rys. 2. Profil podłużny modelu odcinka retencyjnego kolektora

Fig. 2. Longitudinal profile of modeled reach of detention sewer

2.3. Kalibracja modelu

2.3.1. Współczynnik szorstkości kanałów

Współczynnik szorstkości według Manninga określono na podstawie wyników pomiarów odpływu [12]. Obliczenia takie wymagają danych pomiarowych napełnienia i prędkości średniej lub odpływu. W punkcie monitoringu PM (rys. 1) mierzone jest jedynie napełnienie w kolektorze. Z tego względu zdecydowano się na wyznaczenie współczynnika szorstkości dla kolektora o podobnej do analizowanego charakterystyce – wykonanego z takiego samego materiału (rury

kamionkowe o średnicy 1 m), o podobnym okresie eksploatacji i spadku dna, dla którego dysponowano wymaganymi danymi.

Na potrzeby ustalenia współczynnika szorstkości kanałów n według Manninga wykorzystano pomiary napełnienia H i prędkości przepływu v wykonane za pomocą przenośnego urządzenia pomiarowego. Dane udostępnione przez AQUANET S.A. obejmowały serię pomiarową składającą się z 30 par liczb H oraz v , rejestrowanych z krokiem czasowym 1 min. W czasie pomiaru napełnienie zmieniało się w granicach od 0,270 do 0,280 m a prędkość przepływu mieściła się w przedziale od 0,683 do 0,763 m/s. Można zatem przyjąć, że przepływ ma charakter ustalony.

Współczynnik szorstkości n obliczono na podstawie wzoru Chezy ze współczynnikiem Manninga w postaci [6]:

$$v = \frac{\sqrt{s}}{n} \cdot R_H^{2/3} = \frac{\sqrt{s}}{n} \cdot \left[\left(1 - \frac{\sin 2\beta}{2\beta} \right) \cdot \frac{D}{4} \right]^{2/3} \quad [\text{m/s}] \quad (1a)$$

$$R_H = \left(1 - \frac{\sin 2\beta}{2\beta} \right) \cdot \frac{D}{4} \quad [\text{m}] \quad (1b)$$

$$\beta = \arccos \left(1 - 2 \frac{H}{D} \right) \quad [\text{rad}] \quad (1c)$$

gdzie: s - nachylenie dna kolektora [-],

n - współczynnik szorstkości kanału według Manninga [$\text{s/m}^{1/3}$],

β - połowa kąta środkowego, opartego na swobodnym zwierciadle cieczy [rad],

R_H - promień hydrauliczny [m],

D - średnica kanału [m],

H - napełnienie w kanale [m].

Nie są dostępne dokładne informacje na temat spadku dna kanału w miejscu wykonywania pomiarów napełnienia i prędkości. Biorąc to pod uwagę, na podstawie danych pomiarowych wyznaczono iloraz n/\sqrt{s} nazywany dalej charakterystyką hydrauliczną kanału α . Następnie dla znanego spadku dna analizowanego kolektora (punkt 2.1), zakładając warunki przepływu jednostajnego, obliczono współczynnik szorstkości n .

Średnia wartość charakterystyki hydraulicznej jest równa $\alpha = 0,402$ a odchylenie standardowe $\sigma_\alpha = 0,014$. Po uwzględnieniu średniego spadku analizowanego kolektora wynoszącego $s = 1,57 \text{ ‰}$ wartość współczynnika szorstkości wynosi $n = 0,0159$. Do dalszych obliczeń przyjęto $n = 0,016 \text{ s/m}^{1/3}$.

2.3.2. Przepływ bazowy

Przepływ bazowy Q_{BAZ} jest to przepływ w czasie pogody bezdeszczowej, który obejmuje odpływ ścieków bytowo-gospodarczych oraz wód infiltracyjnych. Wartość przepływu bazowego oszacowano na podstawie pomiarów napełnienia, realizowanych w punkcie monitoringu PM (rys. 1), obsługiwanym przez eksploatatora sieci kanalizacyjnej, spółkę AQUANET. Poziom zwierciadła ścieków w kanale rejestrowany jest przy użyciu sondy ultradźwiękowej z rozdzielczością czasową 1 minuty.

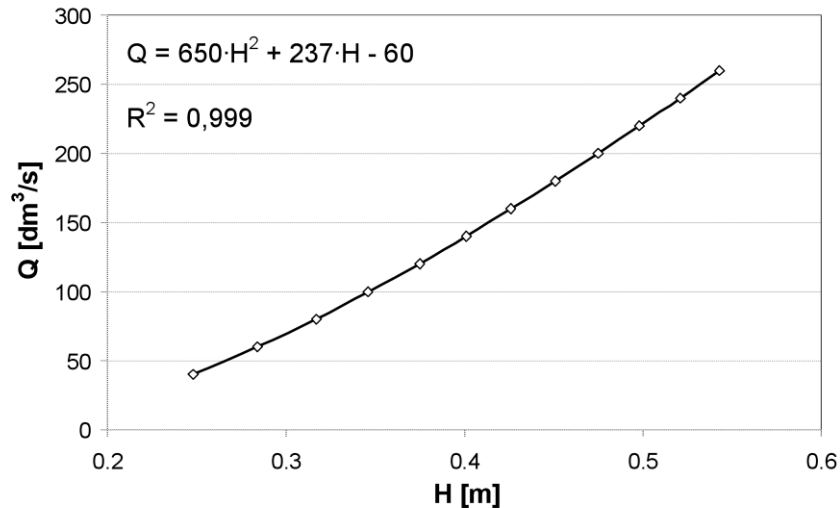
Na podstawie obserwacji odpływu w czasie pogody bezdeszczowej ustalono, że średnie napełnienie w kanale wynosi $H_{\dot{S}R} = 0,42$ m. Wyznaczony przy wykorzystaniu równania (1a) przepływ dla tego napełnienia jest równy $284 \text{ dm}^3/\text{s}$. Po uwzględnieniu tej wartości w modelu obliczone napełnienie w węźle odpowiadającym lokalizacji przekroju pomiarowego wynosi $0,57$ m. Przyczyną są specyficzne warunki przepływu w kolektorze w sąsiedztwie punktu pomiarowego. Na długości około 130 m kanały zostały oczyszczone z zalegających na dnie osadów. W rezultacie przepływ w przekroju pomiarowym nie ma charakteru przepływu jednostajnego. Wyklucza to bezpośrednie zastosowanie wzoru Chezy'ego ze współczynnikiem Manninga do obliczenia wielkości przepływu Q dla zmierzonego napełnienia H .

Obliczenia przepływu bazowego wykonano z wykorzystaniem opracowanego w programie SWMM5 modelu przepływu w kolektorze. Dla zadanej, niezmienniej w czasie wartości przepływu Q wyznaczano kształt profilu zwierciadła ścieków w kanale. W ten sposób określono napełnienie w przekroju odpowiadającym lokalizacji punktu monitoringu. Wartość napełnienia $H = H_{\dot{S}R} = 0,42$ m uzyskano dla przepływu $Q = 155 \text{ dm}^3/\text{s}$. Wartość tę porównano ze średniodobowym odpływem ścieków bytowo-gospodarczych $Q_{D \dot{S}R}$ dla obszaru objętego zasięgiem kolektora. Według danych AQUANET S.A. odpływ $Q_{D \dot{S}R}$ jest równy $115 \text{ dm}^3/\text{s}$, a więc jest mniejszy od obliczonego o $40 \text{ dm}^3/\text{s}$. Różnica to może być utożsamiona z odpływem wód infiltracyjnych. Stanowią one więc około 30 % $Q_{D \dot{S}R}$ a po uwzględnieniu obszaru objętego zasięgiem kolektora (punkt 2.1) jednostkowy wskaźnik odpływu wód infiltracyjnych wynosi $0,05 \text{ dm}^3/(\text{s} \cdot \text{ha})$. Są to wartości odpowiadające wielkościom prezentowanym w literaturze [2, 3]. Uznano zatem, że obliczony przepływ bazowy $Q_{BAZ} = 155 \text{ dm}^3/\text{s}$ reprezentuje średni odpływ pogody bezdeszczowej w przekroju PM kolektora.

Na potrzeby dalszej kalibracji modelu ustalono relację między napełnieniem H a przepływem Q w zakresie zmienności napełnień w czasie pogody bezdeszczowej (rys. 3). Z użyciem modelu przepływu w kolektorze obliczano napełnienie dla znanej wartości przepływu. Na podstawie wyników określono równanie regresji, umożliwiające określenie przepływu bazowego dla dowolnej wartości napełnienia z analizowanego zakresu:

$$Q = 650 \cdot H^2 + 237 \cdot H - 60 [\text{dm}^3 / \text{s}] \quad (2)$$

gdzie: H - napężenie w punkcie monitoringu (PM) kolektora [m]



Rys. 3. Relacja $Q = f(H)$ dla punktu monitoringu

Fig. 3. Relation $Q=f(H)$ for the monitoring point

2.3.3. Powierzchnia zlewni

Założono, że w modelu zostanie odwzorowana tylko powierzchnia szczelna zlewni. W celu uwzględnienia rozkładu przestrzennego zlewni, wobec braku dokładnych informacji, całkowitą powierzchnię podzielono na dwie jednakowe zlewnie cząstkowe o kształcie kwadratu, przyłączone do kolektora w węzłach W1 i W2 (rys. 1). Węzeł W1 jest początkowym węzłem analizowanego kolektora, węzeł W2 znajduje się w połowie odcinka retencyjnego.

Do obliczeń wybrano trzy zdarzenia opadowe o wysokościach 3,2 mm, 5,2 mm oraz 6,4 mm (rys. 4). Przyjęto, że przepływ bazowy Q_{BAZ} w czasie zdarzenia opadowego zmienia się liniowo od wartości przed rozpoczęciem deszczu do wartości po jego zakończeniu. Wielkość Q_{BAZ} wyznaczono na podstawie zarejestrowanego napężenia H z wykorzystaniem opracowanego równania regresji (równ. 2).

W trakcie kalibracji ustalano wielkość powierzchni A oraz wartość współczynnika szorstkości powierzchni n_z . Do oceny zgodności hydrogramów napężeń uzyskanych na drodze symulacji z wynikami pomiarów w przekroju monitoringu PM wykorzystano współczynnik efektywności NSE według Nash'a i Sutcliffe'a w postaci [11]:

$$\text{NSE} = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n (H_{P_i} - H_{S_i})^2}{\sum_{i=1}^n (H_{P_i} - \overline{H}_P)^2} \quad [-] \quad (3)$$

gdzie: H_P - napętnienie zarejestrowane w czasie pomiarów w danym kroku czasowym [m],

H_S - napętnienie wyznaczone w czasie symulacji w danym kroku czasowym [m],

\overline{H}_P - średnie napętnienie zarejestrowane w czasie pomiarów [m],

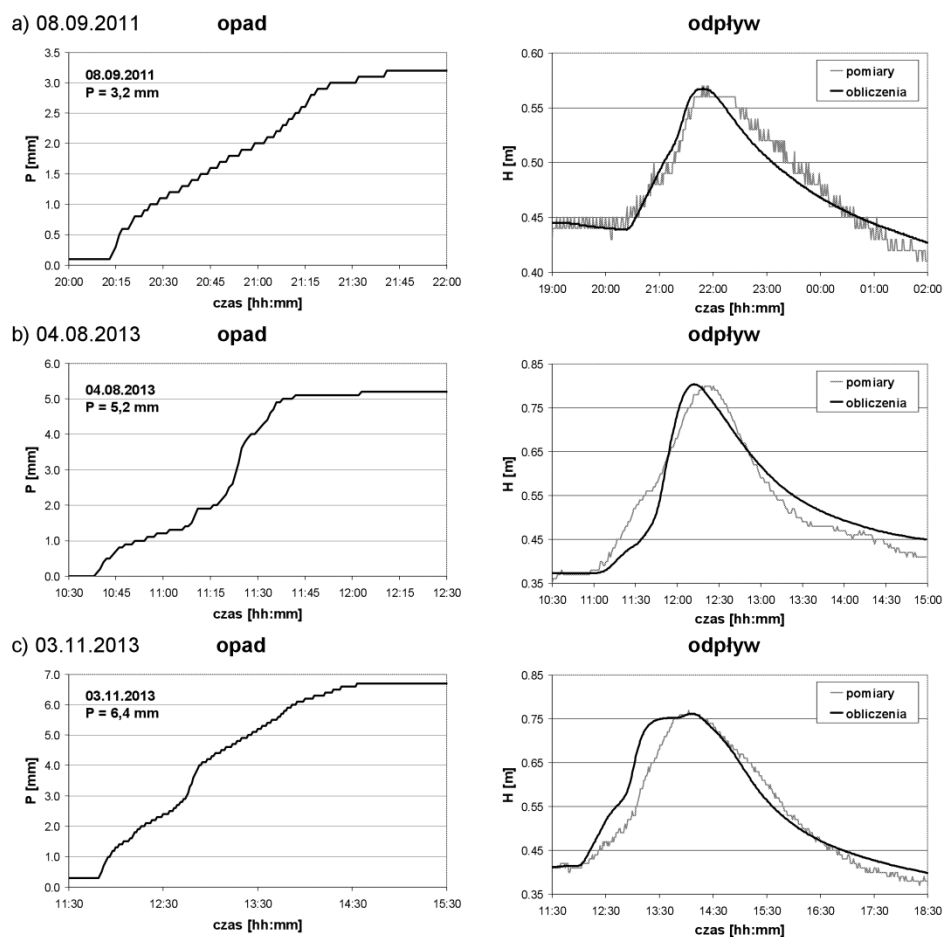
n - liczba kroków czasowych w hydrogramie [-].

Wyniki obliczeń przedstawiono na rysunku 4 oraz w tabeli 1. Przy wyborze wartości parametrów zlewni do dalszych obliczeń kierowano się zasadą doboru parametrów zapewniających skrajne wartości obliczonego odpływu dla danego zdarzenia opadowego [8]. Minimalna wartość odpływu będzie miała miejsce w przypadku zlewni o parametrach $A = 50$ ha i $n_Z = 0,025$, maksymalny odpływ zapewniają parametry $A = 60$ ha i $n_Z = 0,016$. Przyczynami różnic ustalonych wartości A oraz n_Z mogą być niepewności pomiarowe opadu i napętnienia a także przestrzenne zróżnicowanie deszczu nad obszarem zlewni.

Tabela 1. Wyniki kalibracji modelu kolektora

Table 1. Results of sewer model calibration

Zdarzenie opadowe (data)	Powierzchnia szczelna zlewni A [ha]	Szorstkość powierzchni n_Z [$s/m^{1/3}$]	NSE [-]
08.09.2011	50	0,025	0,936
04.08.2013	50	0,016	0,927
03.11.2013	60	0,016	0,918



Rys. 4. Opady wykorzystane w kalibracji oraz zarejestrowane i obliczone hydrogramy odpływu
 Fig. 4. Rainfalls used in a calibration; registered and evaluated in simulation outflow hydrographs

3. Zakres analizy

3.1. Opady obliczeniowe

Opady wykorzystywane w obliczeniach opisane są przez hietogramy blokowe, cechujące się stałym w czasie natężeniem. W analizie uwzględniano dwa parametry opadu: wysokość P oraz czas trwania T . Wysokość opadu ustalono w taki sposób, aby deszcz wywoływał odpływ o określonej objętości V . Jako wartość podstawową przyjęto objętość 500 m^3 odpowiadającą pojemności użytecznej odcinka retencyjnego kolektora (punkt 2.1). Rozpatrywano objętości odpływu w zakresie od 500 m^3 do 4000 m^3 . Wysokości opadu, wyznaczone jako ilo-

raz objętości odpływu V oraz powierzchni zlewni A zestawiono w tabeli 2. Czasy trwania opadu T ustalono w zakresie od 15 min do 60 min, z krokiem czasowym $\Delta T = 15$ min.

Tabela 2. Wysokości opadów obliczeniowych w zależności od powierzchni zlewni A

Table 2. Depths of computed rainfalls in dependence of a catchment area A

Objętość odpływu V [m ³]	Wysokość opadu P [mm]	
	$A = 50$ [ha]	$A = 60$ [ha]
500	1,00	0,83
1000	2,00	1,67
1500	3,00	2,50
2000	4,00	3,33
2500	5,00	4,17
3000	6,00	5,00
3500	7,00	5,83
4000	8,00	6,67

3.2. Kryteria oceny wyników

Ocenę wpływu retencji w kolektorze na odpływ wód opadowych ze zlewni wykonano na podstawie zmian kształtu hydrogramu odpływu w przekroju kontrolnym. Jako charakterystyki opisujące hydrogram uwzględniono odpływ szczytowy Q_{MAX} i czas jego wystąpienia T_{MAX} , liczony od początku symulacji. Zmiany odpływu szczytowego obliczono jako względną redukcję ΔQ_{MAX} , odniesioną do przepływu bez retencji:

$$\Delta Q_{MAX} = \frac{Q_{MAX} - Q_{MAX}(d_Z)}{Q_{MAX}} \cdot 100 = \left(1 - \frac{Q_{MAX}(d_Z)}{Q_{MAX}} \right) \cdot 100 [\%] \quad (4)$$

Opóźnienie czasu wystąpienia odpływu szczytowego ΔT_{MAX} obliczono jako różnicę:

$$\Delta T_{MAX} = T_{MAX}(d_Z) - T_{MAX} [\text{min}] \quad (5)$$

gdzie: Q_{MAX} - przepływ szczytowy bez piętrzenia [dm³/s],
 $Q_{MAX}(d_Z)$ - przepływ szczytowy z uwzględnieniem piętrzenia [dm³/s],
 T_{MAX} - czas osiągnięcia przepływu Q_{MAX} [min],
 $T_{MAX}(d_Z)$ - czas osiągnięcia przepływu $Q_{MAX}(d_Z)$ [min],

3.3. Zakres obliczeń

Obliczenia wykonane w ramach analizy prezentowanej w publikacji podzielono na trzy zasadnicze etapy:

- Etap I – analiza wpływu objętości fali odpływu oraz parametrów zlewni na kształt hydrogramu odpływu przy stałym dławieniu odpływu
- Etap II – analiza wpływu objętości fali odpływu na kształt hydrogramu odpływu przy zmiennym dławieniu odpływu.
- Etap III – analiza wpływu czasu trwania deszczu na kształt hydrogramu odpływu.

W etapie I analizowano wpływ objętości fali odpływu V na wielkość odpływu szczytowego Q_{MAX} oraz czas do jego osiągnięcia T_{MAX} . W obliczeniach wykorzystano opady o czasie trwania $T = 15$ min. Analiza wpływu parametrów zlewni na odpływ szczytowy została wykonana dla zakresu wartości parametrów ustalonych w trakcie kalibracji (punkt 2.3). Obliczenia odpływu wykonano dla dwóch zestawów parametrów – zlewni o powierzchni 50 ha i 60 ha oraz szorstkości powierzchni odpowiednio $0,025 \text{ s/m}^{1/3}$ i $0,016 \text{ s/m}^{1/3}$. Wyniki symulacji będą stanowiły podstawę decydującego wyboru wartości parametrów A oraz n_z dla obliczeń w dalszych etapach analizy. Przyjęto stałą wartość średnicy zastępczej d_z odcinka kanału poniżej przekroju kontrolnego PK (rys. 1 i 2), równą $0,32$ m. Zgodnie z informacjami przedstawionymi w punkcie 2.2, jest to minimalna średnica zastępcza dla analizowanych warunków. Wartość przepływu bazowego (także w pozostałych etapach) uwzględniono jako równą $Q_{BAZ} = 155 \text{ dm}^3/\text{s}$ (punkt 2.3.2).

Etap II analizy dotyczy określenia wpływu objętości fali odpływu V na Q_{MAX} oraz T_{MAX} , przy zmiennej wartości średnicy zastępczej d_z . Dla danej objętości fali odpływu, wartość średnicy zastępczej dobierano w taki sposób, aby maksymalne piętrzenie w kolektorze powyżej punktu kontrolnego nie powodowało wypływu ścieków na powierzchnię terenu. W obliczeniach uwzględniono opady o czasie trwania 15 min oraz przyjęto, że odpływ następuje ze zlewni o powierzchni 50 ha (tab. 2).

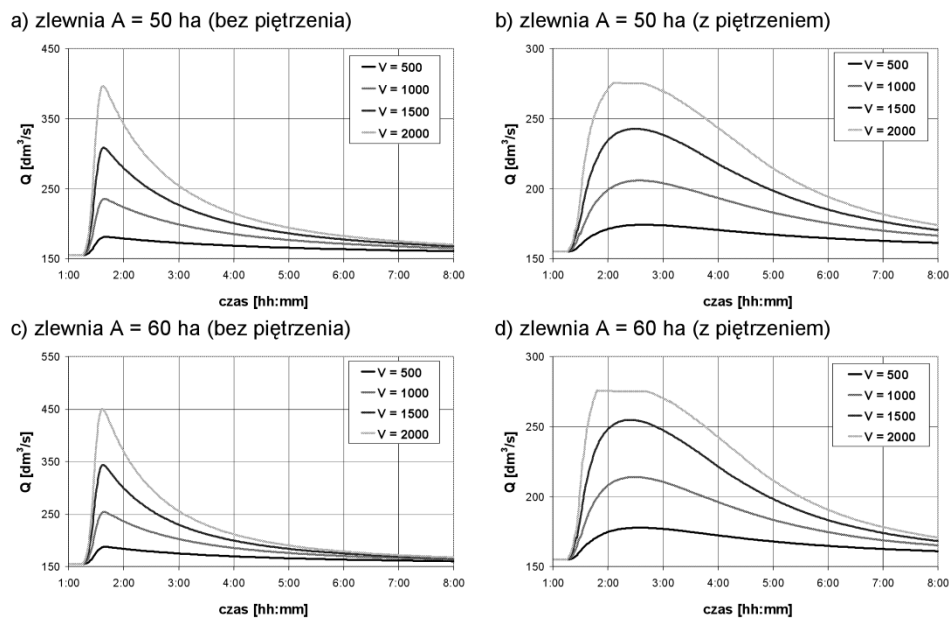
W etapie III ustalano wpływ czasu trwania opadu T na odpływ szczytowy i czas jego wystąpienia. Wykorzystano takie same objętości odpływu oraz odpowiadające im wielkości średnicy zastępczej d_z jak w etapie II. Czasy trwania opadów przyjęto z zakresu od 15 do 60 min, z krokiem $\Delta T = 15$ min. Uwzględniano odpływ ze zlewni o powierzchni 50 ha.

4. Omówienie wyników analizy

4.1. Etap I

Dla każdego z opadów wykonano symulacje w dwóch wariantach: z przeżeniem średnicy kanału poniżej przekroju kontrolnego, wywołującym spię-

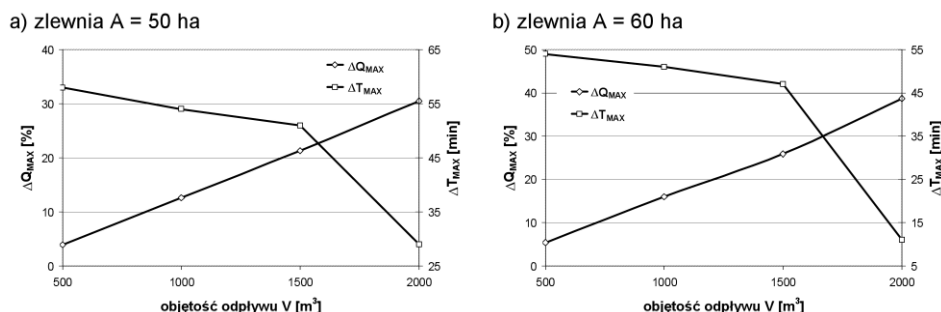
trzenie ścieków oraz bez przewężenia. Przyjęto stałą wielkość średnicy zastępczej odpowiadającą minimalnej wartości d_z , równą 0,32 m. Uwzględniano odpływ ze zlewni o powierzchni 50 ha oraz powierzchni 60 ha i szorstkości odpowiednio $0,025 \text{ s/m}^{1/3}$ i $0,016 \text{ s/m}^{1/3}$ (punkt 2.3.3). Analizowano objętości odpływu V w przedziale od 500 m^3 do 2000 m^3 . Odpowiadające danej objętości V wysokości opadu P , w funkcji wielkości powierzchni zlewni zestawiono w tabeli 2. Obliczone hydrogramy odpływu przedstawiono na rysunku 5.



Rys. 5. Hydrogramy odpływu obliczone w ramach I etapu analizy

Fig. 5. Outflow hydrographs evaluated in I stage of analysis

Wraz ze wzrostem objętości fali odpływu V redukcja odpływu szczytowego ΔQ_{MAX} rośnie, natomiast opóźnienie czasu wystąpienia odpływu szczytowego ΔT_{MAX} maleje (rys. 6). Wartości ΔQ_{MAX} zmieniają się w zakresie od 3,9 % do 44,3 % dla zlewni o powierzchni $A = 50 \text{ ha}$ oraz w przedziale od 5,4 % do 51,3 % dla zlewni $A = 60 \text{ ha}$. Opóźnienie ΔT_{MAX} maleje od 58 min do 4 min ($A = 50 \text{ ha}$) oraz od 54 do 1 min dla zlewni o powierzchni 60 ha.



Rys. 6. Wartości redukcji odpływu szczytowego ΔQ_{MAX} oraz opóźnienia czasu jego wystąpienia ΔT_{MAX} dla I etapu analizy

Fig. 6. Values of peak outflow reduction ΔQ_{MAX} and extension of time to peak ΔT_{MAX} for I stage of analysis

Na potrzeby porównania wyników symulacji dla obu wielkości powierzchni zlewni wprowadzono iloraz wartości Q_{MAX} wyznaczonych dla zlewni o powierzchni 50 ha do odpływu szczytowego obliczonego dla większej powierzchni zlewni oznaczony jako $IA = Q_{MAX}(50 \text{ ha})/Q_{MAX}(60 \text{ ha})$. Wartość ilorazu IA waha się w granicach od 0,88 do 0,96 dla symulacji bez dławienia odpływu i od 0,95 do 1,00 dla obliczeń z uwzględnieniem dławienia. Biorąc pod uwagę sposób obliczania redukcji odpływu (równ. 4), za zmianę wartości ΔQ_{MAX} dla różnych powierzchni zlewni odpowiada zmiana odpływu szczytowego obliczonego bez dławienia. Maleje wartość ułamka $Q_{MAX}(d_z)/Q_{MAX}$ a wartość redukcji ΔQ_{MAX} rośnie. Wspomniane zmiany wartości Q_{MAX} są rezultatem w głównej mierze wpływu parametrów zlewni (długości drogi spływu, wynikającej z wielkości powierzchni oraz szorstkości powierzchni zlewni n_z), ustalonych podczas kalibracji modelu kolektora (punkt 2.3.3). Wielkość zlewni odgrywa rolę drugorzędą, gdyż wysokość opadu dobrano tak, aby objętość fali odpływu była niezależna od rozmiarów powierzchni A (tab. 2).

Zmienność opóźnienia wystąpienia odpływu szczytowego w zależności od powierzchni zlewni jest związana ze zmianami czasu T_{MAX} dla hydrogramów obliczonych z uwzględnieniem dławienia odpływu. Dla zlewni o większej powierzchni zlewni i mniejszej szorstkości powierzchni n_z , odpływ szczytowy dla tego wariantu symulacji pojawia się wcześniej, co w konsekwencji zmniejsza wartości ΔT_{MAX} (rys. 6).

Czas wystąpienia odpływu szczytowego w hydrogramach obliczonych bez uwzględniania przewężenia kanału za przekrojem kontrolnym (rys. 5) jest niezależny od wielkości zlewni, jej parametrów ani objętości fali odpływu i występuje w chwili zakończenia opadu.

Stwierdzono, że dla opisanych warunków przy objętości odpływu 2000 m³ i dławieniu odpływu, w węzle powyżej przekroju kontrolnego, spiętrzony poziom zwierciadła ścieków osiąga wartość zbliżoną do poziomu terenu.

Po zwiększeniu objętości fali odpływu nastąpi zatem wypływ ścieków na powierzchnię terenu. Objętość odpływu 2000 m^3 można uznać za graniczną przy dławieniu odpływu z wykorzystaniem minimalnej wielkości średnicy zastępczej d_z . W zależności od wielkości powierzchni zlewni, objętość $V = 2000 \text{ m}^3$ odpowiada wysokości opadu P od $3,3 \text{ mm}$ do $4,0 \text{ mm}$ (tab. 2).

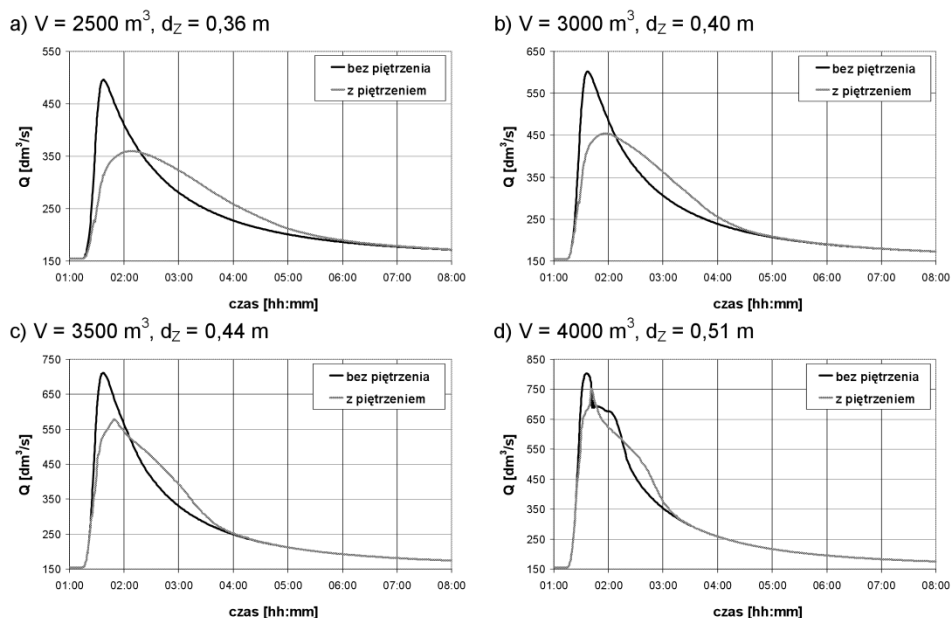
Uwzględniając niewielki z punktu widzenia analizy wpływ parametrów zlewni na kształt hydrogramu odpływu, w kolejnych etapach ograniczono się do wyznaczania odpływu dla jednej wielkości zlewni. Z uwagi na prostą relację między objętością odpływu a wysokością opadu wybrano zlewnię o powierzchni 50 ha i szorstkości $n_z = 0,025 \text{ s/m}^{1/3}$.

4. 2. Etap II

Obliczenia wykonano dla opadów wywołujących odpływ o objętości V od 2500 m^3 do 4000 m^3 . Dla powierzchni zlewni $A = 50 \text{ ha}$, uwzględnianej w tym etapie analizy, objętości te odpowiadają wysokości opadu P odpowiednio od 5 mm do 8 mm (tab. 2). Czas trwania opadów przyjęto równy 15 min , jednakowy dla wszystkich wysokości. Dla każdej objętości V , w wariantach symulacji z dławieniem odpływu, dobierano wartość średnicy zastępczej d_z w taki sposób, aby maksymalny poziom zwierciadła ścieków nie przekraczał poziomu terenu (nie następował wypływ ścieków na powierzchnię terenu). Takie warunki przepływu uzyskano dla średnicy zastępczej w granicach od $0,36 \text{ m}$ do $0,51 \text{ m}$ (rys. 7).

Redukcja odpływu szczytowego oraz opóźnienie czasu jego wystąpienia maleją wraz ze wzrostem objętości fali odpływu (rys. 8). Wartości ΔQ_{MAX} zmieniają się w zakresie od $6,4 \%$ do $27,3 \%$, natomiast wartości ΔT_{MAX} zawierają się w przedziale od 5 min do 31 min .

Dla opadu wywołującego odpływ o objętości 4000 m^3 , w wariantach symulacji bez dławienia odpływu, powyżej przekroju kontrolnego PK (rys. 1) występuje przepływ ciśnieniowy. Nie dochodzi do wypływu na powierzchnię terenu, poziom zwierciadła ścieków przekracza poziom sklepienia kanału. Objętość odpływu 4000 m^3 i odpowiadającą jej wysokość opadu $P = 8 \text{ mm}$ są wielkościami maksymalnymi, po przekroczeniu których nie ma możliwości wykorzystania pojemności kolektora do zmiany kształtu hydrogramu odpływu. Wartości ΔQ_{MAX} i ΔT_{MAX} wynoszą odpowiednio $6,4 \%$ i 5 min .



Rys. 7. Hydrogramy odpływu obliczone w ramach II etapu analizy dla różnych wartości średnicy zastępczej d_z

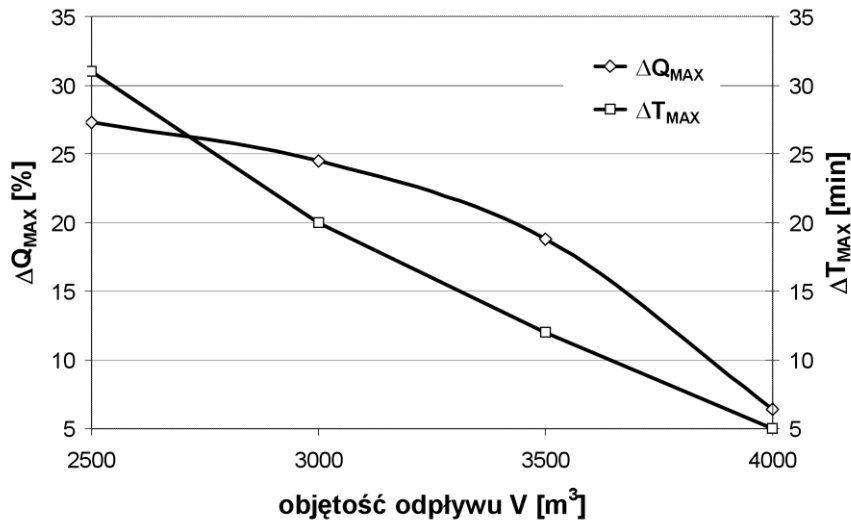
Fig. 7. Outflow hydrographs computed in II stage of analysis for different values of reduced diameter d_z

Bazując na pomiarach opadów wykonywanych na terenie miasta Poznania [10] można stwierdzić, że deszcze o wysokości do 8 mm stanowią około 90% wszystkich zarejestrowanych zdarzeń opadowych i obejmują około 65% całkowitej wysokości opadu. Deszcze o wysokości do 4 mm (punkt 4.1) to odpowiednio ok. 80% liczby zdarzeń i ok. 45% wysokości. Oznacza to, że retencję w kolektorze można wykorzystać przy odpływie wywołanym przez większość opadów występujących na terenie zlewni. Piętżenie nie będzie mogło służyć do zmiany parametrów hydrogramu odpływu jedynie w przypadku najbardziej intensywnych opadów.

4.3. Etap III

Tak jak w etapie II, w obliczeniach uwzględniono opady wywołujące odpływ o objętości od 2500 m^3 do 4000 m^3 . Rozpatrywano odpływ z powierzchni $A = 50 \text{ ha}$. Czasy trwania deszczu przyjęto równe 15, 30, 45 oraz 60 min, jako wielokrotności czasu podstawowego ($T = 15 \text{ min}$). Wykorzystano ustalone w etapie II wartości średnicy zastępczej d_z dla każdej objętości odpływu. Zastosowano stałą wartość d_z dla danej objętości odpływu, gdyż możliwości zwiększenia dławienia odpływu przez zmniejszenie średnicy zastępczej są niewielkie

i nie będą dalej omawiane szczegółowo. Dla dłuższych czasów trwania opadu (45 i 60 min) wyznaczone w II etapie analizy wartości d_z można zmniejszyć o 1 cm.

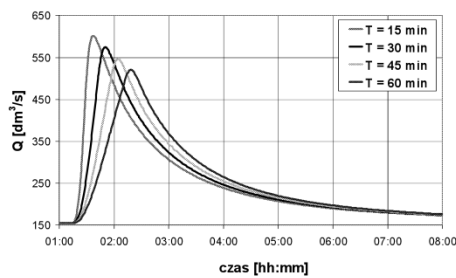


Rys. 8. Wartości redukcji odpływu szczytowego ΔQ_{MAX} oraz opóźnienia czasu jego wystąpienia ΔT_{MAX} w funkcji objętości odpływu V dla II etapu analizy

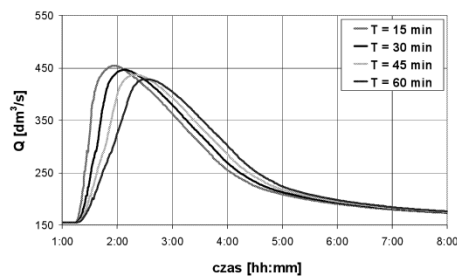
Fig. 8. Values of peak outflow reduction ΔQ_{MAX} and extension of time to peak ΔT_{MAX} for II stage of analysis

Hydrogramy odpływu dla przykładowej objętości odpływu $3000 m^3$ ($P = 6 mm$) przedstawiono na rysunku 9.

a) $V = 3000 m^3$, $d_z = 0,40 m$, bez piętrzenia



b) $V = 3000 m^3$, $d_z = 0,40 m$, z piętrzeniem

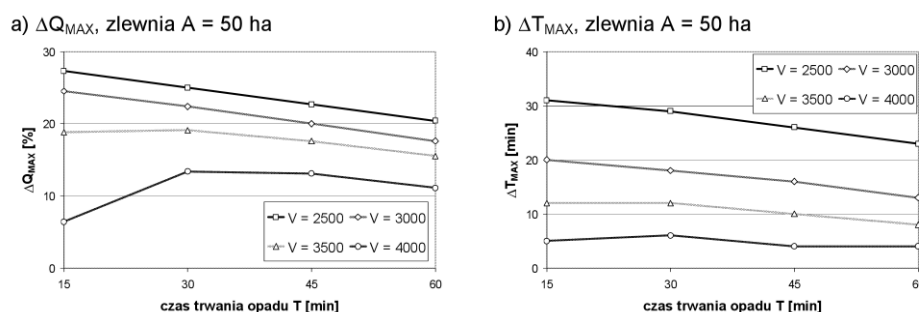


Rys. 9. Przykładowe hydrogramy odpływu obliczone w ramach III etapu analizy dla opadu generującego odpływ o objętości $V = 3000 m^3$

Fig. 9. Example outflow hydrographs, evaluated within III stage of analysis, for the rainfall generating outflow of $V = 3000 m^3$

Dla obliczeń bez przewężenia kanału poniżej przekroju kontrolnego PK wraz ze wzrostem czasu trwania opadu odpływ szczytowy maleje i wzrasta opóźnienie czasu jego wystąpienia (rys 9a).

Odpływ szczytowy wyznaczony z uwzględnieniem dławienia zmienia się w niewielkim zakresie w wyniku zmian czasu trwania opadu (rys. 9b).



Rys. 10. Wartości redukcji odpływu szczytowego ΔQ_{MAX} oraz opóźnienia czasu jego wystąpienia ΔT_{MAX} w funkcji czasu trwania opadu T dla III etapu analizy

Fig. 10. Values of peak outflow reduction ΔQ_{MAX} and extension of time to peak ΔT_{MAX} as a function of rainfall duration T (III stage of analysis)

Redukcja odpływu szczytowego ΔQ_{MAX} oraz opóźnienie jego wystąpienia ΔT_{MAX} maleją wraz ze wzrostem czasu trwania opadu T (rys. 10). Wpływ czasu T jest jednak niewielki i zmniejsza się wraz ze wzrostem objętości odpływu. Odmienny przebieg zależności dla objętości $V = 4000$ m³ (rys. 10a) wynika z faktu, że dla deszczu o czasie trwania 15 min przepływ bez przewężenia kanału poniżej przekroju kontrolnego odbywa się w warunkach ciśnieniowych (punkt 4.1).

Niewielka wrażliwość ΔQ_{MAX} oraz ΔT_{MAX} na zmiany czasu trwania opadu T sugerują, że zdolności retencyjne kolektora są zależne przede wszystkim od objętości fali odpływu czyli wysokości opadu. Kształt hietogramu jest mniej istotny.

5. Wnioski i podsumowanie

Wyniki analizy zaprezentowane w publikacji pozwalają na sformułowanie następujących wniosków:

1. Wykorzystanie pojemności retencyjnej kolektora kanalizacyjnego przez spiętrzenie ścieków umożliwia istotną z praktycznego punktu widzenia redukcję odpływu szczytowego oraz opóźnienie czasu jego wystąpienia.
2. Wielkość redukcji odpływu szczytowego oraz opóźnienie czasu jego wystąpienia zależą przede wszystkim od wysokości opadu wywołującego odpływ.

3. Redukcja odpływu szczytowego i opóźnienie czasu jego wystąpienia w wyniku spiętrzenia ścieków w kanale są możliwe dla opadów wywołujących odpływ o objętości do 8 razy większej od pojemności użytecznej kolektora.

Relacja między wysokością graniczną opadu a pojemnością kanału jest uzależniona od własności zlewni oraz parametrów kolektora. Określenie tej relacji związane z uogólnieniem opisanych w publikacji wyników wymaga rozszerzenia zakresu prezentowanej analizy o dalsze symulacje komputerowe oraz ich weryfikację bazującą na pomiarach realizowanych na rzeczywistych sieciach kanalizacyjnych.

Podziękowania

Autorzy dziękują pracownikom AQUANET S. A., w szczególności Pani Magdalenie Walczak oraz Panu Piotrowi Burdajewiczowi za udostępnienie wyników pomiarów oraz pomoc przy gromadzeniu danych na temat opisanego kolektora.

Literatura

- [1] Beeneken T., Erbe V., Messmer A., Reder C., Rohlfing R., Scheer M., Schuetze M., Schumacher B., Weilandt M., Weyand M.: Real time control (RTC) of urban drainage systems – A discussion of the additional efforts compared to conventionally operated systems, *Urban Water Journal*, vol. 10, no. 5, 2013, s.293-299
- [2] Błaszczyk W., Stamatello H., Błaszczyk P.: *Kanalizacja. Sieci i pompownie. Tom I*, Wydawnictwo Arkady, Warszawa 1983
- [3] Bolt A., Burszta-Adamiak E., Gudelis-Taraszkiewicz K., Suligowski Z., Tuszyńska A.: *Kanalizacja. Projektowanie, wykonanie, eksploatacja*, Wydawnictwo Seidel-Przywecki Sp. z o. o., 2012
- [4] Geiger W., Dreiseitl H.: *Nowe sposoby odprowadzania wód deszczowych*, Oficyna Wydawnicza Projprzem-EKO, Bydgoszcz, 1999
- [5] Kaus K.: *Wykorzystanie retencji kanałowej do redukcji przepływu szczytowego w kolektorze grawitacyjnym*, praca magisterska, Instytut Inżynierii Środowiska, Politechnika Poznańska, 2012
- [6] Kisiel A.: *Ruch nadkrytyczny ustalonego przepływu cieczy w kolektorach o przekroju kołowym*, *GWiTŚ*, 8/2000, s. 305-308
- [7] Królikowska J., Królikowski A.: *Wody opadowe. Odprowadzanie, zagospodarowanie, podczyszczanie i wykorzystanie*, Wydawnictwo Seidel-Przywecki Sp. z o. o., 2012
- [8] Lei J., Li J., Schilling W.: *Stepwise hypothesis test model calibration procedure of urban runoff design model and an alternative of Monte-Carlo simulation*, *Proceedings 8th International Conference Urban Storm Drainage*, 30 August-3 September 1999, Sydney, Australia
- [9] Rossman L. A.: *Storm Water Management Model User's Manual, version 5.0: US EPA*, Cincinnati, OH 45268, 07.2010, www.epa.gov/ednrmrl/models/swmm

- [10] Marlewski A., Mazurkiewicz K., Sowiński M.: Exponential distribution of rainless periods observed in the town of Poznań, Materiały republikańskiej naukowo-praktycznej konferencji: statistika i jejo primienienija, Taszkient 2013, s. 113-119
- [11] Nash J. E., Sutcliffe J. V.: River flow forecasting through conceptual models. Part I – a discussion of principles, Journal of hydrology, 10/1970, s. 282-290
- [12] Skotnicki M., Sowiński M.: Badanie zmienności współczynnika szorstkości kanału deszczowego na podstawie pomiarów przepływu, materiały I Ogólnopolskiej Konferencji Naukowo-Technicznej INFRAEKO 2008, Rzeszów - Paczółtowiec, s. 193-204
- [13] Słyś D.: Retencja i infiltracja wód deszczowych, Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów, 2008

EVALUATION OF DETENTION CAPACITY OF A SEWER

Summary

The paper deals with a problem of peak flow reduction and a delay of its appearance time by detention of runoff in a sewer main. The problem has been investigated for an existing sewer main characterized by the following parameters: the diameter 1.0 m, the length 968 m and the slope 0.16 %. A rainfall-runoff model implemented in the computer program SWMM5 has been used for simulation of runoff from the sewer catchment which had been generated by block rainfalls of different intensity. The runoff detention in the sewer has been realized by reduction of its diameter downstream the modeled reach. It has been found, that in the presented case study retention ability of a sewer depends mainly on a volume of outflow wave. Depending on a diameter of reduced section of a sewer the possibility of peak flow reduction without an outflow on the ground surface for a volume of runoff wave exceeding up to 8 times free capacity of sewer exist.

Keywords: sewer capacity, rainfall-runoff model, SWMM5 software

DOI:10.7862/rb.2014.61

Przesłano do redakcji: lipiec 2014 r.

Przyjęto do druku: wrzesień 2014 r.

Paweł SOŁTYS¹
Agnieszka STEC²

MODELOWANIE HYDRODYNAMICZNE SYSTEMU KANALIZACJI DESZCZOWEJ

Modelowanie hydrodynamiczne staje się w dzisiejszych czasach ważnym narzędziem do analizy, symulacji oraz przewidywania różnych sytuacji mogących pojawić się w trakcie eksploatacji sieci. Co więcej nowoprojektowane sieci kanalizacyjne na etapie projektowania muszą posiadać model hydrodynamiczny, który pozwala na sprawdzenie częstości wylewów oraz występowania ciśnieniowych przepływów ścieków w przewodach. Ważnym aspektem podczas tworzenia tego typu symulacji jest posiadanie dużego zakresu danych dotyczących opadu deszczu. Im większa ich ilość tym lepiej można prognozować ewentualne możliwości podtopień oraz przeciążeń sieci oraz urządzeń. Dodatkowo mogą one służyć do tworzenia modeli opadowych, takich jak deszcz modelowy Eulera typu II. Tego typu modele umożliwiają weryfikację wyznaczonych średnic kanałów i wielkości urządzeń znajdujących się w systemie kanalizacyjnym. Istnieje wiele programów komputerowych służących do wykonywania oraz analizy modeli hydrodynamicznych systemów kanalizacyjnych. Część z nich, to jednak programy płatne, stąd szczególną popularnością cieszy się ogólnodostępny i darmowy amerykański program SWMM 5.0. Tematem opracowania jest utworzenie modelu hydrodynamicznego projektowanego systemu kanalizacji deszczowej dla zadanej zlewni obliczeniowej. Przedstawiono zagadnienia dotyczące modelowania hydrodynamicznego. Ostatecznie dokonano analizy działania sieci przy obciążeniu deszczem rzeczywistym oraz opadem modelowym Błaszczyka. Zwrócono szczególną uwagę na wielkość odpływu z poszczególnych zlewni cząstkowych, przepływ oraz prędkość przepływu ścieków w kanałach deszczowych oraz na występowanie wypływu ścieków na powierzchnię terenu i przepływów ciśnieniowych w przewodach grawitacyjnych.

Słowa kluczowe: kanalizacja deszczowa, kanalizacja grawitacyjna, model hydrodynamiczny, SWMM

¹ Politechnika Rzeszowska, Katedra Infrastruktury i Ekorozwoju, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, tel. +48 661 336 297, e-mail: pwsotys@gmail.com

² Autor do korespondencji: Politechnika Rzeszowska, Katedra Infrastruktury i Ekorozwoju, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, 39-959 Rzeszów, al. Powstańców Warszawy 6, tel. +48 17 865 10 71, e-mail: stec_aga@prz.edu.pl

1. Wprowadzenie

Zwiększająca się ilość terenów zurbanizowanych oraz coraz trudniejsze do przewidzenia występowanie opadów deszczu, przyczyniają się do rozpowszechnienia metod umożliwiających analizę, symulację oraz przewidywanie zachowania się systemów kanalizacji deszczowej podczas różnych sytuacji. W erze programów komputerowych znacznie łatwiej tworzyć programy specjalizujące się w tego typu badaniach. Naukowcy mogą obecnie wykorzystywać trudne do wyznaczenia analitycznego zależności znane od dłuższego czasu, jak np. równania de Saint-Venanta (wzór 1) z 1871 roku. W dzisiejszych czasach, posiadając szczegółowe pomiary dotyczące wysokości opadów, można prognozować zagrożenie podtopieniami lub awarie sieci kanalizacyjnych.

Na rynku funkcjonuje wiele programów komputerowych służących do tworzenia modeli hydrodynamicznych sieci kanalizacji deszczowej. Szczególnie często znajduje zastosowanie bezpłatny i ogólnodostępny program SWMM 5.0. Wykorzystuje się go jako narzędzie do różnorodnych analiz dotyczących systemów kanalizacyjnych miast, takich jak badanie przepływów wstecznych w kanałach oraz nierównomierności pracy sieci [11] czy tworzenie symulacji spływu powierzchniowego do sieci dla różnych typów obszarów miejskich [5]. Ponadto program ten znajduje zastosowanie przy teoretycznych analizach wpływu wielkości zlewni odwadnianej na wielkość spływu powierzchniowego i działania systemu kanalizacji [12]. Jest on ciągle udoskonalany i dostosowywany do obecnych informacji na temat odpływu wód opadowych z terenów zurbanizowanych. W artykule [3] przeanalizowano możliwości zastosowania programu SWMM do wykonywania równoległych obliczeń dla sieci przy wykorzystaniu kilku opadów modelowych.

Zagadnienie modelowania hydrodynamicznego wiąże się w dużej mierze z tworzeniem takich modeli opadów, które jak najwierniej odzwierciedlają rzeczywiste warunki atmosferyczne. Na przestrzeni kilkudziesięciu lat powstało wiele wzorów opierających się na analizach statystycznych określonych deszczy, które wystąpiły w konkretnym miejscu i czasie [10]. Stosowany na szeroką skalę model Błaszczyka [2] jak się okazuje zaniża wartości natężenia deszczu [9, 10, 15]. Dużą popularność zyskuje obecnie deszcz modelowy Eulera typu II, który wykorzystywany jest na terenie Niemiec [1, 9]. W Polsce jednak nie ma jeszcze odpowiednich danych dla tego modelu jak ma to miejsce w Niemczech, gdzie stosowany jest atlas opadów KOSTRA [1, 9]. Dopóki nie powstanie atlas tego typu naukowcy starają się wykorzystywać istniejące dane pogodowe do tworzenia modeli dla konkretnych miast, jak np. dla Wrocławia [9, 10]. Poprzez dokonanie analizy statystycznej wykonano model probabilistyczny maksymalnych opadów dla warunków wrocławskich, na którym oparto metodę współczynnika opóźnienia do obliczania sieci kanalizacyjnej [9, 10].

W artykule przedstawiono zasadę tworzenia modelu hydrodynamicznego dla projektowanego systemu kanalizacji deszczowej. Przeprowadzono symulację

pracy sieci oraz zwrócono uwagę na problemy eksploatacyjne mogące wystąpić w rzeczywistych warunkach pracy. Wykorzystano do tego celu amerykański program SWMM.

2. Modelowanie hydrodynamiczne

Spływ wód opadowych ze zlewni jest złożonym procesem, który uzależniony jest od szeregu czynników, związanych m.in. z budową powierzchni zlewni lub z warunkami hydrologiczno-geologicznymi. Analityczne metody wyznaczania ilości wód deszczowych odprowadzanych ze zlewni do sieci kanalizacyjnej zakładają, że jest ona stała w czasie. W warunkach rzeczywistych procesy, z których składa się spływ wód, są zmienne w trakcie trwania opadu oraz po jego zakończeniu. Wśród tych procesów należy wyróżnić parowanie, retencję powierzchniową oraz infiltrację wody do gruntu.

Modelowanie hydrodynamiczne pozwala uwzględnić wszystkie czynniki wpływające na wielkość odpływu ze zlewni, przez co istnieje możliwość symulacji działania sieci w warunkach zbliżonych do rzeczywistych [9, 10]. Uwzględnia ono niejednostajny i nieustalony przepływ ścieków. Modelowanie jest przydatnym narzędziem podczas analizy działania sieci w przypadku włączenia nowych zlewni do istniejącego systemu. Dodatkowo pozwala na wykonanie obliczeń mających na celu wybór wariantu modernizacji sieci kanalizacyjnej oraz sprawdzenia częstości wylewów.

Podstawą dla modelowania hydrodynamicznego jest sformułowany przez de Saint-Venanta układ równań quasi-liniowych typu hiperbolicznego (wzór 1). Służy on do opisu przepływów cieczy w przewodach, umożliwiając analizę zmienności przepływu oraz wysokości napelnienia w czasie oraz w każdym punkcie długości przewodu. Dodatkowo uwzględnia on możliwe spiętrzenia i przepływy wsteczne [15].

$$\begin{cases} \frac{\partial y}{\partial t} + v \cdot \frac{\partial y}{\partial x} + \frac{A}{B} \cdot \frac{\partial y}{\partial x} = \frac{q_b}{B} \\ \frac{1}{g} \cdot \frac{\partial y}{\partial x} + \frac{v}{g} \cdot \frac{\partial y}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial x} + S_f - I - \frac{q_b}{g \cdot A} \cdot (v_q - v) = 0 \end{cases} \quad (1)$$

gdzie: y – głębokość cieczy, m,

v – prędkość przepływu cieczy, m/s,

A' – powierzchnia przekroju poprzecznego przepływającej cieczy, m²,

B – szerokość zwierciadła cieczy, m,

q_b – rozłożony dopływ boczny cieczy, m³/s,

g – przyspieszenie ziemskie, m/s²,

I – nachylenie dna kanału, -,

S_f – spadek hydrauliczny, -,

v_q – składowa prędkości dopływu bocznego w dół kanału, m/s.

Powyższy wzór (1) został utworzony w 1871 roku i długo nie odnalazł zastosowania praktycznego, ponieważ ze względu na obecność parametrów nieliniowych nie posiada on rozwiązania analitycznego. Dopiero stworzenie programów komputerowych służących do modelowania hydrodynamicznego pozwoliło wykorzystać w pełni równanie de Saint-Venanta w badaniach nad warunkami przepływu cieczy w przewodach. Kolejnym ważnym elementem modelu jest rodzaj wprowadzanych danych odnośnie opadów. Najbardziej wiarygodne wyniki symulacji uzyskuje się poprzez zadanie programowi informacji pozyskanych na podstawie pomiarów rzeczywistych deszczy, tj. wysokości opadu lub jego intensywności. Możliwe jest również wykorzystanie deszczy modelowych, np. Eulera typu II.

Obecnie na rynku jest wiele programów użytkowych do modelowania systemów kanalizacyjnych. Najpopularniejsze z nich związanych głównie z odwodnieniem terenów to: Hykas, Hystem-Extran, Mike Urban oraz SWMM [6, 7, 8, 16-20]. Wymienione programy komputerowe są powszechnie znane w środowisku badaczy zajmujących się udoskonalaniem oraz optymalizacją działania sieci kanalizacyjnych i odwodnieniowych. Dzięki budowie modułowej mogą być łatwo modyfikowane i dostosowywane do potrzeb użytkownika. Zawarte w nich modele obliczeniowe stanowią podstawę dla programów specjalistycznych ograniczających się do konkretnych problemów. Daje to możliwość coraz dokładniejszej analizy systemów, prowadzącej do zmniejszenia ich awaryjności oraz poprawy efektywności ich pracy. Stają się również ważnym narzędziem w zarządzaniu tego typu sieciami.

Program SWMM 5.0, jako jedyny z wymienionych programów, jest ogólnodostępnym i bezpłatnym programem. Dlatego został on wykorzystany do analizy projektowanego systemu kanalizacji deszczowej w tym opracowaniu.

SWMM (Storm Water Management Model) był pierwszym na świecie programem komputerowym służącym do modelowania funkcjonowania sieci kanalizacyjnej. Program opracowali naukowcy Agencji Ochrony Środowiska Stanów Zjednoczonych (United States Environmental Protection Agency) w 1971 r. Przechodził on wiele modyfikacji, które doprowadziły do obecnej wersji 5.0 [14]. Program SWMM umożliwia wyznaczenie przepływu w kanałach, spowodowanego odpływem wód opadowych ze zlewni. Dodatkową zaletą programu jest możliwość symulacji zjawisk wylewania się ścieków na powierzchnię terenu. Oprócz spływu ścieków deszczowych jest możliwe określenie spływu wód roztopowych, tworzących się podczas topnienia śniegu [9, 14].

Oprogramowanie SWMM uwzględnia liczne procesy hydrologiczne, które przyczyniają się do powstania spływu powierzchniowego z terenów miejskich, takie jak:

- a) zmienne w czasie opady deszczu,
- b) parowanie wody gromadzącej się w zagłębieniach,

- c) nagromadzenie się i topnienie śniegu,
- d) zatrzymywanie opadu w zagłębieniach terenu,
- e) infiltracja wody opadowej do gruntu,
- f) przesiąkanie infiltrującej wody do warstwy wodonośnej,
- g) wzajemne przepływy wody pomiędzy systemem odwodnieniowym a warstwą wodonośną [14].

Zachowanie przestrzennej zmienności na rozpatrywanym obszarze powyższych procesów jest osiągnięte poprzez podzielenie terenu na mniejsze zlewnie. Każda z nich zawiera odrębne parametry odnośnie rodzaju gruntu lub wielkości powierzchni przepuszczalnej i nieprzepuszczalnej. SWMM ponadto zawiera ustawienia umożliwiające modelowanie dopływów zewnętrznych do systemu odwodnieniowego, zbiorników i urządzeń służących do rozdziału przepływu. Daje to możliwość:

- a) tworzenia systemu o nieograniczonej wielkości,
- b) wprowadzania różnorodnych typów zamkniętych lub otwartych kanałów,
- c) modelowania zbiorników, przelewów, pompowni lub separatorów,
- d) wprowadzania danych odnośnie jakości odprowadzanych wód opadowych oraz wykonywania obliczeń kanalizacji ogólnospławnej,
- e) wyboru pomiędzy kinematyczną i dynamiczną metodą obliczeń,
- f) symulacji różnych warunków przepływu w kanałach, takich jak: cofanie się wody, piętrzenie przepływu, przepływy wsteczne oraz wypływanie wody na powierzchnię terenu poprzez studzienki,
- g) sterowania pracą pomp, otwieraniem kłap oraz kontroli warunków na przelewach [14].

Metoda obliczania wielkości splywu powierzchniowego ze zlewni opiera się na modelu zbiornika nieliniowego (rys. 1) [9, 14]. Ogólnie ilość odprowadzanej ze zlewni wody Q_{sp} wyznaczona jest z zależności 2.

$$Q_{sp} = W \cdot \frac{\sqrt[3]{(h_o - h_r)^5}}{n_p} \cdot \sqrt{i_p} \quad (2)$$

gdzie: Q_{sp} – ilość odprowadzanej ze zlewni wody, m³/s,

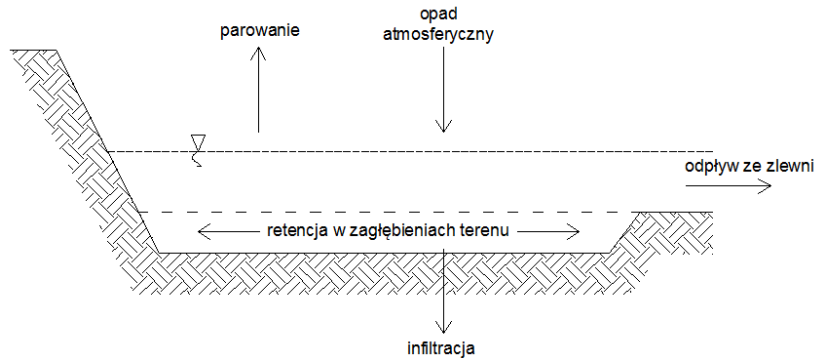
W – szerokość hydrauliczna zlewni, m,

h_o – wysokość opadu, m,

h_r – wysokość retencji powierzchniowej, m,

n_p – zastępczy współczynnik szorstkości dla powierzchni zlewni, s/m^{1/3},

i_p – średni spadek powierzchni zlewni, %.



Rys. 1. Model zbiornika nieliniowego wykorzystywanego w module RUNOFF

Fig. 1. Model of non-linear reservoir, which is using in the RUNOFF module

Szerokość pasa spływu W jest to stosunek zredukowanej powierzchni zlewni do obliczeniowej długości drogi spływu ze zlewni. Jest to parametr, który ma wpływ na wielkość odpływu. Im wartość W jest większa tym odpływ ze zlewni jest większy. Szerokość hydrauliczną zlewni W wyznacza się ze wzoru (3).

$$W = \frac{F_{zr}}{L_{obl}} \quad (3)$$

gdzie: W – szerokość pasa spływu, m,

F_{zr} – powierzchnia zredukowana zlewni, m²,

L_{obl} – obliczeniowa długość drogi spływu ze zlewni cząstkowej, m.

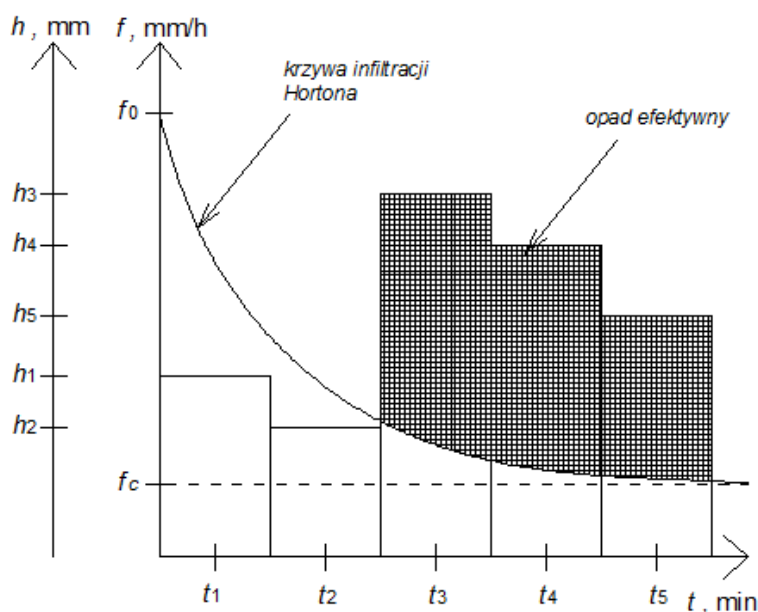
Częścią bilansu wód deszczowych odprowadzanych z danej powierzchni zlewni są wody wsiąkające do gruntu. Infiltracja traktowana jest jako zmienny w czasie odpływ ze zlewni. Program SWMM 5.0 pozwala na wybór pomiędzy trzema modelami obliczeniowymi dotyczącymi infiltracji:

- a) modelem Hortona,
- b) modelem Green-Ampt,
- c) modelem SCS [14].

Równanie Hortona powstało w oparciu o empiryczne obserwacje, które dowiodły, że zdolność infiltracji gruntu maleje wykładniczo od początkowej wartości do wartości minimalnej. Proces ten następuje w czasie trwania deszczu. Najczęściej podczas pracy z programem SWMM wykorzystuje się właśnie ten model obliczeniowy. Rysunek 2 przedstawia wykres zdolności infiltracji f w czasie na podstawie modelu Hortona [4]. Krzywą przedstawioną na wykresie opisuje wzór (4) [4]. Stała czasowa k określa jej kształt. Program wymaga podania tej wartości w h⁻¹.

$$f = f_c + (f_0 - f_c) \cdot e^{-k \cdot t} \quad (4)$$

gdzie: f – zdolność infiltracji gruntu, mm/h,
 f_0 – początkowa zdolność infiltracji, mm/h,
 f_c – końcowa zdolność infiltracji, mm/h,
 k – stała czasowa, 1/h,
 t – czas trwania opadu, doba.



Rys. 2. Wykres przedstawiający ideę modelu obliczeniowego Hortona [na podstawie 4]

Fig. 1. Graph introduced the idea of the Horton's routing model [based on 4]

Metoda Green-Ampt określa infiltrację, gdy woda jest ciągle obecna na powierzchni terenu. Parametry wejściowe przy stosowaniu tej metody to wartość początkowego deficytu wilgotności gleby, przewodności hydraulicznej gleby oraz wysokości ssania kapilarnego. Model krzywej numerycznej pozwala na wprowadzenie przez użytkownika wartości zdolności infiltracji w formie tabeli, uzyskanych z badań terenowych.

Obliczenia w programie SWMM mogą być przeprowadzane jedną z trzech metod:

- metodą przepływu ustalonego (Steady Flow),
- metodą fali kinematycznej (Kinematic Wave),
- metodą fali dynamicznej (Dynamic Wave).

Metoda przepływu ustalonego jest metodą uproszczoną. Zakłada, że w każdym przyjętym kroku czasowym przepływ jest jednostajny i ustalony. Ta metoda może być stosowana tylko w systemie rozgałęzionym, gdzie każdy węzeł posiada jeden przewód wylotowy. Powinna być stosowana jedynie do wstępnych analiz [14].

Metoda fali kinematycznej korzysta z równania ruchu de Saint-Venanta (z pominięciem sił bezwładności oraz sił parcia), powiązanego z równaniem ciągłości. Założeniem tej metody jest przyjęcie spadku poziomego zwierciadła przepływających ścieków równego spadkowi kanału [14].

Metoda fali dynamicznej jest najdokładniejszą z metod, jednak wymaga największej ilości danych wejściowych do wykonania obliczeń. Wykorzystuje ona równanie de Saint-Venanta oraz równanie ciągłości tworząc układ równań różniczkowych opisujących nieustalony ruch wolnozmienny. Powinna być stosowana dla systemów, gdzie może występować spiętrzenie przepływu spowodowane ograniczeniami przepływu grawitacyjnego lub regulowaniem przepływu za pomocą np. przelewów [14].

Tabela 1 przedstawia porównanie metod obliczeniowych, na podstawie sytuacji w przewodach kanalizacyjnych występujących w rzeczywistych warunkach ich pracy, uwzględnianych przez te metody [14].

Tabela 1. Porównanie metod obliczania przepływu ścieków w przewodach kanalizacyjnych wykorzystywanych w programie SWMM 5.0, na podstawie [14]

Table 1. Comparison of methods of a routing a flow in sewers, which are used in SWMM 5.0, on the grounds of [14]

Metoda Rodzaj sytuacji	Metoda przepływu ustalonego	Metoda fali kine- matycznej	Metoda fali dyna- micznej
Retencja kanałowa	nie uwzględnia	uwzględnia	uwzględnia
Spiętrzenie przepływu	nie uwzględnia	nie uwzględnia	uwzględnia
Straty ciśnienia na wlocie lub wylocie z kanału	nie uwzględnia	nie uwzględnia	uwzględnia
Zmiana kierunku przepływu	nie uwzględnia	nie uwzględnia	uwzględnia
Przepływ pod ciśnieniem	nie uwzględnia	nie uwzględnia	uwzględnia
Wydostanie się nadmiaru ścieków na powierzchnię terenu	nie uwzględnia	uwzględnia	uwzględnia

3. Charakterystyka modelowanej zlewni

Projekt kanalizacji deszczowej wykonano dla obszaru obejmującego powierzchnię 691 ha. Przedzielony został on rzeką płynącą w kierunku wschodnim na dwie części: lewobrzeżną (415,8 ha) i prawobrzeżną (275,2 ha). Obie części zostały podzielone na mniejsze jednostki ze względu na ilość zbiorników retencyjnych: lewobrzeżna na cztery a prawobrzeżna na dwie części. Wartości współczynników spływu powierzchniowego zlewni cząstkowych rosną w kierunku rzeki i kształtują się w granicach od 0,3 do 0,6. Przyjęto, że zlewnię stanowią gleby piaszczysto-gliniaste z niewielką ilością roślinności, charakteryzujące się bardzo małą zdolnością infiltracji oraz średnimi wysokościami retencji powierzchniowej. Strefa przemarzania gruntu sięga głębokości 1,2 m pod poziomem terenu, stąd przykrycie przewodów kanalizacyjnych wyniosło 1,5 m. Wysokość średniego opadu rocznego przyjęto na poziomie 820 mm. Założono czas retencji kanałowej równy 2 min. Spadek zlewni ukształtowany jest w kierunku rzeki, dlatego wszystkie wody opadowe można odprowadzać w sposób grawitacyjny.

Sieć kanalizacji deszczowej składa się łącznie z 86 odcinków obliczeniowych o łącznej długości 28859 m. Średnice zastosowanych przewodów wykonanych z PE to: 300, 350, 400, 500, 600, 700, 800, 900, 1000, 1200, 1400, 1500, 1600, 1800 oraz 2000 mm. Doboru dokonano na podstawie katalogu producenta rur, firmy Uponor Infra. Kanały łączone są sklepieniem oraz ułożone równolegle

do spadków terenu (od 2 do 7‰). Przyjmowano napełnienie przewodów wodami opadowymi w granicach od 60 do 80 %, pozostawiając rezerwę przepustowości dla przyłączanych w przyszłości nowych terenów. Obliczeniowe prędkości przepływu ścieków w kanałach mieszczą się w granicach od 1,42 do 3,91 m/s.

Zastosowano sześć wielokomorowych zbiorników retencyjnych o łącznej pojemności 11441,062 m³, zajmujących powierzchnię 5243,5 m². Cztery z nich posiadają trzy komory akumulacyjne, natomiast dwa pozostałe dwie komory. Założono wysokość wszystkich urządzeń równą 2,5 m oraz stałą wartość natężenia odprowadzanych ścieków równą 2500 dm³/s. W ten sposób uzyskano wartości współczynnika redukcji kolejno dla zbiornika ZR1: 0,50; dla zbiornika ZR2: 0,43; dla zbiornika ZR3: 0,46; dla zbiornika ZR4: 0,60; dla zbiornika ZR5: 0,35 oraz dla zbiornika ZR6: 0,30. Stała wartość odpływu wód opadowych oznacza, że wszystkie kanały ciśnieniowe na wypływie ze zbiornika będą miały taki sam wymiar, tj. 1000 x 38,2 mm. Rysunek 3 przedstawia schemat projektowanej sieci, zamieszczony w programie SWMM.



Rys. 3. Schemat modelu hydrodynamicznego sieci podczas symulacji przepływu ścieków w kanałach

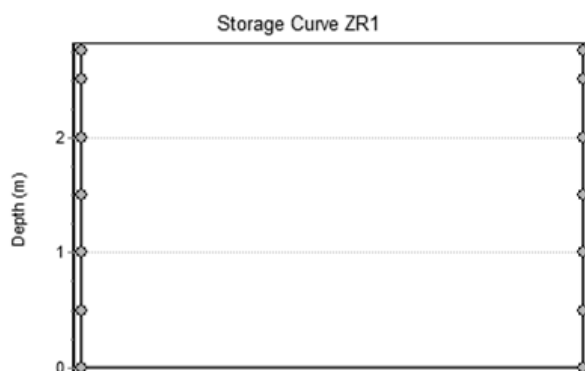
Fig. 3. Diagram of hydrodynamic model of drainage system during simulation

4. Analiza działania systemu kanalizacyjnego wraz z obiektami retencyjnymi

4.1. Wybór kształtu zbiorników retencyjnych

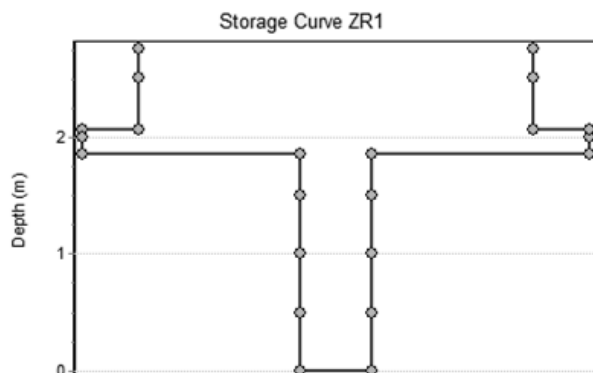
Program nie przewiduje definiowania wielokomorowych zbiorników retencyjnych. W celu sprawdzenia czy kształt wprowadzanych zbiorników jest istotny w pracy z programem SWMM, postanowiono dokonać porównania możliwych sposobów zamieszczania tych urządzeń w modelu. Rozpatrzono dwie różne metody definiowania zbiorników w programie:

- wariant I: przyjęcie sumarycznej powierzchni komór akumulacyjnych na całej wysokości zbiornika (rys. 4),
- wariant II: przyjęcie powierzchni komory przepływowej na wysokości od dna do rzędnej pierwszej krawędzi przelewowej. Następnie założono taką powierzchnię aby objętość wód opadowych przejmowana przez komorę akumulacyjną, napełnianą jako pierwszą, zmieściła się na wysokości pomiędzy rzędnymi obu krawędzi przelewowych komór. Na pozostałej wysokości postąpiono podobnie z tym, że wyznaczono powierzchnię dla sumarycznej objętości obu komór akumulacyjnych (rys. 5).



Rys. 4. Kształt zbiornika ZR1 w przekroju dla wariantu I

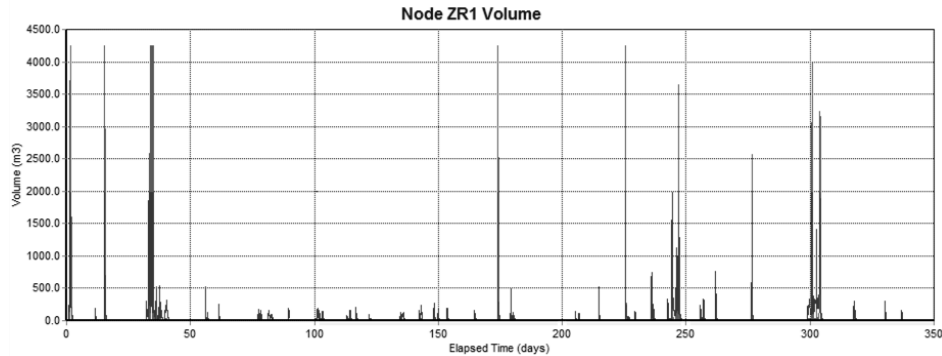
Fig. 4. Cross section of a storage unit ZR1 for variant I



Rys. 5. Kształt zbiornika ZR1 w przekroju dla wariantu II

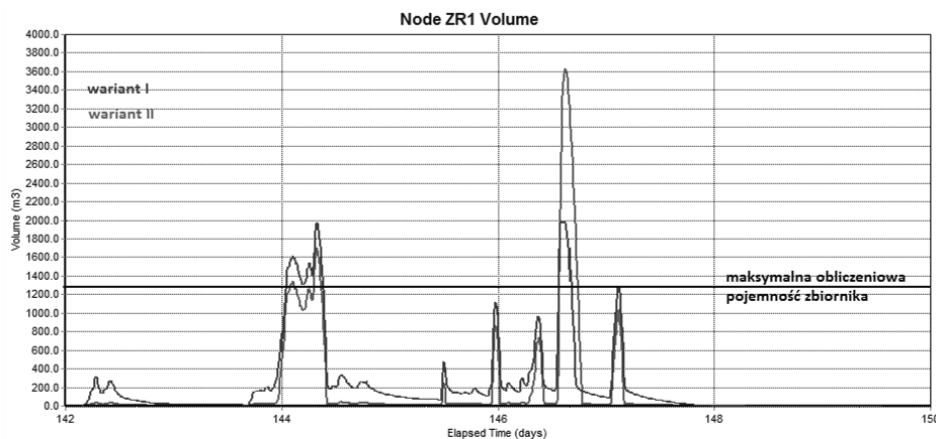
Fig. 5. Cross section of a storage unit ZR1 for variant II

Porównanie pracy zbiornika ZR1 zostało przeprowadzone przy obciążeniu zlewni rzeczywistymi opadami deszczu. Pierwszym parametrem, dla którego dokonano porównania przedstawionych wariantów jest objętość ścieków zgromadzona w zbiorniku w czasie trwania opadu. Rysunek 6 przedstawia wykres kształtowania się ilości wód opadowych dla całego zakresu czasu objętego analizą. Aby umożliwić bardziej czytelny kształt krzywej oraz pokazać różnicę pomiędzy wariantami wybrano okres od 20 do 28 lipca 2008 (rys. 7). Poziomą linią zaznaczono maksymalną obliczeniową pojemność zbiornika ZR1, którą wyznaczono poprzez zsumowanie pojemności obu komór akumulacyjnych zbiornika oraz pojemności komory przepływowej. Analizując wykres można zauważyć, że w obu przypadkach przy nasilonych opadach zbiornik nie pomieściłby całej ilości dopływających wód. W przypadku wariantu II, czyli bardziej odzwierciedlającego rzeczywiste warunki pracy zbiornika wielokomorowego, okazało się nawet, że w 147 dniu symulacji zbiornik zmieściłby jedynie 1/3 dopływających wód. Na podstawie uzyskanych wyników przedstawionych na wykresie (rys. 7) można wnioskować, że dla tworzonego modelu korzystniejsze byłoby zastosowanie I wariantu. Pojemność zbiornika w tym przypadku również zostałaby przekroczona dwukrotnie (rys. 7), natomiast kształtuje się ona bardziej równomiernie w badanym okresie czasu niż ta w wariacie II.



Rys. 6. Wykres przedstawiający zmiany objętości w zbiorniku ZR1 dla całego zakresu czasu objętego analizą

Fig. 6. Volume changes in storage unit ZR1 for full extent of analysis time.



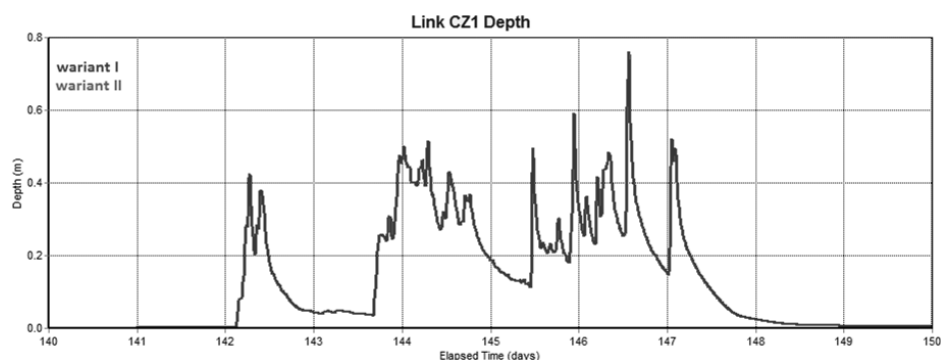
Rys. 7. Wykres kształtowania się ilości ścieków w zbiorniku ZR1 w okresie 20-28.07.2008 roku

Fig. 7. Forming of the volume in storage unit ZR1 from the 20th to the 28th of July 2008

Dodatkowo przeprowadzono analizę napełnienia w przewodach przed (rys. 8) oraz za zbiornikiem (rys. 9). W obu wariantach kształtują się one bardzo podobnie. Można wnioskować, że kształt zbiornika w przekroju wprowadzany do programu SWMM nie ma większego znaczenia w rozpatrywanym modelu sieci kanalizacyjnej. Dlatego biorąc pod uwagę wynik pierwszej analizy, postanowiono wybrać wariant I, rezygnując z możliwości zbliżenia zbiorników kształtem do zbiorników wielokomorowych, kosztem korzystniejszej pracy w trakcie występowania opadu.

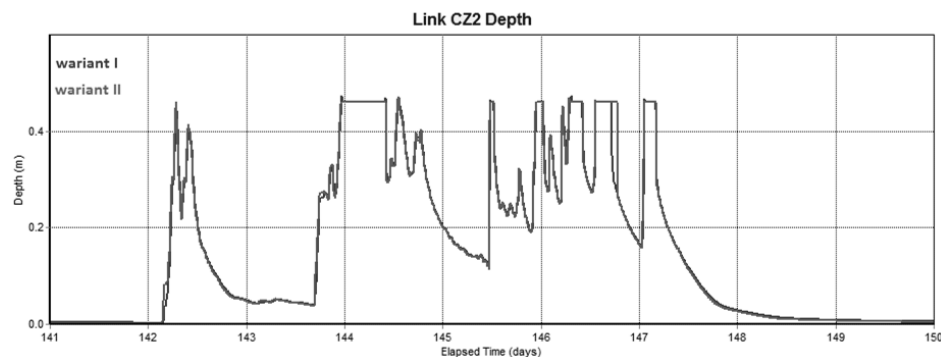
Należy zaznaczyć, że wariant I zakłada przyjęcie wyznaczonej analitycznie objętości zbiorników wielokomorowych jako objętości definiowanych w programie zbiorników jednokomorowych. Natomiast jeśli chodzi o dokładność wy-

konania symulacji działania projektowanego systemu trzeba uwzględnić to, że w rzeczywistych warunkach zbiorniki będą pracować w nieco inny sposób. Uznano, że w ramach tego opracowania taki sposób określenia kształtu zbiorników będzie wystarczający do przedstawienia istoty wykonywania modeli hydrodynamicznych w programach typu SWMM 5.0.



Rys. 8. Wykres kształtowania się napęnienia w odcinku CZ1 znajdującym się przed zbiornikiem ZR1 w okresie 19-28.07.2008 roku

Fig. 8. Forming of the depth in the conduit CZ1 situated before the storage unit ZR1 from the 19th to the 28th of July 2008



Rys. 9. Wykres kształtowania się napęnienia w odcinku CZ2 znajdującym za studzienką rozprężną SR1 zbiornika ZR1 w okresie 19-28.07.2008 roku

Fig. 9. Forming of the depth in the conduit CZ2 situated past the junction SR1 from the 19th to the 28th of July 2008

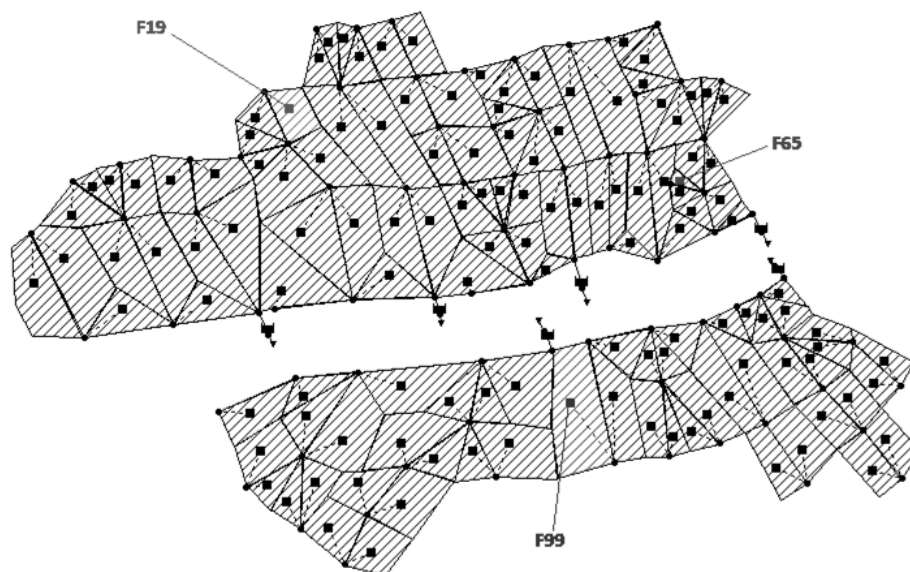
4.2. Analiza modelu hydrodynamicznego systemu kanalizacji deszczowej oraz porównanie jego działania przy wystąpieniu opadu rzeczywistego i deszczu modelowego Błaszczyka

Główna analiza modelu hydrodynamicznego sieci kanalizacji deszczowej wykonanej w tym opracowaniu dotyczy przebiegu pracy sieci przy obciążeniu opadem rzeczywistym oraz opadem modelowym Błaszczyka.

Zanim wody deszczowe zostaną odprowadzone przez sieć kanalizacyjną, spadają na zlewnię tworząc spływ powierzchniowy. Przedmiotem analizy jest więc odpływ ze zlewni w czasie opadu. Do porównania wybrano 3 zlewnie obliczeniowe:

- a) F99 – o największej powierzchni 17,90 ha,
- b) F65 – o najmniejszej powierzchni 0,90 ha,
- c) F19 – o powierzchni zbliżonej do średniej powierzchni wszystkich zlewni (5,44 ha) 5,40 ha.

Na rysunku 10 przedstawiono lokalizację tych zlewni w projektowanym systemie kanalizacji.



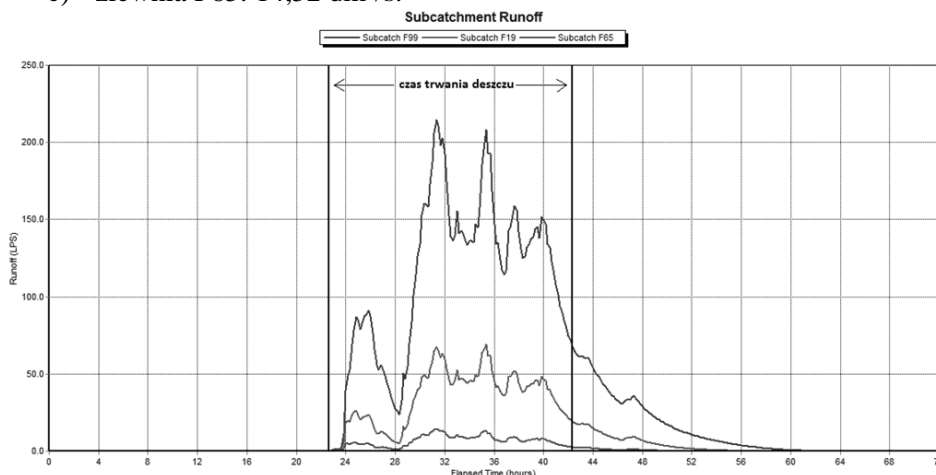
Rys. 10. Lokalizacja zlewni F19, F65 oraz F99 w systemie kanalizacyjnym

Fig. 10. Localization of subcatchments F19, F65 and F99 in the drainage system

Analizując posiadane rzeczywiste dane o opadach stwierdzono, że opad podczas którego spadła największa ilość wody wystąpił pomiędzy 3 a 4 sierpnia 2007 w godzinach od 22:20 do 18:10. Będzie on brany pod uwagę w trakcie poniższych porównań. Rysunek 11 przedstawia kształtowanie się odpływu wód

opadowych z wybranych zlewni w czasie. Dzięki programowi SWMM można otrzymać informacje dotyczące zmian odpływu, maksymalnych wartości odpływu w trakcie trwania deszczu oraz informacje jak długo po ustąpieniu opadu dopływają do sieci wody deszczowe. Przykładowo w zlewni F99, spływ wód opadowych trwa jeszcze przez około 19 godzin po zakończeniu opadu. Im większa jest powierzchnia zlewni, a co za tym idzie, większa ilość spływającej z niej wody, tym dłuższego czasu potrzeba aby cała jej ilość mogła odpłynąć istniejącym kanałem deszczowym. Maksymalny odpływ z poszczególnych zlewni w badanym okresie czasu wyniósł:

- a) zlewnia F99: 214,38 dm^3/s ,
- b) zlewnia F19: 69,30 dm^3/s ,
- c) zlewnia F65: 14,52 dm^3/s .

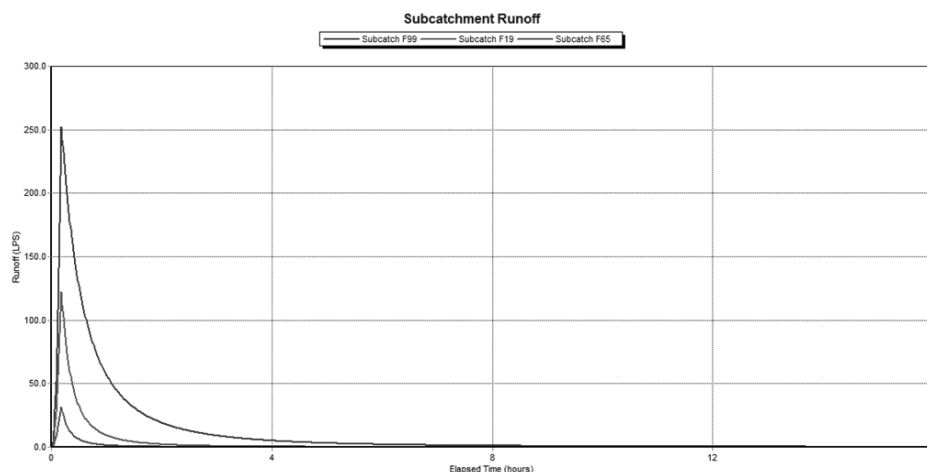


Rys. 11. Wykres zbiorczy odpływu w czasie ze zlewni F99, F19 i F65

Fig. 11. Consolidated graph of a runoff from subcatchments F99, F19 and F65

Krzywe odpływu dla modelu Błaszczyka zestawiono na rysunku 12. Wartości odpływu ze zlewni okazały się nieco wyższe niż te uzyskane podczas rzeczywistych opadów deszczu. Dla największej zlewni spływ trwał przez około 14 godzin. W porównaniu z opadem rzeczywistym czas spływu okazał się dużo krótszy. Maksymalny odpływ z poszczególnych zlewni wyniósł:

- a) zlewnia F99: 251,49 dm^3/s ,
- b) zlewnia F19: 122,25 dm^3/s ,
- c) zlewnia F65: 37,05 dm^3/s .



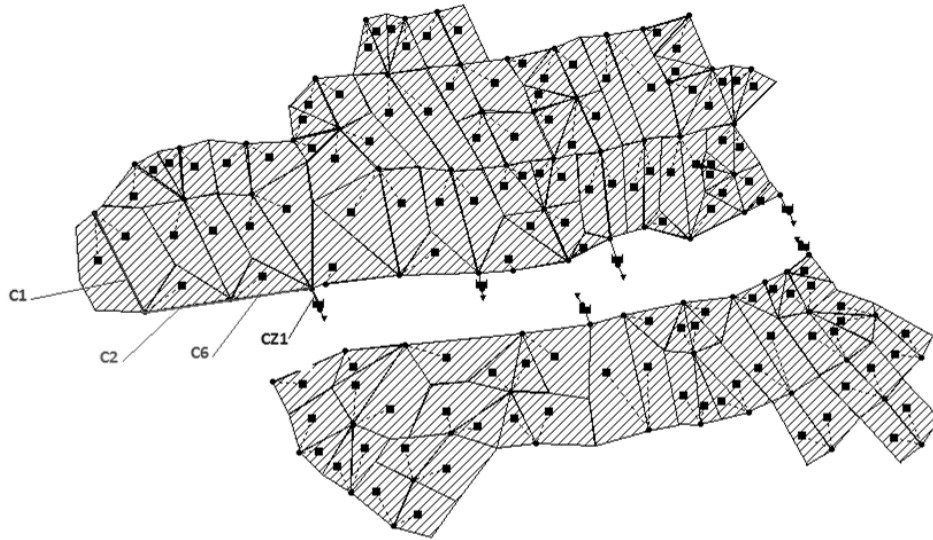
Rys. 12. Wykres odpływu ze zlewni F99, F19 oraz F65 dla modelu Błaszczyka

Fig. 12. Runoff from subcatchments F99, F19 and F65 for the Błaszczyk's model

Następnym analizowanym parametrem jest przepływ ścieków opadowych w kanałach. Wybrano występujące po sobie odcinki C1, C2, C6 oraz CZ1 o średnicach kolejno 800, 1200, 1400 oraz 1800 mm. Lokalizacja tych przewodów w systemie przedstawiona jest na rysunku 13. Wzięto pod uwagę ten sam opad, który był wykorzystany przy rozpatrywaniu odpływu ze zlewni. Rysunek 14 przedstawia wykresy przepływu w wybranych odcinkach.

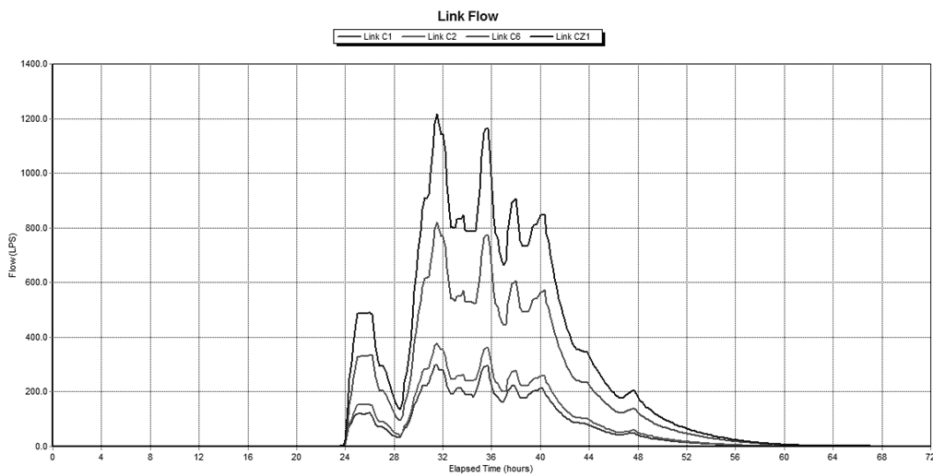
Jak widać na wykresie (rys. 14) kształt krzywych odpowiada kształtowi tych na wykresie odpływu ze zlewni (rys. 11). Wielkości przepływów odpowiadają rozmieszczeniu odcinków w systemie, tj. wzrastają od odcinka początkowego do końcowego. Dodatkowo porównując otrzymany wykres z wykresem odpływu ze zlewni można odczytać z jakim opóźnieniem woda ze zlewni dopłynęła do kanałów. Maksymalne wartości przepływu dla odcinków w badanym okresie czasu wyniosły:

- a) odcinek C1: 296,70 dm³/s,
- b) odcinek C2: 377,68 dm³/s,
- c) odcinek C6: 820,06 dm³/s,
- d) odcinek CZ1: 1216,30 dm³/s.



Rys. 13. Lokalizacja odcinków C1, C2, C6 oraz CZ1 w systemie kanalizacyjnym

Fig. 13. Localization of conduits C1, C2, C6 and CZ1 in the drainage system

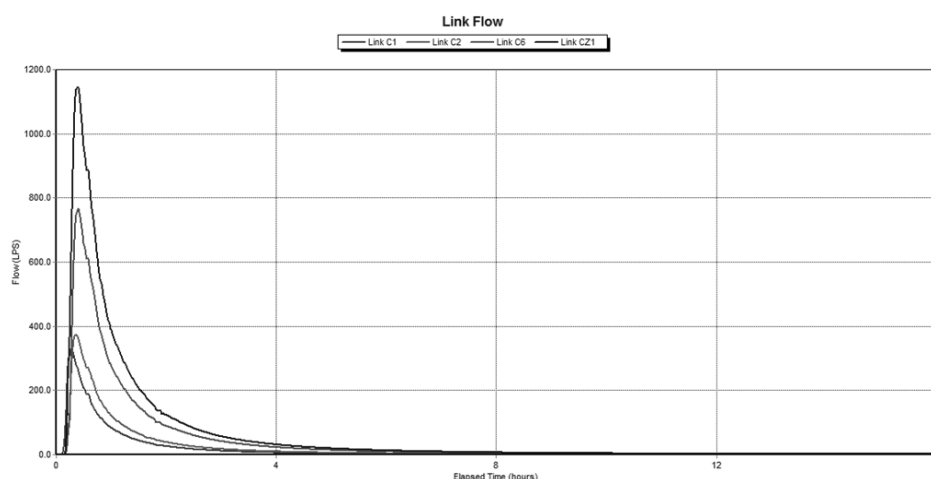


Rys. 14. Wykres zbiorczy przepływu w odcinkach C1, C2, C6 i CZ1

Fig. 14. Consolidated graph of a flow in conduits C1, C2, C6 and CZ1

Należy zauważyć, że są to wartości około 6 razy mniejsze niż te otrzymane w obliczeniach hydraulicznych kanałów. Ponieważ przedstawiony deszcz jest największym pod względem ilości wody w badanym okresie czasu, należy wnioskować, że przewody zostały znacznie przewymiarowane.

Przepływy uzyskane w kanałach dla modelu Błaszczyka (rys. 15) okazały się nieco niższe dla odcinków C2, C6 oraz CZ1. Jedynie w pierwszym odcinku uzyskano przepływ większy niż ten podczas rzeczywistych opadów.



Rys. 15. Wykres przepływu wód opadowych w kanałach C1, C2, C6 oraz CZ1 dla modelu Błaszczyka

Fig. 15. Storm water flow in conduits C1, C2, C6 and CZ1 for the Błaszczyk's model

Maksymalne wartości przepływu dla odcinków wyniosły:

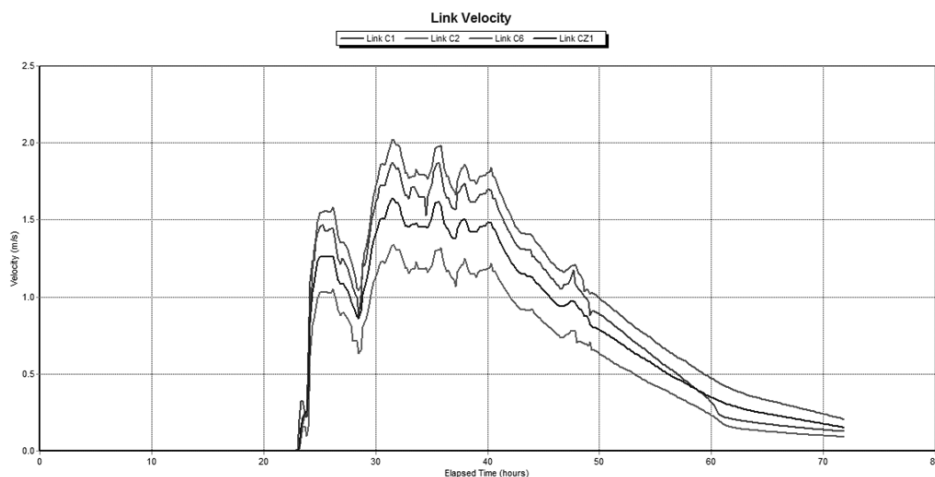
- a) odcinek C1: 328,90 dm³/s,
- b) odcinek C2: 372,99 dm³/s,
- c) odcinek C6: 766,48 dm³/s,
- d) odcinek CZ1: 1146,59 dm³/s.

Podobnie jak przy użyciu opadów rzeczywistych wartości przepływu w kanałach wzrastają wraz ze zbliżaniem się do zbiornika retencyjnego ZR1. Maksymalne natężenia przepływu ścieków w kanałach uzyskane podczas symulacji w programie SWMM są niższe niż te obliczone metodą granicznych natężeń.

Warto również przeanalizować prędkości przepływu ścieków w wybranych przewodach. Prędkość jest ważnym parametrem podczas projektowania. Najczęściej kanały dobiera się tak aby maksymalna prędkość nie była niższa niż 0,8 m/s (w przypadku kanalizacji deszczowej). Na rysunku 16 przedstawiono wykres, który obrazuje wielkość prędkości w wybranych odcinkach.

Uzyskane wyniki są w znacznym stopniu uzależniane od spadku z jakim ułożone są przewody. Mimo największego przepływu, odcinek CZ1 nie posiada największej prędkości, ponieważ jest ułożony ze spadkiem jedynie 2 ‰. Jest on najmniejszy wśród czterech wybranych przewodów. Natomiast druga co do wielkości wartość prędkości przepływu w początkowym odcinku C1, uzasad-

niona jest największym przyjmowanym w projekcie spadkiem kanału równym 7 ‰.



Rys. 16. Wykres zbiorczy prędkości w odcinkach C1, C2, C6 i CZ1

Fig. 16. Consolidated graph of velocity in conduits C1, C2, C6 and CZ1

Maksymalne wartości prędkości uzyskane w odcinkach to:

- a) odcinek C1: 1,87 m/s,
- b) odcinek C2: 1,34 m/s,
- c) odcinek C6: 2,02 m/s,
- d) odcinek CZ1: 1,64 m/s.

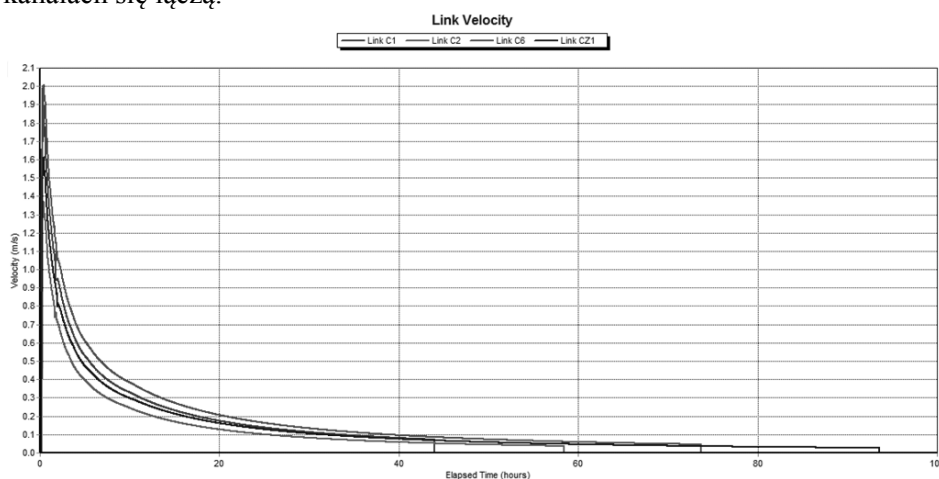
Dla porównania, w obliczeniach hydraulicznych uzyskano następujące wartości: 3,00, 2,18, 3,23 oraz 2,60 m/s. Uzasadnia to konieczność stosowania modeli hydrodynamicznych, gdyż prędkości wyznaczone przez program są mniejsze niż te uzyskane w obliczeniach hydraulicznych sieci, a co za tym idzie mniej korzystne dla sieci.

Prędkości uzyskane z zastosowaniem modelu Błaszczyka przedstawiono na rysunku 17. Otrzymano wartości porównywalne z tymi uzyskanymi podczas symulacji z wykorzystaniem opadu rzeczywistego. Maksymalne wartości prędkości uzyskane w odcinkach to:

- a) odcinek C1: 1,99 m/s,
- b) odcinek C2: 1,38 m/s,
- c) odcinek C6: 2,02 m/s,
- d) odcinek CZ1: 1,61 m/s.

W porównaniu z opadem rzeczywistym, w przypadku deszczu Błaszczyka mamy do czynienia z wyraźnym zaznaczeniem momentu, w którym wody opadowe dopływają do następnego odcinka. Jest to pokazane za pomocą pionowych linii przy poszczególnych krzywych. W ten sposób można odczytać po jakim

czasie od rozpoczęcia deszczu przepływy ścieków w następujących po sobie kanałach się łączą.



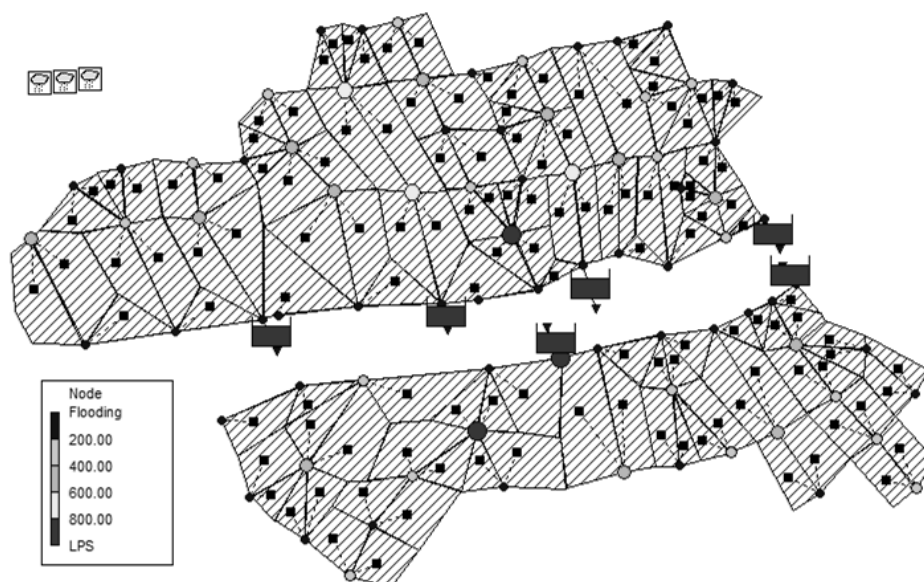
Rys. 17. Wykres prędkości przepływu w przewodach C1, C2, C6 oraz CZ1 dla modelu Błaszczyka

Fig. 17. Velocity in conduits C1, C2, C6 and CZ1 for the Błaszczyk's model

Głównym celem tworzenia modeli hydrodynamicznych jest zbadanie projektowanej lub istniejącej sieci pod kątem częstości wylewów oraz przepływu ścieków pod ciśnieniem. Podczas sporządzania symulacji przy użyciu opadów rzeczywistych otrzymano informację o tym, że wylewy w węzłach obliczeniowych wystąpiły, co więcej, większość z odcinków pracowała pod ciśnieniem przez co najmniej 36 s (0,01 h). Największe przeciążenia systemu wystąpiły 31 maja 2008 roku pomiędzy 16:00 a 17:00. Ważniejsze wyniki obliczeń programu SWMM dotyczące wylewów to:

- wylewy wód opadowy przez studzienki na powierzchnię terenu wystąpiły w 64 z 80 węzłów obliczeniowych,
- łączna ilość wód deszczowych, która wydostała się na powierzchnię terenu na całym obszarze obliczeniowym wyniosła 31252 m³,
- wylewy ze studzienek w przedstawionym okresie czasu trwały od 0,17 do 3,05 h,
- największe natężenie wypływu wody opadowej zanotowano w węźle J62 tuż przed zbiornikiem retencyjnym ZR5 – 3364,51 dm³/s.

Na rysunku 18 znajdują się informacje na temat wielkości wylewów ze studzienek podczas najbardziej krytycznych warunków, tj. 13 maja 2008 roku o godz. 16:50.



Rys. 18. Schemat sieci wraz z przedstawieniem wartości natężenia wypływu ze studzienek na powierzchnię terenu

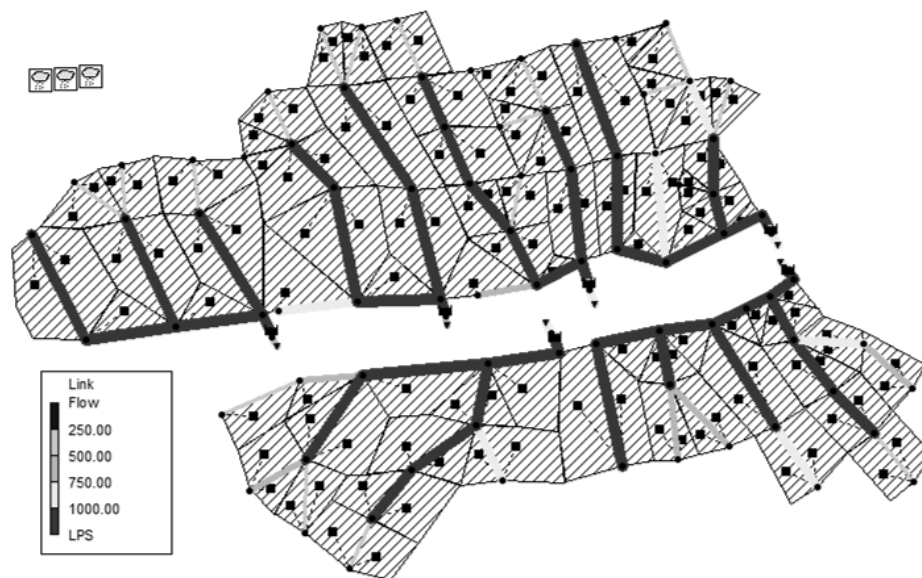
Fig. 18. Diagram of the drainage system, which presents nodes flooding values.

Na przedstawionym schemacie sieci widać, że w blisko 48 % studzienek natężenie wypływu wód opadowych na powierzchnię terenu jest większe niż 200 dm³/s. Podczas analizowania powyższych wyników pominięto te dotyczące zbiorników retencyjnych, gdyż nie są przedstawione w programie w sposób zgodny z założeniami projektowymi. Jednak trzeba zauważyć, że wariant I, który wybrano jako korzystniejszy podczas analizy kształtu zbiornika, spowodował łącznie dla wszystkich zbiorników wypływ około 250000 m³ wody.

Program podaje również podsumowanie dotyczące czasu, w jakim przewody kanalizacyjne pracowały pod ciśnieniem. W przedziale czasu od 3 sierpnia 2007 do 23 października 2008 pod ciśnieniem pracowało 65 z 80 odcinków grawitacyjnych w całym systemie. Najważniejsze uzyskane informacje to:

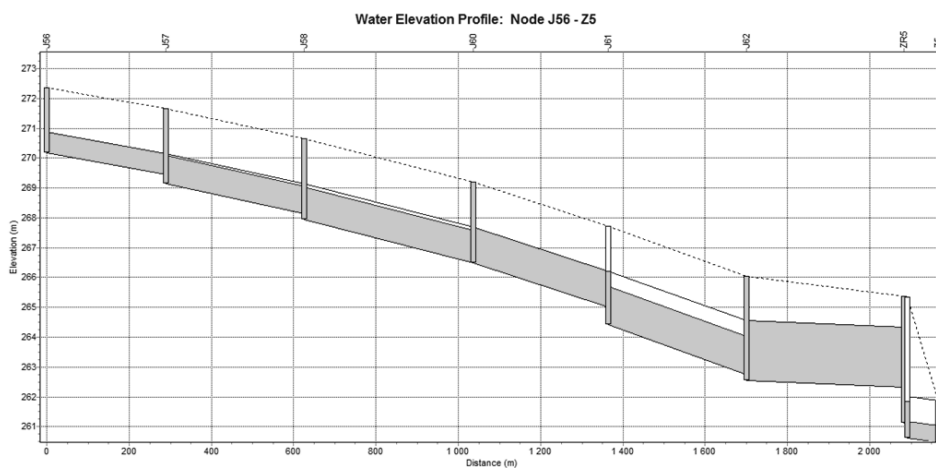
- 48 % z ogólnej liczby odcinków pracujących pod ciśnieniem było przeciążonych w ten sposób przez co najmniej 1 h,
- odcinek, w którym przepływ pod ciśnieniem trwał najdłużej, tj. 1,88 h to C31, znajdujący się tuż przed zbiornikiem ZR3,
- zjawisko ciśnieniowego przepływu ścieków zanotowano tylko w 1 z 6 kanałów bezpośrednio doprowadzających wody opadowe do zbiorników retencyjnych. Jest to odcinek CZ9 przed zbiornikiem ZR5.

Na rysunku 19 przedstawiono schemat sieci, na którym szczególnie wyróżniono wielkość przepływu w odcinkach oraz na rysunku 20 profil podłużny wybranych kanałów.



Rys. 19. Schemat sieci kanalizacyjnej z uwzględnieniem wielkości przepływu wód opadowych w przewodach

Fig. 19. Diagram of the drainage system, which presents conduit flow values.

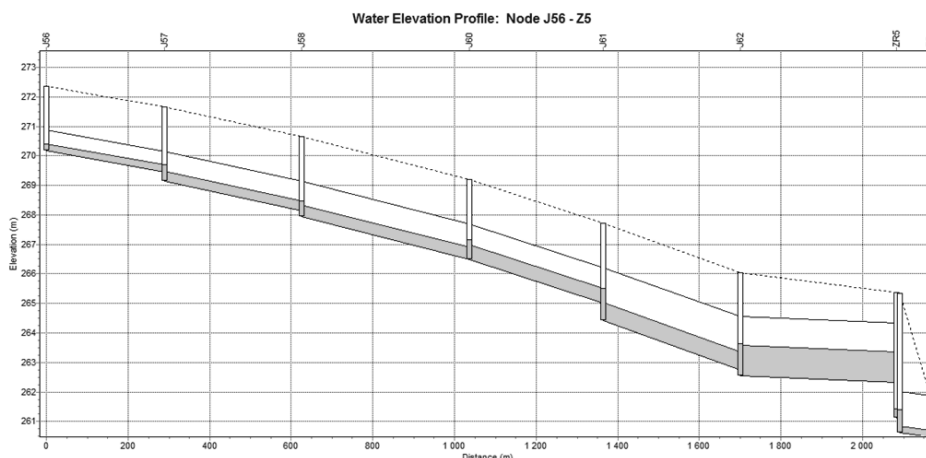


Rys. 20. Profil podłużny kanalizacji deszczowej pomiędzy węzłem J56 a wylotem do rzeki Z5 wraz z zaznaczonym napełnieniem w przewodach o godz. 16:50 13 maja 2008 roku

Fig. 20. Longitudinal section of links between junction J56 and outfall Z5

Przy zastosowaniu deszczu modelowego Błaszczyka nie uzyskano wylewów ze studzienek oraz ciśnieniowej pracy kanałów grawitacyjnych, podczas prze-

prowadzonych symulacji. Dla porównania z opadem rzeczywistym, na rysunku 21 przedstawiono profil podłużny wybranych odcinków w trakcie największych przepływów.



Rys. 21. Profil podłużny kanalizacji deszczowej pomiędzy węzłem J56 a wylotem do rzeki Z5 wraz z zaznaczonym napelnieniem w przewodach dla modelu Błaszczyka, w 22 minucie symulacji
Fig. 21. Longitudinal section of links between junction J56 and outfall Z5 for the Błaszczyk's model (at 22nd minute of simulation)

5. Podsumowanie i wnioski

Modelowanie hydrodynamiczne staje się w dzisiejszych czasach ważnym narzędziem do analizy, symulacji oraz przewidywania różnych sytuacji mogących pojawić się w trakcie eksploatacji sieci. Co więcej nowoprojektowane sieci kanalizacyjne na etapie projektowania muszą posiadać model hydrodynamiczny, który pozwala na sprawdzenie częstości wylewów oraz występowania ciśnieniowych przepływów ścieków w przewodach [13].

Ważnym aspektem podczas tworzenia tego typu symulacji jest posiadanie dużego zakresu danych dotyczących opadu deszczu. Im większa ich ilość tym lepiej można prognozować ewentualne możliwości podtopień oraz przeciążeń sieci oraz urządzeń. Dodatkowo mogą one służyć do tworzenia modeli opadowych, takich jak deszcz modelowy Eulera typu II. Tego typu modele umożliwiają weryfikację wyznaczonych średnic kanałów i wielkości urządzeń znajdujących się w systemie kanalizacyjnym.

Istnieje wiele programów komputerowych służących do wykonywania oraz analizy modeli hydrodynamicznych systemów kanalizacyjnych. Część z nich, to jednak programy płatne, stąd szczególną popularnością cieszy się ogólnodostępny i darmowy amerykański program SWMM 5.0. Jest on stosunkowo prosty w obsłudze, pozwala na dokładne określanie warunków spływu powierzchni-

wego, infiltracji oraz przepływu w kanałach kanalizacyjnych. Możliwe jest również sprawdzenie działania sieci poprzez wprowadzenie do programu rzeczywistych danych opadowych, które dają najbardziej wiarygodne wyniki.

Tematem opracowania było utworzenie modelu hydrodynamicznego projektowanego systemu kanalizacji deszczowej dla zadanej zlewni obliczeniowej. Przedstawiono zagadnienia dotyczące modelowania hydrodynamicznego. Ostatecznie dokonano analizy działania sieci przy obciążeniu deszczem rzeczywistym oraz opadem modelowym Błaszczyka. Zwrócono szczególną uwagę na wielkość odpływu z poszczególnych zlewni cząstkowych, przepływ oraz prędkość przepływu ścieków w kanałach deszczowych oraz na występowanie wypływu ścieków na powierzchnię terenu i przepływów ciśnieniowych w przewodach grawitacyjnych.

Analiza tematyki pracy pozwoliła na podanie szeregu istotnych wniosków o znaczeniu ogólnym i praktycznym:

- a) modelowanie hydrodynamiczne jest ważnym narzędziem inżynierskim, dzięki któremu można przewidywać zachowanie projektowanych systemów kanalizacyjnych w trakcie wystąpienia opadu,
- b) w celu zwiększenia dokładności analiz związanych z modelowaniem hydrodynamicznym należy dokonywać dokładnych i wieloletnich pomiarów wielkości występujących opadów w skali ogólnokrajowej,
- c) na terenach posiadających dane opadowe z wielu lat należy tworzyć deszcze modelowe Eulera typu II, gdyż odzwierciedlają one w najwłaściwszy sposób zjawisko opadu deszczu,
- d) warto wykorzystywać modelowanie hydrodynamiczne podczas planowania modernizacji sieci, gdyż można w łatwy sposób przeanalizować rezerwy przepustowości istniejących kanałów,
- e) modele hydrodynamiczne mogą być wykorzystywane w przedsiębiorstwach gospodarki komunalnej do sterowania pracą sieci oraz lokalizacji powstających awarii,
- f) model opadu Błaszczyka nie daje wiarygodnych wyników odnośnie ilości wylewów ścieków na powierzchnię terenu oraz długości ciśnieniowej pracy grawitacyjnych przewodów sieci kanalizacyjnej w porównaniu z opadem rzeczywistym.

Podsumowując, modelowanie hydrodynamiczne będzie w przyszłości podstawą podczas projektowania sieci kanalizacyjnych. Przy jednoczesnym rejestrowaniu występujących opadów deszczu będzie można w coraz dokładniejszy sposób przewidywać zachowanie sieci kanalizacyjnych, a co za tym idzie zwiększenie bezpieczeństwa ich pracy.

Literatura

- [1] Arbeitsblatt DWA-A 118. Hydraulische Bemessung Und Nachweis von Entwässerungssystemen, DWA, Hennef, 2006.

-
- [2] Błaszczyk W., Stamatello H., Błaszczyk P.: *Kanalizacja: Sieci i pompownie*. Tom I, Arkady, Warszawa, 1983.
- [3] Burger G., Sitzenfrei R., Kleidorfer M., Rauch W.: Parallel flow routing in SWMM 5, *Environmental Modelling Software*, vol. 53, 2014, pp. 27-34.
- [4] Horton R. E.: The role of infiltration in the hydrologic cycle, *Transactions, American Geophysical Union 14th Ann Mtg reports and papers*, 1933, pp. 446-460.
- [5] Huang B., Zhu X., Zheng J., Xie L., Zhao H.: Drainage Simulating for the effect of type of urban water consumption to the combined drainage networks based on SWMM, *IEEE*, 2012.
- [6] *Hydrauliczne obliczenia sieci kanalizacyjnych wg normy PN EN 752 i Wytycznej ATV-DWVK A118. Program HYKAS. Instrukcja obsługi wersji 10*, Wydawnictwo Seidel-Przywecki, Warszawa, 2010.
- [7] *HYKAS Kurzbeschreibung*, Rehm, 2014.
- [8] *HYSTEM-EXTRAN Produktinformation*, ITWH, Hannover, 2014.
- [9] Kaźmierczak B., Kotowski A.: Weryfikacja przepustowości kanalizacji deszczowej w modelowaniu hydrodynamicznym, *Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej*, Wrocław, 2012.
- [10] Kotowski A., Kaźmierczak B., Dancewicz A.: *Modelowanie opadów do wymiarowania kanalizacji*, Polska Akademia Nauk, Warszawa, 2010.
- [11] Park H., Johnson T. J.: Hydrodynamic modeling in solving combined Sewer problems: a case study, *Water Research*, vol. 6, no. 6., 1998, pp. 1948-1956.
- [12] Park S., Lee K., Park I., Ha S.: Effect of the aggregational level of surface runoff fields and sewer network for a SWMM simulation, *Desalination*, vol. 226, 2008, pp. 328-337.
- [13] *PN-EN 752:2008, Zewnętrzne systemy kanalizacyjne*.
- [14] Rossman L. A.: *Storm Water Management Model User's Manual. Version 5.0*, United States Environmental Protection Agency, Cincinnati, OH, 2009.
- [15] Słyś D.: *Zrównoważone systemy odwodnienia miast*, Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław, 2013.
- [16] *Software for Water Environments. Software Catalogue 2014*, DHI, 2014, pp. 9-11.
- [17] <http://mikebydhi.com/Products/Cities/MIKEURBAN.aspx> [dostęp: 20 maja 2014 r.].
- [18] http://www.itwh.de/S_extinfo.htm#HYSTEM-EXTRAN-EXTRAN_6 [dostęp: 20 maja 2014 r.].
- [19] Skotnicki M.: Przegląd programów do obliczeń sieci kanalizacyjnych. *Przegląd Komunalny*, No. 7, 2005.
- [20] Skotnicki M., Sowiński M.: The influence of depression storage on runoff from impervious surface of urban catchment, *Urban Water Journal*, 2013, Taylor & Francis Group, DOI:10.1080/1573062X.2013.839717.

HYDRODYNAMIC MODEL OF STORM DRAINAGE SYSTEM

Summary

These days, a hydrodynamic modelling becomes an important tool for analysing, simulating and forecasting different situations, which can appear during the work of a system. Moreover, the new-designed sewers have to have itself hydrodynamic models, which help to verify incidence of nodes flooding and conduits surcharging. Important thing during creation this type of simulation is having a wide range of data about rainfall. The bigger amount of data the more relevant forecasting of flooding and conduit surcharging. In addition, rainfall data can be used to create precipitation models, such as Euler's precipitation model. Hydrodynamic models enable verification of the diameter of conduits and the size of storage units. There are many computer programs used to create the hydrodynamic models. Some of them are payable, thus especially popular is free american program SWMM 5.0. The topic of the study was to create a hydrodynamic model of the new-designed drainage system. There was presented hydrodynamic modelling questions. Finally, the analysis of work of the storm drainage system at the actual occurrence of precipitation and at the Błaszczyk's rain model. In the study, it was especially pointed to the subcatchment runoff value, flow and velocity of storm water in the drainage canals as well as occurrence of node flooding and gravitational conduits' surcharging.

Keywords: storm drainage, gravity sewer, hydrodynamic model, SWMM

DOI:10.7862/rb.2014.62

Przesłano do redakcji: lipiec 2014 r.

Przyjęto do druku: wrzesień 2014 r.

Agnieszka STEC¹
Sabina KORDANA²

ANALIZA *LIFE CYCLE COST* SYSTEMÓW UMOŻLIWIĄJĄCYCH OGRANICZENIE ZUŻYCIA WODY I ENERGII CIEPLNEJ W BUDYNKU JEDNORODZINNYM

Rozwój gospodarczy i postępująca urbanizacja przyczynia się do degradacji środowiska naturalnego i wyczerpywania się jego zasobów. Powoduje to potrzebę poszukiwania alternatywnych źródeł wody i energii. W związku z tym przeprowadzono badania, których celem była ocena opłacalności zastosowania różnych technologii umożliwiających zredukowanie zużycia wody z sieci wodociągowej oraz gazu ziemnego wykorzystywanego do jej podgrzewania. Analizie poddano rozwiązania instalacji uwzględniające odzysk ciepła ze ścieków za pomocą wymiennika ciepła DWHR oraz wykorzystanie ścieków szarych i wody deszczowej do spłukiwania toalet i podlewania ogrodu. W badaniach zastosowano metodologię *Life Cycle Cost*, która uwzględnia nie tylko początkowe nakłady inwestycyjne, ale również koszty eksploatacyjne ponoszone w całym okresie funkcjonowania systemu. W obliczeniach uwzględniono coroczny wzrost jednostkowych cen zakupu gazu ziemnego i wody, a także zmianę wartości pieniądza w czasie. Przeprowadzona analiza wykazała znaczny wpływ przyjętego czasu eksploatacji instalacji na otrzymane wyniki badań.

Słowa kluczowe: analiza finansowa, odzysk ciepła ze ścieków, recykling ścieków szarych, wykorzystanie wody deszczowej

1. Wprowadzenie

Zaspokojenie potrzeb higieniczno-sanitarnych człowieka nie byłoby możliwe bez stałego dostępu do wody oraz nośników energii wykorzystywanych do jej podgrzewania. Rozwojowi gospodarstwu świata, w tym także i Polski, towarzyszy ciągły wzrost zapotrzebowania na te cenne zasoby, jednakże nie

¹ Autor do korespondencji/corresponding author: Agnieszka Stec, Politechnika Rzeszowska, al. Powstańców Warszawy 6, 35-959 Rzeszów, tel. +48 17 8651071, e-mail: stec_aga@prz.edu.pl

² Sabina Kordana, Politechnika Rzeszowska, al. Powstańców Warszawy 6, 35-959 Rzeszów, tel. +48 17 8651071, e-mail: sk@prz.edu.pl

idzie on w parze ze zwiększaniem ich ilości dostępnej do eksploatacji. Przykładowo zasoby wodne naszego kraju szacowane są na poziomie $1600 \text{ m}^3/(\text{M}\cdot\text{rok})$ i oceniane jako jedne z najniższych w Europie [19]. Choć problem niedoboru wody nie jest tu jeszcze odczuwalny, prognozowane zmiany klimatu [47] mogą przyczynić się do obniżenia wartości wskaźnika dostępności wody w nadchodzących latach, co w konsekwencji doprowadzi do pogorszenia jakości życia przyszłych pokoleń. Również zasoby kopalnych surowców energetycznych nie pozostają niewyczerpane. Z danych zawartych w pracy [33] wynika, iż w ciągu ostatnich kilkudziesięciu lat uległy one znacznemu zredukowaniu, a z każdym kolejnym rokiem ich dostępność się zmniejsza. Wynika z tego potrzeba wprowadzania technologii proekologicznych, których założeniem jest ograniczenie ilości zużywanej wody oraz energii, we wszystkich sektorach gospodarki, w tym w sektorze budownictwa mieszkaniowego, który jest jednym z największych konsumentów tych dóbr.

Jednym ze sposobów, który może wpływać na ograniczenie zużycia zasobów wodnych, jest gospodarcze wykorzystanie wód opadowych. Systemy gromadzące i wykorzystujące wody opadowe (RWHS) stosowane są w wielu krajach. W zależności lokalizacji, warunków klimatycznych, rodzaju budynku, w którym zainstalowany jest ten system, oszczędność w zapotrzebowaniu na wodę wodociągową osiąga różny poziom. Systemy gospodarczego wykorzystania wody deszczowej postrzegane są przez badaczy jako jedna ze strategii umożliwiających dostosowanie się sektora gospodarki wodnej do zmieniającego się klimatu [32,38,40].

Woda deszczowa nie może być stosowana do celów spożywczych ani higienicznych. Na świecie znaleźć można jednak przykłady instalacji, w których z powodzeniem zastępuje ona wodę wodociągową zużywaną do spłukiwania toalet, mycia samochodów, prania, irygacji terenów uprawnych czy nawadniania terenów zielonych [6,12,16,21,23,30,49]. Najczęściej woda deszczowa wykorzystywana jest do spłukiwania toalet w budynkach mieszkalnych [11,13-15]. Jednak instalacje tego typu znajdują również zastosowanie w dużych obiektach sportowych [53], w obiektach uniwersyteckich [2], w supermarketach [4] i budynkach biurowych [50].

W Polsce systemy gospodarczego wykorzystania wód opadowych są stosowane rzadko. Wyniki przeprowadzonych analiz nad możliwością zastosowania tych systemów w budynkach mieszkalnych przedstawiono m.in. w publikacjach [41,44].

Innym sposobem ograniczania zużycia wody przeznaczonej do spożycia, a w związku z tym i opłat ponoszonych za jej dostarczenie oraz za odprowadzanie ścieków, jest wykorzystanie ścieków szarych. Zgodnie z definicją przedstawioną w normie PN-EN 12056-1 [46], ścieki szare, w przeciwieństwie do ścieków czarnych, pozbawione są fekaliów i moczu. Odprowadzane są one każdego dnia z takich urządzeń sanitarnych, jak prysznice, umywalki, pralki czy zlewo-

zmywaki, a ich skład różni się zasadniczo od składu ścieków pochodzących ze splukiwania misek ustępowych, co przedstawiono w tabeli 1.

Tabela 1. Rozdział procentowy jednostkowego ładunku zanieczyszczeń (na podstawie [45])

Table 1. The percentage share of unit load of pollutants (based on [45])

Rodzaj zanieczyszczenia	Udział procentowy w poszczególnych rodzajach ścieków		
	Ścieki szare	Mocz	Kał
N	3%	87%	10%
P	10%	50%	40%
K	34%	54%	12%
ChZT	41%	12%	47%

Z przedstawionych w tabeli 1 danych dotyczących ilości zanieczyszczeń obecnych w różnych rodzajach ścieków wynika jednoznacznie, iż udział substancji odżywczych w ściekach szarych jest zdecydowanie mniejszy niż w medium określanym mianem ścieków czarnych. Charakteryzuje je jednak znaczna zawartość związków organicznych, co wymusza na potencjalnych eksploatacach instalacji wykorzystania ścieków szarych zastosowanie układów do ich podczyszczania. Dodatkowo stężenie poszczególnych substancji zanieczyszczających ścieki szare warunkowane jest tym, gdzie powstają [8]. Charakterystykę ścieków pochodzących z różnych źródeł przedstawiono w tabeli 2.

Tabela 2. Charakterystyka ścieków szarych pochodzących z różnych źródeł (na podstawie [8])

Table 2. The characteristic of gray water from different sources (based on [8])

Rodzaj zanieczyszczenia	Stężenie zanieczyszczenia w ściekach szarych, mg/dm ³			
	Ścieki pochodzące z łazienki	Ścieki pochodzące z prania	Ścieki pochodzące z kuchni	Ścieki szare ogółem
zawiesina ogólna	7–207	120–280	235–720	15–112
BZT	26–300	48–380	47–1460	41–500
ChZT	100–633	725–1815	644–1380	283–549
N	3,6–17	6–21	40–74	0,6–11
P	0,1–>49	0,1–>101	68–74	0,6–>68

Stężenie zanieczyszczeń obecnych w ściekach szarych odprowadzanych z poszczególnych urządzeń sanitarnych może zmieniać się w szerokim zakresie [8], jednakże za najbardziej zanieczyszczone uznać można medium pochodzące z kuchni. Zawiera ono często oleje oraz inne niekorzystne substancje, których obecność w ściekach szarych dyskwalifikuje ich zastosowanie do splukiwania misek ustępowych czy podlewania ogrodu, co powoduje, iż zazwyczaj nie są one wykorzystywane [7]. Ścieki powstające podczas prania ubrań zawierają z kolei znaczne ilości detergentów oraz wybielaczy, a niekiedy także rozpuszczalniki, oleje i farby [7], i choć prowadzone są badania nad ich wykorzystaniem

[28,29], wciąż może ono budzić sporo kontrowersji, zwłaszcza że w ściekach odprowadzanych z pralni mogą być także obecne patogeny układu pokarmowego [36].

Z tego względu wewnętrzne systemy wykorzystania ścieków szarych projektowane są najczęściej na przepływ wynikający z ilości ścieków odprowadzanych z pryszniców, wanien oraz umywalk. Przykład takiej instalacji opisano między innymi w pracy [10]. Powstające w łazienkach ścieki szare mogą co prawda zawierać mydło, szampony, środki czystości czy włosy [35], a w przypadku gdy w gospodarstwie domowym obecne są dzieci bądź osoby starsze także śladowe ilości substancji fekalnych [37], jednakże całkowite stężenie zanieczyszczeń jest w nich stosunkowo niewielkie w porównaniu ze ściekami odprowadzanymi z innych urządzeń sanitarnych, co pozwala na ich powtórne wykorzystanie po podstawowym procesie podczyszczania.

Systemy podczyszczania ścieków szarych, których działanie opiera się na procesach fizyko-chemicznych, bazują najczęściej na filtracji oraz dezynfekcji. Niekiedy wykorzystywane są też układy przeznaczone do biologicznego oczyszczania ścieków odprowadzanych z poszczególnych urządzeń sanitarnych. W tym drugim przypadku zastosowanie znajdują przede wszystkim systemy działające na zasadzie membrany [1].

Podczyszczone ścieki szare pochodzące z gospodarstw domowych wykorzystywane są najczęściej do splukiwania misek ustępowych oraz nawadniania ogrodu [48]. W obu sytuacjach eksploatacji tego typu systemów mogą napotkać na szereg trudności [22,31], jednakże w przypadku prawidłowego zaprojektowania i użytkowania instalacji wykorzystania ścieków szarych ryzyko wystąpienia problemów może zostać ograniczone do minimum. Dowodem słuszności tej tezy są doświadczenia z eksploatacji systemów recyklingu ścieków szarych funkcjonujących w różnych obiektach na całym świecie, czego przykłady opisane zostały w pracach [18, 27, 34].

Innym sposobem zagospodarowania ścieków szarych jest odzysk niesionego przez te ścieki ciepła [25,43]. W przypadku większych obiektów wykorzystywane są w tym celu pompy ciepła [20,26] lub wymienniki ciepła Drain Water Heat Recovery (DWHR) [51], które są z powodzeniem stosowane także w budynkach jednorodzinnych [24]. W zależności od konstrukcji, urządzenia te mogą zostać zamontowane bądź na odpływie ścieków szarych do sieci kanalizacyjnej bądź bezpośrednio przy przyborze sanitarnym, jakim najczęściej jest prysznic. Wybór konkretnego rozwiązania wymiennika ciepła oraz sposobu prowadzenia połączonych z nim przewodów instalacji wodno-kanalizacyjnej jest bardzo istotny z punktu widzenia eksploatatora systemu, gdyż może posiadać decydujący wpływ na efektywność odzysku ciepła ze ścieków szarych w kolejnych latach użytkowania instalacji, a w związku z tym także na opłacalność przedsięwzięcia [42].

Budowa oraz zasada działania różnych typów wymienników ciepła DWHR zostały szczegółowo omówione w pracy [43].

Zastosowanie opisanych technologii może przyczynić się w znacznym stopniu do ograniczenia zużycia wody i energii w instalacjach wewnętrznych budynków mieszkalnych, a w konsekwencji także do zredukowania opłat ponoszonych za zaopatrzenie budynku w wodę i za odprowadzanie ścieków, a w przypadku gdy ciepła woda użytkowa podgrzewana jest za pomocą urządzenia gazowego także za gaz ziemny. Nie ulega jednak wątpliwości, iż znaczna wysokość nakładów inwestycyjnych zniechęca potencjalnych eksploatorów scharakteryzowanych systemów. Z tego względu autorzy artykułu przeprowadzili niezależną analizę opłacalności zastosowania poszczególnych technologii, która uwzględniła zarówno wysokość nakładów inwestycyjnych, jak i kosztów eksploatacji opisanych systemów w całym cyklu ich życia.

2. Metodyka badań

W celu określenia opłacalności zastosowania analizowanych wariantów instalacji w budynku jednorodzinnym wykorzystano metodologię *Life Cycle Cost* (*LCC*). Jest to metoda wyznaczania kosztów, jako tzw. kosztów całego życia, która uwzględnia początkowe nakłady inwestycyjne oraz koszty eksploatacyjne ponoszone w okresie funkcjonowania obiektu. Metodologia ta umożliwia porównanie różnych wariantów inwestycyjnych i wybór wariantu najkorzystniejszego pod względem finansowym. Analiza kosztów *LCC* została przeprowadzona z wykorzystaniem zależności (1).

$$LCC = INV + \sum_{t=1}^T (1+r)^{-t} \cdot K_E \quad (1)$$

gdzie: INV – nakłady inwestycyjne, zł,
 K_E – koszty eksploatacyjne, zł,
 T – czas trwania analizy *LCC*,
 r – stała stopa dyskontowa,
 t – kolejny rok użytkowania instalacji.

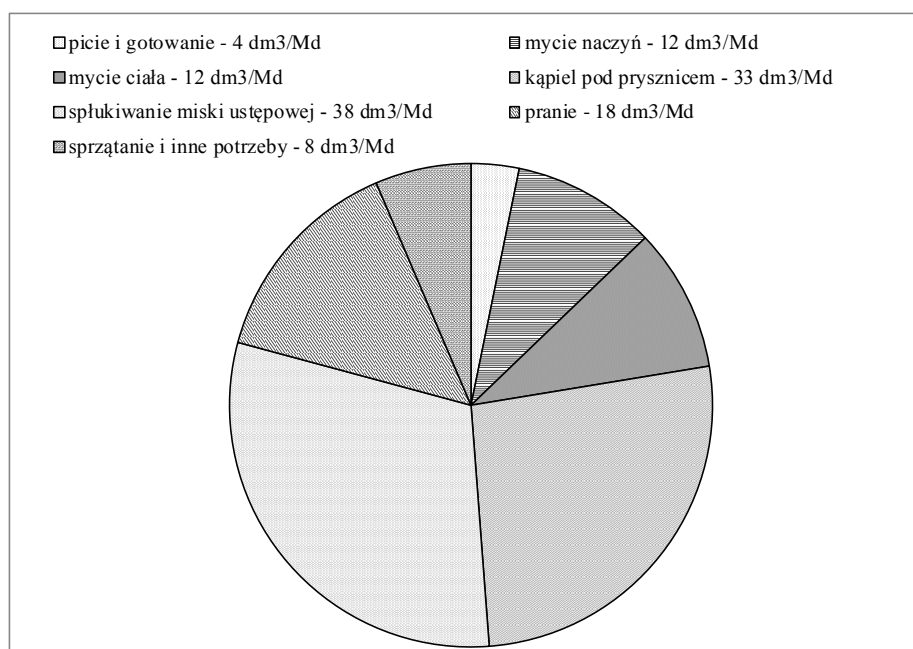
Idea metodologii *Life Cycle Cost* powstała w Stanach Zjednoczonych Ameryki w latach 60-tych XX wieku. Departament Obrony Stanów Zjednoczonych wprowadził ją do praktyki przy realizacji zamówień publicznych [9].

Obecnie analiza kosztów *LCC* stosowana jest w różnych dziedzinach gospodarki, m.in. w energetyce, przemyśle, transporcie, budownictwie, infrastrukturze czy też technice pompowej. Wykorzystywana jest głównie jako narzędzie w procesie podejmowania decyzji i zarządzania [3,17].

3. Studium przypadku

Badania nad możliwością ograniczania zużycia wody z sieci wodociągowej oraz energii cieplnej wykorzystywanej do jej podgrzewania zostały przeprowadzone dla budynku jednorodzinego zlokalizowanego w Rzeszowie. Jest to budynek parterowy z poddaszem użytkowym, który zamieszkuje 4 osoby. Budynek wyposażony jest w: prysznic, 2 umywalki, 2 miski ustępowe, pralkę oraz zlewozmywak.

Dobową strukturę zużycia wody w przeliczeniu na jednego mieszkańca w analizowanym obiekcie przedstawiono na rysunku 1. Wielkość zużycia wody dla poszczególnych czynności przyjęto na podstawie danych literaturowych [5].



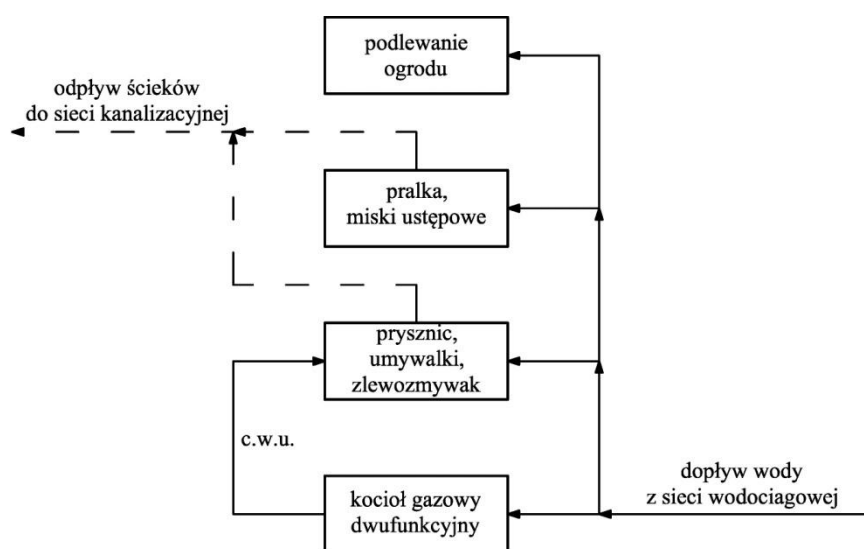
Rys. 1. Struktura zużycia wody w analizowanym budynku jednorodzinym (na podstawie [5])

Fig. 1. The structure of using water in analyzed building (based on [5])

Badania przeprowadzono dla różnych wariantów instalacji sanitarnych w budynku jednorodzinym, w których wykorzystano również alternatywne źródła zasilania budynku w wodę i energię cieplną. Poszczególne rozwiązania przedstawiono schematycznie na rysunkach. Analizę kosztów *LCC* wykonano dla następujących wariantów:

- wariant 0 – instalacja tradycyjna (rys. 2),

- wariant 1 – instalacja z wymiennikiem ciepła do odzysku energii ze ścieków odprowadzanych z prysznic (rys. 3),
- wariant 2 – instalacja z wykorzystaniem ścieków szarych do spłukiwania misek ustępowych i podlewania ogrodu (rys. 4),
- wariant 3 – instalacja z wykorzystaniem wody deszczowej do spłukiwania misek ustępowych i podlewania ogrodu (rys. 5),
- wariant 4 – instalacja z wykorzystaniem wody deszczowej i ścieków szarych do spłukiwania misek ustępowych i podlewania ogrodu oraz z wymiennikiem ciepła do odzysku energii ze ścieków odprowadzanych z prysznic (rys. 6).



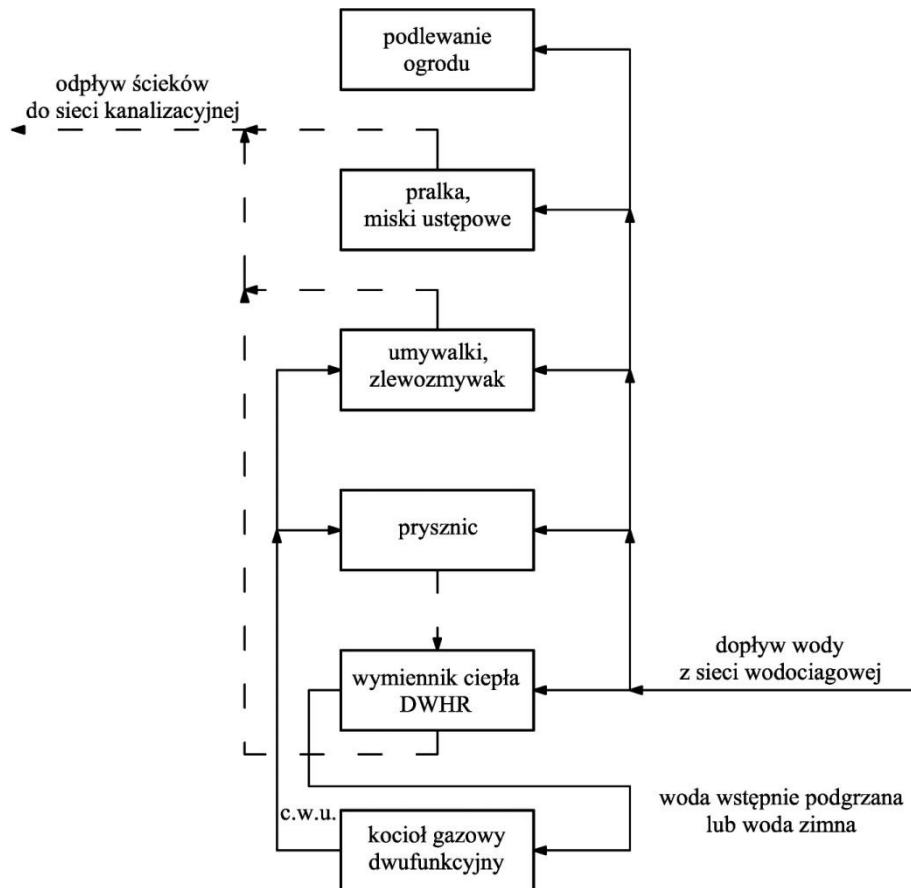
Rys. 2. Schemat działania instalacji sanitarnych w budynku jednorodzinym w Wariancie 0

Fig. 2. Scheme of functioning the sanitary installations in single-family residential building in Variant 0

W badaniach wariantów zakładających wykorzystanie gospodarcze wody deszczowej lub/i recykling ścieków szarych przyjęto następujące dane wejściowe:

- powierzchnia dachu budynku $F_D = 150 \text{ m}^2$,
- powierzchnia podlewanego ogrodu $F_{OG} = 300 \text{ m}^2$,
- dobowe zapotrzebowanie na wodę do spłukiwania toalet $Q_{WC} = 0,152 \text{ m}^3/\text{d}$,
- dobowe zapotrzebowanie na wodę do podlewania ogrodu (w okresie od 15 kwietnia do 15 września) $Q_{OG} = 0,375 \text{ m}^3/\text{d}$,

- dobowy dopływ ścieków szarych do układu zbiorników (zbiornik oczyszczający ścieki i zbiornik ścieków oczyszczonych) $Q_{SZ} = 0,180 \text{ m}^3/\text{d}$,
- objętość zbiornika retencyjnego na wodę deszczową $V_Z = 2,4 \text{ m}^3$.



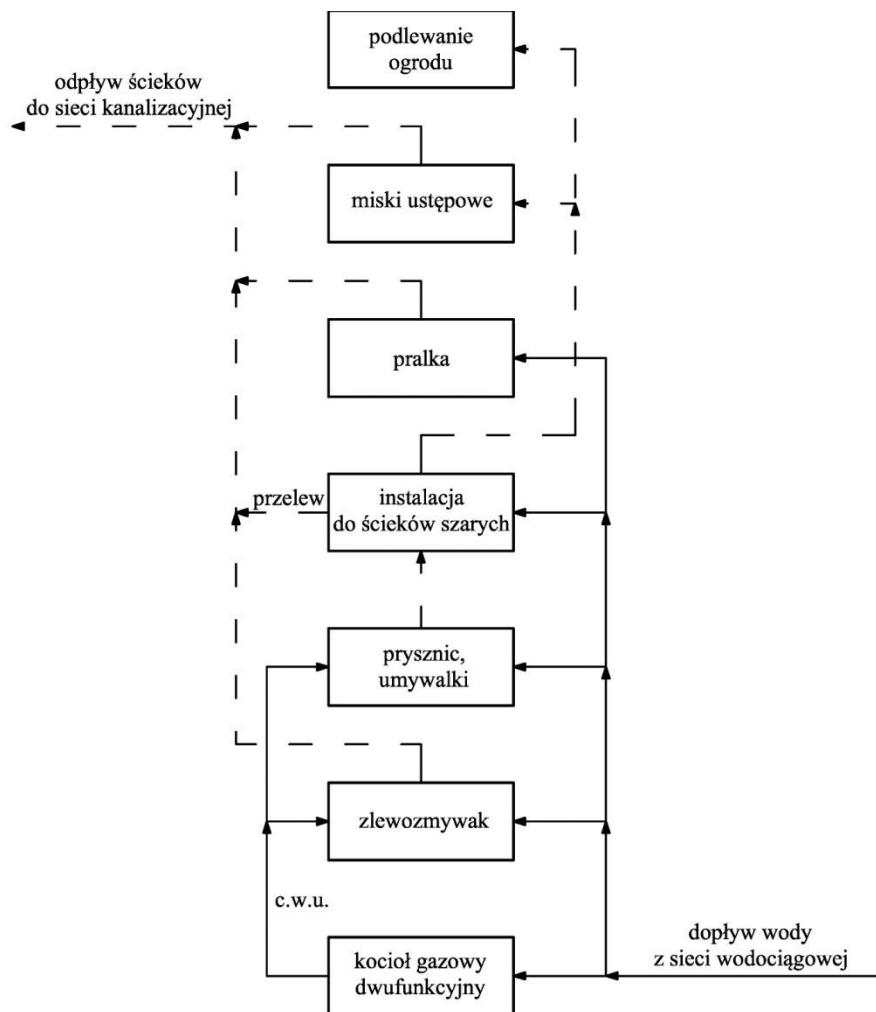
Rys. 3. Schemat działania instalacji sanitarnych w budynku jednorodzinny w Wariantcie 1

Fig. 3. Scheme of functioning the sanitary installations in single-family residential building in Variant 1

W analizie wariantów, w których zredukowanie kosztów eksploatacyjnych wynika ze zmniejszenia zużycia gazu ziemnego wykorzystywanego do jej podgrzewania, założono następujące dane wejściowe:

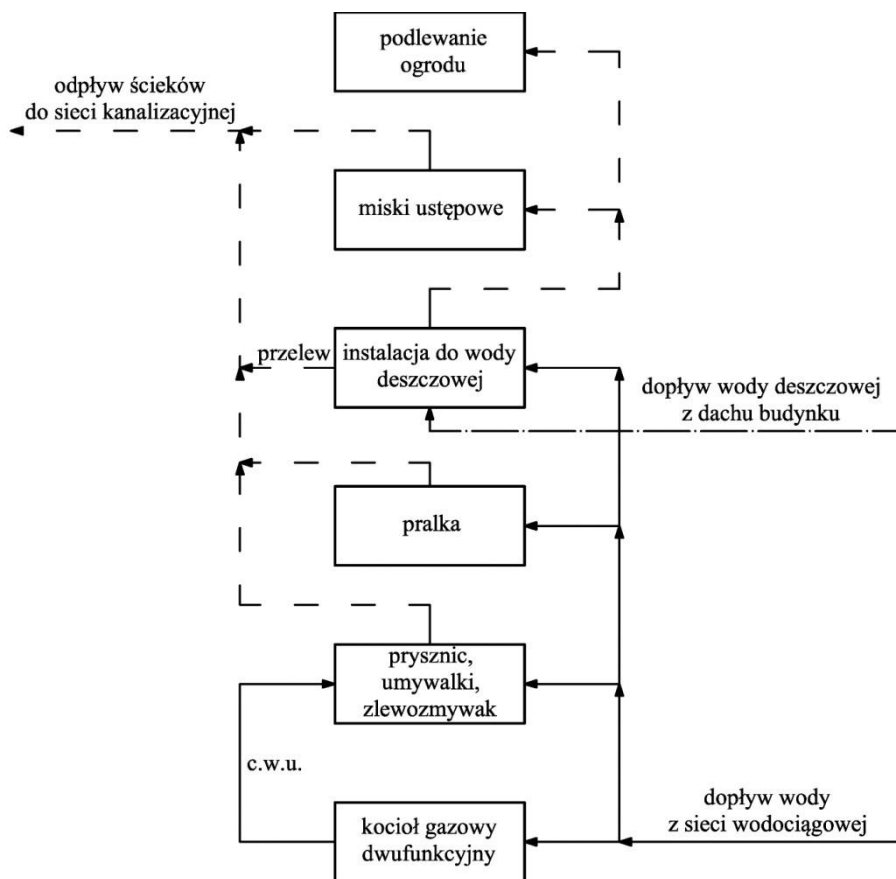
- dobowe zapotrzebowanie na ciepłą wodę użytkową $Q_{CWU} = 168 \text{ dm}^3/\text{d}$,
- temperatura ciepłej wody użytkowej $T_{CWU} = 55^\circ\text{C}$,
- temperatura wody zmieszanej $T_{WM} = 40^\circ\text{C}$,

- temperatura wody zimnej $T_{WZ} = 10^{\circ}\text{C}$,
- wypływ wody zmieszanej z poszczególnych punktów czerpalnych $Q_{WM} = 6 \text{ dm}^3/\text{min}$,
- czas trwania kąpieli pod prysznicem $p = 5,5 \text{ min}$,
- sprawność kotła gazowego dwufunkcyjnego $\eta = 0,85$,
- wartość opałowa gazu $H_G = 31 \text{ MJ/m}^3$.



Rys. 4. Schemat działania instalacji sanitarnych w budynku jednorodzinnym w Wariancie 2

Fig. 4. Scheme of functioning the sanitary installations in single-family residential building in Variant 2



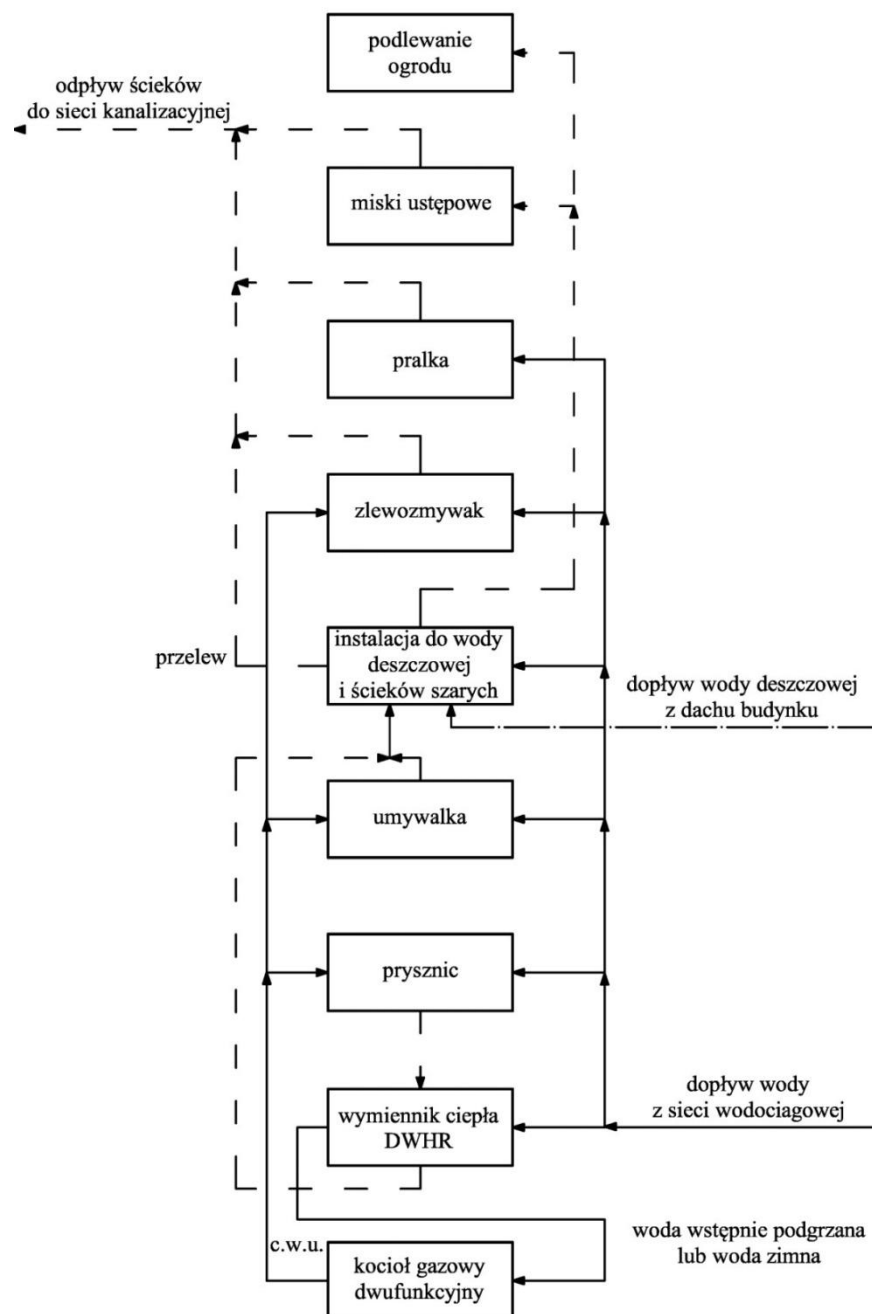
Rys. 5. Schemat działania instalacji sanitarnych w budynku jednorodzinny w Wariancie 3

Fig. 5. Scheme of functioning the sanitary installations in single-family residential building in Variant 3

4. Analiza wyników badań

4.1. Funkcjonowanie systemu odzysku ciepła ze ścieków szarych

W celu określenia oszczędności energii wykorzystywanej na potrzeby przygotowania ciepłej wody użytkowej, będących efektem zainstalowania przeciwprądowego pionowego wymiennika ciepła DWHR na odpływie ścieków szarych z prysznicą, zastosowano model obliczeniowy opracowany przez Słysia i Kordanę [42]. Ilość możliwej do odzyskania energii cieplnej oszacowano na podstawie wielkości natężenia przepływu wody i ścieków przez wymiennik w oparciu o dane producenta analizowanego urządzenia, natomiast parametry fizyczne wody dobrano z tablic [52].



Rys. 6. Schemat działania instalacji sanitarnych w budynku jednorodzinym w Wariancie 4

Fig. 6. Scheme of functioning the sanitary installations in single-family residential building in Variant 4

W obliczeniach przyjęto, iż źródło energii do wstępnego podgrzewania wody stanowić będą jedynie ścieki odprowadzane z prysznicza ze względu na równoczesność przepływu wody i ścieków przez wymiennik. Transportowana przez urządzenie woda doprowadzana będzie do pracującego przepływowo kotła dwufunkcyjnego zasilanego gazem ziemnym. Z uwagi na to, iż natężenie przepływu podgrzewanej wody może się różnić w zależności od aktualnego jej rozbioru, rozpatrzono dwa różne przypadki. Pierwszy z nich zakładał, iż przez wymiennik ciepła przepływa jedynie woda, która po podgrzaniu w kotle do odpowiedniej temperatury doprowadzona będzie do zaworu mieszającego prysznicza. W drugim przypadku przyjęto natomiast, że występuje równoczesny pobór wody zmieszanej z dwóch punktów czerpalnych.

Wyniki przeprowadzonej analizy wskazują na potencjalnie duże możliwości oszczędności energii. Zainstalowanie wymiennika ciepła DWHR pozwala zaoszczędzić prawie 80 dm³ gazu ziemnego podczas jednej kąpieli pod prysznicem, a w przypadku gdy ciepła woda użytkowa doprowadzana jest także do innego urządzenia sanitarnego, wartość ta ulega zwiększeniu, co jest efektem wzrostu efektywności wymiennika ciepła oraz ilości odzyskanej ze ścieków energii. W analizowanym obiekcie mieszkalnym woda zmieszana wykorzystywana jest w czterech urządzeniach sanitarnych. Równoczesny pobór wody zmieszanej nawet z trzech punktów jednocześnie spowodowałby obniżenie kosztów eksploatacyjnych instalacji, jednakże wzrost przepływu wody przez wymiennik do wartości wynikłej z równoczesnej eksploatacji wszystkich urządzeń mógłby spowodować gwałtowny spadek efektywności systemu ze względu na ograniczoną jego przepustowość. W przypadku czteroosobowej rodziny można jednak przyjąć, iż taka sytuacja nie będzie występować.

W celu wyznaczenia wartości wskaźnika *LCC* założono, iż w 90% czasu użytkowania instalacji odzysku ciepła podgrzewana jest jedynie woda wykorzystywana na potrzeby kąpieli pod prysznicem, zaś w pozostałym okresie czasu występuje równoczesny pobór wody o temperaturze $T_{WM} = 40^{\circ}\text{C}$ z dwóch punktów czerpalnych.

4.2. Funkcjonowanie systemu wykorzystania ścieków szarych

W badaniach przeanalizowano możliwość oszczędzania wody w wyniku zastosowania systemu do wykorzystania ścieków szarych. Przyjęto, iż podczyszczone ścieki szare wykorzystywane będą do splukiwania misek ustępowych oraz w okresie wiosenno-letnim do podlewania ogrodu. Założono, iż do zbiornika, w którym zainstalowany jest filtr dopływają będą ścieki z prysznicza i umywalk, w sumie 180 dm³/d. Ze względu na zawartość fosforanów w ściekach odpływających z pralki i możliwy ich niekorzystny wpływ na roślinność w ogrodzie, nie uwzględniono tych ścieków jako potencjalnego źródła wody w analizowanym budynku.

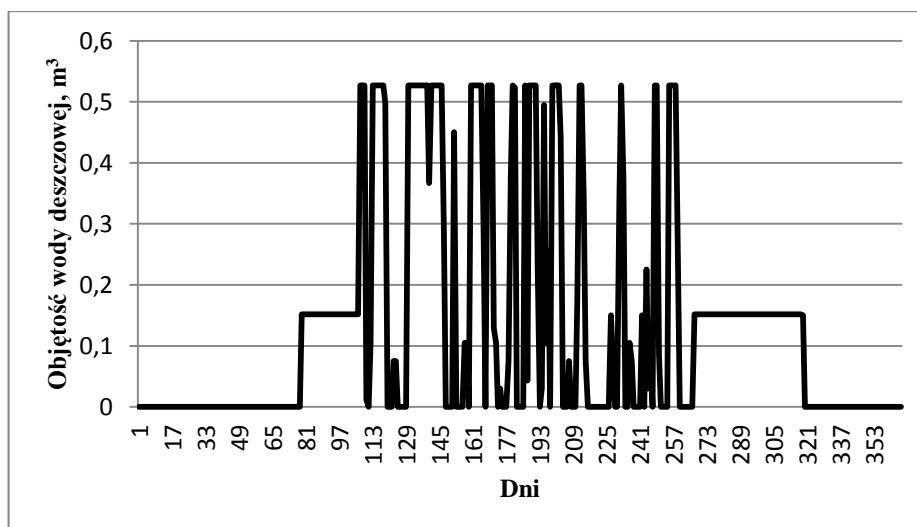
W Wariantcie 4 podczyszczone ścieki szare w ilości 152 dm³/d doprowadzone są ze zbiornika do instalacji w okresie całego roku, a ich nadmiar w okresie jesienno-zimowym kierowany jest do kanalizacji. Natomiast przez pozostałą część roku nadmiar ścieków szarych oraz dopływające z dachu wody deszczowe wykorzystywane są do podlewania ogrodu.

W analizie *LCC* wariantów 2 i 4 w kosztach eksploatacyjnych uwzględniono koszt wymiany filtra w wysokości 2500 zł. Zgodnie z wytycznymi producentów przyjęto, iż wymiana nastąpi po 10 latach funkcjonowania instalacji.

4.3. Funkcjonowanie systemu gospodarczego wykorzystania wody deszczowej

W celu określenia ilości wód deszczowych, które mogą zostać wykorzystane do spłukiwania toalet w badanym obiekcie i podlewania ogrodu wykorzystano model symulacyjny opracowany przez Słysia [41]. W badaniach posłużono się archiwalnymi danymi opadowymi z okresu 10 lat (2003-2012) pochodzącymi ze stacji meteorologicznej Rzeszów-Jasionka. W okresie tym średnia roczna suma opadów wynosiła 695 mm.

Na podstawie wytycznych producentów przyjęto zbiornik retencyjny o objętości 2,4 m³. Na rysunku 7 przedstawiono dla wybranego roku proces poboru zmagazynowanej w zbiorniku wody deszczowej.

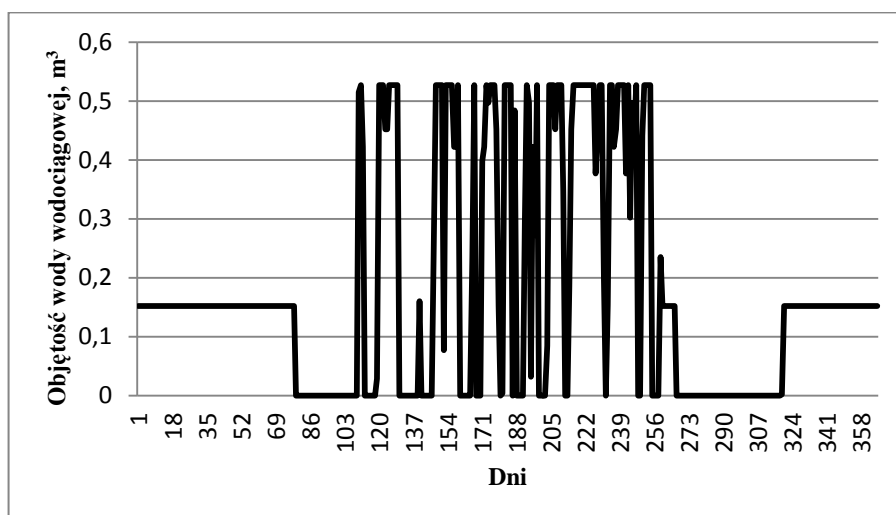


Rys. 7. Zużycie wody deszczowej w instalacji sanitarnej w roku 2003

Fig. 7. Using of rainwater in sanitary installation in 2003

W okresie jesienno-zimowym dopływ wód opadowych do instalacji nie występował. Przyjęto również zgodnie z Rozporządzeniem Ministra Infrastruktury z dnia 14 stycznia 2002 r. w sprawie przeciętnych norm zużycia wody [39], iż woda do podlewania ogrodu będzie wykorzystywana co drugi dzień w okresie od 15 kwietnia do 15 września w ilości $2,5 \text{ dm}^3/\text{m}^2$.

Przeprowadzone badania pokazały, iż woda deszczowa nie jest w stanie pokryć całkowitego zapotrzebowania na wodę do spłukiwania toalet i podlewania ogrodu w analizowanym budynku w okresie roku. W związku z tym konieczne było doprowadzenie wody do zbiornika z sieci wodociągowej. Proces zużycia wody z sieci wodociągowej przedstawiono na rysunku 8.



Rys. 8. Zużycie wody z sieci wodociągowej w instalacji sanitarnej w roku 2003

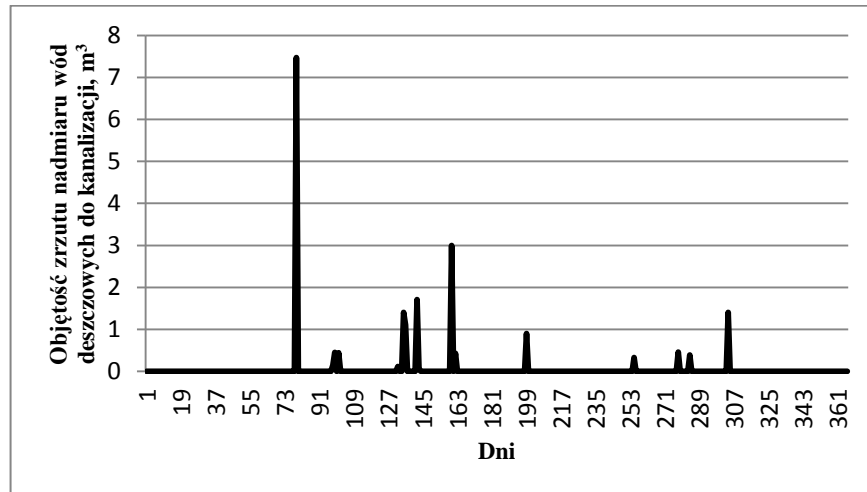
Fig. 8. Using of tap water in sanitary installation in 2003

Pomimo znacznej objętości zbiornika retencyjnego, która zapewniła efektywne gromadzenie w nim wody deszczowej, w pewnych okresach występowały zrzuty nadmiaru wody do systemu kanalizacyjnego. Miało to miejsce szczególnie w okresach intensywnych opadów. Proces ten dla wybranego roku pokazano na rysunku 9.

4.4. Analiza kosztów LCC

W każdym z analizowanych wariantów w obliczeniach kosztów LCC w nakładach inwestycyjnych uwzględniono koszt wykonania wewnętrznej instalacji wodociągowej i kanalizacyjnej, który wynosił 8 000 zł. Ponadto w Wariantcie 1 oprócz w/w kosztów w nakładach inwestycyjnych uwzględniono koszty instalacji odzysku ciepła ze ścieków (3 500 zł), w Wariantcie 2 koszty zainstalo-

wania systemu wykorzystania ścieków szarych (14 500 zł), a w Wariancie 3 koszty wykonania systemu gospodarczego wykorzystania wody deszczowej (11 000 zł). W Wariancie 4 w nakładach inwestycyjnych uwzględniono koszt zakupu i wykonania wspólnego systemu wykorzystania wody deszczowej i ścieków szarych, który wynosił 16 760 zł oraz koszt instalacji odzysku ciepła.



Rys. 9. Wielkość zrzutu nadmiaru wód deszczowych ze zbiornika do systemu kanalizacyjnego w roku 2003

Fig. 9. Volume of an excess of rainwater discharged from the tank to sewage system in 2003

Z kolei w kosztach eksploatacyjnych każdego z wariantów wzięto pod uwagę koszty zakupu wody z sieci wodociągowej i gazu służącego do podgrzania ciepłej wody użytkowej. W Wariancie 2, 3 i 4 uwzględniono również koszty transportu pompowego zgromadzonej w zbiorniku wody do instalacji sanitarnej w budynku.

Założono, iż w analizowanym budynku nie jest zainstalowany dodatkowy wodomierz do pomiaru bezpowrotnie zużytej wody.

Przy obliczeniach wykorzystano następujące dane:

- cena zakupu 1 m³ wody wodociągowej roku 0 $c_w = 7,69$ zł/m³,
- cena zakupu 1 m³ gazu w roku 0 $c_g = 2,03$ zł/m³,
- cena zakupu energii elektrycznej w roku 0 $c_e = 0,58$ zł/kWh,
- coroczny wzrost ceny zakupu wody wodociągowej $r_w = 8\%$,
- coroczny wzrost ceny zakupu gazu $r_g = 3\%$,
- coroczny wzrost ceny zakupu energii elektrycznej $r_e = 4\%$,
- stopa dyskontowa $r = 5\%$.

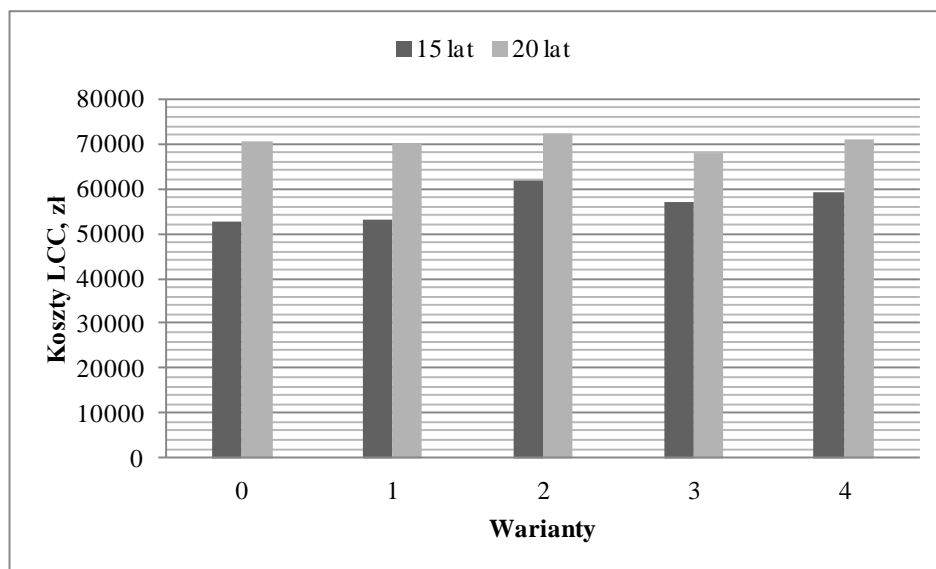
Analizę *Life Cycle Cost* przeprowadzono dla dwóch okresów funkcjonowania instalacji w badanym budynku: $T = 15$ lat i $T = 20$ lat. W tabeli 3 przedsta-

wiono szczegółowe wyniki badań. Z kolei na rysunku 10 pokazano wartość kosztów *LCC* dla analizowanych wariantów inwestycyjnych w zależności od przyjętego okresu funkcjonowania obiektu. Najmniejsze koszty *LCC* dla $T = 15$ lat uzyskano dla wariantu 0, czyli rozwiązania instalacji w sposób tradycyjny. Jednak przy wydłużeniu okresu analizy do 20 lat okazało się, iż najkorzystniejszym finansowo wariantem jest rozwiązanie z zastosowaniem instalacji wykorzystania wód deszczowych (wariant 4). Wynika to z oszczędności wody zużywanej do spłukiwania toalet i podlewania ogrodu w okresie 20 lat. Rozwiązaniem korzystniejszym od tradycyjnego okazał się w takim przypadku także wariant 1 polegający na montażu systemu odzysku ciepła na odpływie ścieków z prysznic, co jest efektem zredukowania zużycia gazu ziemnego na potrzeby przygotowania ciepłej wody użytkowej w analizowanym budynku.

Tabela 3. Zestawienie kosztów dla analizowanych wariantów inwestycyjnych

Table 3. Summary of costs for each alternative

Wariant	Okres analizy $T = 15$ lat			Okres analizy $T = 20$ lat		
	<i>INV</i> , zł	<i>K_E</i> , zł	<i>LCC</i> , zł	<i>INV</i> , zł	<i>K_E</i> , zł	<i>LCC</i> , zł
0	8 000	44 744,55	52 744,55	8 000	62 506,58	70 506,58
1	11 500	41 661,05	53 161,05	11 500	58 577,73	70 077,73
2	22 500	39 101,83	61 601,83	22 500	49 914,83	72 414,83
3	19 000	37 935,25	56 935,25	19 000	49 049,62	68 049,62
4	28 260	31 042,36	59 302,36	28 260	42 690,56	70 950,56

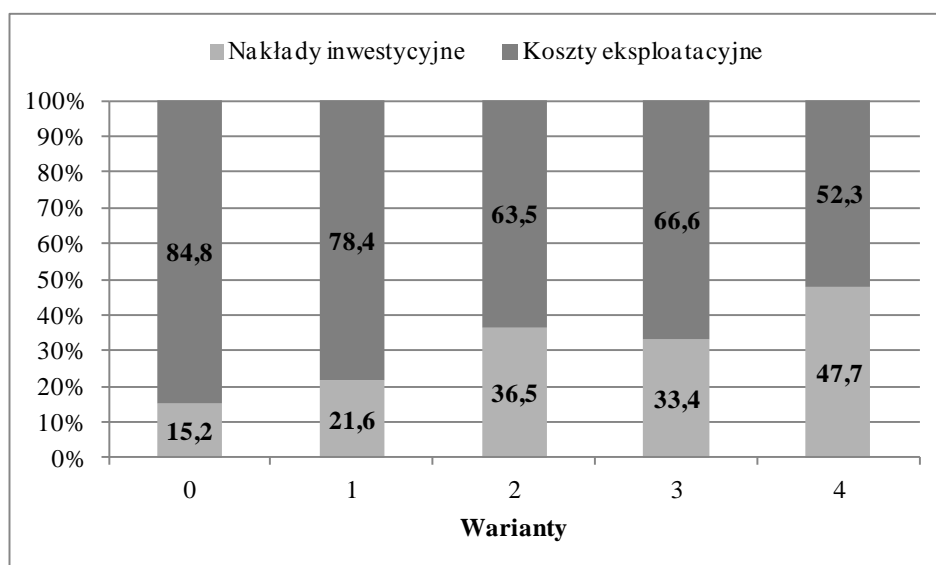


Rys. 10. Wartość kosztów *Life Cycle Cost* dla analizowanych wariantów inwestycyjnych

Fig. 10. The Life Cycle Cost for each alternative

Wyniki przeprowadzonych badań pokazują ponadto, iż także opłacalność zastosowania pozostałych systemów w odniesieniu do wariantu podstawowego rośnie wraz z wydłużeniem okresu analizy. Przy założeniu czasu trwania analizy $T = 15$ lat wysokość wskaźnika *LCC* wyznaczona dla wariantu najbardziej niekorzystnego (wariant 2) jest prawie 17% wyższa niż dla tradycyjnego rozwiązania instalacji wodno-kanalizacyjnej. Wydłużenie tego okresu o kolejne 5 lat powoduje natomiast, że różnica ta wynosi niespełna 3%.

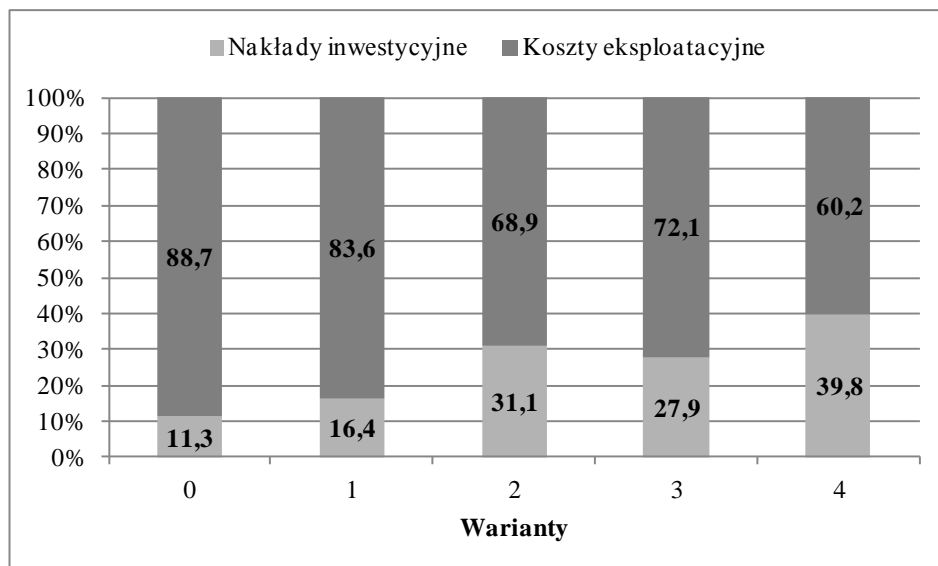
Przeprowadzone badania wykazały, iż początkowe nakłady inwestycyjne w zależności od rozpatrywanego wariantu wynoszą od 15,2 do 47,7 % wartości całkowitych kosztów *LCC* dla okresu analizy $T = 15$ lat i od 11,3 do 39,8 % dla okresu analizy $T = 20$ lat. Wyniki tych badań przedstawiono na rysunkach 11 i 12.



Rys. 11. Procentowa wartość poszczególnych kosztów w całkowitych kosztach *LCC* dla okresu analizy $T = 15$ lat

Fig. 11. The percentage of individual costs in the total *LCC* for $T = 15$ years

Najwyższe nakłady inwestycyjne w odniesieniu do potencjalnych oszczędności należy ponieść w przypadku zastosowania wariantów zakładających recykling ścieków szarych, to jest wariantu 2 i 4, co jest związane z koniecznością podczyszczania ścieków doprowadzanych do zbiornika. Znajduje to odzwierciedlenie w całkowitych kosztach cyklu życia opisanych systemów, gdyż zarówno po 15, jak i po 20 latach eksploatacji instalacji wodno-kanalizacyjnej w analizowanym budynku warianty te charakteryzuje najwyższa wartość wskaźnika *LCC*.



Rys. 12. Procentowa wartość poszczególnych kosztów w całkowitych kosztach *LCC* dla okresu analizy $T = 20$ lat

Fig. 12. The percentage of individual costs in the total *LCC* for $T = 20$ years

5. Podsumowanie

Stosowane coraz częściej systemy umożliwiające ograniczenie zużycia wody i energii cieplnej przynoszą wiele korzyści dla środowiska naturalnego oraz zrównoważonego rozwoju miast. W czasach, w których w wielu krajach na świecie występuje wodny deficyt, poszukiwanie alternatywnych źródeł wody nabiera coraz większego znaczenia. Liczne prognozy pokazują, iż w ciągu najbliższych dekad światowe zapasy słodkiej wody będą się kurczyć, podczas gdy zapotrzebowanie na nią drastycznie wzrośnie. Zmiany klimatu, rosnące zapotrzebowanie na żywność i energię czy potrzeby sanitarne stale rosnącej populacji to czynniki mające wpływ na szybkie wyczerpywanie się zasobów i degradację środowiska naturalnego.

Przeprowadzone badania pokazały, iż ścieki szare oraz wody deszczowe mogą stanowić cenne źródło wody w analizowanym budynku jednorodzinny, i tym samym są w stanie ograniczyć zużycie wody z sieci wodociągowej. Ponadto zastosowanie systemu odzysku ciepła ze ścieków umożliwia zmniejszenie ilości gazu wykorzystywanego do przygotowania ciepłej wody w badanym obiekcie.

Wykonana analiza *Life Cycle Cost* wybranych rozwiązań instalacji wodno--kanalizacyjnej w budynku jednorodzinny wykazała, że stosowanie tych systemów nie jest obecnie w naszym kraju opłacalne. Na poprawę efektywności fi-

nansowej ich wykorzystania mogłoby mieć wpływ dofinansowanie z budżetu państwa oraz ze środków Unii Europejskiej, tak jak ma to miejsce w innych krajach. Dodatkowo zmiana polskiego ustawodawstwa, które obecnie nie precyzuje jasnych zaleceń dotyczących zarządzania wodami opadowymi, byłaby impulsem, który zachęciłby społeczeństwo do stosowania opisanych technologii w instalacjach wewnętrznych budynków.

Literatura

- [1] Allen L., Christian-Smith J., Palaniappan M.: Overview of Greywater Reuse: The Potential of Greywater Systems to Aid Sustainable Water Management, Pacific Institute, Oakland 2010.
- [2] Appan A.: A dual-mode system for harnessing roofwater for non-potable uses. *Urban Water*, vol. 1, 1999, s. 317-321.
- [3] Bakis N., Kagioglou M., Aouad G., Amaratunga D., Kishk M., Al-Hajj A.: An Integrated Environment for Life Cycle Costing in Construction, [in:] 20th CIB Conference: IT in Construction, New Zealand, 2003.
- [4] Chilton J., Maidment G., Marriott D., Francis A., Tobias G.: Case study of rainwater recovery system in a commercial building with a large roof. *Urban Water*, vol. 1, 1999, s. 345-354.
- [5] Chudzicki J., Sosnowski S.: Instalacje wodociągowe: projektowanie, wykonanie, eksploatacja, Wydawnictwo „Seidel-Przywecki” Sp. z o.o., Warszawa 2009.
- [6] Coombes P.: Rainwater Tanks Revisited: New opportunities for urban water cycle management, The University of Newcastle, Australia 2003.
- [7] Cristowa-Boal D., Eden R.E., McFarlane S.: An investigation into greywater reuse for urban residential properties, *Desalination*, vol. 106, 1996, s. 391-397.
- [8] Donner E., Eriksson E., Revitt D.M., Scholes L., Holten Lützhøft H.C., Ledin A.: Presence and fate of priority substances in domestic greywater treatment and reuse systems, *Science of the Total Environment*, vol. 408, 2010, s. 2444-2451.
- [9] Epstein M.: *Measuring Corporate Environmental Performance*, McGraw-Hill, Chicago, IL 1996.
- [10] Eriksson E., Andersen H.R., Madsen T.S., Ledin A.: Greywater pollution variability and loadings, *Ecological Engineering*, vol. 35, 2009, s. 661-669.
- [11] Fewkes A.: Modelling the performance of rainwater collection systems: towards a generalized approach, *Urban Water*, vol. 1, 2000, s. 323-333.
- [12] Furumai H.: Rainwater and reclaimed wastewater for sustainable urban water use, *A/B/C*, vol. 33, 2008, s. 340-346.
- [13] Ghisi E.: Potential for potable water savings by using rainwater in the residential sector of Brazil, *Building and Environment*, vol. 41, 2006, s. 1544-1550.
- [14] Ghisi E., Ferreira D.: Potential for potable water savings by using rainwater and greywater in a multi-storey residential building in southern Brazil, *Building and Environment*, vol. 42, 2007, s. 2512-2522.

- [15] Ghisi E., Oliveira S.: Potential for potable water savings by combining the use of rainwater and greywater in houses in southern Brazil, *Building and Environment*, vol. 42, 2007, s. 1731-1742.
- [16] Ghisi E., Tavares D., Rocha V.: Rainwater harvesting in petrol stations in Brasilia: Potential for potable water savings and investment feasibility analysis, *Resources, Conservation and Recycling*, vol. 54, 2009, s. 79-85.
- [17] Gluch P., Baumann H.: The life cycle costing (LCC) approach: a conceptual discussion of its usefulness for environmental decision-making, *Building and Environment*, vol. 39, 2004, s. 571-580.
- [18] Gual M., Moia A., March J.G.: Monitoring of an indoor pilot plant for osmosis rejection and greywater reuse to flush toilets in a hotel, *Desalination*, vol. 219, 2008, s. 81-88.
- [19] Hotłoś H.: Quantity and availability of freshwater resources: The world – Europe – Poland, *Environment Protection Engineering*, vol. 34, 2008, s. 67-77.
- [20] Huang K., Wang H., Zhou X.: Heat Pump for High School Bathroom Heat Recovery, [in:] *Proceedings of the Six International Conference for Enhanced Buildings Operations*, Shenzhen 2006.
- [21] Imteaz M.A., Shanableh A., Rahman A., Ahsan A.: Optimisation of rainwater tank design from large roofs: A case study in Melbourne, Australia, *Resources, Conservation and Recycling*, vol. 55, 2011, s. 1022-1029.
- [22] Jeppesen B.: Domestic greywater re-use: Australia's challenge for the future, *Desalination*, vol. 106, 1996, s. 311-315.
- [23] Jones M., Hunt W.: Performance of rainwater harvesting systems in the southeastern United States, *Resources, Conservation and Recycling*, vol. 54, 2010, s. 623-629.
- [24] Kimmels A.: *Shower Heat Recovery: Overview of Commercially Available DWHR Systems*, Meander Heat Recovery, 2011.
- [25] Kordana S., Słyś D.: Możliwości wykorzystania ciepła odpadowego w systemach kanalizacyjnych, *Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej: Budownictwo i Inżynieria Środowiska*, Nr 283, z. 59(2/12/I), 2012, s. 67-78.
- [26] Liu L., Fu L., Jiang Y.: Application of an exhaust heat recovery system for domestic hot water, *Energy*, vol. 35, 2010, 1471-1481.
- [27] March J.G., Gual M., Orozco F.: Experiences on greywater re-use for toilet flushing in a hotel (Mallorca Island, Spain), *Desalination*, vol. 164, 2004, s. 241-247.
- [28] Misra R.K., Patel J.H., Baxi V.R.: Reuse potential of laundry greywater for irrigation based on growth, water and nutrient use of tomato, *Journal of Hydrology*, vol. 386, 2010, s. 95-102.
- [29] Misra R.K., Sivongxay A.: Reuse of laundry greywater as affected by its interaction with saturated soil, *Journal of Hydrology*, vol. 366, 2009, s. 55-61.
- [30] Mourad K., Berndtsson R.: Potential water saving from rainwater harvesting in Syria, *VATTEN*, vol. 67, 2011, s. 113-117.
- [31] Mucha J., Jodłowski A.: Ocena możliwości wykorzystania wody szarej, *Gaz, Woda i Technika Sanitarna*, nr 7-8, 2010, s. 24-27.

- [32] Mwenge Kahinda J., Taigbenu A.E., Boroto R.J.: Domestic rainwater harvesting as an adaptation measure to climate change in South Africa, *Physic and Chemistry of the Earth*, vol. 35, 2010, s. 742-751.
- [33] Ney R., Galos K.: Bilans polskich surowców mineralnych (energetycznych, metalicznych, chemicznych i skalnych). Kierunki polityki przestrzennej w zakresie wykorzystania złóż, *Problemy ochrony złóż i terenów eksploatacyjnych – rekomendacja dla KPZK*, 2008.
- [34] Nolde E.: Greywater reuse systems for toilet flushing in multi-storey buildings – over ten years experience in Berlin, *Urban Water*, vol. 1, 1999, s. 275-284.
- [35] NSW Government: NSW Guidelines for Greywater Reuse in Sewered, Single Household Residential Premises, Department of Water & Energy, Sydney 2008.
- [36] O’Toole J., Sinclair M., Malawaraarachchi M., Hamilton A., Barker S.F., Leder K.: Microbial quality assessment of household greywater, *Water Research*, vol. 46, 2012, s. 4301-4313.
- [37] Ottoson J., Stenström T.A.: Faecal contamination of greywater and associated microbial risks, *Water Research*, vol. 37, 2003, s. 645-655.
- [38] Pandey D.N., Gupta A.K., Anderson D.M.: Rainwater harvesting as an adaptation to climate change, *Current Science*, vol. 85, 2003, s. 46-59.
- [39] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 14 stycznia 2002 r. w sprawie przeciętnych norm zużycia wody (Dz. U. 2002 Nr 8, poz. 70).
- [40] Sales J.C., König K.W., Lo A.: Rainwater harvesting providing adaptation opportunities to climate change, [in:] Barron J. (ed) *Rainwater Harvesting: A Life-line for Human Well-being*, A report Prepared for UNEP by Stockholm Environment Institute York. Stockholm Resilience Centre, Sweden 2009.
- [41] Słyś D.: Potential of rainwater utilization in residential housing in Poland, *Water and Environment Journal*, vol. 23, 2009, s. 318-325.
- [42] Słyś D., Kordana S., Financial analysis of the implementation of a Drain Water Heat Recovery unit in residential housing, *Energy and Buildings*, vol. 71, 2014, 1-11.
- [43] Słyś D., Kordana S.: Odzysk ciepła odpadowego w instalacjach i systemach kanalizacyjnych, Wydawnictwo i Handel Książkami „Kabe”, Krosno 2013.
- [44] Słyś D., Stec A., Zeleňáková M.: A LCC analysis of rainwater management variants, *Ecological Chemistry and Engineering S*, vol. 19, 2012, s. 359-372.
- [45] Springer M.: Der Prozess der Kompostierung. Kompost-Toiletten – Wege zur sinnvollen Fäkalien Entsorgung, Claudia Lorenz-Ladener., 1992.
- [46] Systemy kanalizacji grawitacyjnej wewnątrz budynków. Postanowienia ogólne i wymagania (PN-EN 12056-1:2002).
- [47] Szwed M., Karg G., Pińskwar I., Radziejewski M., Graczyk D., Kędziora A., Kundzewicz Z.W.: Climate change and its effect on agriculture, water resources and human health sectors in Poland, *Natural Hazards and Earth System Sciences*, vol. 10, 2010 s. 1725-1737.
- [48] Vigneswaran S., Sundaravadivel M.: Recycle and Reuse of Domestic Wastewater, [in:] Vigneswaran S. (ed.) *Wastewater Recycle, Reuse and Reclamation – Encyclopedia of Life Support Systems (EOLSS)*, 2004.

- [49] Villarreal E.L., Dixon A.: Analysis of a rainwater collection system for domestic water supply in Ringdansen, Norrkoping, Sweden, *Building and Environment*, vol. 40, 2005, s. 1174-1184.
- [50] Ward S., Memon F.A., Butler D.: Performance of a large building rainwater harvesting system, *Water Research*, vol. 46, 2012, s. 5127-5134.
- [51] Wong L.T., Mui K.W., Guan Y.: Shower water heat recovery in high-rise residential buildings of Hong Kong, *Applied Energy*, vol. 87, 2010, s. 703-709.
- [52] Wiśniewski S., Wiśniewski T.S.: *Wymiana ciepła*, Wydawnictwa Naukowo-Techniczne, Warszawa 2009.
- [53] Zaizen M., Urakawa T., Matsumoto Y., Takai H.: The collection of rainwater from dome stadiums in Japan, *Urban Water*, vol. 1, 1999, s. 355-359.

LIFE CYCLE COST ANALYSIS OF THE SYSTEMS ALLOWING WATER AND ENERGY CONSUMPTION REDUCTION IN A SINGLE-FAMILY DWELLING HOUSE

S u m m a r y

The development of civilization and progressive urbanization contribute to the environmental degradation and the depletion of natural resources. This implies the need to search for the alternative sources of water and energy. Therefore, research has been carried out aimed at evaluating the profitability of the application of selected technology allowing the reduction of potable water and natural gas consumption. Solutions including shower water heat recovery as well as gray and rainwater harvesting for toilet flushing and irrigation were analyzed. The Life Cycle Cost Analysis, which takes into account both investment and operational cost, was conducted. The annual increase in gas and water prices as well as the time value of money were also included in the study. The analysis revealed a significant effect of the operation time of the system on the obtained results.

Keywords: financial analysis, drain water heat recovery, gray water recycling, rainwater harvesting

DOI:10.7862/rb.2014.63

Przesłano do redakcji: lipiec 2014 r.

Przyjęto do druku: wrzesień 2014 r.

Ziemowit SULIGOWSKI¹

PRZYGOTOWANIE INWESTYCJI LINIOWEJ W TRUDNYCH WARUNKACH

Przedstawiono zagadnienia przygotowania procesu inwestycji liniowej. Wykazano, że głównym problemem infrastruktury technicznej pozostaje tu kanalizacja. Uwzględniono konsekwencje powszechności kryterium najniższej w zamówieniach publicznych. Są one główną przyczyną późniejszych problemów. Podano przykłady błędnych rozwiązań. Niska jakość personelu inwestora, jak również niska jakość projektowania są tu głównym problemem.

Słowa kluczowe: infrastruktura techniczna, kanalizacja, przygotowanie inwestycji, główne błędy

1. Wprowadzenie

Od właściwego przygotowania procesu inwestycyjnego zależy jego późniejsza realizacja oraz normalna eksploatacja powstałego obiektu. Ze względu na specyfikę funkcjonowania na szczególną uwagę zasługuje infrastruktura wodociągowo – kanalizacyjna, przy czym kanalizacja jest równocześnie najgłębszym i największym elementem uzbrojenia terenu. Z tego względu z reguły spotyka się ona ze zróżnicowanymi warunkami posadowienia i jest szczególnie podatna na wpływ wszelkich zmian występujących w podłożu. Do najważniejszych problemów należy tu lekceważenie działań przedprojektowych, a w efekcie łatwość ograniczania ich zakresu, z nawet wręcz zaniechanie.

2. Ogólne warunki procesu inwestycyjnego

Niezależnie od formalnych regulacji w zakresie funkcjonowania publicznych wodociągów i kanalizacji [5] przyszły eksploatacator systemu jest niezwykle łatwo eliminowany z procesu inwestycyjnego zdominowanego przez gminę. Gmina przejmuje więc nie tylko uprawnienia, ale też dodatkowe obowiązki. Ostatecznie bardzo wiele zależy od fachowości gminnych służb, a z tym jest bardzo różnie, również w dużych miastach. Od zrozumienia problemów na poziomie gminy zależy realizacja inwestycji, a prawdziwym zagrożeniem są mało

¹ Ziemowit Suligowski, Politechnika Gdańska, Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska, Gdańsk University of Technology, Faculty of Civil and Environmental Engineering, zsuligow@pg.gda.pl

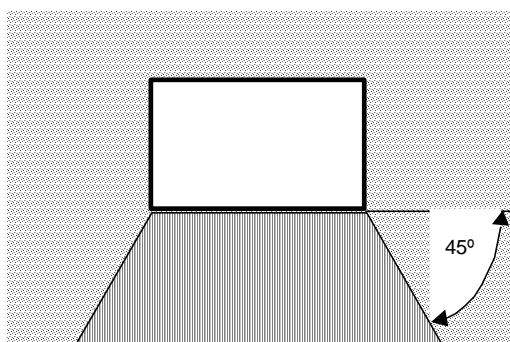
kompetentne osoby na stanowiskach decyzyjnych, szczególnie gdy kierują się one źle rozumianymi kategoriami wolnego rynku. Co zrobić, gdy np. próbuje się dzielić poszczególne kolektory na części i rozpisywać otwarte przetargi na ich eksploatację motywując, że zostały finansowane z różnych źródeł?

Przetargi organizowane oparciu o prawo zamówień publicznych (PZP) [6] są praktycznie zdominowane przez kryterium najniższej ceny, aczkolwiek nie jest konieczne. Praktyka orzecznictwa Krajowej Izby Odwoławczej przy Urzędzie Zamówień Publicznych [4] jednoznacznie akceptuje umotywowane odstępstwa od kryterium ceny. Dopuszcza się np. stawianie wyższych wymagań niż normowe, o ile są one umotywowane lepszymi walorami użytkowymi, oczywiście o ile warunki nie są precyzowane jednoznacznie pod kątem oferty określonego dostawcy.

Oddzielnym problemem jest preferowana w wielu gminach forma przetargu nieograniczonego. O ile w przypadku prostych inwestycji może być to akceptowalne to jednak w sytuacji, gdy stosowane są nietypowe technologie, czy też nowe materiały, występuje jednoznaczny konflikt. Jest to tym istotniejsze, że prekursorem szeregu sytuacji awaryjnych, a nawet katastrof, są decyzje podejmowane w początkowej fazie przygotowania inwestycji, względnie w fazie przygotowania dokumentacji projektowej.

Równocześnie charakterystycznym problemem pozostaje zawsze znajomość znajdujących się na danym obszarze elementów infrastruktury, a w niektórych przypadkach nawet jej właścicieli. Sprawdzianem jest tu niechęć poszczególnych gestorów do wydawania „ostrzych” warunków dla wykonawcy w ich sąsiedztwie, określających pasy wyłączeń terenu na których może dojść do kolizji. Chodzi po prostu o sztywne ograniczenia co do przestrzeni w których prowadzone są roboty ziemne.

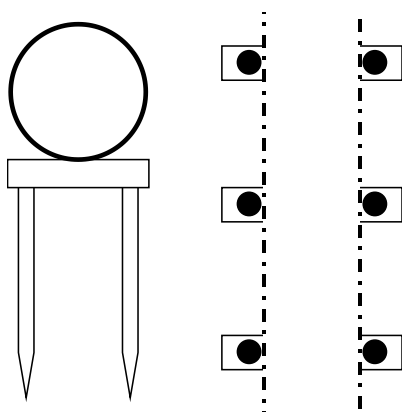
W praktyce nierzadko pojęcie kolizji uzbrojenia terenu sprowadza się do bezpośredniego przecięcia tras, względnie zagrożenia sanitarnego, zapominając, iż strefa wiąże się z charakterystycznym oddziaływaniem na podłoże (rys. 1).



Rys. 1. Strefa obciążeń od obiektu posadowionego w podłożu gruntowym

Fig. 1. Zone of the load distribution in the subsoil

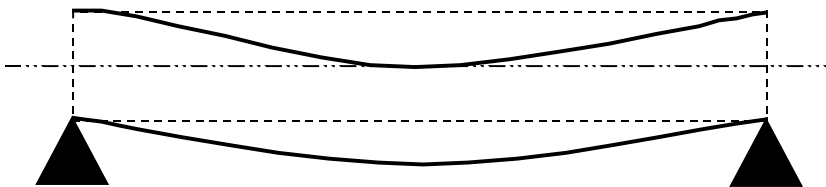
Naruszenie strefy zagrożenia naruszeniem stateczności obiektu, w konsekwencji efekt „podkopania” może wystąpić w odległości kilku metrów od obiektu. Poza tym niektóre obiekty są posadowione w sposób wyjątkowo sprzyjający propagacji wszelkich awarii (podparcie punktowe w układzie „drabinki” – rys. 2). Wbrew występującym opiniom większość rur nie nadaje się do pracy w układzie belki, a samo zastosowanie tego schematu pozostaje niezwykle ograniczone.



Rys. 2. Przykład nieprawidłowego posadowienie rurociągu w podłożu gruntowym

Fig. 2. Example of the pipeline incorrect positioning in the subsoil

Jednoznacznie praktycznie wszystkie rozwiązania materiałowe stosowane współcześnie w wodociągach i kanalizacji nie mogą pracować w schemacie belki (rys. 3). Oczywiście rurociągi „elastyczne” [1] w rozumieniu normowym [2, 3] mogą tolerować pewne odkształcenia, jednak w warunkach odstępstw od normalnego posadowienia wymagają szczególnego projektowania (z reguły daleko idące zwiększenie sztywności obwodowej; przykładowo w jednym ze znanych mi przypadków trzeba było podnieść dziesięciokrotnie w stosunku do rzeczywistego ciśnienie kalkulacyjne przy doborze rur).

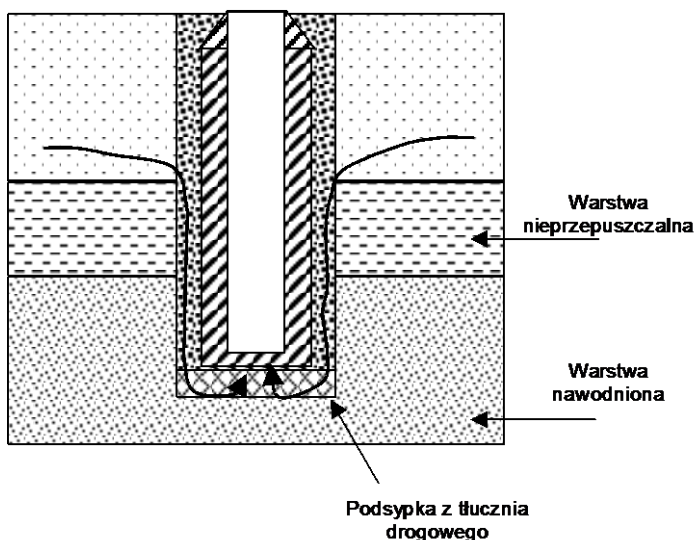


Rys. 3. Rura pracująca w układzie belki

Fig. 4. Pipe working in the system of beam

Oddzielnym, nie mniej ważnym, problemem są konsekwencje dość beztro-
skiego wprowadzania w trakcie budowy do podłoża materiału o zwiększonej
wodoprzepuszczalności w stosunku do rodzimego (rys. 4), co ostatecznie może
skutkować:

- trwałym obniżeniem poziomu zwierciadła wody gruntowej, a w przy-
padku występowania w wyższych warstwach gruntów pochodzenia or-
ganicznego (torfy, namuły) całkowitą utratą nośności,
- wprowadzeniem wody do suchego podłoża jego rozmyciem, a następnie
zmianami warunków posadowienia,
- szczególne problemy mogą wystąpić, gdy obiekt jest posadowiony
na warstwie tłucznia drogowego – wówczas od spodu obiektu (kanaliza-
cyjnej studzienki rewizyjnej, komory, przepompowni ścieków) mamy
zainstalowany zbiornik „retencyjny” wody o pojemności na poziomie
50% objętości brutto.



Rys. 4. Przykład drogi migracji wody do podłoża

Fig. 4. Example of the water migration path to the subsoil

3. Proces projektowy

W trakcie przygotowania procesu w warunkach odbiegających od standar-
dowych potrzebne jest od razu odpowiednie ekspertyzy oraz powołanie specjali-
sty – konsultanta, sprawdzającego dokumentację i warunki rozpisywania prze-
targów. Szczególnie odnosi się to do robót w technologiach bezwykopowych

oraz geotechniki. Wysoce problematyczne jest organizowanie przetargów nieograniczonych, posiadanie formalnie uprawnionych projektantów nie może być traktowane jako wystarczające. Dla bezpieczeństwa inwestora przystępujący powinni legitymować się doświadczeniem i nie chodzi tu tylko o dokumentację projektową (ostatecznie wiele z niej pozostaje na półkach), ale o wykonane na jej podstawie realizacje.

Szczególne znaczenie posiada przygotowanie projektu koncepcyjnego, a na jego podstawie Specyfikacji Istotnych Warunków Zamówienia (SIWZ). Wprawdzie projekt koncepcyjny jest dość powszechnie lekceważony, jednak jest to dokumentacja o szczególnym znaczeniu. Ostatecznie pozwala to on prawidłowo opracować SIWZ, które powinny zawierać ograniczenia dostosowane do specyfiki konkretnej inwestycji, a w dalszym ciągu prawidłowo ją zrealizować. Stąd można wprowadzać do przetargów ograniczenia w stosunku do klasycznego przetargu otwartego wynikającego z PZP [6].

Przetarg na projekt budowlany i uzupełniającą dokumentację techniczną powinien mieć charakter ograniczony z dopuszczeniem jednostek legitymujących się doświadczeniem w przedmiotowym zakresie. Tu pojawia się pewien paradoks – również tzw. renomowane biura projektów mają ograniczone doświadczenia w aspekcie realizacji odbiegających od podstawowych standardów. Oczywiście mogą się one legitymować różną dokumentacją, ale w ilu przypadkach została ona zrealizowana? Przykładowo jedno z biur od dłuższego czasu forsuje niesprawdzalne koncepcje, ale za każdym razem udawało się je po prostu zablokować. Powołanie fachowego konsultanta powinno co najmniej istotnie ograniczyć występujące zagrożenia w konsekwencji braku doświadczeń.

Dość charakterystyczne problemy występują szczególnie w pasie północnym Polski, gdzie mamy do czynienia ze skomplikowanymi warunkami gruntowo – wodnymi, zarówno naturalnymi, jak też powstałymi w wyniku przekształceń środowiska. Do podstawowych zagrożeń należy brak zrozumienia problemu posadowienia przez projektanta branżowego (kierowanie się sloganami reklamowymi), zlecenie wykonania dokumentacji geotechnicznej jednostce nie posiadającej doświadczeń w działaniu na określonym obszarze, ograniczenie ich zakresu w tym szczególnie akceptacja zbyt dużego rozstawu punktów badawczych, brak równoczesnych odwiertów i sondowań. Ostatecznie sam odwiert nie sprzyja jednoznacznej ocenie nośności podłoża, a samo sondowanie nie pozwala na opis budowy podłoża.

Charakterystycznym przykładem indolencji ze strony projektantów może być przyjęcie wykopu otwartego wąskoprzestrzennego o głębokości ok. 9 m przy bardzo trudno odwadnianym podłożu gruntowym (warunki żuławskie) nawodnionym w ponad 90%, u podłoża wysoczyzny (ponad 100 m różnicy wysokości) i stąd obecności ciśnienia sphywowego, przy czym w projekcie występuje założenie odwodnienia 1 piętrzem igłofiltrów. W analogicznych warunkach próbuje się też układać lekkie rury z tworzyw na dużych głębokościach, czy też montować lekkie kanalizacyjne studzienki rewizyjne z tworzyw. Oczywiście

mogą tu wystąpić wyjątki, jednak wynikają one z indywidualnych (unikatowych) cech poszczególnych wyrobów konkretnego wyrobu określonego producenta. Przenoszenie ich na inne, również w ramach tej samej grupy materiałowej jest daleko idącym nieporozumieniem.

Problem właściwego rozpoznania geotechnicznego ma jednak ogólniejszy charakter i odnosi się praktycznie do całego obszaru Polski. Znowu jednak nawet najlepsza dokumentacja nie zda się na wiele, jeśli projektant branżowy nie będzie w stanie wykorzystać informacji. Przykładowo do bardzo poważnej awarii w centralnym rejonie kraju doszło w sytuacji, gdy projektant dysponował wręcz wzorowym rozpoznaniem warunków gruntowo – wodnych, w tym identyfikacją obszarów narażonych na sezonową migrację zwierciadła wody gruntowej. Jednak nawet nie zapoznał się z mapą obszaru, ograniczając się do powtórzenia komunałów z dokumentacji dotyczącej innego obiektu, płytko posadowionego, praktycznie na powierzchni terenu do tego na wzniesieniu.

4. Wykonawstwo

Specyficzne problemu wyboru wykonawcy w formie przetargu nieograniczonego stały się aktualne w ostatnich latach. Do szczególnych zagrożeń występuje, podobnie jak w przypadku projektanta, należy skłonność do łatwego podejmowania się dotychczas nieznanymi technologiami i technikami realizacji. Znaczące miejsce zajmują tu przedsięwzięcia melioracyjne w warunkach bardzo miernego lokalnego nadzoru inwestorskiego. Specyficzne są np. podmiany materiałowe, odstępstwa od rozwiązania projektowego i ogólnie daleko idąca niechęć do kontaktowania się z projektantem. Oddzielny problem to „podmiana” na placu budowy elementów wyposażenia (w tym np. systemów zabezpieczeń przepompowni ścieków) na słabsze w stosunku do projektu, o znacznie gorszych walorach eksploatacyjnych.

Problemu nie wolno sprowadzać do małych przedsięwzięć, również przy dużych przetargach występują firmy o pewnej renomie, które jednak poza nazwą potrafią legitymować się słabymi realizacjami, chętnie korzystające z podwykonawców. Dobrze, gdy jako podwykonawca określonych robót występuje odpowiednio doświadczona specjalistyczna firma, jednak dość często jest to po prostu firma rzemieślnicza.

Dodatkowe problemy towarzyszą skomplikowanym realizacjom, gdzie na ograniczonej przestrzeni spotyka się kilka realizacji, prowadzonych przez różnych wykonawców i różnych inwestorów. Wówczas konieczna jest koordynacja działań i opracowanie szczegółowego harmonogramu robót. Niestety problem ten jest bardzo często ignorowany na poziomie gminy; w praktyce w Zespole Uzgodnień Dokumentacji nie informuje się np. projektanta, że wcześniej ktoś inny pobrał taką samą mapę dla celów projektowych.

5. Przykład realizacji

5.1. Ogólne warunki

Inwestycja była realizowana przy wyjątkowo skomplikowanych warunkach gruntowo – wodnych, na terenach obejmujących sztuczne podłoże powstałe w wyniku likwidacji fortyfikacji oraz obszarach zalewowych (rys. 5). Na tym terenie została na początku XX w. założona ulica miejska (kostka brukowa bez specjalnej podbudowy). Po II wojnie światowej na kostce położono zwykły dywanik asfaltowy oraz zwiększono liczbę uzbrojenia terenu, nagromadzonego od ok. 1900 r., część tego uzbrojenia nie jest zewidencjonowana, nie jest też użytkowana. Przy zakładaniu sieci nie zawsze przestrzegano zasady minimalnego przykrycia, które w pomorskich realiach powinno wiązać się przede wszystkim z obciążeniami dynamicznymi.



Rys. 5. Mapa rejonu inwestycji (stan np. mapy miasta, datowanej na 1902 r., pobrano ze strony internetowej danzig on line); kółko oznacza rejon awarii

Fig. 5. Map of the project area (eg. state city map, dated 1902, based on the website: Danzig on line); circle indicates the area of accident

Szczególnie istotna jest obecność kilku starych (również ponad stuletnich) przewodów wodociągowych oraz ważnych przewodów gazowych. Przewody wodociągowe reprezentują zły stan techniczny – są zarówno zbyt płytko posadowione (szczególnie w warunkach intensywnych obciążeń dynamicznych od transportu), jak też nadmiernie podatne na jakiegokolwiek zmiany w podłożu. Eksploatator równocześnie nie określił dostatecznie ostrych warunków prowadzenia wszystkich robót w sąsiedztwie swoich osłabionych przewodów.

Na wąskim odcinku terenu spotkali się:

- wykonawca realizujący kolektor w technologii mikrotunelingu na głębokości ok. 8 – 9 m,
- wykonawca realizujący kolektor (prawdopodobnie w technologii mikrotunelingu, choć tu panuje typowy „szum informacyjny”) na głębokości ok. 3,5 m, wraz z nim inwestycję otwartą (komorę) posadowioną odpowiednio głębiej (wykonana przy braku szczegółowej dokumentacji prawdopodobnie obniżonej co najmniej 1 m w stosunku do samego kolektora),
- prace korekcyjne na części płytko położonej sieci wodociągowej (w praktyce również z przykryciem niewiele ponad 1,0 m), nb. bezpośrednio w pasie jezdnym,
- intensywny transport ciężki związany z inną budową (materiały budowlane w tym żwir i beton),
- transport ciężki obsługujący okoliczne przedsiębiorstwa,
- intensywny ruch autobusowy wynikający z obecnością pętli.

Równocześnie zarządca drogi nie zwrócił uwagi na ograniczenia nośności istniejącej ulicy oraz konsekwencje obecności w niej innego uzbrojenia. Ponadto na terenie kolizji funkcjonowało praktycznie trzech różnych inwestorów i nie zapewniono koordynacji realizowanych robót. Dopuszczono do realizacji zagłębionej kanalizacyjnej studzienki rewizyjnej w bezpośrednim sąsiedztwie równoleglego budowanego tunelu.

Oddzielnym problemem jest wpływ robót tunelowych na stare żeliwne przewody wodociągowe znajdujące się nad nimi w niedużej odległości. Informacje dochodzące z różnych miejsc świadczą, że jest to bardzo ważny problem tym bardziej, że stare przewody nie zostały odpowiednio wzmocnione, a nowe które miały je zastąpić były realizowane równocześnie z tunelami. Jest to zresztą problem ogólniejszy, ujawniający się np. przy względnie płytkich realizacjach tuneli kolei podziemnych.

5.2. Projekt

Można mieć poważne zastrzeżenia do całego przygotowania inwestycji, jednak już w SIWZ zabrakło odpowiednich zapisów pozwalających na odmiennie traktowanie wyjątkowo skomplikowanej inwestycji. Kolejne problemy można identyfikować jako konsekwencje niewystarczającego przygotowania SIWZ, ze strony inwestora zabrakło przy tym konsekwencji w realizacji i tak zawężonych zaleceń w zakresie koordynacji robót.

Do sporządzenia dokumentacji projektowej zostało wytypowane biuro nieposiadające szczególnych doświadczeń w zakresie analogicznych robót. Jako wykonawcę części geotechnicznej wybrano przedsiębiorstwo z obcego regionu, nieprzyzwyczajonego do pracy w tak skomplikowanych warunkach. Projektant dopuścił do rozmieszczenia otworów badawczych tylko w sąsiedztwie komór na tunelu, tj. co ok. 100 m, zamiast wynikającego z istniejących warunków

rozstawu nie rzadziej niż co 20 m. W efekcie nie uzyskano prawdziwego przekroju gruntowego, nie wykryto obecności istotnych przewarstwień. Poza tym, czy dopilnowano właściwego wykonania i tak bardzo ograniczonego rozeznania?

Nie zwrócono uwagi na zagrożenia wynikające z równoczesnego prowadzenia skomplikowanych robót spotykających się na niedużym obszarze. Nie uwzględniono:

- koordynacji międzyprojektowej (w efekcie komora „płytkiego” tunelu została wykonana praktycznie bezpośrednio nad „głębokim” tunelem (zresztą w relatywnie niewielkiej odległości pionowej od niego), sama jej obecność zaburza lokalne stosunki gruntowo – wodne),
- rozwiązanie projektowe sprzyjało nawodnieniu podłoża i w efekcie powstaniu lokalnych naprężeń działających od góry na tunel,
- dość kontrowersyjne jest wykorzystanie do budowy „dolnego” tunelu rur żelbetowych,
- potrzeby rozwiązania wzmocnienia nawierzchni drogowej w sytuacji istotnego wzrostu obciążeń dynamicznych od ruchu drogowego oddziałujących na obszar na którym prowadzono bardzo skomplikowane prace²,
- potrzeby opracowania przemyślanego harmonogramu robót.

Na podkreślenie zasługuje brak powołania koordynatora wszystkich robót prowadzonych na bardzo ograniczonym obszarze oraz dość problematyczny nadzór, aczkolwiek formalnie miał być powołany. Część robót była prowadzona przez podwykonawcę, co do którego kompetencji można mieć wiele wątpliwości. W warunkach bardzo niepewnego podłoża powstały np. dość głębokie wykopy otwarte bez oszalowania, ponadto pozostawiono otwarte głębokie niezabezpieczone wykopy w miejscach, gdzie szukano miejsc przecieków.

Ostatecznie rozwiązania projektowe sprzyjały powstaniu problemów w sytuacji zetknięcia się kilku równolegle prowadzonych realizacji. Wynikiem mógł być w najlepszym przypadku konflikt.

5.3. Realizacja

Podstawowym problemem samej realizacji jest brak centralnej koordynacji działań. Roboty budowlane prowadziły przedsiębiorstwa – podwykonawcy. Oczywiście można mieć zastrzeżenia w stosunku do jakości niektórych prac, jednak zasadniczym wydaje się problem braku koordynacji na wyższym etapie. W szczególności:

² Mocno zaskakujące jest stanowisko gestora ulicy, który nie postawił szczególnych wymagań wynikających z sytuacji wielokrotnego wzrostu jej obciążenia dynamicznego od ciężkiego ruchu. Przecież... nikt im tego nie kazał zrobić. Z drugiej jednak strony dość powszechnie pomijane są w Polsce rzeczywiste obciążenia dróg i ulic, przy ograniczeniu się do formalnych zapisów normy.

- nie zapewniono dostosowania ulicy do nowych warunków wynikających z intensywnym obciążeniem ciężkim transportem,
- okoliczni mieszkańcy skarżą się na drgania towarzyszące ruchowi ciężkiego transportu budowlanego i wynikające stąd straty (stwierdzono np. obecność wcześniej niewidzianych przewarstwień torfu w przekroju),
- dopuszczono do lokalizacji w bezpośrednim sąsiedztwie bardziej zagłębionego kolektora komory przejściowej na wyżej położonym,
- wprawdzie przewidziano przebudowę sieci wodociągowych, ale nie uwzględniono w potrzeby ich wcześniejszego włączenia i odcięcia starych rur.

Ostatecznym efektem stała się katastrofa budowlana wymagająca poważnych interwencji. Oczywiście podobnie jak w przypadku innych poważnych awarii złożyło się na nią szereg przyczyn, jednak bardzo poważne znaczenie mają zaniedbania i zaniechania w fazie planowania inwestycji i organizacji procesu budowlanego w bardzo trudnych warunkach.

6. Podsumowanie

Prowadzenie inwestycji z zastosowaniem nietypowych technologii staje się nieuniknione w warunkach centrów dużych miast. Wprawdzie stwarzają one nowe możliwości, jednak ich nietypowość wymaga odpowiedniego podejścia do organizacji procesu inwestycyjnego. Bardzo niepokojące jest pozostawianie poza tym procesem inwestycyjnym przyszłych eksploatatorów sieci infrastruktury. Oddzielnym problemem pozostaje słaba znajomość istniejących składników majątku i w efekcie trudności z określeniem jednoznacznych ostrych ograniczeń w stosunku do robót prowadzonych w ich sąsiedztwie. Trzeba też podkreślić nadmierną podatność na awarie znacznej części istniejących sieci wodociągowych i kanalizacyjnych (kwestia wieku oraz niskiej jakości technologii oraz wykonawstwa) oraz ich wysoki potencjał szkodowy.

Zagadnieniem o ogólnym znaczeniu jest kwestia podejścia do rzeczywistej nośności ulic miejskich i występujących na nich obciążeniach. W bardzo wielu miastach rzeczywiste obciążenie ruchem odpowiada autostradom i drogom ekspresowym, natomiast standardy projektowania są znacznie niższe. Konsekwencją tego są m.in. bardzo częste awarie elementów metalowych (włazy, skrzynki zasuw, hydrantów itp.) znajdujących się na powierzchniach jezdni, zapadnięcia itp. Wbrew obiegowym pojęciom samo przykrycie nawierzchni dywanikiem asfaltowym nie rozwiązuje problemu – niezbędna jest właściwa podbudowa nawierzchni drogowych.

Szczególnym problemem pozostaje kierowanie się zasadą minimalizacji kosztu, w tym aspekcie wyjątkowej uwagi wymaga ograniczanie zakresu robót przedprojektowych, w tym rozpoznania warunków gruntowo – wodnych na trasie inwestycji liniowych. Efektem skrajnym jest przyjmowanie rozwiązań

projektowych w ogóle nie nadających się do realizacji w określonej sytuacji. Zbyt często mamy do czynienia z koniecznością zmian technologii w stosunku do koncepcji projektowych. Dobrze, gdy wykonawca jest dostatecznie doświadczony i równocześnie projektant wykazuje dobrą wolę oraz skłonność do współpracy, a inwestor nie trzyma się kurczowo wstępnej koncepcji. Z drugiej jednak występują sytuację, gdy na skutek protestów inwestora, czy nawet przyszłego eksploatatora, konieczne jest specjalne uzasadnienie wprowadzania rozwiązań jednoznacznie lepszych od pierwotnych.

Literatura

- [1] Janson L.-E.: Rury z tworzyw sztucznych do zaopatrzenia w wodę i odprowadzania ścieków. BOREALIS i Polskie Stowarzyszenie Producentów Rur i Kształtek z Tworzyw Sztucznych. Toruń 2010
- [2] PN-EN 476: Wymagania ogólne dotyczące elementów stosowanych w kanalizacji grawitacyjnej
- [3] PN-EN805: Zaopatrzenie w wodę. Wymagania dotyczące systemów zewnętrznych i ich części składowych
- [4] Pozacenowe kryteria oceny ofert w postępowaniu o udzielenie zamówienia publicznego. Urząd Zamówień Publicznych. Warszawa 2011
- [5] Ustawa z dnia 7 czerwca 2001 r. o zbiorowym zaopatrzeniu w wodę i zbiorowym odprowadzaniu ścieków. Dziennik Ustaw 72/2001 z późniejszymi zmianami
- [6] Ustawa z dnia 29 stycznia 2004 r. prawo zamówień publicznych (DU 113/2010) z późniejszymi zmianami

PREPARATION OF THE LINEAR INVESTMENT PROCESS IN DIFFICULT CONDITIONS

Summary

Questions of the linear investment process preparation are presented. It was shown the sewerages to be the most important of the technical infrastructure here. Consequences of the criterion of the lowest prices universality in public tenders as a particular problem of the investment process are taken into account here. They are a major cause of subsequent problems. Examples of the defective solutions are presented. The low quality of the investors personal as well as low quality of designing seem to be the main question here.

Keywords: technical infrastructure, sewerage, investment preparation, main errors

DOI:10.7862/rb.2014.64

Przesłano do redakcji: lipiec 2014 r.

Przyjęto do druku: wrzesień 2014 r.

Sandra TAMAKA¹

WPLYW PRZEPUSZCZALNOŚCI GRUNTU NA STATECZNOŚĆ NASYPU KOLEJOWEGO

Woda, która pojawia się w obszarze nasypu kolejowego lub drogowego wywiera ogromny wpływ na stan techniczny budowli, zwłaszcza na jego stateczność. W artykule przedstawiono przyczyny obecności wody w sąsiedztwie budowli ziemnych pochodzenia naturalnego (związanego z obiegiem wody w przyrodzie) oraz spowodowanej działalnością człowieka. Wskazano główne przyczyny powstawania zalewisk na terenach górniczych. Przedmiotem numerycznej analizy był model 2D rzeczywistego nasypu kolejowego, którego geometrię oraz parametry materiałowe przyjęto na podstawie udostępnionej dokumentacji projektowej. W trakcie analizy, wykonanej w programie Z_Soil, badano stateczność nasypu, wariantując warunki jego funkcjonowania (praca nasypu w przypadku braku wpływu wody na konstrukcję ziemną oraz w warunkach podtopienia). Wobec stwierdzonej niestateczności nasypu w warunkach suchych, opracowano koncepcję wymiany gruntu. Następnie oszacowano stateczność tak wzmocnionego nasypu w warunkach podtopienia. Z uwagi na degradujący wpływ wody na nasyp przeanalizowano możliwość poprawy jego stateczności przez zastosowanie materiałów o różnej przepuszczalności oraz różnych modułach odkształcenia. Nasypy budowane z materiału bardziej przepuszczalnego wymagają uzyskania wyższego modułu odkształcenia. Wyniki analiz przedstawiono w postaci wektorów przepływu oraz map przemieszczeń i naprężeń.

Słowa kluczowe: nasyp kolejowy, podtopienie, model numeryczny, współczynnik stateczności, współczynnik przepuszczalności

1. Zagrożenie nasypów podtopieniem

1.1. Wstęp

W odpowiedzi na coraz to większe zapotrzebowanie na transport, inżynierowie często stoją przed trudnym wyzwaniem, jakim jest wybór najkorzystniejszego wariantu przebiegu dróg (kołowych i szynowych), zarówno pod względem bezpieczeństwa użytkowników i środowiska naturalnego, ale również opłacalności z punktu widzenia ekonomii.

¹ Autor do korespondencji: Sandra Tamaka, Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa, 44-100 Gliwice, ul. Akademicka 5, Sandra.Tamaka@polsl.pl

Z uwagi na szybki rozwój urbanizacji oraz stale powiększające się obszary degradacyjnego wpływu górnictwa podziemnego i odkrywkowego, inżynierowie coraz częściej zmuszani są do wyboru „trudnych geologicznie” terenów pod zabudowę.

Do takich lokalizacji zaliczane są obszary zalewowe, w których nasypy kolejowe często pełnią dodatkową funkcję ochronną i z tego względu są wznoszone jako budowle hydrotechniczne. Skomplikowane i ciężkie warunki gruntowo-wodne pociągają za sobą konieczność stosowania nowoczesnych metod projektowych i zaawansowanych technologii budowania.

W praktyce inżynierskiej najczęściej mamy do czynienia z dwiema sytuacjami projektowymi. Pierwsza z nich dotyczy projektowania nowego obiektu w wybranej, najkorzystniejszej lokalizacji. Projekt ten uwzględnia zakładane warunki pracy budowli, w tym warunki posadowienia, obciążenia oraz przewidywany okres eksploatacji. Nowobudowane nasypy kolejowe są zabezpieczane przed negatywnym wpływem wody.

Trudniejsza sytuacja projektowa występuje, gdy warunki eksploatacji już istniejącego i użytkowanego obiektu zmieniają się na bardziej niekorzystne. Budowla, która z założenia była przygotowana do przenoszenia mniejszych obciążeń (nieuwzględniających wpływu wody zalewowej), często w nowych okolicznościach nie może być użytkowana, ponieważ zagraża to życiu jej użytkowników, a bezpośrednio, bezpieczeństwu samej konstrukcji. W takiej sytuacji należy rozpatrzyć możliwości

- a) przywrócenia warunków, na które budowla była projektowana (np. poprzez zmniejszenie obszaru zlewni
- b) przebudowy obiektu, by poprawić jego parametry techniczne i użytkowe, które umożliwią ponowne, bezpieczne użytkowanie nasypu.

1.2. Główne przyczyny obecności wody w obszarze nasypu kolejowego

Na stan konstrukcji nasypu kolejowego ogromny wpływ ma woda, która pojawia się w jego obszarze z przyczyn naturalnych i losowych (powodzie) oraz woda, której napływ powodowany jest działalnością człowieka.

1.2.1. Przyczyny naturalne

Naturalna obecność wody w obszarze budowli ziemnej związana jest z jej obiegiem w przyrodzie. Woda ta występuje jako [2]:

- a) woda atmosferyczna (deszcz, śnieg, mgła), która zasila wody powierzchniowe i podziemne,
- b) woda powierzchniowa (zarówno słona jak i słodka), występująca na powierzchni Ziemi,
- c) woda podziemna, znajdująca się pod powierzchnią ziemi, wypełniająca pustki, szczeliny i pory skalne.

Opady atmosferyczne mają znaczący wpływ na trwałość konstrukcji nasypów kolejowych, w zależności od ich intensywności oraz czasu trwania opadu. Średnie roczne sumy opadów w Polsce oscylują w granicach 600 mm [5].

Opady atmosferyczne zasilają wody powierzchniowe, a te mogą stanowić przeszkodę w budowie nowych tras komunikacyjnych. Według Ministerstwa Infrastruktury [6] szacuje się, że do roku 2030 może wystąpić prawie 5 tys. kolizji linii kolejowych z ciekami i zbiornikami wodnymi. Przeszkody znajdujące się w ciągu tras komunikacyjnych nie zawsze pokonywane są przy pomocy wznoszonych w tym celu obiektów inżynieryjnych. Zdarzają się sytuacje, w których ruch kołowy prowadzony jest nasypem przez wody powierzchniowe.

Ilość wody przypadająca na kilometr linii kolejowej związana jest z wielkością odpowiadającej zlewni. Zazwyczaj są to niewielkie ilości, które nie zagrażają bezpośrednio stateczności konstrukcji. Nasypy kolejowe budowane są w taki sposób, by ewentualne szkody wywołane wodami pochodzenia naturalnego były łatwe do naprawy, szybkie i stosunkowo niedrogie.

Zdarzają się jednak sytuacje, gdy ilość wody pochodzącej z opadów lub roztopów jest tak duża, iż dochodzi do powstania powodzi. Taka sytuacja miała miejsce w 2010 roku w Radomierzycach, gdzie woda wymyła nasyp kolejowy na odcinku 30-40 m [13].

1.2.2. Przyczyny obecności wody w obszarze nasypu kolejowego związane z działalnością człowieka

Ogromny wpływ na zmiany zachodzące w przyrodzie, a w tym w gospodarce wodnej, odgrywa działalność człowieka, niejednokrotnie podyktowana koniecznością poprawy własnego bezpieczeństwa oraz chęcią polepszenia warunków bytowych.

Powszechnie budowane są poldery (suche zbiorniki na wodę), zapory i zbiorniki retencyjne, w celu zabezpieczenia miejsc zamieszkania lub gromadzenia zapasów wody na wypadek suszy. Przykładem może być powstający w tej chwili przeciwpowodziowy zbiornik Racibórz Dolny na rzece Odrze, którego zadaniem będzie ochrona terenu w dolinie Odry od Raciborza do Wrocławia.

Dodatkowo wykonuje się sztuczne przerzuty wody między dorzecziami oraz reguluje przepływy wód w rzekach. Działania te bezpośrednio wpływają na strukturę obiegu wody w przyrodzie i mogą powodować lokalne osuszanie terenów podmokłych lub nawadnianie obszarów wcześniej suchych.

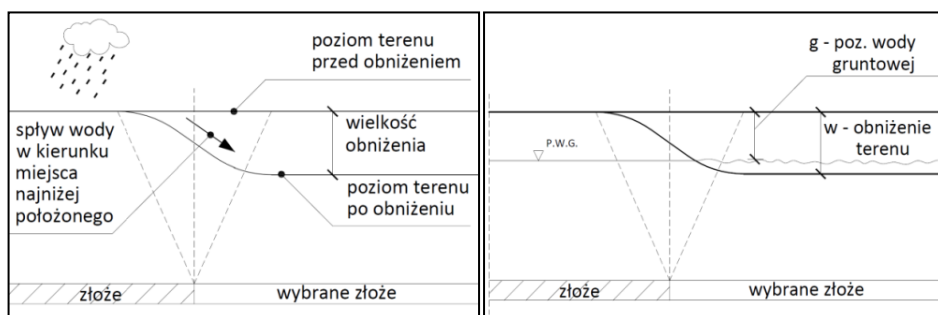
Kolejnym przykładem działań, których skutki mają niekorzystny wpływ na warunki wodne jest podziemna eksploatacja górnicza. Wydobywaniu kopaliny towarzyszą deformacje powierzchni terenu, o charakterze ciągłym i nieciągłym [9], z którymi związane są zmiany warunków hydrogeologicznych.

Jednym z objawów tych zmian jest wystąpienie nieraz bardzo rozległych obszarów podtopień, których główną przyczyną są obniżenia terenu w postaci

niecek obniżeniowych. W takich miejscach może gromadzić się woda opadowa i roztopowa [Rys.1]. Jeżeli w zasięgu niecki obniżeniowej znajduje się nasyp, może on zostać podtopiony lub nawet zalany. Często w takich sytuacjach konieczne jest wybudowanie przepustu, który umożliwi przeprowadzenie wody napływowej z jednej strony nasypu na drugą.

Na obszarach objętych szkodami górniczymi dochodzi także do tzw. pozornego podwyższenia poziomu wód gruntowych [Rys. 2]. Powstają niecki obniżeniowe, które swoim zasięgiem wykraczają poza kontur eksploatacji górniczej [9]. Na skutek wydobywania kopalin w górotworze tworzą się pustki zwane wyrobiskami [8]. W zależności od stosowanego systemu zabezpieczeń stropu przed załamaniem (lub jego braku – tzw. eksploatacja z zawalem), w różnym stopniu dochodzi do jego pionowego przemieszczenia i w konsekwencji obniżenia terenu na powierzchni (w).

W zależności od tego jak bardzo w stosunku do poziomu wody obniży się teren, można spotkać się albo z zawilgoceniem gruntu, albo z wypłynięciem wody powyżej poziomu dna niecki obniżeniowej, czyli z podtopieniem [Rys.2]



Rys. 1. Spływ wody deszczowej do najniższego punktu

Fig. 1. The rain water flows over the ground to the lowest point

Rys. 2. Powierzchnia terenu poniżej poziomu wody gruntowej – podtopienie

Fig. 2. The surface of the area below the level of ground water – flooding

2. Ocena wpływu wody na stateczność nasypu kolejowego na podstawie analizy numerycznej

Wpływ wody na stateczność zboczy sprawdzono na podstawie analizy MES dwóch modeli tego samego przekroju nasypu kolejowego linii dwutorowej:

- model nr 1 - parametry gruntów budujących nasyp są zgodne z dokumentacją geologiczno-inżynierską,
- model nr 2 - nasyp zbudowany z gruntów gwarantujących jego stateczność w normalnych warunkach pracy.

Obliczenia przeprowadzono przy użyciu studenckiej wersji geotechnicznie zorientowanego programu Z_Soil 2011 Student, który umożliwia m.in. określać nośność i stateczność budowli ziemnych, rozpatrywać wpływ deformacji górniczych na te budowle i badać przebieg przepływu cieczy. Z uwagi na liniowy charakter nasypu kolejowego, zdecydowano się na opracowanie odwzorowujących go numerycznych modeli jako dwuwymiarowych (płaski stan odkształcenia).

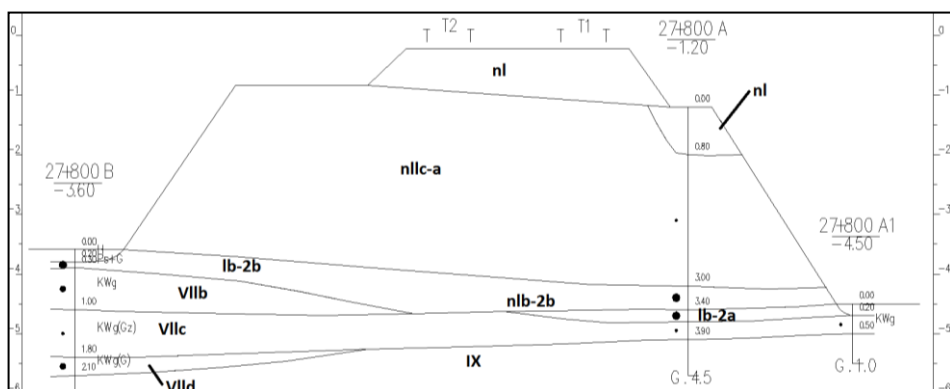
2.1. Geometria przekroju

W obydwu przypadkach obliczeniowych, numeryczne modele nasypu kolejowego [Rys. 3] zostały wykonane na podstawie dokumentacji geologiczno-inżynierskiej [1]. Zachowane zostały: kształt przekroju nasypu (w tym niesymetryczność skarp), jego wysokość i szerokość, a także nierówność poprzeczna torowiska.

2.2. Parametry materiałowe

W wykonanych modelach [10] uwzględniono, zgodnie z dokumentacją, warstwową budowę podłoża oraz nasypu kolejowego odwzorowując położenie poszczególnych warstw i ich wzajemny układ, miąższości oraz parametry geotechniczne [Tabela 1].

Z uwagi na brak danych w dokumentacji na temat właściwości filtracyjnych gruntów nasypu oraz podłoża, w analizie posłużono się orientacyjnymi dla określonego rodzaju gruntu, wartościami współczynników filtracji Darcy'ego według [11], zestawionymi w tabeli 1.



Rys. 3. Przekrój geotechniczny nasypu kolejowego; opis w tekście i w tabeli 1 [10]

Fig. 3. Geotechnical section of railway embankment [10]

Tabela 1. Zestawienie parametrów geotechnicznych (na podstawie [7, 11])

Table 1. Summary of geotechnical parameters (based on [7, 11])

Oznaczenie warstwy geotechnicznej	Rodzaj gruntów	Gęstość	Ciężar objętościowy	Kohezja	Kąt tarcia wewnętrzny	Edometryczny moduł ścisłości	Współczynnik Darcy'ego	
		ρ [t m ⁻³]	γ [$\frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$]	c_u [kPa]	ϕ_u [°]	M_o [MPa]	K_y' K_x'	
1	Nl	tluczeń kolejowy	2,24 ¹⁾	22,0	50,0	39,0	323,1 ²⁾	150 ³⁾
2	nllc-a	piasek gliniasty oraz pospółka	2,15	21,09	16,1	14,5	28,1	0,1
3	nllc-b ⁴⁾	glina piaszczysta	2,10	20,6	22,1	16,4	37,2	0,01
4	nllc-b ⁵⁾	glina piaszczysta	2,10	20,6	22,1	16,4	37,2	0,2
5	nlb-2b	piasek średni z domieszkami i przewarstwieniami	1,70	16,68	2,0	32,2	101,5	10
6	lb-2a	piaski średnie i grube z domieszkami i przewarstwieniami	1,70	16,68	2,0	32,4	79,3	10
7	lb-2b	piaski średnie i grube z domieszkami i przewarstwieniami	1,70	16,68	2,0	33,1	96,3	10
8	Vllb	zwietrzliny gliniaste	2,00	19,62	11,6	24,0	24,0	1 ³⁾
9	Vllc	zwietrzliny gliniaste	2,10	20,60	14,5	26,1	42,2	1 ³⁾
10	IX	dolomit, łupek, piaskowiec	1,97 ¹⁾	19,3	5,0	34,4	114,6 ²⁾	0,0001

¹⁾ wartość wyznaczona z zależności: $\rho = \frac{\gamma}{9,81}$,

²⁾ z powodu braku danych przyjęto moduł odkształcenia E_0 [MPa],

³⁾ z powodu braku danych przyjęto wartość orientacyjną [11],

⁴⁾ dotyczy modelu nasypu z wymienionym gruntem (opis w pkt. 2.5),

⁵⁾ dotyczy opcji nasypu z wymienionym materiałem na bardziej przepuszczalny (opis w pkt. 2.5)

2.3. Model konstytutywny gruntu w podłożu i nasypie

W numerycznej analizie wpływu podtopienia na nasyp kolejowy gruntowe warstwy podłoża i nasypu modelowano przy użyciu sprężysto-idealnie plastycznego modelu Coulomba-Mohra, którego powierzchnia plastyczności opisana jest w postaci [3]:

$$F(\sigma') = 0 \quad (1)$$

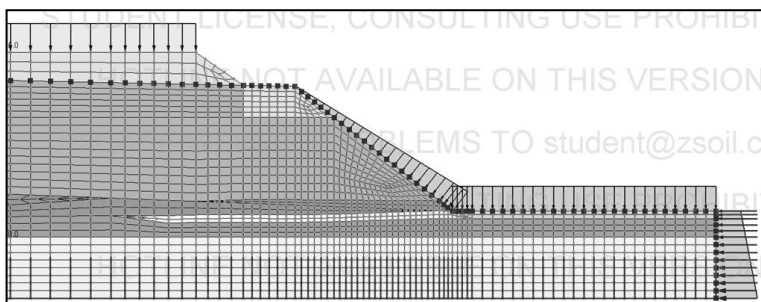
gdzie $F(\sigma')$ jest skalarową funkcją wektora naprężenia efektywnego.

Model ten należy do najpopularniejszych, głównie z powodu łatwości identyfikacji jego parametrów, w tym: modułu sprężystości E , współczynnika Poissona, kąta tarcia wewnętrznego oraz kohezji.

2.4. Dyskretyzacja, warunki brzegowe i początkowe

Numeryczny model nasypu 2D zbudowano przy użyciu elementów typu *continuum*, stosując elementy trój- i czterowęzłowe. Liczba węzłów w modelu: 3669, liczba elementów: 3509.

Formułowanie warunków brzegowych i początkowych polegało na wyznaczeniu sposobu podparcia i obciążenia modelowanego masywu gruntowego. Zadane warunki początkowe, związane z geometrią nasypu i wyznaczeniem stref materiałowych, bezpośrednio charakteryzują naprężenia pierwotne występujące w masywie. Określenie warunków brzegowych to odpowiednie zamocowanie brzegowych węzłów obszaru. Na pionowych brzegach modelu wprowadzono podpory przegubowo-przesuwne, umożliwiające swobodne pionowe przemieszczenie, oraz podpory przegubowo-nieprzesuwne na dolnej jego krawędzi.



Rys. 4. Zadane warunki początkowe i brzegowe, podział na elementy skończone; opis w tekście [10]

Fig. 4. Initial and boundary conditions, the division into finite elements [10]

Na nasyp kolejowy przyłożono obciążenie równomiernie rozłożone na całej szerokości podsypki o wartości 40 kN/m^2 . Dodatkowo wprowadzono obciążenie w postaci parcia wody na prawą skarpę nasypu. Na rysunku 4. przedstawiono fragment wykonanego modelu wraz z nałożoną siatką elementów skończonych i przyłożonym obciążeniem.

2.5. Program analizy, prezentacja i dyskusja wyników

Punktem wyjścia do rozważań na temat wpływu wody na stateczność nasypu w zależności od współczynnika przepuszczalności była analiza modelu nasypu

pu w warunkach suchych bez przyłożonego obciążenia w postaci parcia wody. Zgodnie z [4, 12] współczynnik stateczności SF podtorza powinien wynosić co najmniej:

- a) 2,0 – dla podtorza nowobudowanego i dobudowywanego,
- b) 1,5 – w eksploatacji,
- c) 1,3 – bezpośrednio po naprawie podtorza.

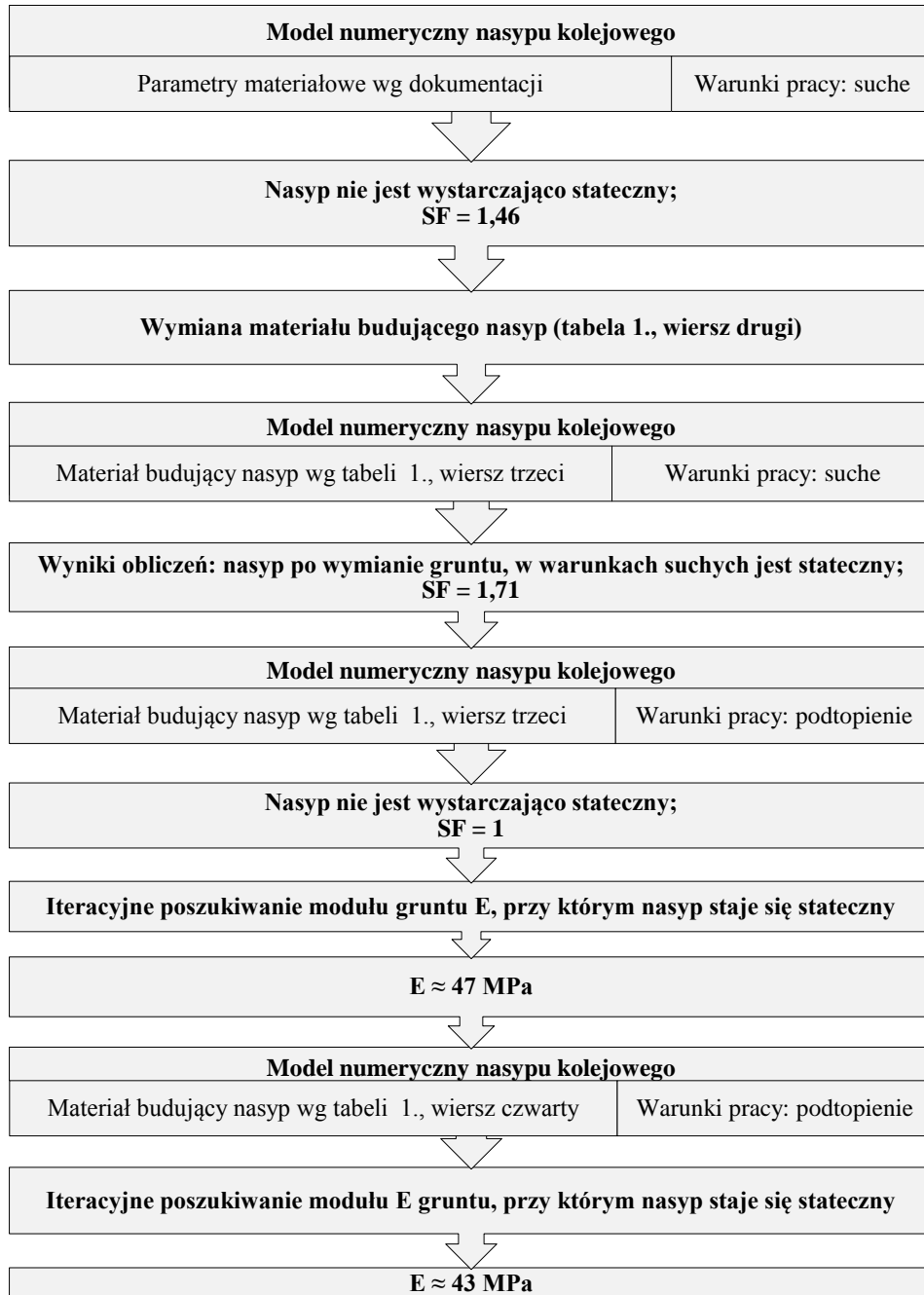
Uzyskane wyniki wskazały na niewystarczającą stateczność prawego zbocza, ponieważ wyznaczona wartość współczynnika stateczności SF wyniosła 1,46.

Z tego względu, do dalszej analizy postanowiono posłużyć się modelem nasypu, którego geometria nie ulegnie zmianie, natomiast materiał budujący nasyp zostanie wymieniony na grunt o lepszych parametrach, tzn. gwarantujących stateczność budowli w warunkach suchych [patrz tabela 1]. Nowy grunt (głina piaszczysta) charakteryzuje się większym kątem tarcia wewnętrznego, wyższą wartością edometrycznego modułu ścisłości i jest bardziej spójny w stosunku do pierwotnie występującego materiału.

Po zmianie materiału budującego nasyp na glinę piaszczystą, uzyskano wyraźną poprawę stateczności skarpy nasypu – współczynnik stateczności skarpy nasypu w warunkach suchych wyniósł 1,71.

Kolejny etap analizy polegał na wykonaniu i sprawdzeniu stateczności nasypu pracującego w warunkach podtopienia [Rys. 5]. Prawą skarpe wcześniej wykonanego modelu nasypu (w całości wykonanego z gliny piaszczystej) dodatkowo obciążono parciem wody.

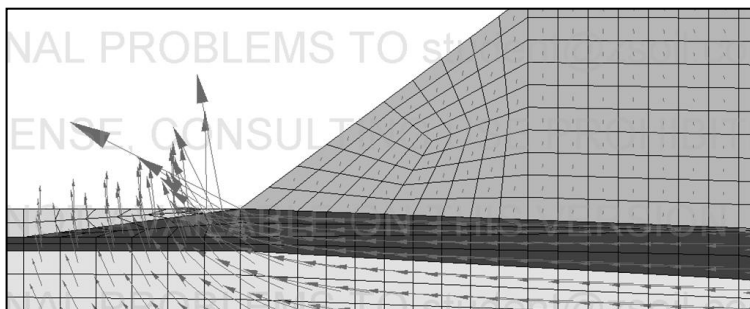
W wyniku oddziaływania wody, nasyp, który w warunkach suchych wykazywał wystarczającą stateczność, w warunkach podtopienia okazał się niestacny, a uzyskany współczynnik stateczności SF wyniósł 1.



Rys. 5. Program analizy

Fig. 5. Stages of the analysis

Jednym z efektów wykonanej analizy numerycznej są mapy przepływów wody przez nasyp. Na rys. 6. przedstawiono wektory przepływu wody. Można zauważyć, iż woda najswobodniej przepływa przez warstwy podłoża, które zbudowane są z piasku średniego i grubego. Są to warstwy, które charakteryzują się wyższym współczynnikiem filtracji niż materiał, z którego zbudowano nasyp.



Rys. 6. Wektory przepływu wody – lewa skarpa[10]

Fig. 6. Velocity vectors – the left slope [10]

Dodatkowo zdecydowano sprawdzić, jaką wartością modułu odkształcenia powinien wykazywać grunt nasypu (przy zachowaniu pozostałych parametrów geotechnicznych), tak by konstrukcja była stateczna. W kolejnych krokach iteracyjnych określono graniczną wartość modułu, która wyniosła około 47 MPa. Jest to wartość wyższa od wcześniej przyjmowanej ($E = 37,2$ MPa). W wykonanej analizie z zastosowaniem wyższego modułu odkształcenia wartość współczynnika stateczności wyniosła $SF = 2,2$.

W kolejnych etapach analizy wykonano sprawdzenie, jaki wpływ na stateczność konstrukcji pracującej w warunkach podtopienia ma przepuszczalność materiału budującego nasyp. Rozpatrzono sytuację, w której wymieniony materiał nasypu jest bardziej przepuszczalny, tzn. cechuje go wyższy współczynnik filtracji, $K_x' = K_y' = 0,2$ (patrz tabela 1.), przy zachowaniu wartości pozostałych parametrów geotechnicznych.

Na podstawie wygenerowanych przez program Z_Soil map przemieszczeń [Tabela 1.], można zauważyć, iż nasyp, który zbudowany jest z bardziej przepuszczalnego materiału (B) wykazuje większe przemieszczenia pionowe, przemieszczenia poziome zgodne z kierunkiem przepływu wody również są większe. Wartości bezwzględne naprężeń pionowych w porównaniu do naprężeń występujących w nasypie zbudowanego z materiału mniej przepuszczalnego (A) są mniejsze.

Pomimo zastosowania materiału o wyższym współczynniku filtracji, zbocze nasypu w dalszym ciągu pozostaje niestateczne, współczynnik SF jest równy 1.

Tabela 2. Zestawienie parametrów geotechnicznych [na podstawie 7, 11]

Table 2. Summary of geotechnical parameters [based on 7, 11]

WARUNKI PRACY: PODTOPIENIE	
A) Grunt nasypu mniej przepuszczalny: $K_x' = K_y' = 0,01$, B) Grunt nasypu bardziej przepuszczalny: $K_x' = K_y' = 0,2$.	
$u_{y/x \text{ max/min}}$ – wartość maksymalnego/minimalnego przemieszczenia pionowego/poziomego,	
$\sigma_{y/x \text{ max/min}}$ – wartość maksymalnego/minimalnego naprężenia pionowego/poziomego.	
MAPY PRZEMIESZCZEŃ PIONOWYCH	
A) $u_{y,\text{max}} = 0,62 \text{ mm}$ $u_{y,\text{min}} = -7,19 \text{ mm}$	
B) $u_{y,\text{max}} = 0,88 \text{ mm}$ $u_{y,\text{min}} = -7,98 \text{ mm}$	
MAPY PRZEMIESZCZEŃ POZIOMYCH	
A) $u_{x,\text{max}} = 1,84 \text{ mm}$ $u_{x,\text{min}} = -3,29 \text{ mm}$	
B) $u_{x,\text{max}} = 2,45 \text{ mm}$ $u_{x,\text{min}} = -3,81 \text{ mm}$	
MAPY NAPRĘŻEŃ PIONOWYCH	
A) $\sigma_{y,\text{max}} = 3,98 \text{ kN/m}^2$ $\sigma_{y,\text{min}} = -107,17 \text{ kN/m}^2$	
B) $\sigma_{y,\text{max}} = 6,45 \text{ kN/m}^2$ $\sigma_{y,\text{min}} = -106,76 \text{ kN/m}^2$	

W tym przypadku również postanowiono sprawdzić, jaka wartość modułu gruntu budującego nasyp będzie gwarantować jego stateczność. Na podstawie przeprowadzonych obliczeń oszacowano, iż graniczna wartość modułu odkształcenia wynosi około 43 MPa.

Porównując wyznaczone w obu przypadkach minimalne wartości modułów odkształcenia gruntu, przy których nasyp staje się stateczny, można zauważyć, iż stosowanie gruntu mniej przepuszczalnego wymaga, by charakteryzował się on modułem odkształcenia o większych wartościach. Taka zależność wyznacza kierunek dalszych poszukiwań materiałów, z których będą budowane nasypy narażone na podtopienie. Stosowane materiały powinny być wystarczająco przepuszczalne dla wody, dostatecznie nośne i mało odkształcalne. Poszukiwania odpowiednich rozwiązań spełniających powyższe wymagania stanowi zatem szerokie pole do dalszych badań naukowych z zastosowaniem metod numerycznych.

Literatura

- [1] Dokumentacja geologiczno – projektowa linii kolejowej E30 Jaworzno Szczakowa – Trzebinia w km 27+800 linii 133
- [2] Glinicki P. S.: Geotechnika Budowlana, Wydawnictwo Politechniki Białostockiej, Białystok 1990 r.
- [3] Gryczmański M.: Wprowadzenie do opisu sprężysto-plastycznych modeli gruntów, Polska Akademia Nauk, Komitet Inżynierii Lądowej i Wodnej Instytut Podstawowych Problemów Techniki, Warszawa 1995 r.
- [4] Instytut Techniki Budowlanej: Wymagania techniczne dla obiektów budowlanych wznoszonych na terenach górniczych, Instrukcje, Wytyczne, Poradniki nr 364-2007.
- [5] Madej J.: Metody sprawdzania stateczności zboczy, Wydawnictwo Komunikacji i Łączności WKŁ, Warszawa 1981 r.
- [6] Ministerstwo Infrastruktury: Prognoza oddziaływania na środowisko projektu master planu dla transportu kolejowego w Polsce do 2030 roku, Warszawa, sierpień 2008 r.
- [7] Pisarczyk S.: Grunty nasypowe. Właściwości geotechniczne i metody ich badania, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 2004 r.
- [8] Rosikoń A.: „Budownictwo komunikacyjne na terenach objętych uszkodzeniami górnictwami”. Wyd. Komunikacji i Łączności WKŁ, Warszawa 1979 r.
- [9] Strycharz B. i in.: Funkcjonowanie nawierzchni drogowych w warunkach górniczych deformacji terenu. Materiały 52. Konferencji Naukowej Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN i Komitetu Nauki PZITB „Krynica 2006”, T.4, Gdańsk – Krynica, 2006 r.
- [10] Tamaka S.: Modelowanie numeryczne nasypu kolejowego zagrożonego podtopieniem. Materiały konferencji doktorantów „Wiedza i eksperymenty w budownictwie”, Wyd. Pol. Śl., Gliwice 2014 r.
- [11] Zydrón T.: Orientacyjne wartości współczynników filtracji. Materiały pochodzące ze strony internetowej Katedry Inżynierii Wodnej i Geotechniki, Uniwersytetu Rolniczego w Krakowie:
http://149.156.33.48/~tymzydr/wsp_k10.pdf (dostęp 28.02.2013 r.).

- [12] Załącznik do zarządzenia Nr 9/2009 Zarządu PKP Polskie Linie Kolejowe S.A. z dnia 4 maja 2009 r. - Warunki utrzymania podtorza kolejowego; Id-3, Warszawa 2009 r.
- [13] <http://www.gazetalubuska.pl/apps/pbcs.dll/article?AID=/20100809/POWIAT/181639558&template=artpicture§ioncat=artpicture> (dostęp 08.09.2012r.).

THE INFLUENCE OF PERMEABILITY OF SOIL ON THE STABILITY OF RAILWAY EMBANKMENT

Summary

Water, which appears in the area of the construction of the railway or road embankment has a significant impact on condition of structure, especially on its stability. The article presents a natural causes of water presence in the vicinity of soil structure. There is also explained presence of water caused by human activities. Author indicated the main causes of emergence the flood plain in areas of mining and presented key issues related to the design of soil structures. The main aim of the study was to analyze the numerical models of railway embankment in several different variants. Author used the computer program Z_Soil for investigation. There were carried out numerical analysis of railway embankment, which geometry and geotechnical parameters were consistent with project. The embankment is not stable, for this reason there was proposed the replacement the soil for better one. Numerical analysis confirmed that the embankment after exchanging soil is stable, but when there is an additional water load it stopped to be. Additionally, there was carried out numerical analysis of the embankments which are made of materials of different permeability (different permeability coefficient) has been carried. In both cases the embankment is not stable. Next, author performed the minimum values of module, which make the embankments stable. Based on the numerical analysis assessed the impact of soil permeability on the stability of the railway embankment. Embankments which are built with more permeable soil work better, existing vertical displacements and stresses are lower, the structures are more resistant to water load.

Keywords: permeability coefficient, numerical model, factor of safety, constitutive model, Young's modulus

DOI:10.7862/rb.2014.65

Przesłano do redakcji: lipiec 2014 r.

Przyjęto do druku: wrzesień 2014 r.

Marta WARDAS-LASOŃ¹
Mikołaj ŁYSKOWSKI²
Jerzy MOŚCICKI³
Tadeusz SOKOŁOWSKI⁴
Anna BOJEŚĆ-BIAŁASIK⁵
Dariusz NIEMIEC⁶
Agata KUCIA⁷
Aldona GARBACZ-KLEMPKA⁸
Ewelina MAZUREK⁹
Michał ĆWIKLIK¹⁰
Mariola MARSZAŁEK¹¹
Agata KASPRZAK¹²
Jerzy ZIĘTEK¹³

ZMIANY WŁAŚCIWOŚCI PODŁOŻA W ASPEKCIE ZAGROŻENIA BUDOWLI KLASZTORNICH W REJONIE UL. POSELSKIEJ W KRAKOWIE¹⁴

Zapadanie skrzydła południowo-zachodniego kapelanii przy kościele św. Józefa S.S. Bernardynek postępuje od 2010 roku, powodując pęknięcie murów okalających

¹ Autor do korespondencji: AGH w Krakowie, al. Mickiewicza 30, 30-059 Kraków, 12 617 35 57, mw@geol.agh.edu.pl, AGH Centrum Badań Nawarstwien Historycznych

² AGH w Krakowie, 12 617 44 64, lyskowski@geol.agh.edu.pl

³ AGH w Krakowie, 12 617 23 59, moscicki@geol.agh.edu.pl

⁴ AGH w Krakowie, 12 617 41 68, tsokol@agh.edu.pl

⁵ PK, ul. Kanonicza1, 31-002, Kraków, 12 628 24 08, bialasik.a@wp.pl

⁶ UJ w Krakowie, ul. Gołębia 11, 31-007 Kraków, 12 66312 88, dariusz.niemiec@uj.edu.pl

⁷ UJ w Krakowie, 12 66312 88, agatakucia@tlen.pl.

⁸ AGH w Krakowie, 12 617 27 74, agarbacz@agh.edu.pl., AGH Centrum Badań Nawarstwien Historycznych

⁹ AGH w Krakowie, 12-617 44 64, emazurek@geol.agh.edu.pl.

¹⁰ AGH w Krakowie, 12 617 23 59, cwiklik@agh.edu.pl.

¹¹ AGH w Krakowie, 12 617 23 76, mmarszal@agh.edu.pl.

¹² AGH w Krakowie, 600 216 131, agata.kasprzak@gmail.com.

¹³ AGH w Krakowie, 12 617 46 01, zietek@geol.agh.edu.pl., AGH Centrum Badań Nawarstwien Historycznych

¹⁴ Temat jest realizowany przez Centrum Badań Nawarstwien Historycznych

ogród, a zwłaszcza pomieszczeń piwnicznych pod zabudowaniami przykościelnymi. Celem badań jest określenie właściwości i stratygrafii gruntów w podłożu zagrożonego obiektu, jak i w najbliższym jego sąsiedztwie. Archeologiczne źródła i ich międzydziedzinowa interpretacja w kontekście wykonanych profili geologicznych, w oparciu o odwierty i wąskoprzestrzenne odkrywki, wykazały złożony układ nawarstwień historycznych i ich potencjalne oddziaływanie na budowle. Oprócz odwiertów i badań gruntoznawczych przeprowadzono georadarowe i elektrooporowe rozpoznanie osrodka pod poziomem piwnic oraz badania geochemiczne próbek gruntu. Wyznaczony poziom calca jednoznacznie wskazuje na położenie zagrożonych obiektów w strefie 30 stopniowego skłonu pierwotnej morfologii terenu, w którego dnie znajdują się podatne na upłynnienie namuły. W stratygrafii wyróżniono także obecność znacznej miąższości, nierównomiernie zalegającej warstwy organicznej o dużej ściśliwości i małej nośności, stanowiącej materię wybitnie niebudowlaną. Na mechanikę budowli mają wpływ zróżnicowane pod względem stateczności utwory, ale także obecność sztywnych, historycznych obiektów fundamentowych. Istnienie tego typu czynników uzewnętrzniło się w postaci pęknięć murów w rejonie budowli klasztoru, a także zaburzenia poziomu podłóg szczególnie widoczne w piwnicach kapelanii. Obserwowane rozluźnienie struktury podłoża, o zasięgu większym niż teren klasztoru SS. Bernardynek, związane jest prawdopodobnie z szeregiem odwodnień głębokich wykopów wykonywanych w związku z wieloma realizowanymi inwestycjami w gęsto zabudowanej, zabytkowej części Starego Krakowa. Rozwój nowoczesnego miasta w sieci nawarstwień historycznych wymaga stałego monitorowania warunków wodno-gruntowych podłoża. Zarówno nadmierny drenaż, jaki i zbyt duża retencja wód zaburza stateczność zabytkowych budowli i grozi katastrofą budowlaną.

Słowa kluczowe: nawarstwienia historyczne, stratygrafia, namuły, geochemia, artefakty, żuźle

1. Warunki posadowienia na warstwach kulturowych

1.1. Przyczyny niestabilności podłoża

Grunty nawarstwień historycznych zabytkowych miast charakteryzują się znaczącym zróżnicowaniem właściwości fizykomechanicznych [37]. Depozyty i zasypy, różnego rodzaju konstrukcje wkopane w ziemię, jak latryny czy studnie, zasypane bruki lub ciekły to najczęstsze czynniki powodujące niejednorodność podłoża [47]. Charakterystyczną cechą jest zmienny skład granulometryczny i fazowy warstw ziemi, a przez to duże różnice podatności do zatrzymywania wody, kształtowane głównie udziałem detrytusów organicznych i substancji ilastej [11].

Realizacja nowych inwestycji wynikających ze zmian zagospodarowania przestrzennego oddziałuje na właściwości podłoża. Budowy wymagające głębokich wykopów z jednej strony powodują powstawanie lejów depresyjnych, zwykle o zasięgu większym niż powierzchnia inwestycji, z drugiej głębokie fundamenty nowopowstałych obiektów zachowują się jak trudno przepuszczalne bariery dla przesączających się wód, generując innego typu naruszenie stosunków

wodno-gruntowych. Niekorzystne warunki posadowienia próbuje się poprawiać rozwiązaniami technicznymi, takimi jak iniekcyjne mikropalowanie, czy osuszanie gruntów, które wzmacniają ich nośność.

W centrach zabytkowych miast, w przeszłości zwykle otoczonych bagnami, fosami i zamkniętym pierścieniem murów obronnych [1, 3, 9, 10, 18, 19, 27, 33, 40, 48, 49, 50] każda ingerencja w infrastrukturę podziemną po pewnym czasie ujawnia się bardzo znacznymi zmianami właściwości gruntów. Na zabytkowych murach budowli pojawiają się rysy i pęknięcia wynikające z deformacji podłoża.

1.2. Warunki posadowienia w obrębie Plant w Krakowie

Warunki posadowienia w obrębie Plant w Krakowie nie sprzyjają zabytkowym budowlom i prawdopodobnie podlegają niekorzystnym zmianom od dawna, szczególnie intensywnym począwszy od roku 1822, kiedy przystąpiono do burzenia murów obronnych, zasypywania fos i zamiany tych fortyfikacji na Planty. Występująca w obrębie nawarstwień historycznych, szczególnie w organicznych pokładach mierzwy, wysadzinowość gruntów, oraz podatność na upłynnianie warstw osadów wodnych obecnych w podłożu [24, 29, 30, 43, 45] w strefach biegu cieków, fos, rynsztoków i w miejscach wszelkich obniżen terenu, sprzyjających gromadzeniu się błota ze zmywów powierzchniowych, to szczególnie newralgiczne rejonu Starego Krakowa [14].

Najwyraźniejsze objawy skutków utraty stabilności gruntów obserwuje się w przypadku obiektów położonych właśnie w bezpośrednim sąsiedztwie Plant (Rys. 1).



Rys. 1. Topografia i układu urbanistyczny średniowiecznego Krakowa z zaznaczonymi przykładami zagrożonych obiektów zabytkowych ze strony niestatecznego podłoża (na podstawie [23])

Fig. 1. Topography and urban layout of Medieval Krakow, with the objects marked, which are endangered because of unstable ground (based on [23])

Od wielu lat obserwuje się uszkodzenia wielu zabytkowych budynków w postaci zarysowań, a ostatnio powiększających się rozwartości rys, czy pęknięć. Towarzyszą temu zjawiska niszczenia infrastruktury wodno-kanalizacyjnej, które dodatkowo pogarszają stan podłoża. Przykładowo w rejonie Muzeum Archeologicznego (róg Poselskiej i Senackiej), klasztoru Ojców Reformatów (róg Reformatów i św. Tomasza), klasztoru Dominikanek i kościoła Matki Boskiej Śnieżnej, przy ul. Mikołajskiej w Krakowie, zwanym też na Gródku, czy wreszcie klasztoru Bernardynek i kościoła św. Józefa przy ul. Poselskiej na budowlach i murach je okalających widoczne są strefy spękań.

2. Położenie, układ i historia utworzenia klasztoru SS. Bernardynek w Krakowie przy ul. Poselskiej 21

2.1. Układ i historia utworzenia klasztoru SS. Bernardynek w Krakowie

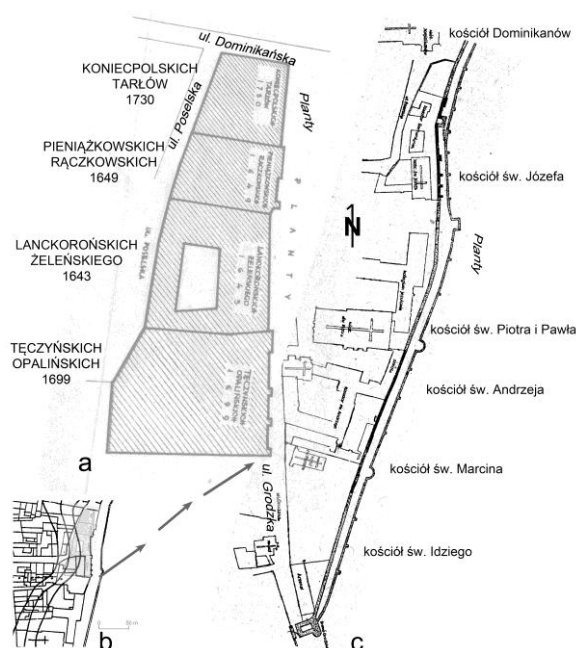
Na Stradomiu, południowym przedmieściu Krakowa, pod koniec XVI wieku istniały nad Wisłą dwa żeńskie klasztory Bernardynek, jeden Koletek po stronie dzisiejszej ulicy Koletek, a drugi przy obecnej ul. św. Agnieszki [6, 8, 15, 16, 17, 28, 41, 42, 44, 51]. Stradom w tych czasach stanowił jakby półwysep oblany wodami rzeki Wisły, dlatego z powodu „każdorocznie praktykowanych wylewów wody” siostry podjęły starania o nową siedzibę „już w obrębie murów miasta Krakowa”. W 1646 roku przy wschodniej części dzisiejszej ulicy Poselskiej założono klasztor SS. Bernardynek i dobudowano do niego drewniany kościół św. Józefa.

Siostra Teresa, z domu Zadzikówna, jeszcze jako przełożona klasztoru św. Agnieszki, rozszerzyła jego zabudowania, odkupując kilka sąsiadujących kamienic, założyła ogród i otoczyła całość murem. Dążyła tam do wybudowania wałów ochronnych by strzec niszczone wodą i zawilgocone mury klasztoru przed wylewami, jednak inwestycja nie doszła do skutku.

Jedynym sposobem zabezpieczenia sióstr na wypadek powodzi była nowa fundacja. Po uzyskaniu pozwolenia króla Władysława IV oraz za zgodą biskupa krakowskiego Piotra Gembickiego 5 października 1644 r. odkupiono na ten cel od Stanisława Żeleńskiego piękny, renesansowy dworek, dawniej posiadłość Lanckorońskich i przystosowano go do potrzeb klasztornych. Dworek położony był przy południowo-wschodnich murach miejskich, w przecznicy Grodzkiej, zw. Poselską, pomiędzy dworkiem Opalińskich, dawniej Tęczyńskich od południa, a tzw. Pieniążkowskim od północy. Dwa lata siostra Teresa starała się o dekret erekcyjny i wprowadzenie się sióstr do klasztoru, gdyż władze miasta nie wyrażały zgody na jeszcze jeden klasztor w obrębie murów, który nie był zobowiązany do opłat miejskich. W 1649 r. siostra Teresa w ramach urzędowania klasztoru dobudowała drewniany kościół św. Józefa i cele mieszkalne. Rozszerzyła budynek klasztorny od strony północnej o dokupiony zrujnowany dworek Raczkowskich, dzierżawiony przez Koniecpolskich, czyniąc starania o przejęcie

także placu zwanego „pustki”, na który prawie z całego miasta zwożone były śmieci. Kiedy w 1730 r. ruiny i plac stały się własnością klasztoru siostry przystąpiły do ogrodzenia gruntu. Budynek dzisiejszej kapelaniai stoi także w miejscu dokupionego niegdyś dworku Bębnowskich [6, 8].

Panująca w roku 1652 w Krakowie zaraza i najazd szwedzki (1655-1657) spowodowały, że klasztor popadł w ruiny. Dopiero staraniem siostry Franciszki Brzechwianki udało się nabyć dwór i plac od starosty nowomiejskiego Opalińskiego, graniczący z kolegium jezuickim przy kościele św. Piotra i Pawła. W 1694 r. na tym miejscu wybudowano nowy, istniejący do dziś, kościół św. Józefa. Warte podkreślenia jest, że zakupiony plac był pusty. W 1708 r. został otoczony murem, uporządkowany i obsadzony drzewami, by mógł pełnić rolę ogrodu klasztornego [8] (Rys. 2).

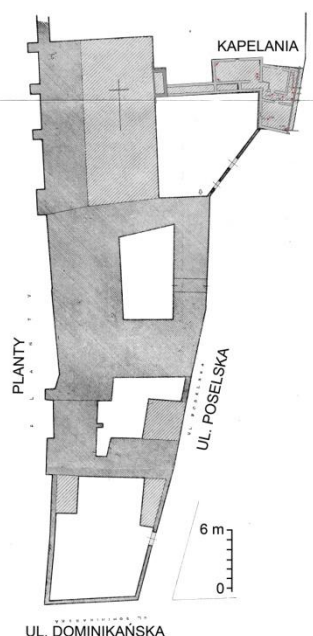


Rys. 2. Schematyczne rozmieszczenie dworków, które złożyły się na dzisiejszy kompleks klasztorny ss. Bernardynek przy ul. Poselskiej 21 (a), położenie w rejonie północnego przedpoła Okołu (b), w sąsiedztwie ówczesnych murów miejskich, dzisiejszych Plant (c) [na podstawie 4, 8, 23]

Fig. 2. Schematic layout of the manors, which constitute the present-day monastery building complex of the Bernardine Sisters at Poselska 21 St. (a), its location in the area of Okół foreground (b), in the neighbourhood of the town walls then, today's Planty (c) [based on 4, 8, 23]

W wyniku II rozbioru Polski w 1788 r. doszło do przeniesienia sióstr z klasztoru św. Agnieszki i do św. Józefa. Od kiedy w 1796 roku klasztor przeszedł pod panowanie austriackie i jego stan materialny znacznie się obniżył, dopiero połączenie zgromadzeń mogło poprawić tę sytuację. W latach 1821-22

miało miejsce burzenie dawnych fortyfikacji, a przy tej okazji rozebrano mury klasztorne „na pustkach” i mury otaczające ogród za kościołem, w ich miejsce stawiając nowe. Siostry Koletki w roku 1823 chętnie przeniosły się z klasztoru stale narażonego na częste wylewy Wisły, na teren północnego przedpoła Okołu, położonego w południowo-wschodniej części Starego Krakowa, choć kolejne lata nie były wolne od problemów. W 1850 pożar Krakowa dotknął także zabudowań klasztornych, mimo to do większych remontów doszło dopiero w 1875 r. „Korytarzyk komunikacyjny”, który połączył mieszkanie kapelana – kapelanię, z wejściem do kościoła, dobudowano w 1879 r., w latach 1895-96 pokryto rozmównicę, refektarz i oficyny blachą cynkową, a kościół miedzianą. Urządzenia wodociągowe doprowadzono do klasztoru w 1902 r. W latach 1935-36 zburzono dawną kapelanię, a na jej miejscu postawiono nową podpiwniczoną (Rys. 3) [8].



Rys. 3. Plan sytuacyjny klasztoru sióstr Bernardynek, z nałożonym planem piwnic kapelanii z 1935 r. [na podstawie 8]

Fig. 3. Location plan of the Bernardine Sisters against the plan of the chaplain's quarters cellars, coming from 1935 [based on 8]

2.2. Położenie klasztoru ss. Bernardynek

Rejon, na którym usytuowane są zabudowania klasztorne św. Andrzeja, Marcina, Piotra i Pawła oraz Józefa i Dominikanów w stosunku do ul. św. Gertrudy (203 m n.p.m.) stanowi wzniesienie, najwyraźniejsze przy klasztorze Dominikanek Na Gródku (212 m n.p.m.). Z przeciwnej strony od ul. Straszewskie-

go (206 m n.p.m.) teren także się podnosi w kierunku na wschód ul. Poselskiej, ku kościołowi św. Józefa (211 m n.p.m.) i na północ ku Kleparzowi (215 m n.p.m.). Od podnóża Wawelu (208 m n.p.m.) łagodnie wznoszące się ku północy Śródmieście (211 m n.p.m.) bardzo znacznie opada na obie strony, wschodnią i zachodnią Plant, położonych na wysokości średnio 205 m n.p.m. Takie ukształtowanie powierzchni lewobrzeżnej części miasta to wynik celowych zabiegów związanych z formowaniem nasypów pod drogi, obejścia domów i brzegi, ale także wielowiekowego nawarstwiania się depozytów. Rosnąca gęstość zabudowy rozwijającego się miasta sprzyjała szybkości odkładania się substancji mineralnej i organicznej, szczególnie w obrębie murów, fos i wałów [2, 10, 12, 20, 36, 39, 52].

Calcem Śródmieścia są utwory piaszczyste, plejstocenske, wyniosłości będącej stożkiem napływowym Prądnika, wpadającego do Prawisły na terenie Śródmieścia. Jego położenie wykreśla pierwotną topografię odpowiednio na poziomie niższym o mniej więcej 5 m, z powolnym spadkiem na linii północ-południe, obecnie około 8,4 m, w okresie przedlokacyjnym 7,6 m [10, 20, 38], co oznacza, że nasypy tworzą powierzchnię mniej więcej równoległą. Badania Radwańskiego [9, 10, 25, 26, 33, 34, 35, 50] na terenie Okołu wykazały istnienie znacznego, nawet do 11 m obniżenia pomiędzy powierzchnią Placu Dominikańskiego, a ulicą Poselską, względnie Senacką, którym mogła biec fosa obronna. Położenie klasztoru, będącego zlepkiem kilku różnych zabudowań, a także historia zwłaszcza dziejów tego miejsca oraz kolejne zmiany zagospodarowania przestrzennego znajdują odbicie w stanie obiektów.

3. Wyniki interdyscyplinarnych badań podłoża budowli klasztornych w rejonie ul. Poselskiej 21 w Krakowie

Badania w zakresie zagadnień architektonicznych i archeologicznych oraz geologicznych, geomorfologicznych, geofizycznych i geochemicznych dotyczyły identyfikacji głównych przyczyn uszkodzeń materii budowlanej obiektów, szczególnie kapelanii kościoła św. Józefa, stanowiącego świątynię klasztorną SS. Bernardynek.

W pierwszym etapie (listopad 2013 – styczeń 2014) wykonano pomiary georadarowe i wstępne elektrooporowe oraz odwierty geologiczno-archeologiczne, w tym badania geochemiczne gruntów podłoża. Dotyczyły one głównie podłoża piwnicy kapelanii. Na terenie dziedzińca i ogrodu klasztornego wykonane zostały rozpoznawcze pomiary georadarowe. W rejonie sąsiednich posesji, w tym w piwnicach kamienicy przy ul. Poselskiej 19 i położonej po przeciwnej stronie ulicy od lat obserwowane są niepokojące zjawiska, które wpływają na stan techniczny konstrukcji budynku.

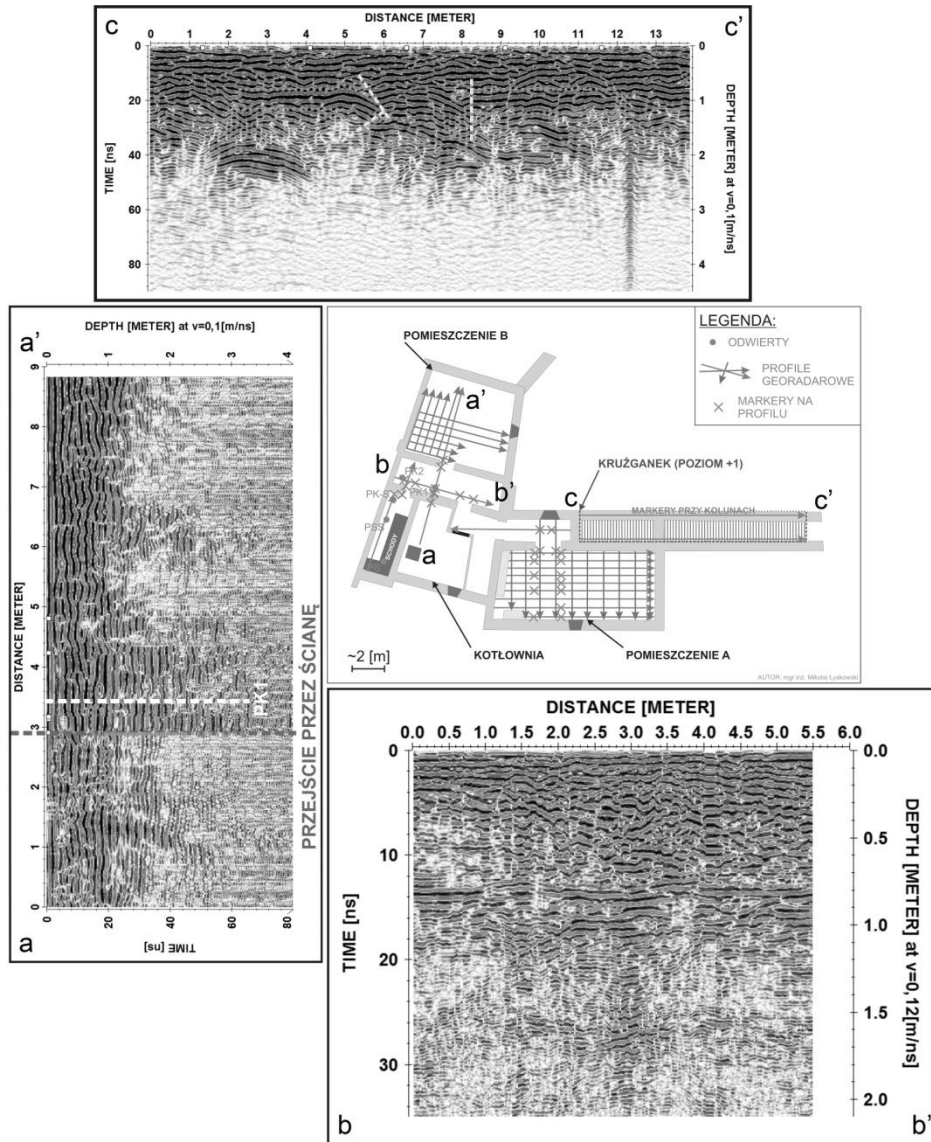
3.1. Metodyka badań i zestawienie wyników pomiarów

Badania rozpoznawcze przy użyciu metody georadarowej (GPR) umożliwiają lokalizowanie stref nieciągłości, rozluźnień, pustek, artefaktów, instalacji technicznych, a także określanie przebiegu ukrytych murów, czy monitorowanie stanu drzewostanów. W zależności od wybranej anteny możliwa jest rejestracja informacji o płytce zalegających strukturach z wysoką rozdzielczością lub występujących głęboko, ale z mniejszą rozdzielczością. Wykonano je przy użyciu anten ekranowanych 500 oraz 1600 MHz. Pozwoliło to na rejestrację informacji użytecznej do głębokości około 2.0 - 2.5 metra [21].

Przeprowadzono szereg pomiarów celem wykrycia stref rozluźnień ośrodka, w których zmieniają się właściwości gruntu. Tym samym wskazano miejsca, w których można upatrywać przyczyn powstawania spękań murów. Na wybranych przekrojach przedstawiono zarejestrowane echogramy odzwierciedlające układ nawarstwień gruntów podłoża (Rys. 4).

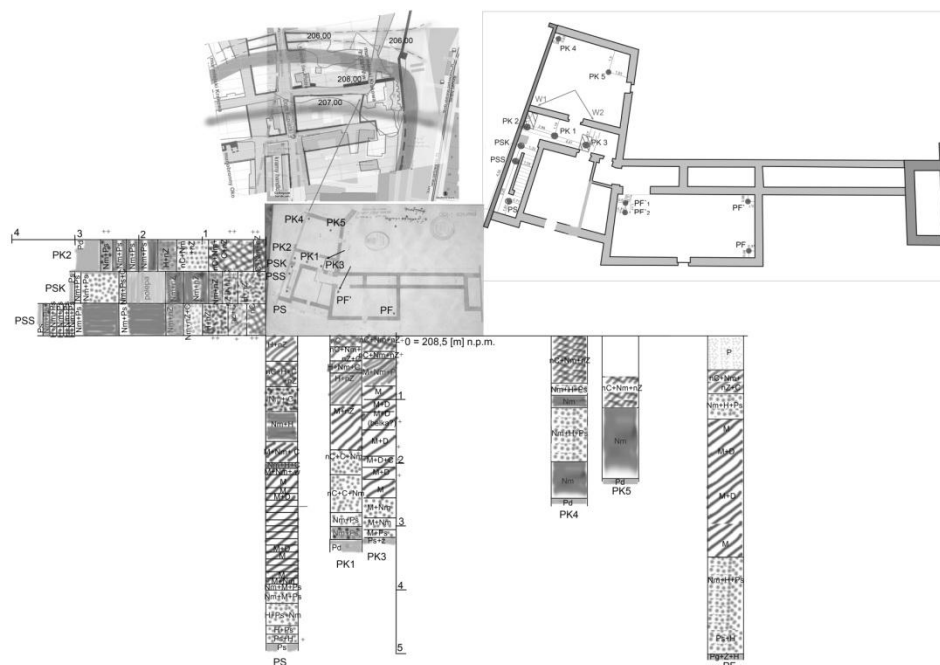
Pomiar wykonany w kierunku prostopadłym do spękanej ściany kotłowni (a-a') wykazał anomalie, której obecność może pochodzić od pozostałości murów w podłożu, których fragment zachował się w narożniku pomieszczenia B (górnego, lewego na planie - Rys.4). Podobna anomalia (na 3 m) widoczna jest na przekroju b-b', która pochodzi od stwierdzonego płytkimi odwiertami rozpoznawczymi muru wapiennego, pogrążonego około 50 cm poniżej posadzki piwnic. Widoczne poziome anomalie mogą świadczyć o warstwowaniu lub innego rodzaju zmianie właściwości gruntów podłoża. Ostatni profil wykonany w korytarzu z filarami (krużganku) na dziedzińcu klasztoru przy użyciu anteny ekranowanej 500 MHz (c-c') ukazuje dwie anomalie, które świadczą o zmianach ciągłości warstw w podłożu. Może być to spowodowane zapadającym się gruntem pod fundamentami obiektu. Wartości prędkości propagacji fali elektromagnetycznej, przyjęte do wyznaczenia głębokości, zostały określone szacunkowo w trakcie pomiaru, na podstawie stanu podłoża po wizji lokalnej [21, 46].

Interesująco przedstawiają się wyniki badań gruntoznawczych, uzupełnione o geochemiczne analizy próbek ziemi z odwiertów zarówno z nasypów i nawarstwień archeologicznych, jak i osadów calcowych. Na schemacie przedstawiono syntetyczną charakterystykę i obraz zmienności składu oraz struktury gruntów (Rys.5).



Rys. 4. Echogramy odzwierciedlające strukturę układu nawarstwień gruntów podłoża, a-a kotłownia-pomieszczenie B, b-b' korytarz piwnic, c-c' krużganek z filarami

Fig. 4. Echograms showing the layer arrangement structure of the subsoil, a-a boiler room B, b-b' cellar corridor, c-c' cloisters



Rys. 5. Schematyczny obraz gruntów podłoża kapelanii kościoła św. Józefa SS. Bernardynek

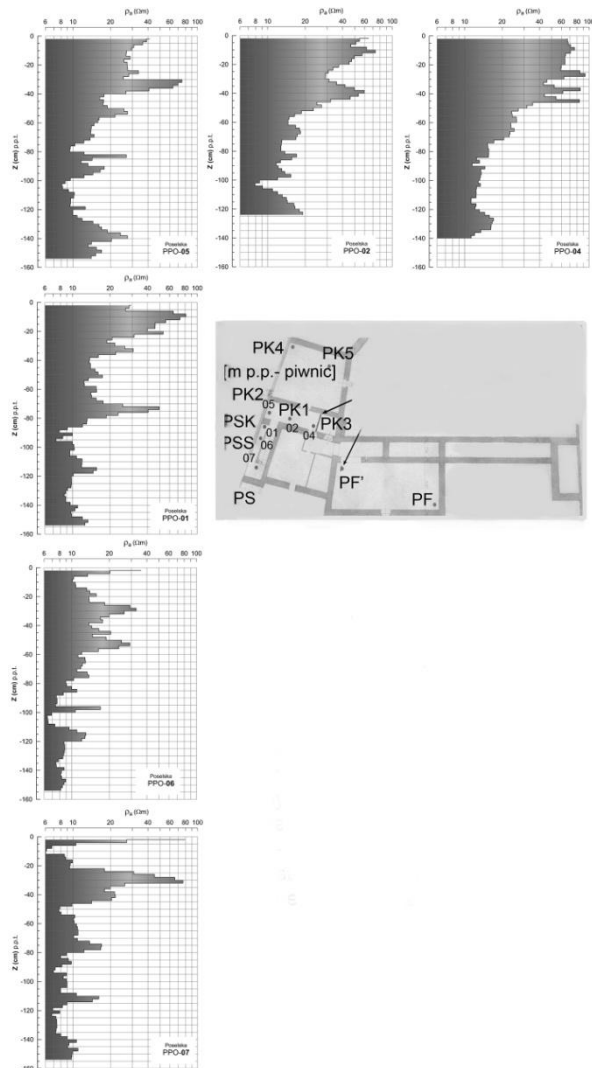
Fig. 5. Schematic picture of the subsoil of the chaplain's quarters of the Bernardine Sisters Church

Na podstawie obserwacji makroskopowych i pomiarów wskaźników fizykochemicznych, szczególnie dotyczących zmian zasolenia gruntów (wskaźnik PEW – przewodność elektrolityczna właściwa), stanu zakwaszenia (odczyn pH) i zawartości substancji organicznej (potencjał Eh) oraz węglanów (reakcja z kwasem solnym) sporządzono profile geotechniczne, które posłużyły do szczegółowego rozpoznania podłoża gruntowego i wskazania utworów niestabilnych, stanowiących główne przyczyny niszczenia obiektów naziemnych.

W poszukiwaniu cech wspólnych nawierconych gruntów pomocne były także badania elektrooporowe. W obrębie gruntów w podłożu piwnic wykonano serię Penetracyjnych Profilowań Oporności (PPO) w sąsiedztwie 6 odwiertów, do głębokości max 1,6 m, co wynika z metodycznych ograniczeń, związanych z wysokością pomieszczeń piwnicznych (Rys. 6). Badania te umożliwiają wykrycie i identyfikację warstw antropogenicznych/archeologicznych, silnie odwodnionych, bądź rozluźnionych utworów [22].

Na wykresach pokazano, że zróżnicowanie oporności elektrycznej utworów obejmuje zakres od kilku do 100 Ω m. Wskazuje to na znaczną zmienność właściwości gruntów wynikającą z litologii, ale także z zanieczyszczenia. W rejonie korytarza piwnic duże podobieństwo przebiegu zmienności oporności wykazują profile PPO-02 i PPO-04. Charakterystyczny jest wyraźny

spadek oporności z głębokością, podobny we wszystkich miejscach. Oporność gruntów na kierunku od PPO-05 do PPO-07 stopniowo maleje, co może być wynikiem wzrostu zawilgocenia i zanieczyszczeń (komunalnych). Najniższą, stosunkowo mało zróżnicowaną opornością, już od 40 cm głębokości, charakteryzowały się utwory w profilu PPO-07.

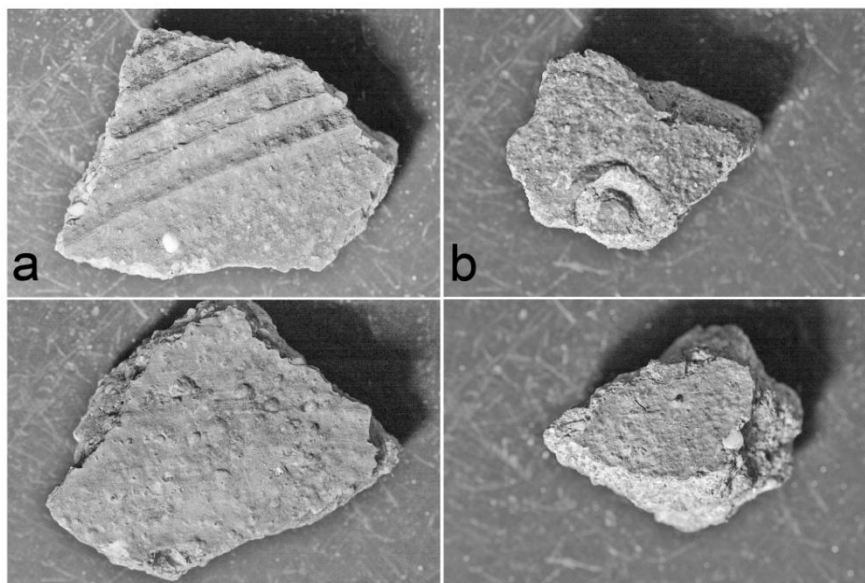


Rys. 6. Rozkład oporności elektrycznej gruntów podłoża kapelani kościoła św. Józefa SS. Bernardynek

Fig. 6. The subsoil resistivity distribution of chaplain's quarters of the Bernardine Sisters Church

3.2. Kontekst archeologicznych wyników badań gruntów podłoża

Budynek kapelanii znajduje się w archeologicznej strefie prawnej ochrony konserwatorskiej, w związku z czym grunty analizowano także pod względem występowania artefaktów. Podczas prac związanych z odwiertami w obrębie jej pomieszczeń piwnicznych znaleziono kilka zabytków archeologicznych, głównie fragmenty późnośredniowiecznych naczyń ceramicznych (Rys. 7) i pojedyncze żużle. Jednak tylko pośrednio mogą one być pomocne przy określaniu chronologii bezwzględnej nawarstwień, w kontekście których zostały znalezione, gdyż nie można zupełnie wykluczyć, że ceramika ta zalegała w nich na wtórnym złożu. Pomimo to stanowią *terminus post quem* dla datowania tych warstw, co oznaczać musi, że nawarstwienia w zasypisku domniemanej fosy zostały uformowane najwcześniej w XIV lub XV w. Wszystkie znalezione fragmenty ceramiki pochodzą z partii brzuśca naczyń, co nie pozwala na poprawną identyfikację typu naczynia i co za tym idzie także na ustalenie jego funkcji. Żużle niewielkich rozmiarów pokryte były grubą warstwą korozyjną, mniejszy z nich wykazywał właściwości magnetyczne.



Rys. 7. Zabytki archeologiczne (fragmenty naczyń ceramicznych) znalezione podczas prac związanych z odwiertami w obrębie pomieszczeń piwnicznych kapelanii, a – PK1, b – PK2

Fig. 7. Archeological artefacts (pottery shards) found during the pit drilling within the chaplain's quarters cellars, a – PK1, b – PK2

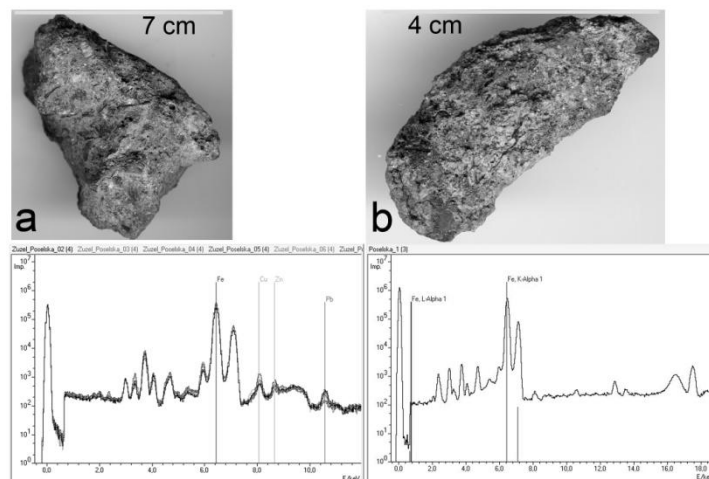
Przykładowo w odwiercie PK1 z warstwy organicznej znajdującej się na głębokości 1,1-1,8 m wydobyto jeden fragment nieszkliwionego naczynia ceramicznego. Wielkość zabytku wynosi 1,1x1,7 cm, a w przekroju ma 0,5 cm

grubość. Obiekt wykonano z gliny z domieszką gruboziarnistego piasku, z użyciem koła garncarskiego, o czym świadczą poziome linie widoczne po wewnętrznej stronie naczynia. Na zewnętrznej partii zabytku znajdują się równoległe, trójkątne w przekroju żłobki (około 0,3 cm szerokości). Najczęściej tego typu zdobienie znajdowało się na górnej partii brzuśca naczynia. Kolor brunatny powierzchni sugeruje wypał w atmosferze utleniającej (Rys.7a). Z kolei dwa inne fragmenty naczyń ceramicznych znaleziono w warstwie kulturowej (PK2 Nm+Ps) na głębokości 2,0-2,2 m (Rys.7b).

Oba zabytki wykonano z gliny z drobnoziarnistą domieszką schudzającą. Jednorodny przekrój oraz ciemnobrunatna i czarna barwa zabytków wskazuje na wypał utleniający w wysokiej temperaturze (powyżej 900 °C). Większy fragment ma wymiary 1,5x2,1 cm i grubość 0,9 cm, natomiast mniejszy 1,4x1,1 cm i 0,4 cm grubość. W tym samym odwiercie fragment brzuśca innego naczynia ceramicznego miał wymiary 1,7x1,9 cm i grubość 0,9 cm. Zbytek został znaleziony na głębokości 2,2-2,4 m w warstwie namuliskowej (Nm+Ps). Naczynie było wykonane z gliny schudzonej domieszką drobnoziarnistego piasku i żwiru (przekrój jednolity, barwy ciemnobrunatnej - wypał utleniający). Na zewnętrznej ścianie naczynia widoczny jest fragment ornamentu w postaci rytej linii falistej.

Interesująca jest obecność 60-cio centymetrowej, wyklinowującej się warstwy polepy, gdyż stwierdzonej tylko w jednym z odwiertów, na głębokości ok. 1,60 m. Polepa jest dość jednorodna i składa się z destruktu przepalanej gliny i cegieł, ale raczej nie ma ona wpływu na stateczność podłoża. Obecność w tym miejscu artefaktów metalowych (Rys. 8) w postaci żużla i zaraz obok znacznej miąższości warstwy polepy może wskazywać na wykorzystywanie terenów w rejonie zasypanej fosy, na skraju osady, dla celów np. odlewniczych (Rys.8a). Inny metalowy artefakt (Rys. 8b) stwierdzono w namulach na głębokości 1,95-2,25 m p.p.t. (PK5).

Wykonano oznaczenia zawartości Cu i Pb jedynie w wybranych rodzajach gruntów (fr. < 0,18 mm), tj. organicznej reprezentowanej przez próbki z odwiertów PK3 (2,30-2,60 m) i PS (3,10-3,20 m) oraz w namulach piaszczystych z PK2 (2,00-2,20 m). Stwierdzono w nich od 80-100 mg/kg Cu, co w stosunku do wartości tłowych, rzędu 7-10 mg/kg w osadach niezanieczyszczonych, stanowi zawartość podwyższoną. Koncentracje ołowiu 60-80 mg/kg w porównaniu do przeciętnych wartości 20 mg/kg, charakterystycznych dla niezanieczyszczonych osadów wodnych, także wskazują na kontakt z zanieczyszczeniami o charakterze metalicznym, choć na znacznie niższych poziomach stężeń niż stwierdzano poprzednimi badaniami [21, 46] w osadach historycznej fosy. Na funkcjonowanie jakiegś działalności gospodarczej w tym rejonie opartej na metalach może także wskazywać obecność żużla zawierającego Pb, Cu, Zn, a także Fe (Rys. 8a).



Rys. 8. Wykres widm fluorescencyjnych wraz z identyfikacją głównych pierwiastków w metalicznych artefaktach - żużlach - (badania jakościowe) metodą spektrometrii fluorescencji rentgenowskiej (XRF); a – PK2 (2,00-2,20 m), b - PK5 (1,95-2,25 m)

Fig. 8. Fluorescent spectrum graph with identification of the main elements in the metallic artefacts – slags – (quality assessment) with the use of XRF method; a – PK2 (2,00-2,20 m), b - PK5 (1,95-2,25 m)

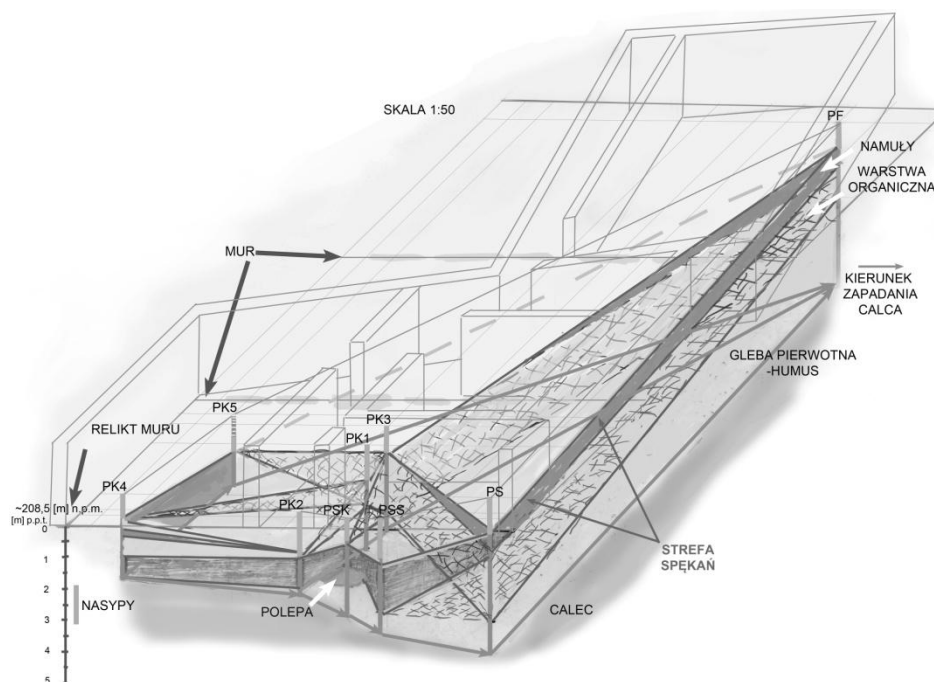
4. Analiza zagrożeń, czynniki geogeniczne i antropogeniczne

4.1. Przyczyny osiadania gruntów w rejonie kapelanii

W oparciu o przekroje pionowe i głębokości występowania podobnych rodzajów gruntów wykreślono blokdiagram układu nawarstwień historycznych (Rys. 9). Wizualizacja układu nawarstwień historycznych w podłożu kapelanii, z wykorzystaniem profili odwiertów, była możliwa jedynie pod specjalnie dobranym, nachylonym kącie widzenia. W powiązaniu z obiektami naziemnymi, a zwłaszcza zarejestrowaną tam strefą zaburzeń stabilności i pęknięciami murów oraz wynikami georadarowego i elektrooporowego skanowania podłoża poszukiwano generalnych przyczyn szybko następujących zjawisk, które doprowadziły do obecnej sytuacji, graniczącej z katastrofą budowlaną.

Stwierdzoną odwiertami i wyznaczonymi przy ich pomocy profilami geologicznymi obecność skłonu struktury, nazywanej na tym etapie drugą młodszą fosą Okołu (funkcjonującej wg najnowszych ustaleń archeologicznych i ich konfrontacji z przekazami pisanymi w stosunkowo krótkim okresie półwiecza pomiędzy latami 1241-1311 [25, 27, 33]), potwierdza w profilu stratygraficznym występowanie wkładek namulów rzecznych (nawet o 70 cm miąższości lub warstewek cieńszych wyklinowujących się). To właśnie one są szczególnie podatne na upłynnienie. W profilu gruntów wyróżniono także obecność słaboosnej strefy stanowiącej warstwy organiczne o znacznej, choć zmiennej miąższości.

W najniższej części występuje humus zapiaszczony, miejscami także zailony, a calec reprezentują średnie i drobne piaski lub piaski ze żwirami.



Rys. 9. Blokdiagram układu nawarstwień historycznych wykreślony w oparciu o przekroje pionowe i głębokości występowania utworów calcowych, namułów i mierzwy

Fig. 9. Block diagram of the historical layers arrangement based on vertical profiles and the depth at which the undisturbed subsoil, muds and mulch were found

Bezpośrednio pod посадką piwnic, w nasypach o miąższości kilkudziesięciu cm, stwierdzono obecność agregatów ilastych, których nagromadzenie tworzy warstewki z glinami jasnobeżowymi. Być może stanowią one materiał z umocnień fosy, do czego często używano gliny, znacznie trudniej lasującej się niż mułki rzeczne. Namuły występujące w postaci przewarstwień w obrębie utworów organicznych mogą być także potwierdzeniem obecności fosy. Zawierają one znaczne ilości drewna o różnym stopniu zbutwienia, nie wykazującego tendencji do zagniwania. Prawdopodobnie pogrążenie w namułach fosy drewna, stanowiącego umocnienia jej brzegów, doprowadziło do kolmatacji i zamknięło dostęp tlenu. Nawet bardzo małe fragmenty drewna się zachowały, nie ulegając procesowi gnicia i dezintegracji, gdyż mineralizacja substancji organicznej zużyła pozostały tlen. Po pogrążeniu w namułach, w warunkach beztlenowych, którymi jak wspomniano wyróżniają się te warstwy (ujemna wartość potencjału oksydacyjno-redukcyjnego Eh), mogła zachodzić dalsza dezaktywacja mikrobiologiczna.

Rozważana warstwa organiczna, choć ma charakter mierzwy, z racji ukształtowania terenu mogła powstać w tym miejscu wskutek samoistnego nagromadzenia odpadów roślinnych, bądź z wykorzystaniem tego typu materiałów zasypano fosę. Z kolei do wzbogacenia we frakcję mułkową doszło pod wpływem wielokrotnego napływu wód powodziowych.

Zarówno humus zapiaszczony, jaki i namuły oraz jak się wydaje warstwa organiczna o charakterze namułów torfiastych mają genezę naturalną, dla tych ostatnich ewidentnie związaną z występowaniem terenów zawodnionych. Obecność znacznych ilości drewna, w tym stosunkowo małej ilości detrytusów roślinnego może skłaniać do stwierdzenia, że był to w przeszłości umocniony drewnem i gliną rów wypełniony wodą, o którego drożność dbano.

W profilach o przebiegu wyznaczonym odwiertami PK2-PK1-PK3-PF, PK4-PK2-PSK-PSS-PS oraz PK5-PK3-PS w próbkach gruntu (zawiesina 1:3) obserwowane jest powtarzające się zjawisko gwałtownego spadku zasolenia (przewodności elektrolitycznej właściwej), być może na skutek współczesnego wymywania substancji rozpuszczonych. To właśnie w tych strefach, w obrębie gruntów organiczno-ilastych, które łatwo poddają się penetracji z udziałem roztworów wodnych, stwierdzono małą zwięzłość struktury (wierćło zapadło się). Najwyraźniej tego typu pustki występują w otworze PSS. Zmiany wartości wskaźnika zasolenia próbek gruntów pokazują dwie strefy wyraźnego wypłukania soli, pierwszy raz na głębokości 1,5 m i drugi raz na 2 m. Rozluźnienie struktury gruntu zarejestrowano w tym odwiercie także dwukrotnie, na głębokości 1,6 i 2,2 m.

Na blokdigramie (Rys. 9) strzałki pokazują znaczne opadanie calca w kierunku do ogrodu i łagodniejsze do Plant. W odwiercie PF, zlokalizowanym najbliżej Plant i ogrodu klasztornego na głębokości 5,15 m, w spągu stwierdzono piasek ze żwirem, barwy ciemnoszarej od zdyspergowanej substancji organicznej i mułków, powyżej od 4,40 do 4,70 m występują piaski grube i średnie ze znacznym udziałem frakcji ilastej, ciemno-szare, z przewarstwieniami o barwie ciemno-brązowej (gleba pierwotna). Nad nimi zalegają do poziomu 3,50 m mułki zapiaszczone. Wyżej stwierdzono analogiczne jak w innych odwiertach, znacznej miąższości organiczne namuły, które od 1,35 m do poziomu 0,95 m przykrywają warstwą mułki i mułki zapiaszczone. Zapiaszczenie może być wtórne, gdyż w stropie odwiertu, do poziomu posadzki piwnicy stwierdzono zasypy nowożytnie, w tym piaski niwelacyjne.

4.2. Stan obiektu, przebieg zjawisk niszczenia budowli i generalna przyczyna

W rejonie klasztoru Bernardynek wyraźnie pogarszający się stan techniczny budynków datuje się na drugą połowę lat osiemdziesiątych XX w., opisany m.in. w projekcie technicznym zabezpieczeń konstrukcyjnych w kamienicy przy ul. Poselskiej 19 z 1984 roku. Wówczas także wykonywano badania związane

z remontem murów od strony Plant, podczas których odkryto relikty średnio-wiecznych umocnień [6, 27] Ich wyjątkowo zły, wymagających prac zabezpieczających stan może potwierdzać negatywne oddziaływanie obecnych w podłożu namulów torfiastych związanych z drugą młodszą fosą Okołu. Kolejnym negatywnym czynnikiem mógł być także obecny w archiwach zapis o zgodzie SS. Bernardynek na poprowadzenie, wspomnianego wcześniej kanału, za ich zgodą, z posesji w rejonie kościoła św. św. Piotra i Pawła oraz dawnego Kolegium Jezuickiego. Być może biegnie on także pod południowym murem ogrodu klasztornego, co powoduje pęknięcia i odspojenia okładzin jego cokołu.

Począwszy od września 2013 roku proces zapadania skrzydła południowo-zachodniego kapelanii postępuje szybko i dość gwałtownie. Zjawisko to zachodzi co najmniej od 2010 roku, powodując stopniowe pęknięcie zwłaszcza pomieszczeń piwnicznych. Osiadanie najwyraźniej daje się zaobserwować w strefie pod schodami, prowadzącymi do piwnic pod zabudowaniami przykościelnymi, ale także na murach okalających ogród od strony południowej.

Wyznaczony poziom calca na głębokościach od 3 do 5 m od poziomu piwnic (bezwzględna wysokość poziomu piwnic określono w przybliżeniu na podstawie map MPWiK w Krakowie, na 208,5 m n.p.m), po wyznaczeniu przekrojów w kilku kierunkach, jednoznacznie wskazuje na położenie zagrożonych obiektów w strefie około 30 stopniowego skłonu pierwotnej morfologii terenu, co dobrze ilustruje przebieg poziomicy jego stropu [23]. Generalny kierunek obniżenia terenu to południowy-wschód, zapadanie obserwowane jest głównie w narożniku południowo-zachodnim wskutek istnienia swoistej podpory, muru pogrążonego w podłożu piwnic. Na głębokości 50 cm (plus ok. 10 cm wylewki) pod posadzką piwnic mur ten ma przebieg NNE-SSW, który być może w piwnicy naprzeciw kotłowni łamie się i biegnie w kierunku zachodnim (na co wskazuje lico muru zanikające w narożniku tej piwnicy). Taki rodzaj stabilizacji podłoża w jednym miejscu, wobec wyraźnej utraty stateczności w innym, musi objawiać się powstawaniem pęknięć, największego zaraz za punktem podparcia, tj. w kotłowni, na cienkiej ścianie działowej.

Należy dodać, że bloki wapieni wydobyte z podłoża, budujące mur, to wapień jurajskie. Makroskopowo charakteryzują się kremową barwą, strukturą mikrytową, teksturą zbitą. Nie obserwuje się na materiale kamiennym jakichkolwiek zmian świadczących o obecności składników pochodzenia antropogenicznego, w postaci np. wykwitów solnych. Wapień jurajskie należą do najstarszych materiałów kamiennych wykorzystywanych w budownictwie sakralnym i świeckim Krakowa. Występują w kilku odmianach: wapień płytowe, uławiczone (cienkoławicowe, gruboławicowe skaliste z krzemieniami) i skaliste. Na bloki kamienne, stosowane jako elementy konstrukcyjne, wykorzystywano najchętniej wapień uławiczone.

Wszystkie odmiany znane są z odsłoneń w granicach Krakowa. Jako miejsca najstarszej ich eksploatacji (od czasów średniowiecznych) wymienia się wzgórze wawelskie, Krzemionki Podgórskie oraz rejon Salwatora i Lasu Wol-

skiego. Z biegiem lat wapienie eksploatowano także w nieco większej odległości od Starego Miasta – w rejonie Skał Twardowskiego (Zakrzówka) oraz okolic Tyńca, Pychowic i Kostrza. Możliwe, że na podstawie charakterystyki petrograficznej oraz studiów źródłowych udałoby się ustalić prawdopodobne, przybliżone miejsce eksploatacji kamienia użytego do budowy muru. Porównanie próbek skał pochodzących z różnych relikwów, także z muru odkrytego odwiertami w piwnicy równoległej do kotłowni (PF'1-PF'2), na głębokości około 1 m, pozwoliłoby ustalić, czy zachodzi choćby zgodność ich chronologii.

5. Podsumowanie i wnioski

W oparciu o uzyskane dane zaproponowano przeprowadzenie drugiego etapu badań, tj. wykonanie dwóch wkopów ratunkowych w korytarzu piwnic (Rys.5), a także wykonanie na terenie ogrodu, do głębokości ok 10 m, Penetracyjnego Profilowania Oporności (PPO) z użyciem sondy o średnicy 2,2 cm, z krokiem głębokościowym 5 cm. Przy pomocy pomiarów elektrooporowych może zostać wyznaczony poprzeczny przekrój opornościowo-głębokościowy przez domniemaną wg D. Niemca, wskazywaną także innymi badaniami [25, 33] drugą młodszą fosę Okołu, a także miejsce przebiegu kanału poprowadzonego od Jezuitów (kościół Piotra i Pawła), o czym mówią materiały archiwalne SS. Bernardynek. Na podstawie obu metodyk geofizycznych będzie możliwe wytypowanie najbardziej odpowiedniego miejsca do wykonania kilku odwiertów na terenie ogrodu klasztornego i pobranie próbek z profili głębokościowych, które zweryfikują obecność fosy i kanału.

Analiza wyników wskazuje na potęgowanie się niekorzystnych zmian właściwości geotechnicznych gruntów podłoża, których generalną przyczyną jest zaburzenie stosunków wodnych w obrębie infrastruktury podziemnej, które doprowadziło do rozluźnienia struktury gruntów. Mogło do tego dojść, bądź w wyniku znacznej podatności na upłynnienie obecnych w podłożu mułków ilastych, typu mady pochodzenia rzecznego, bądź w skutek odmiennego zjawiska, mianowicie ich odwodnienia. Wymieniane są oba czynniki, gdyż w pierwszej kolejności mogło dojść do lokalnego obniżenia poziomu zwierciadła wód gruntowych i rozluźnienia struktury, a to z kolei umożliwiło z udziałem infiltracji z powierzchni dalsze przemiany związane z upłynnianiem mułków.

W obu przypadkach dochodzi do zjawiska kolapsu grawitacyjnego, które w efekcie objawia się zapadaniem podłoża, co oddziałuje na sztywne konstrukcje murów, powodując pęknięcia i odspojenia. Rozstrzygnięcie i ranking najistotniejszych przyczyn i czynników odpowiedzialnych za wskazywane zjawisko jest możliwy jedynie w oparciu o dalsze badania, które powinny być prowadzone nie tylko w rejonie klasztoru ale także na większej przestrzeni wokół niego.

Obecność mułków w podłożu piwnic wiązana jest z obecnością w tym miejscu historycznego cieków wodnego. Jego istnienie zdaje się potwierdzać stratygrafia utworów w odwiertach, szczególnie zaleganie mułków i mułków za-

piaszczonych na piaskach calcowych. Położenie tych ostatnich wyznacza morfologię obniżenia terenu i pozwala na określenie kierunków opadania terenu. Na tej podstawie określono, że stabilne, piaszczyste podłoże piwnic kapelanii zapada głównie na południe oraz łagodnie na wschód, z najwyraźniejszym skłonem występującym w rejonie miejsc odwiertów oznaczonych PK2-PSK, czyli pomiędzy korytarzem, a schodami do piwnicy.

Oczywistym jest, że za gwałtowne ujawnienie się skutków zapadania gruntu odpowiedzialna jest lokalizacja obiektów klasztornych na wschodnim obrzeżu średniowiecznego miasta, na skarpie o przebiegu północ-południe (teren dzisiejszych Plant). Obecne badania pokazują jednak, że w podłożu występuje także strefa morfologicznego skłonu mniejszej struktury, identyfikowanej z drugą młodszą fosą Okołu [25], której przebieg w przybliżeniu wyznaczają ulice Poselska i Senacka. Układ nawarstwień i wyznaczone na tej podstawie profile geologiczne wskazują, że fosa mogła w miejscu dzisiejszej kapelanii kierować się łukiem w stronę ogrodu klasztornego SS. Bernardynek. Jeśli doszło do zaburzenia stosunków wodnych w rejonie jej biegu, skutki dla obiektów posadowionych na zasypie fosy będą się nadal uzewnętrzniać, stanowiąc znaczne zagrożenie dla ich konstrukcji.

Z tym faktem właśnie, jak się wydaje należy wiązać także problemy zabudowań dawnego klasztoru Karmelitów, obecnej siedziby Muzeum Archeologicznego w Krakowie, a teraz co pokazują badania, także po drugiej stronie ul. Grodzkiej, w rejonie klasztoru SS. Bernardynek. Obie budowle leżą nie tylko w pobliżu średniowiecznej fosy miejskiej i dawnych cieków wodnych ale prawdopodobnie także na zasypie drugiej, młodszej fosy Okołu. Zarówno budynki Muzeum, jak i klasztor Bernardynek ujawniają problemy w rejonie południowej części tych obiektów budowlanych, co może potwierdzać obecność w podłożu osadów mułkowych fosy, której przebiegu należy się spodziewać właśnie od strony południowej.

Należy zwrócić uwagę na historię przebiegu problemów konstrukcyjnych obu zespołów budowli. Muzeum Archeologiczne w latach 1990-1998 uzyskało dotacje na prace ratunkowe, gdyż zauważone pęknięcia zostały ocenione za znacznie zagrażające obiektom budowlanych. Wydaje się jednak, że proces ten musiał zacząć się znacznie wcześniej. Od roku 2001 realizowane były prace zabezpieczające, ingerujące w stan geotechniczny gruntów, polegające na osuszeniu podłoża i wzmacnianiu fundamentów metodą mikropalowania.

W oparciu o wyniki obecnych badań wydaje się, że osuszanie podłoża mogło negatywnie wpłynąć na stateczność budowli, właśnie z uwagi na zjawisko kolapsu rozwijające się masowo po osuszeniu gruntów, szczególnie w miejscu biegu drugiej, młodszej fosy Okołu. Wykonywane wówczas mikropalowanie zostało przerwane, gdyż uznano, że to metoda udarowa zainicjowała pod koniec 2006 roku, gwałtowne powiększenie szczelin w ścianach budowli. Jednak to raczej osuszanie gruntów, w warunkach takiej niejednorodności podłoża mogło negatywnie wpłynąć na stateczność budowli. Pojawiające się w otworach

mocno uwodnione mułki, błoto, jak relacjonował Dziennik Polski z 23 lipca 2008 roku, potwierdzają tezę o łatwym ich upłynnieniu, co znakomicie potwierdza zakładaną przyczynę niestabilności podłoża.

Do uwodnienia mułków historycznych fos, w tym także, drugiej, młodszej fosy Okołu, a nawet ich upłynnienia mogło dojść już podczas wcześniejszych stanów powodziowych. Powodzie sięgające Plant odnotowano w 1813, 1903 i 1908 roku [5, 14, 31, 32]. Zasypana fosa Okołu, podobnie jak średniowieczna w miejscu dzisiejszych Plant, nie jest podłożem utwardzonym i odpowiednio zagęszczonym, wody powodziowe mogą swobodnie infiltrować w głąb ich struktury. Wówczas mułki w sposób niekontrolowany mogą ulegać przemieszczaniu i „płynąć” powodować dalsze rozluźnianie struktury.

Na obecnym etapie badań najpilniejszym jest określenie sposobu zabezpieczenia obiektów budowlanych, w podłożu których pojawiła się niekorzystna tendencja i następujący w konsekwencji wyjątkowo szybki proces pęknięcia ścian i posadzki. Ujawnił się on najwyraźniej w rejonie kapelanii, ale jak zaobserwowano ma zasięg znacznie szerszy, gdyż konstrukcyjne pęknięcie widać także m. in. na krużgankowym przejściu do kościoła z kapelanii, a nawet na południowej ścianie kościoła św. Józefa (RYS. 10).

Wskazanie optymalnego sposobu zażegnania dalszej degradacji i przywrócenia bezpieczeństwa konstrukcji obiektu wymaga bezpośredniego rozpoznania położenia stopy fundamentów ścian objętych spękaniem. Z tego względu wskazane byłoby wykonanie dwóch wkopów ratowniczych w wąskim korytarzu pomiędzy piwnicami po stronie zachodniej (W1), a także po jego stronie wschodniej (W2), w miejscu gdzie stwierdzono istnienie w podłożu starych murów. W skład tych ostatnich utworów (odwierty PK3, PK1) wchodzi zarówno niebudowlane grunty organogeniczne, jak i wcześniej wymieniane mułki. Po stronie wschodniej występują głównie mułki objęte najintensywniej zjawiskiem kolapsu (odwiert PSS, rozluźnienie struktury stwierdzono na głębokości w zakresie 1,8 - 3 m p.p.t. piwnic), powodującym zapadanie się podłoża, a w konsekwencji posadzki na poziomie piwnic.



Rys. 10. Pęknięcia murów krużganków (lewy) i kościoła św. Józefa (prawy)

Fig. 10. The cloisters (left) and St. Joseph's Church (right) walls fracturing

Autorzy składają podziękowania wszystkim, dzięki którym możliwe było wykonanie badań, mając nadzieję, że wyniki zainspirują innych, skłonią do szerszej współpracy, a zwłaszcza przyczynią się do trwałego zapobieżenia procesom destrukcji obiektów. Szczególne podziękowania pragniemy złożyć na ręce SS. Franciszki i Weroniki, za szczerze i pełne zaangażowanie sprzyjanie badaniom naukowym i inżynierskim

Badania były finansowane z umowy statutowej AGH nr 11.11.140.199/2014.

Literatura

- [1] Bąkowski K.: Dawne kierunki rzek pod Krakowem, Rocznik Krakowski, nr 5, 1902, s. 138–172.
- [2] Beres K.: Przyczynki do geologii Krakowa, Wiadomości Geograficzne, nr 16, 3-4, 1938, s. 95-105.
- [3] Bojęś-Białasik A.: Karta kulturowa rzeki Rudawy: studium historyczne i wytyczne konserwatorskie, Rozprawa doktorska, Repozytorium Politechniki Krakowskiej, Kraków 1998.

- [4] Borowiejska-Birkenmajerowa M.: Kształt średniowiecznego Krakowa, Wydawnictwo Literackie, Kraków 1975.
- [5] Fiszer J.: Oddziaływanie wybranych wezbrań powodziowych Wisły na obszary zabudowane Krakowa, Monografie Komitetu Gospodarki Wodnej PAN, nr 10, 1995, s. 25–42.
- [6] Gaczoł A.: Prace konserwatorskie w zespole klasztornym Bernardynek w Krakowie – przywrócenie renesansowej loggii arkadowej dawnego dworu Lanckorońskich, Wiadomości Konserwatorskie, nr 16, 2004, s. 63–67.
- [7] Garbacz-Klempka A., Wardas-Lasoń M., Rządkosz S.: Miedź i ołów – zanieczyszczenia historyczne na Rynku Głównym w Krakowie, Archives of Foundary Engineering, nr 12(1), 2012, s. 33–38.
- [8] Gustaw R.: Klasztor i kościół św. Józefa ss. Bernardynek w Krakowie 1646–1946, Nakładem Księgarni Stefana Kamińskiego i Towarzystwa Miłośników Historii i Zabytków Krakowa, Biblioteka Krakowska, nr 105, 1947, s. 207.
- [9] Jamka R.: Kraków w pradziejach, Biblioteka Krakowska, nr 16, 1963, s. 5–317.
- [10] Jamroz J.S.: Układ przestrzenny Krakowa przed i po lokacji 1257 r., Kwartalnik Architektury i Urbanistyki, Teoria i Historia, nr 12(1), 1967, s. 17–49.
- [11] Kasprzak A., Motyka J., Wardas-Lasoń M.: Changes in the chemical composition of groundwater in quaternary aquifer in Old Krakow, Poland (years 2002–2012), Geology, Geophysics & Environment, nr 39(2), 2013, s. 143–152.
- [12] Kmietowicz-Drathowa I.: Wstępna rekonstrukcja naturalnej topografii centrum Krakowa, Materiały Archeologiczne, nr 15, 1974, s. 151–159.
- [13] Kmietowicz-Drathowa I.: Nowe dane o terasach Wisły i Rudawy w centrum Krakowa, Sprawozdania z Posiedzeń Komisji Naukowych Polskiej Akademii Nauk, Oddział w Krakowie, nr 19(1), 1975, s. 396–397.
- [14] Kmietowicz-Drathowa, I.: Naturalne warunki wodne Krakowa (po zdjęciu nasypów), Sprawozdania z Posiedzeń Komisji Naukowych Polskiej Akademii Nauk, Oddział w Krakowie, 1967, s. 620–622.
- [15] Komorowski W.: Rozwój urbanistyczno-architektoniczny Krakowa intra muros w średniowieczu (od połowy XIV wieku), w: Wyrozumski J. (Ed.), Kraków. Nowe studia nad rozwojem miasta, Biblioteka Krakowska, nr 150, 2007, s. 153–188.
- [16] Komorowski W., Follprecht K.: Rozwój urbanistyczno-architektoniczny Krakowa intra muros w czasach nowożytnych, w: Wyrozumski J. (Ed.), Kraków. Nowe studia nad rozwojem miasta, Biblioteka Krakowska, nr 150, 2007, s. 189–296.
- [17] Krasnowolski B.: Lokacje i rozwój Krakowa, Kazimierza i Okołu. Problematyka rozwiązań urbanistycznych, w: Wyrozumski J. (Ed.), Kraków. Nowe studia nad rozwojem miasta, Biblioteka Krakowska, nr 150, 2007, s. 386–387.
- [18] Krasnowolski B.: Ze studiów nad wodą w średniowieczu i nowożytności, w: Wardas-Lasoń M. (Ed.), Nawarstwienia historyczne miast: Forum Naukowe 2008 — Kraków, Wydawnictwa AGH, 2012, s. 325–346.
- [19] Laberschek J.: Rozwój przestrzenny krakowskiego zespołu osadniczego extra muros XIII–XVIII wieku. Wyrozumski J. (Ed.), Kraków. Nowe studia nad rozwojem miasta, Biblioteka Krakowska, nr 150, 2007, s. 297–354.

- [20]Łuszczkiewicz W.: Najstarszy Kraków na podstawie badania dawnej topografii *Rocznik krakowski*, nr 2, 1899, s. 1-28.
- [21]Łyskowski M., Wardas-Lasoń M.: Georadar investigations and geochemical analysis in contemporary archaeological studies, *Geology, Geophysics & Environment*, nr 38(3), 2012, s. 307-315.
- [22]Mościcki J.: Wykorzystanie geoelektrycznych metod geofizycznych do rozpoznawania nawarstwień antropogenicznych - możliwości i ograniczenia, w: Wardas-Lasoń M. (Ed.), *Nawarstwienia historyczne miast: Forum Naukowe 2008*— Kraków, Wydawnictwa AGH, 2012, s. 280–297.
- [23]Münch H.: Kraków do roku 1257 włącznie, *Kwartalnik Architektury i Urbanistyki, Teoria i Historia*, nr 8(1), 1958, s. 1–40.
- [24]Myślińska E.: *Grunty organiczne i laboratoryjne metody ich badania*, PWN, Warszawa 2001.
- [25]Niemiec D., *Archeologia w badaniach nad średniowiecznymi miastami Ziemi Krakowskiej*, Rozprawa doktorska, Biblioteka Jagiellońska, Kraków 2009.
- [26]Niewalda W., Krasnowolski B.: Układy urbanistyczne Okołu – próba rekonstrukcji, *Teka Komisji Urbanistyki i Architektury*, nr 15, 1981, s. 69–82.
- [27]Niewalda W., Rojkowska H., Zaitz E.: Średniowieczne fortyfikacje Krakowa – odcinek północny w świetle ostatnich badań, *Krakowska Teka Konserwatorska*, nr 3, 2001, s. 5–68.
- [28]Odlanicki-Poczobutt M., Traczewska-Białek Z.: Plan Kołłątajowski źródłem informacji o Krakowie, *Rocznik Krakowski*, nr 48, 1977, s. 9-18.
- [29]Pisarczyk S.: *Grunty nasypowe, właściwości geotechniczne i metody ich badania*, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 2004.
- [30]Pisarczyk S., Rymśa B.: *Badania laboratoryjne i polowe gruntów*, Politechnika Warszawska, Warszawa 1993.
- [31]Pociask-Karteczka J.: Przemiany stosunków wodnych na obszarze Krakowa, *Zeszyty Naukowe UJ, Prace Geogr.*, nr 96, 1994. s. 7–53.
- [32]Punzet J.: Wezbrania Wisły w obrębie Krakowa dawniej i dziś, *Gospodarka Wodna*, nr 8, 1985, s. 190–193.
- [33]Radwański K.: Stosunki wodne wczesnośredniowiecznego Okołu w Krakowie, ich wpływ na topografię osadnictwa, próby powiązania tych zjawisk ze zmianami klimatycznymi, *Materiały Archeologiczne*, nr XIII, 1972, s. 5-37.
- [34]Radwański K.: *Kraków przedlokacyjny – rozwój przestrzenny*, Robotnicza Spółdzielnia Wydawnicza Prasa, Książka, Ruch, Warszawa 1975.
- [35]Radwański K.: Kraków przedchrześcijański, w: Wyrozumski J., (Ed.), *Nowe studia nad rozwojem miasta*, Biblioteka Krakowska, nr 150, 2007, s. 89-119.
- [36]Rajman J.: Kraków. Zespół osadniczy, proces lokacji, mieszczanie do roku 1333, *Prace Monograficzne Akademii Pedagogicznej im. Komisji Edukacji Narodowej w Krakowie*, nr 375, 2004, s. 5–439.
- [37]Sokołowski T., Wacnik A., Wardas M., Pawlikowski M., Pazdur A., Madeja J., Woronko B., Madej P.: Changes of natural environment in Krakow downtown – its chronology and directions. Case geoarchaeological studies of Krupnicza street site, *Geochronometria*, 2008, nr 31, s. 7–19

- [38]Sokołowski T., Pazdur A., Wacnik A., Madeja J., Woronko B.: Profil osadów stożka Prądnika w pobliżu Dworca PKP w Krakowie, Prace Komisji Paleogeografii Czwartorzędu Polskiej Akademii Umiejętności w Krakowie, nr 4, 2006, s. 61–69.
- [39]Sokołowski T.: Topograficzne tło osadnictwa w Krakowie, *Geologia*, nr 35(1), 2009, s. 67-76.
- [40]Sowina U.: Woda i ludzie w mieście późnośredniowiecznym i wczesnonowożytnym. Ziemię polskie z Europą w tle, Wydawnictwo IAiE PAN, Kraków 2009.
- [41]Sowina U.: Studnie w przestrzeni intra muros późnośredniowiecznego Krakowa, w: Wardas-Lasoń M. (Ed.), Nawarstwienia historyczne miast: Forum Naukowe 2008— Kraków, Wydawnictwa AGH, 2012, 136–149.
- [42]Supranowicz E.: Nazwy ulic Krakowa, Instytut Języka Polskiego, Kraków 1995.
- [43]Tobiasz M.: Dziejowe przemiany sieci wodnej i zagospodarowania przestrzennego Krakowa, Komisja Budownictwa i Gospodarki Wodnej w Rolnictwie PAN, Kraków 1977.
- [44]Tomkowicz S.: Kołłątajowski plan Krakowa z r. 1785, *Rocznik Krakowski*, nr 9, 1907, s. 149-176.
- [45]Tyczyńska M.: Rozwój geomorfologiczny terytorium miasta Krakowa, *Zeszyty Naukowe Uniwersytetu Jagiellońskiego, Prace Geograficzne*, nr 17, 1968, s. 5–68.
- [46]Wardas M., Ziętek J., Łyskowski M., Tabaszewski W.: Możliwość wykorzystania zanieczyszczenia miedzią i ołowiem osadów w nawarstwieniach archeologicznych Krakowa do wyznaczania lokalizacji historycznych kolektorów ścieków, w: Rajchel J. (Ed.) Jubileusz Katedry Geologii Ogólnej, Ochrony Środowiska i Geoturystyki Akademii Górniczo-Hutniczej 1920-2010, Wydawnictwa AGH, 2010, s.173-185
- [47]Wardas M., Pawlikowski M., Zaitz E.: Systemy średniowiecznej kanalizacji Krakowa jako ochrona przed antropogeniczną modyfikacją środowiska, w: Latocha A., Traczyk A. (Eds.) Zapis działalności człowieka w środowisku przyrodniczym. Metody badań i studia przypadków. Gajt, Wrocław, 2006, s. 136 - 146.
- [48]Wierzbicki R.: Konstrukcja i funkcjonowanie wodociągów Krakowa do połowy XVII wieku, *Krzysztofory, Zeszyty Naukowe Muzeum Historycznego Miasta Krakowa* nr 28(2), 2010, s. 177–191.
- [49]Wierzbicki R.: Wodociągi Krakowa do roku 1939, Kraków 1999.
- [50]Zaitz E.: Badania archeologiczne w południowej części Plant przy ul. Waryńskiego w Krakowie (południowo-wschodnia krawędź Okołu), *Materiały Archeologiczne*, nr XVI, 1976, s. 71-115.
- [51]Zaitz E.: Osadnictwo wczesnośredniowieczne na terenie Krakowa, w: Firlet Z., Zaitz E. (Eds.), Katalog wystawy Kraków w chrześcijańskiej Europie X-XIII w., Muzeum Historyczne Miasta Krakowa, Kraków, 2006, s. 220 - 272.
- [52]Żurkowska, R.: Kraków wczesnośredniowieczny (wiek X do połowy XIII), w: Dąbrowski J., (Ed.) Kraków, Studia nad rozwojem miasta, Biblioteka Krakowska, nr 111, 1957, s.85-116.

CHANGES OF THE SUBSTRATUM PROPERTIES IN CONNECTION WITH THE ENDANGERED NUNNERY BUILDINGS IN THE AREA OF POSELSKA ST. 21 IN KRAKOW

Summary

The collapsing of the south-east wing of Kapelania at the Św. Józef Church of the Bernardine Convent started in 2010, causing fracturing of the walls around the garden, and especially the cellar rooms under the buildings near the Church. The aim of research is to determine the properties and stratigraphy of the earth in the subsoil of the endangered object, as well as of its immediate neighbourhood. Archaeological sources and their interdisciplinary interpretation in the context of the geological profiles conducted, based on the auger holes and narrow open pits, attest to a complex set of historical layers and their potential effect on the buildings. Apart from auger holes and ground-researching investigations, there were GPR and electrical resistance tests of the matter below the cellars level as well as geochemical tests of the earth samples. The established level of undisturbed subsoil clearly shows that the endangered buildings are situated within the 30% slope of the original terrain, in which bottom level there are muds which easily change texture into fluid. In the stratigraphy, there was also established an organic layer of substantial thickness, which is completely unsuitable for construction. The mechanics of the building is affected by deposits of varied stability and also by the presence of rigid objects connected with historical foundations. The existence of these factors manifested itself in the form of wall fractures in the area of convent, especially visible in kapelania, causing also disturbance of the floor level in the kapelania cellars. The observed loosening of the subsoil structure, possibly with a range greater than the area of the Bernardine Convent, is connected with a series of drainage works of deep excavations, in connection with a number of realized investments in the densely populated, historic part of Old Krakow. The development of the modern town within the net of historical layers demands constant monitoring of water and earth conditions of the subsoil. Both excessive drainage and water retention damage the stability of historical buildings and bring the threat of construction disaster.

Keywords: historical layers, stratigraphy, silts, geochemistry, artifacts, slag

DOI:10.7862/rb.2014.66

Przesłano do redakcji: lipiec 2014 r.

Przyjęto do druku: wrzesień 2014 r.

Tomasz WAREŻAK¹
Sylwia MYSZOGRAJ²
Martyna DERA³

EFEKTYWNOŚĆ USUWANIA ZWIĄZKÓW ORGANICZNYCH I BIOGENNYCH W BIOREAKTORZE HYDROFITOWYM Z ZASTOSOWANIEM BIOPREPARATU

Stosowanie biopreparatów w oczyszczalniach ścieków wpływa na optymalizację rozkładu zanieczyszczeń organicznych w ściekach (odchody, papier, resztki roślinne, tłuszcz), lepszą biodegradację środków piorących i myjących, a także eliminację przykrych zapachów.

Celem badań opisanych w artykule była intensyfikacja pracy oczyszczalni hydrofitowej z wykorzystaniem biopreparatu, którego głównym składnikiem jest biohumus. Uzyskane wyniki potwierdziły wpływ dawkowanych substancji humusowych na wzrost efektywności usuwania związków azotu i fosforu, odpowiednio o 9 i 11%. Poprawa sprawności oczyszczania ścieków uzyskana w krótkim okresie eksploatacji złoża hydrofitowego potwierdza, że koloidy próchniczne (związki humusowe) dozowane wraz z biopreparatem mają znaczne zdolności sorpcyjne, buforujące i zwiększają aktywność enzymatyczną mikroorganizmów

Słowa kluczowe: oczyszczalnia hydrofitowa; efektywność; związki humusowe; biopreparat

1. Wprowadzenie

W ostatnich 20 latach nastąpiła znaczna poprawa wyposażenia polskich gmin w obiekty i urządzenia infrastruktury wodno-ściekowej. Uznano, że takie działania są warunkiem koniecznym przemian i ożywienia procesów rozwoju społeczno-gospodarczego zgodnego z zasadą zrównoważonego rozwoju, wzro-

¹ Autor do korespondencji: Tomasz Wareżak: Instytut Nowych Technologii Inżynierii Środowiska, 67-100 Nowa Sól, Nowe Żabno 20, tel. + 48 (68) 444 38 81 , + 48 (68) 411 42 62, e-mail: sekretariat@int.edu.pl

² Sylwia Myszograj: Uniwersytet Zielonogórski, Instytut Inżynierii Środowiska, ul. Szafrana 15, 65-246 Zielona Góra, tel. + 48 (68) 3282 574, e-mail: S.Myszograj@iis.uz.zgora.pl

³ Martyna Dera: Uniwersytet Zielonogórski, Instytut Inżynierii Środowiska, ul. Szafrana 15, 65-246 Zielona Góra, e-mail: martyna.de1985@gmail.com

stem poziomu życia mieszkańców, poprawą stanu środowiska przyrodniczego, wzrostem atrakcyjności gmin, a także wzrostem ich konkurencyjności w regionie [14,15]. O ile jednak, porządkowanie gospodarki ściekowej w miastach realizowane jest poprzez systemy sieciowe, o tyle na obszarach wiejskich, charakteryzujących się rozproszoną zabudową, stosowanie takich rozwiązań może być nieopłacalne lub też niemożliwe [16].

Analiza opłacalności inwestycji wodno-ściekowych na obszarach wiejskich wykazała [14], że w zabudowie rozproszonej niezbędna będzie budowa indywidualnych systemów oczyszczania ścieków, czyli tzw. przydomowych oczyszczalni ścieków. Wg danych GUS [17] na koniec 2012r. w Polsce funkcjonowało prawie 125 tys. oczyszczalni przydomowych, z których 48 tys. sztuk wybudowano w latach 2010-2012. Tak ogromny wzrost budowy przydomowych oczyszczalni ścieków wymaga kontroli i wieloaspektowej oceny pracy tych obiektów.

Wśród obiektów przydomowych cieszących się coraz większym zainteresowaniem mieszkańców terenów wiejskich są systemy hydrofitowe o pionowym przepływie ścieków VF-CW (vertical flow constructed wetlands). W ciągu 10 lat powstało ich w Polsce kilka tysięcy sztuk [1].

Oczyszczalnie hydrofitowe są odwzorowaniem naturalnych warunków hydrodynamicznych i siedliskowych ekosystemów bagiennych. W środowisku system taki jest przez większość roku naturalnie podmokłym terenem, gdzie stały stan nasycenia wodą powoduje rozwój charakterystycznych roślin bagiennych i wodolubnych (hydrofitów). Hydrofitowa metoda oczyszczania ścieków to proces biologiczny zachodzący przy współdziałaniu mikroorganizmów heterotroficznych (cudzożywnych) egzystujących w specjalnie zaprojektowanych i wykonanych złożach - filtrach roślinnych stanowiących główny element oczyszczalni [2].

Do zalet oczyszczalni hydrofitowych można zaliczyć:

- niską wrażliwość na nierównomierność dopływu ścieków,
- możliwość oczyszczania ścieków (przy odpowiednich spadkach terenu) bez układów pompowych,
- niskie koszty inwestycyjne i eksploatacyjne,
- nieskomplikowane rozwiązania konstrukcyjne (zazwyczaj bez urządzeń mechanicznych i elektronicznych),
- łatwe wkomponowanie oczyszczalni w krajobraz,
- podniesienie walorów estetycznych działki,
- możliwość wykorzystania oczyszczonych ścieków (np. do nawadniania terenów zielonych),
- brak osadów wtórnych.

Do wad tego typu oczyszczalni należy zaliczyć:

- duże zapotrzebowanie terenu,
- długi okres rozruchu technologicznego oczyszczalni (czas potrzebny na adaptację roślin i rozwój ryzosfery),

- kumulację metali ciężki w systemie oczyszczalni,
- kumulację i okresowe uwalnianie fosforu,
- powstawanie odorów,
- problemy eksploatacyjne w okresie zimowym [1].

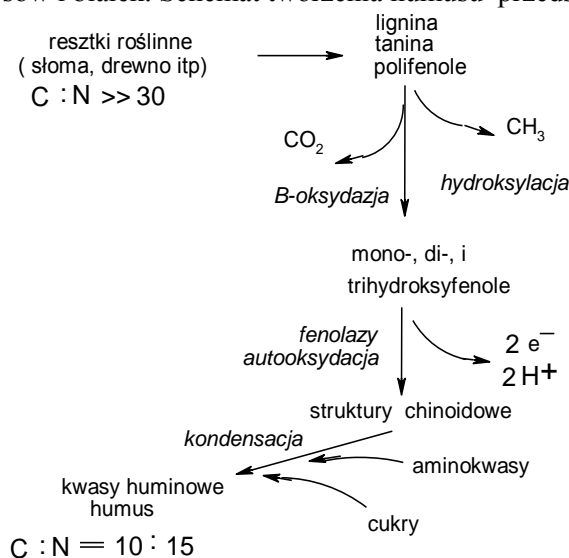
Hydrofitowa metoda oczyszczania ścieków polega na symultanicznym wykorzystaniu procesów sorpcji, reakcji chemicznych, wymiany jonowej, sedymentacji i ewapotranspiracji oraz biologicznej aktywności roślin makrofitowych oraz mikroorganizmów, polegającej na bioakumulacji oraz biodegradacji związków organicznych i biogennych. Związki azotu usuwane są w procesach amonifikacji, nitrifikacji i denitryfikacji oraz biokumulacji (fitokumulacji). Fosfor podlega głównie procesom kumulacji, sorpcji i strącania. Specyficzne warunki panujące w filtrze sprzyjają rozwojowi hydrofitów intensyfikując procesy utleniania i redukcji zanieczyszczeń, które wspomagane są przez zachodzące procesy sorpcji, sedymentacji i asymilacji. Do zasiedlenia filtra roślinnego oczyszczalni stosowane są: trzcina pospolita, pałka mozga trzcinowata, kosaciec, manna mielec. Z uwagi na rozbudowany system kłączy i korzeni oraz dużą odporność na mrozy i upały najczęściej stosowana jest trzcina pospolita. Tlen z powietrza atmosferycznego dopływający do części podziemnych, poprzez rozwiniętą w łodygach i liściach trzciny porowatą tkankę gazową tworzy wokół kłączy lokalne strefy tlenowe, otoczone mikrostrefami niedotlenionymi, po których pojawiają się mikrostrefy redukcyjne. W rezultacie pojawiają się odpowiednie warunki umożliwiające rozwój organizmów biorących udział w przemianach biochemicznych zanieczyszczeń [3].

Dane literaturowe wykazują ponadto, że podczas długookresowej eksploatacji zanieczyszczenia są usuwane na drodze transformacji, filtracji i sorpcji, a także w wyniku reakcji strącania [4]. Zanieczyszczenia są gromadzone albo w pobliżu dopływu, w poszczególnych warstwach złoża filtracyjnego albo też równomiernie w całym złożu. Znaczny stopień zanieczyszczenia materiału filtracyjnego stwierdzano też w systemach korzeniowych, podczas gdy w oczyszczalniach hydrofitowych o złożach piaskowo-żwirowych nie stwierdzono dużej akumulacji zanieczyszczeń w ciągu okresu 15 lat eksploatacji. Największą zawartość zanieczyszczeń obserwowano w miejscach dopływu substancji, które usuwane są na drodze filtracji oraz w miejscach, gdzie wskutek obumierania biomasy powstawał humus [5].

2. Wpływ substancji humusowych na procesy zachodzące w złożu hydrofitowym

Substancje organiczne zawarte w ściekach ulegają rozkładowi mikrobiologicznemu do ditlenku węgla albo też osadzają się w gruncie tworząc związki humusowe.

Humus jest bezpostaciowym kompleksem licznych związków organicznych różniących się budową i właściwościami fizyczno-chemicznymi, a opornych na biochemiczne procesy rozkładu. Kompleks ten nie został jeszcze należycie poznany chociaż wiadomo, że powstaje wskutek humifikacji, a w jego skład wchodzi m.in. kwasy huminowe i ulmowe, kwasy fulwowe, kwas hymatomelanowy oraz ulminy i huminy, będące kompleksami wielopierścieniowych połączeń aromatycznych oraz pochodnych kondensacji fenolu, cukrów, aminokwasów i białek. Schemat tworzenia humusu przedstawiono na rys.1 [6].



Rys.1. Schemat tworzenia humusu (próchnicy) [6]

Fig 1. Schematic formation of humus [6]

Związki próchnicze regulują bilans wodny gleb, gdyż próchnica ma olbrzymie zdolności do pochłaniania wody (4÷ 40 - krotną w stosunku do masy własnej), przy czym cecha ta jest odwracalna. Pochłaniając wodę próchnica pęcznieje i rozpręża się, oddając wodę zmniejsza swoją objętość. To stałe rozprężanie i kurczenie się próchnicy wpływa korzystnie na rozluźnianie struktury gruntu, co ułatwia dostęp powietrza i wody do gleby. Te i wiele jeszcze innych cech próchnicy wyznaczają bardzo dużą rolę, jaką odgrywa ona w glebie. Koloidy próchnicze mają olbrzymie zdolności sorpcyjne, buforujące i wreszcie – przez ich związki – dużą aktywność enzymatyczną [6].

Przepuszczalność gruntów nie ulega zmianie w wyniku odkładania się humusu, natomiast powoduje to wzrost efektywności usuwania zanieczyszczeń, np. w oczyszczalniach hydrofitowych. Nie istnieje ograniczenie czasowe eksploatacji omawianych systemów spowodowane rozkładem cząstek organicznych czy też związków azotu. Wzrost roślin oraz przerastanie gruntu ich kłaczami

i korzeniami w zasadzie gwarantuje wystarczające warunki hydrauliczne nawet po upływie wielu lat, o ile złożo zbudowane jest z nieściśliwego, przepuszczalnego materiału. Równoczesne występowanie różnych jednostkowych procesów eliminacji zanieczyszczeń bez zorganizowanego dostarczania tlenu może jednak prowadzić do kolmatacji, jak również do akumulacji mułu i materiału organicznego w złożu filtracyjnym [7].

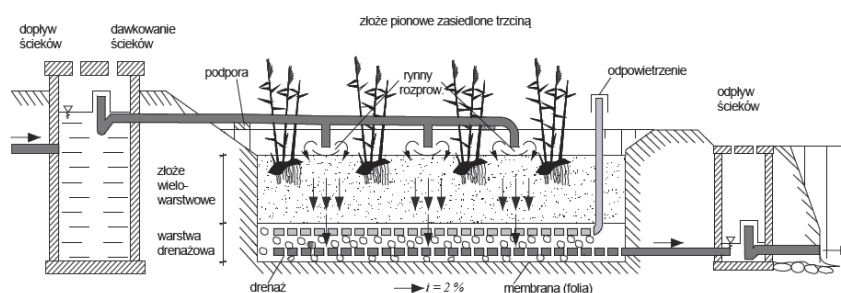
Aby jak najlepiej wykorzystać złożo do oczyszczania ścieków, można wymienione czynniki glebowe w pewnym zakresie korygować.

Jednym ze sposobów wspomagania procesów biologicznego oczyszczania ścieków jest stosowanie biopreparatów. Dostępne w sprzedaży produkty handlowe są naturalnymi układami zawierającymi wyselekcjonowane szczepy bakterii i enzymy, substancje pokarmowe oraz nośnik. Służą do wspomagania biodegradacji substancji organicznych oraz przemian związków nieorganicznych. Biopreparaty są bezpieczne w stosowaniu, gdyż wspomagają procesy naturalne i nie zawierają mikroorganizmów modyfikowanych genetycznie. Stanowią one narzędzie likwidujące wiele problemów związanych z usuwaniem uciążliwych substancji ze ścieków. Ogólnie dostępne biopreparaty znalazły zastosowanie w przydomowych oraz komunalnych oczyszczalniach [8].

W artykule opisano wyniki badań, których celem było sprawdzenie możliwości intensyfikacji pracy oczyszczalni hydrofitowej [12] w zakresie usuwania związków azotu i fosforu z wykorzystaniem biopreparatu, którego głównym składnikiem jest biohumus [13].

3. Charakterystyka obiektu badań

Obiektem badań była oczyszczalnia hydrofitowa [12], pracująca jako złożo z podpowierzchniowym, pionowym przepływem ścieków (VF-CW). Ogólny schemat technologiczny oczyszczalni przedstawiono na rys. 2 i 3.



Rys. 2. System hydrofitowy z podpowierzchniowym pionowym przepływem ścieków [3]

Fig. 2. Constructed wetland wastewater treatment plant of subsurface vertical flow of sewage [3]

Oczyszczalnia ścieków wg wynalazku bioreaktora hydrofitowego składa się z osadnika gnilnego wykonanego z tworzyw sztucznych. W osadniku gnilnym zachodzi sedymentacja oraz flotacja cząstek zanieczyszczeń. Po osadniku sklarowane ścieki poprzez przepompownię, w której zamontowano pompę z pływakami (zdj.1) doprowadzane są na powierzchnię bioreaktora hydrofitowego, poprzez opracowany system układu rur, zapewniający równomierne ich rozproszczenie po powierzchni bioreaktora.



Zdj. 1. Przepompownia

Pic. 1. Sewage pumping station

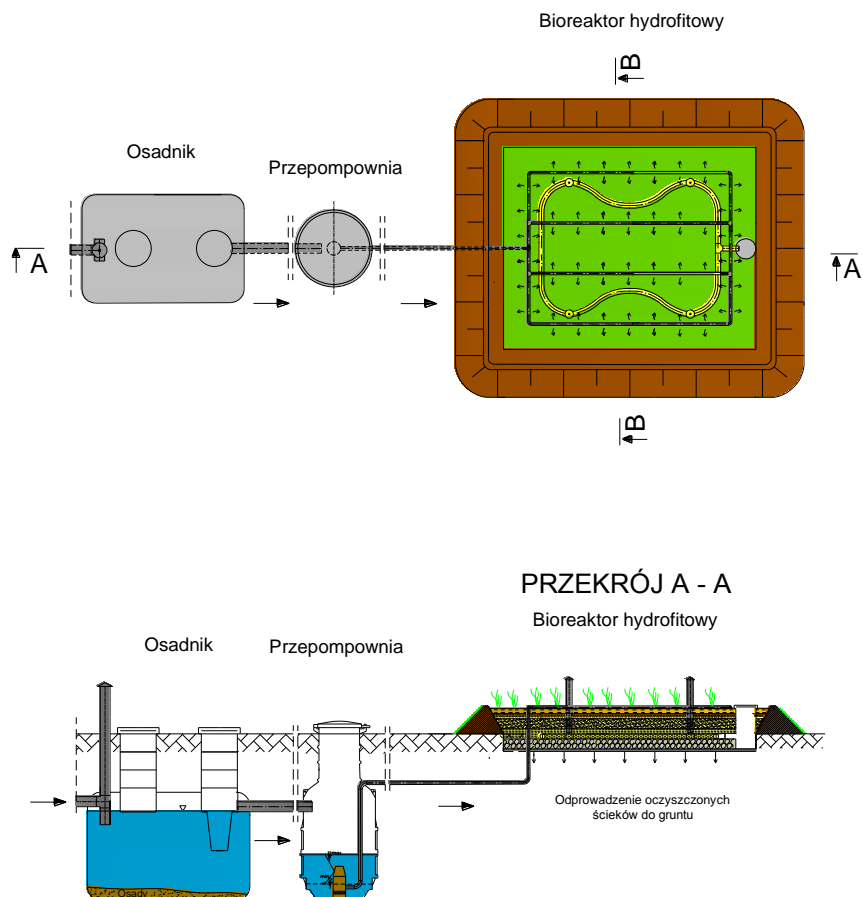
Powierzchniowe rozproszczenie sklarowanych ścieków powoduje pierwsze ich natlenienie, co jest niezmiernie istotne podczas oczyszczania ścieków ze związków biogenych. Bioreaktor naturalny zbudowany jest z 5 warstw (mineralnych i organicznych). Ścieki trafiają na pierwszą warstwę składającą się z keramzytu i perlitu. Keramzyt zastosowano jako pierwszą warstwę, ze względu na jego właściwości. Jest to materiał obojętny chemicznie, odporny na wodę, a także działanie pleśni, grzybów, ponadto posiada dobre parametry izolacji cieplnej, co stanowi dodatkowe zabezpieczenie termiczne (zdj.2). Drugim zastosowanym materiałem w tej warstwie jest perlit. Perlit charakteryzuje wysoka porowatość oraz bardzo duża pojemność sorpcyjna. Ponadto zatrzymuje związki organiczne i biogenne, które powoli uwalnia, dzięki czemu są dłużej dostępne dla mikroorganizmów oczyszczających ścieki. Dzięki zawartości dużych ilości powietrza we wnętrzu ziaren i dobrym właściwościom kapilarnym wpływa na zwiększenie napowietrzenia tej warstwy w procesie dyfuzji.



Zdj. 2. Bioreaktor hydrofitowy

Pic. 2. Hydrophyte bioreactor

Warstwa keramzytowo-perlitowa ma miąższość 0,1 m. Kolejna warstwa to warstwa organiczna o miąższości 0,2 m zbudowana z odpadów drzewnych. Warstwa ta nasączana jest biopreparatem do oczyszczalni hydrofitowych [12,13]. Warstwa organiczna uzupełniona biopreparatem tworzy warunki do rozwoju mikroorganizmów tlenowych (bakterie, pierwotniaki, orzęski i in.). Kolejną warstwę bioreaktora naturalnego tworzy warstwa mineralna o miąższości 0,2 m zbudowana z piasku średniego $\Phi=0,25 - 0,5$ mm, następna ostatnia warstwa mineralna (0,2 m) wypełniona jest żwirem średnim $\Phi=5,00 - 20,0$ mm, ostatnia warstwa to frakcja kamienista o średnicy ziaren $\Phi=75,00 - 200,0$ mm [12].



Rys. 3. Układ technologiczny oczyszczalni hydrofitowej (VF-CW) [12]

Fig. 3. Technological system of constructed wetland wastewater treatment plant (VF-CW) [12]

4. Metodyka badań

W analizowanym obiekcie pobierano próbki ścieków w przepompowni zlokalizowanej przed dopływem do złoża VF-CW oraz studziencie kontrolno-pomiarowej. Próbki pobierano jako próbki złożone (uśrednione). Przed pobraniem próbek wykonywano pompowanie oczyszczające, celem usunięcia wody stagnującej w otworze. Próbki pobierano przed i po zastosowaniu biopreparatu: wykonano 5 serii badań w odstępach tygodniowych. Biopreparat w ilości 10 dm^3 , dozowano do ścieków w częstotliwości co 3 doby. Ustalony skład badanego biopreparatu (zgłoszenie patentowe w UP Numer P.403799) zmieniał się w zakresie:

- pH: 7,5-8,5

- przewodnictwo właściwe: 2,19-2,36 mS/cm
- zasadowość: 2,2-2,9 mval/dm³
- ChZT: 21400 - 23200 mg/dm³
- azot amonowy: 189 - 222 mg/dm³
- fosforany: 23,5 -29,8 mg/dm³
- związki humusowe: 1570-1969 mg/dm³.

W pobieranych próbkach oznaczano: ChZT, BZT₅, azot amonowy (N-NH₄), azot azotanowy (N-NO₃) i fosfor ogólny zgodnie z obowiązującą w Polsce metodyką. Efektywność usuwania zanieczyszczeń obliczano jako iloraz różnicy stężeń na dopływie (C₀) i odpływie (C) do stężenia na dopływie (C₀) zgodnie ze wzorem:

$$\eta = \frac{C_0 - C}{C_0} \cdot 100\% \quad (1)$$

5. Wyniki badań i dyskusja

Charakterystykę ścieków surowych i oczyszczonych badanych przed i po zastosowaniu biopreparatu przedstawiono w tabeli 1.

Ścieki surowe w rozpatrywanym okresie badań charakteryzowały się BZT₅ od 203 do 294 mg O₂/dm³, oraz ChZT od 397 do 403 mg O₂/dm³. Średnia wartość stężenia azotu amonowego była na poziomie 69 mg/dm³, azotu azotanowego – 0,95 mg/dm³ oraz azotu całkowitego 81 mg/dm³. Średnie stężenie fosforu ogólnego wynosiło 9,5 mg/dm³.

W ściekach oczyszczonych przed zastosowaniem biopreparatu, średnie stężenie azotu amonowego było na poziomie 9,10 mg/dm³, azotu azotanowego 15,9 mg/dm³, azotu całkowitego 26 mg/dm³. Średnie stężenie fosforanów fosforu ogólnego wynosiło 2,00 mg/dm³. Skuteczność usuwania zanieczyszczeń organicznych była wysoka i dla BZT₅ wynosiła od 88 do 97%, a ChZT od 85 do 95%. W badanej oczyszczalni stwierdzono zachodzący proces nityfikacji, o czym świadczy obniżenie stężenia azotu amonowego w zakresie od 80 do 91 %. Azot całkowity usuwany był ze ścieków z efektywnością nawet do 75%. Związki fosforu usuwane były ze ścieków na poziomie do 78%.

Uzyskane wyniki badań oczyszczania ścieków w jednostopniowym złożu hydrofitowym z pionowym przepływem ścieków (VF-CW) są porównywalne z wynikami podawanymi w literaturze. Przeprowadzone przez Sorokę [9] badania pilotowe wykazały, że średnia zdolność do usuwania substancji organicznej wyrażonej w BZT₅ wynosiła 97,4%, a N_c 41,6%. Kowalik i in. [10] uzyskali w II stopniu oczyszczania efektywność oczyszczania na poziomie 89,1% dla BZT₅ i 76,1% dla N_c, a w III stopniu oczyszczania odpowiednio 93,8% i 79,1%. Badania te potwierdziły wysoką zdolności jednostopniowych złoż

nowych do usuwania zanieczyszczeń ze ścieków. Wg badań prowadzonych przez Wierzbickiego [11] średnie wartości charakterystycznych zanieczyszczeń w ściekach oczyszczonych nie przekraczały odpowiednio: $BZT_5 = 13 \text{ mg O}_2/\text{dm}^3$ i $ChZT = 93 \text{ mg O}_2/\text{dm}^3$. Obiekty te charakteryzowały się bardzo wysoką skutecznością usuwania zawiesiny ogólnej oraz substancji organicznej ($ChZT$ i BZT_5). Natomiast skuteczności usuwania związków biogenych, szczególnie fosforu ogólnego była niestabilna. Badania prowadzone przez Warężaka [1] wykazały, że obiekty typu VF-CW charakteryzowały się wysoką niezależną od pory roku i czasu eksploatacji efektywnością w usuwaniu ze ścieków związków organicznych. Średnia skuteczność wynosiła dla BZT_5 - 93%, dla $ChZT$ - 87%.

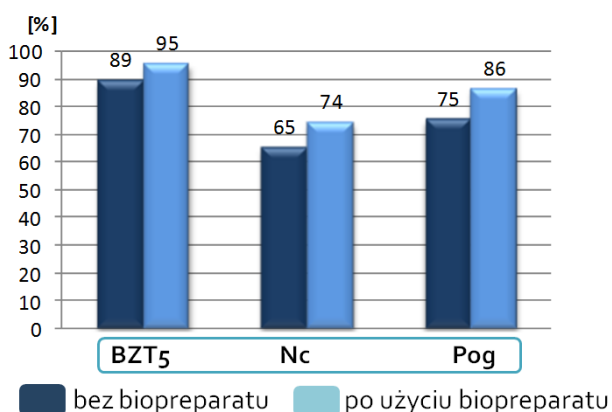
Natomiast usuwanie związków azotu ze ścieków było niestabilne i ulegało wahaniom w ciągu roku. Niska efektywność usuwania fosforu związana była z wyczerpaniem się zdolności sorpcyjnych złoża, a ponowne zwiększenie skuteczności to efekt odładowania złoża hydrofitowego z wcześniej zdeponowanego fosforu.

Tabela 1 Charakterystyka ścieków surowych i oczyszczonych badanych przed i po zastosowaniu biopreparatu

Table 1 Characteristics of raw and treated sewage analyzed before and after adhibiting the bio-compound

Seria	1		2		3		4		5	
Charakterystyka ścieków przed stosowaniem biopreparatu										
S - ścieki surowe, O - ścieki oczyszczone										
Parametr $\text{mg} \cdot \text{dm}^{-3}$	S	O	S	O	S	O	S	O	S	O
BZT_5	203	15	208	17	235	9	294	35	265	28
$ChZT$	397	32	416	41	400	20	403	65	400	62
$N-NH_4$	65,0	9,4	69,0	9,1	72,0	7,0	71,0	14,0	68,0	9,1
$N-NO_3$	0,9	15,5	0,9	15,0	1,0	15,9	1,1	14,0	0,9	16,5
N_c	79	25	84	28	82	30	87	28	77	26
P_{og}	8,3	1,8	9,5	2,4	9,6	2,0	10,5	2,0	9,6	2,0
Charakterystyka ścieków po zastosowaniu biopreparatu										
S - ścieki surowe, O - ścieki oczyszczone										
Parametr $\text{mg} \cdot \text{dm}^{-3}$	S	O	S	O	S	O	S	O	S	O
BZT_5	219	13	236	12	275	10	224	11	254	11
$ChZT$	400	20	402	21	398	28	400	27	403	20
$N-NH_4$	69,0	8,0	66,0	9,0	73,0	7,1	73,0	8,3	64,0	9,0
$N-NO_3$	0,8	13,0	0,9	11,0	0,95	12,0	1,0	10,0	0,9	13,0
N_c	75	22	86	21	77	20	92	19	75	23
P_{og}	8,1	1,0	9,7	1,0	9,1	1,0	10,0	1,0	9,0	1,0

Zastosowanie biopreparatu wpłynęło na wzrost usuwania związków organicznych średnio o 6%, związków azotu o 9%, natomiast związków fosforu nawet o 11% (Rys 4). Efekt poprawy sprawności oczyszczania ścieków uzyskany w tak krótkim okresie eksploatacji złoża hydrofitowego potwierdza, że koloidy próchnicze (związki humusowe) dozowane wraz z biopreparatem mają znaczne zdolności sorpcyjne, buforujące i zwiększają aktywność enzymatyczną mikroorganizmów.



Rys. 4. Średnia efektywność usuwania zanieczyszczeń przed i po zastosowaniu biopreparatu

Fig. 4 The average of efficiency of pollutants removal before and after adhibiting the biocompound

6. Podsumowanie i wnioski

Dane literaturowe wskazują, że skuteczność pracy oczyszczalni hydrofitowych w zakresie usuwania zawiesiny ogólnej oraz substancji organicznych jest zazwyczaj wysoka i niejednokrotnie przewyższa 90%. Natomiast efektywność usuwania związków azotu i fosforu, jest bardzo zróżnicowana i wynosi odpowiednio od 10 do 70% dla azotu oraz od 10 do 90% dla fosforu.

W badaniach optymalizacji oczyszczalni hydrofitowej w zakresie usuwania związków biogenych przez zastosowanie biopreparatu zawierającego przede wszystkim związki humusowe wykazano, że:

1. Zastosowanie biopreparatu poprawiło jakość oczyszczanych ścieków. Uzyskano wzrost usuwania związków organicznych średnio o 6%, związków azotu o 9%, natomiast związków fosforu nawet o 11%.
2. Stężenie fosforu ogólnego w ściekach oczyszczonych nie przekraczało 1 mg/dm^3 .
3. Wyeliminowano emisję nieprzyjemnych zapachów.

Oczyszczalnie hydrofitowe stanowią ekonomiczny i przyjazny dla środowiska, alternatywny sposób oczyszczania ścieków wszędzie tam, gdzie budowa

kanalizacji i podłączenie do oczyszczalni konwencjonalnej jest kosztowna. Zwłaszcza dla małych, przydomowych oczyszczalni niezbędne są rozwiązania proste, wydajne i niezawodne. Odpowiednio zaprojektowane i eksploatowane oczyszczalnie hydrofitowe zapewniają spełnienie wymagań dotyczących jakości odpływających ścieków w zakresie biodegradacji związków organicznych, jednak na efektywność usuwania związków biogenych wpływa wiele czynników środowiskowych. Stosowanie biopreparatów wspomagających pracę takich obiektów może zapewnić ich eksploatatorom stałą, wysoką jakość oczyszczanych ścieków.

Literatura

- [1] Warężak T, praca doktorska: Wpływ oczyszczalni hydrofitowych na stężenia związków biogenych w wodach podziemnych, 2013
- [2] Heidrich Z., Kalenik M., Podedworna J., Stańko G., 2008: Sanitacja Wsi. Wydawnictwo Seidel-Przywecki, Warszawa, s. 185-234.
- [3] Obarska-Pempkowiak H., Kowalik P., Gajewska M., Tuszyńska A.: Oczyszczalnie hydrofitowe – doświadczenia i perspektywy rozwoju. „Gospodarka wodościekowa w regionach rolniczo- przemysłowych”. Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej, 16, Wydawnictwo Politechniki Białostockiej, tom II: 192-202, 2003.
- [4] Molle P., Lienard A., Boutin C., Merlin G., Iwema A., 2004: How to treatraw sewage with constructed wetlands: An overview of the French systems; in: Proc. of 9th International Conference on Wetland System for Water Pollution Control, 2004, Avignon, France, pp. 11-20.
- [5] Tanner C.C., 2000: Plants as ecosystem engineers in subsurface – flow treatment wetlands. W: (Materiały) 7th International Conference on Wetland Systems for Water Pollution Control, Vol. 2, Florida, pp.805÷812.
- [6] Sadecka Z., 2010: Podstawy biologicznego oczyszczania ścieków, wyd. Seidel-Przywecki, Warszawa.
- [7] Brix H.: 1995: Treatment wetlands on overview. Międzynarodowa Konferencja Naukowo-Techniczna. Gdańsk.
- [8] Mendrycka M., Stawarz M.: Zastosowanie biopreparatu wspomagającego oczyszczanie ścieków garbarskich osadem czynnym, Inżynieria Ekologiczna, nr 28, s.43-56, 2012.
- [9] Soroko M.: Skuteczność usuwania substancji organicznej oraz związków biogenicznych w kilku oczyszczalniach hydrofitowych. Woda-Środowisko-ObszaryWiejskie t.1z.1(1): 173-186, 2001.
- [10] Kowalik P., Mierzejewski M., Randerson P.F., Hogland W.: Performace of subsurface vertical flow constructed wetlands receiving municipal wastewater. Archives of Hydro-Engineering and Enviromental Mechanics. 349–370, 2004.
- [11] Wierzbicki K., Eymontt A., Gutry P.: Analiza i ocena różnych rozwiązań kanalizacji bytowej na terenach wiejskich. IBMER, Warszawa, 2008.
- [12] Warężak T., Płuciennik-Koropczuk E., 2013: Bioreaktor hydrofitowy. Zgłoszenie

- patentowe. Urząd Patentowy Rzeczypospolitej Polskiej. Numer P.405721.
- [13] Warężak T., 2013: Biopreparat do oczyszczalni hydrofitowych. Zgłoszenie patentowe. Urząd Patentowy Rzeczypospolitej Polskiej. Numer P.403799.
- [14] Goleń M., Maśloch G., Ziółkowski M., Warężak T., 2011: *Ekonomika Gospodarki ściekowej na wsi*, wyd. SGH, Warszawa.
- [15] Łomotowski J., 2011: Szanse rozwoju kanalizacji na terenach niezurbanizowanych. IX Ogólnopolska konferencja szkoleniowa: *Kanalizacja terenów niezurbanizowanych*, Ostrów Wlkp, s. 5-13.
- [16] Ministerstwo Rolnictwa i Rozwoju Wsi, 2010: *Informacja o stanie infrastruktury technicznej wsi - raport roczny 2009*. Warszawa.
- [17] Główny Urząd Statystyczny, <http://www.stat.gov.pl>

EFFICIENCY OF REMOVAL ORGANIC AND BIOGENIC COMPOUNDS IN HYDROPHYTE BIOREACTOR USING BIOPREPARATION

S u m m a r y

Application of bio-compounds in wastewater treatment plants improves degradation of organic contaminants in wastewater (feces, paper, plant remains, grease), washing detergents and elimination of odours. The aim of research presented in the paper was to intensify effectiveness of wetland wastewater treatment plant by application a bio-compound which contains bio-humus. Acquired results confirmed influence of application of humus substances on effectiveness of nitrogen and phosphorus removal, respectively by 9 and 11%. The improvement of effectiveness of wastewater treatment acquired during short term use of constructed wetland confirms that humic colloids applied with bio-compound show significant sorptive and buffering qualities which improve enzymatic activity of microorganisms.

Keywords: constructed wetland wastewater treatment plant, effectiveness, humus compounds, bio-compound

DOI:10.7862/rb.2014.67

Przesłano do redakcji: lipiec 2014 r.

Przyjęto do druku: wrzesień 2014 r.

Martina ZELENÁKOVÁ¹
Gabriela HUDÁKOVÁ²

THE NECESSITY OF HYDROGEOLOGICAL SURVEY IN INFILTRATION SYSTEMS DESIGN

With the development of construction in large cities and their surroundings there is still more to tackle with congestion of sewer network. There are many alternatives that can reduce the risk of flooding, regulate the quantity and quality of groundwater. Most of these alternatives are proposed as a theoretical conversion according to standards. Infiltration practices represent one of the best methods of rainwater management which may effectively reduce load of interflow network. Rainwater management should be considered to be the sustainable strategy for reconstruction of rural and urban settlement from the aspect of environment, management and social criteria. Our aim in the paper is to compare the theoretical calculations with practice. We would like to stress that the hydrogeological survey is inevitable condition before design of any infiltration systems.

Keywords: rainwater, infiltration, percolation, rain gauge, rainfall-drainage process, surface runoff

1. Introduction

Infiltration can occur naturally following precipitation, or can be induced artificially through structural modifications in the ground surface. Some water that infiltrates will remain in the soil layer, where it will gradually move vertically and horizontally through the soil and subsurface material. Eventually, it might enter a stream by seepage into the stream bank. Some of the water may continue to move deeper (percolate), recharging the local groundwater aquifer. A dry soil has a defined capacity for infiltrating water.

The capacity can be expressed as a depth of water that can be infiltrated per unit time, such as inches per hour. If rainfall supplies water at a rate that

¹ Corresponding author: Technical University of Košice, Faculty of Civil Engineering, Institute of Environmental Engineering, Vysokoškolská 4, 042 00 Košice, Slovak Republic, tel.+421 55 602 4270, e-mail: martina.zelenakova@tuke.sk

² Technical University of Košice, Faculty of Civil Engineering, Institute of Environmental Engineering, Vysokoškolská 4, 042 00 Košice, Slovak Republic, e-mail: gabriela.hudakovaa@gmail.com

is greater than the infiltration capacity, water will infiltrate at the capacity rate, with the excess either being ponded, moved as surface runoff, or evaporated. If rainfall supplies water at a rate less than the infiltration capacity, all of the incoming water volume will infiltrate. In both cases, as water infiltrates into the soil, the capacity to infiltrate more water decreases and approaches a minimum capacity. When the supply rate is equal to or greater than the capacity to infiltrate, the minimum capacity will be approached more quickly than when the supply rate is much less than the infiltration capacity. The emerging goal of urban rain water management is to achieve effective control of pollutants in rain water runoff and reduce the volume and rate of runoff to control downstream impacts from flooding and stream-channel erosion [1].

1.1. Hydrogeological characteristics

Important prerequisites for the percolation of precipitation water is the sufficient permeability of the soil as well as of the loose and solid rock in the subsoil. Attention is to be paid that the surface, possibly artificially applied, has a lower permeability than the subsoil and thus represents the relevant k_f - value. With k_f - values of less than $1 \cdot 10^{-6}$ drainage exclusively through percolation with temporary storage is not guaranteed from the outset, so that a supplementary possibility for discharge is to be planned.

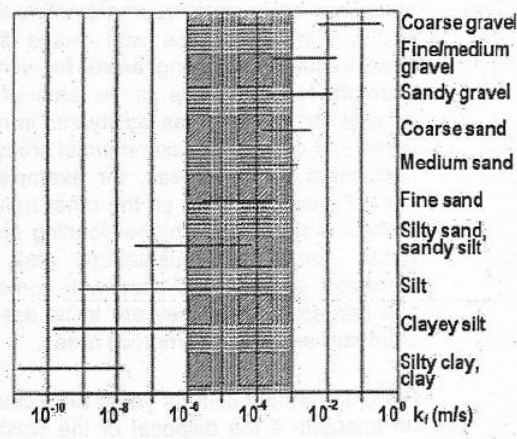


Fig. 1. Water permeability coefficients of loose rock and percolation range for technical drainage

The permeability of the loose rock depends predominantly on the size and distribution of its particles and compactness; with soils also decisively on soil structure and the water temperature, and is given through the permeability coefficient (k_f - value). With loose rock it varies in general between $1 \cdot 10^{-2}$ and $1 \cdot 10^{-10}$ m/s. The k_f - values apply for flow processes in the water saturated zone. Decisive for the spreading of water content substances into the unsaturated zone

and for the protective effect of the groundwater cover is not the k_f - value determined for the saturated zone, but rather the smaller $k_{f,imp}$ - value in the unsaturated zone. The percolation, range relevant for technical drainage lies around a k_f - range from $1 \cdot 10^{-3}$ to $1 \cdot 10^{-6}$ m/s (Figure 1) [2].

2. Percolation measurements and permeability coefficients

When planning a rain water drainage system it is necessary to determine the volume of rainfall, depending on the duration of rainfall and its intensity. For practical use there is available statistical data of the rain intensity from period of about ten years. There are large discrepancies between the intensity of rainfall for the drainage design of buildings and intensity of rainfall values for the dimensions of the public sewer system.

2.1. Percolation measurements in Košice

At the beginning of the year 2011 measurement devices discussed in the following were placed in percolation shaft, which is located in area of campus of Technical University in Košice (fig. 2). The measuring channel is placed there with the aim of monitoring quantity and quality of rainwater. Unit M4016 with modem with UZV sensor is used for subtraction of values. The final results from this unit are on-line available as values of the height of water level [mm] in the shaft, flow rate [l/s] of incoming rain water from roof of the building, flow rate [m^3], temperature of rain water [$^{\circ}C$] and pH values. The values of precipitation are measured by rain gauge which is located on the roof of the building of Library of the University in Košice. Rain gauge is located about 300 m from infiltration shaft also in the area of University campus. All measured values will be used for the design of drainage and infiltration system in the area.

In the percolation shaft (fig. 3.) devices measure mentioned parameters – amount of runoff from roof (quantity) and amount of water in the shaft (in the measuring channel and the height in the shaft) and also quality of water (which is not the objective of this paper). Also the amount of precipitation is measured in the same time at the roof of University library. If we want to use this data together, compare them and conclude some relations, all of these mechanisms should be located very close to each other and the timing must be synchronized.

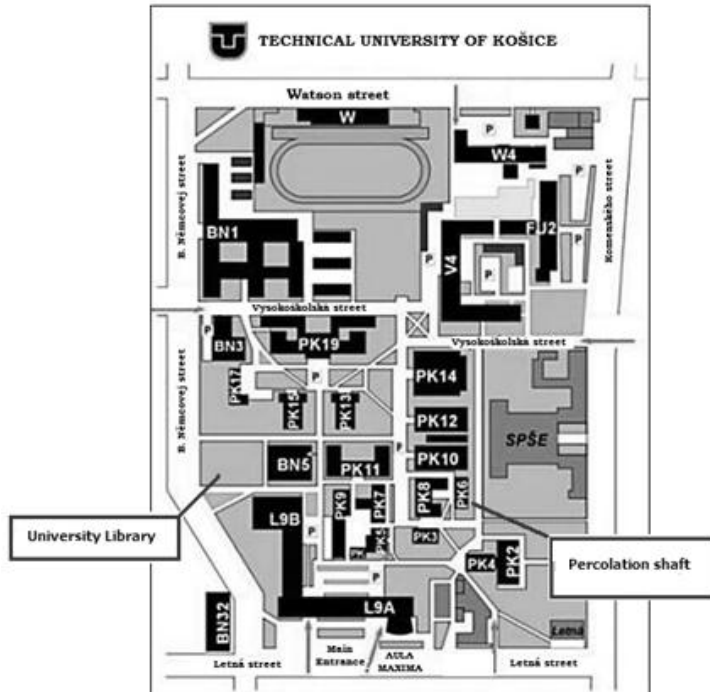


Fig. 2. Location of measuring devices

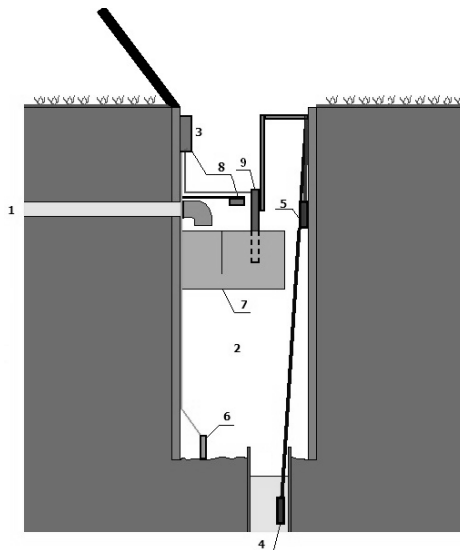


Fig. 3. Percolation shaft: 1-supply of rainwater from roof; 2-percolation shaft; 3- data telemetric unit M4016; 4-levellogger; 5-barologger; 6- pressure sensor; 7-measuring channel; 8- UZV – sensor; 9-multiparameter probe

2.2. Percolation measurements in Prešov

This chapter deals with percolation measurements in Šarišské Lúky near Prešov where rainwater drainage from road bridge after its reconstruction was performed and subsequent research on rainwater infiltration is done. The infiltration gallery was designed by theoretical calculation. The accuracy of the theoretical calculation will be defined on a real attribute basis from detected measurements.

Figure 4 shows the deployments of objects in the area in which measuring equipment for research are located. Rainwater from the bridge is drained to a filter shaft. The filter shaft, infiltration gallery and inspection shaft are interconnected. Rainwater from the bridge runs into filter shaft (1), which serves for capture and sedimentation of coarse and fine impurities. The rainwater subsequently flows into the infiltration gallery (2), where the water is filtered. A flow meter is located in the filter shaft, which record incoming rainwater in l/s. The water level in the infiltration gallery can be monitored by means of the float-gauge which is located in inspection shaft (3). Near this infiltration gallery is located rain-guage (4).

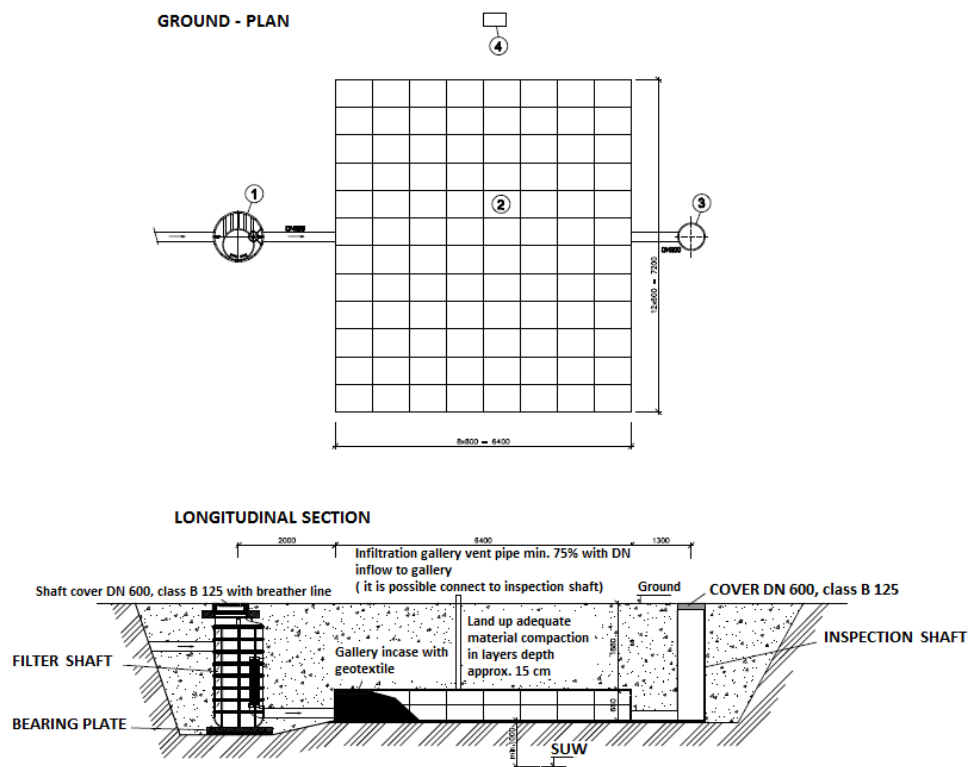


Fig. 4 .Object placement in the area

2.3. Permeability coefficients

For the calculation of the percolation rate Darcy's law is applied as the hydraulic basis for the percolation calculation [2]:

$$v_f = k_f \cdot I_{hy} \quad (1)$$

where: v_f – filter rate of the saturated zone in m/s;

k_f – coefficient of hydraulic conductivity of the saturated zone in m/s;

I_{hy} – hydraulic gradient in m/m.

The coefficient of hydraulic conductivity of non-water-saturated soil is smaller than for water-saturated soil. Simplified, the coefficient of unsaturated hydraulic conductivity is assumed to be $k_f / 2$.

With percolation facilities with small impoundage heights the hydraulic gradient will only be slightly different to 1. Therefore, as an approximation, $I_{hy} = 1$ can be applied. Thus, as a rule, the percolation rate is given as [4]:

$$Q_p = v_f \cdot A_p = k_f / 2 \cdot A_p \quad (2)$$

where: Q_p – percolation rate in m³/s;

A_p – percolation area in m².

Then

$$k_f = 2 \cdot Q_p / A_p \quad (3)$$

The percolation area A_p results depend on the impoundage level. With above-ground percolation facilities the horizontal projection of the surface of the water table can be used in simplified form as the basis. The required storage volume (V) represents an essential dimensioning parameter and can be calculated from the equation:

$$V = Q_p \cdot T \quad (4)$$

where: T – time of rain duration in seconds.

Then

$$Q_p = V / A_p \quad (5)$$

3. Results

The aim of the research was to calculate the hydraulic conductivity/permeability coefficients and compare them with the values from laboratory measurements. The hydraulic conductivity coefficients were calculated from equation (3). We considered a few events in Košice and in Prešov according to Tables 1 and 2. The percolation area of infiltration shaft is $0,785 \text{ m}^2$.

The results from the calculation of coefficients of hydraulic conductivity are presented in Table 1.

Table 1: Calculated coefficients of hydraulic conductivity in Košice

Date	Time from	Time to	V [m ³]	T [s]	Q_p [m ³]	A_p [m ²]	k_r [m ²]
5.11.2013 6.11.2013	13:36	1:00	2,03	41 040	$4,95 \cdot 10^{-5}$	0,785	$1,26 \cdot 10^{-4}$
9.11.2013 10.11.2013	20:02	5:08	0,77	32 760	$2,35 \cdot 10^{-5}$	0,785	$5,99 \cdot 10^{-5}$
19.3.2013	2:03	11:18	0,17	33 300	$5,11 \cdot 10^{-6}$	0,785	$1,30 \cdot 10^{-5}$
15.1.2013 16.1.2013	00:38	5:38	0,31	104 400	$2,97 \cdot 10^{-6}$	0,785	$7,56 \cdot 10^{-6}$
19.9.2012 20.9.2012	19:21	15:05	1,25	71 040	$1,76 \cdot 10^{-5}$	0,785	$4,48 \cdot 10^{-5}$
21.7.2012	0:03	11:02	2,31	39 540	$5,84 \cdot 10^{-5}$	0,785	$1,49 \cdot 10^{-4}$
16.5.2012 17.5.2012	10:29	1:03	0,3	52 440	$5,72 \cdot 10^{-6}$	0,785	$1,46 \cdot 10^{-5}$
1.11.2012 5.11.2012	13:20	14:29	1,51	349 740	$4,32 \cdot 10^{-6}$	0,785	$1,10 \cdot 10^{-5}$
16.12.2011 17.12.2011	17:08	2:37	0,72	34 140	$2,11 \cdot 10^{-5}$	0,785	$5,37 \cdot 10^{-5}$
17.12.2011	6:16	15:32	1,16	33 360	$3,47 \cdot 10^{-5}$	0,785	$8,86 \cdot 10^{-5}$

The result from laboratory measurements is that the hydraulic conductivity coefficient in the area of interest is $1,58 \cdot 10^{-3}$ in Košice. That is a little higher than the ones from the field measurements. In subsequent research it will be necessary to monitor more rain events and also calculate the uncertainty factor.

The second place on measurements of rainfall and calculate hydraulic conductivity coefficients was in Prešov.

The storage volume is monitored in the filter shaft. The percolation area of the infiltration gallery is $46,08 \text{ m}^2$. Its surface is rectangular. The results from the calculation of coefficients of hydraulic conductivity are presented in Table 2.

Table 2: Calculated coefficients of hydraulic conductivity in Prešov

Date	Time from	Time to	V [m ³]	T [s]	Q_p [m ³]	A_p [m ²]	k_r [m ²]
2.4.2013 4.4.2013	22:52	3:46	1,72	104 040	$1,65 \cdot 10^{-5}$	46,08	$7,18 \cdot 10^{-7}$
1.2.2013 28.2.2013	1:48	22:35	6,99	2 407 620	$2,90 \cdot 10^{-5}$	46,08	$1,26 \cdot 10^{-7}$
30.1.2013 31.1.2013	3:00	23:51	1,27	161 460	$7,87 \cdot 10^{-6}$	46,98	$3,41 \cdot 10^{-7}$
15.1.2013 16.1.2013	11:10	14:51	3,15	99 660	$3,16 \cdot 10^{-5}$	46,08	$1,37 \cdot 10^{-6}$
15.12.2012 19.12.2012	18:56	16:30	1,4	335 820	$4,17 \cdot 10^{-6}$	46,08	$1,81 \cdot 10^{-7}$
1.11.2012	10:40	23:02	0,12	44 520	$2,71 \cdot 10^{-6}$	46,08	$1,18 \cdot 10^{-7}$
19.9.2012 20.9.2012	19:49	15:51	3,07	72 120	$4,26 \cdot 10^{-6}$	46,08	$1,85 \cdot 10^{-6}$

The result from laboratory measurements is that the hydraulic conductivity coefficient in the area of interest is $4,84 \cdot 10^{-7}$. That is a little higher than the ones from the field measurements. In subsequent research it will be necessary to monitor more rain events and also calculate the uncertainty factor.

4. Conclusion

Infiltration control represents one of the best methods of rainwater management which may effectively reduce the load on the sewerage network.

Rainwater management should be considered as a sustainable strategy for reconstruction of rural and urban settlements from the aspects of environmental management and social criteria [4]. There are many possibilities which can reduce the risk of flooding and regulate the quantity and quality of ground water. Most of these possibilities are proposed only by theoretical calculation based on norms. Our aim is to compare theoretical calculations with results from practice.

Best management practices reflect the natural process of infiltration that can be found in non-urban basins. Infiltration control belongs among the best management practices that are able to effectively reduce the overloading of sewerage systems by rainwater drainage. If local conditions allow, part of the urban runoff must be controlled by infiltration.

The new challenge for management of rainwater and groundwater requires a fundamental change in the way we think about this issue. Rainwater should be regarded from the point of view of alternative, sustainable strategies and as re-

habilitation of rural and urban settlements in the context of environmental, economic and social criteria.

Acknowledgement

The Centre was supported by the Slovak Research and Development Agency under the contract No. SUSPP-0007-09

References

- [1] General Information for Infiltration Practices: Iowa Stormwater Management (ISM) Manual, 2008.
- [2] DWA - A138 Planung, Bau und Betrieb von Anlagen zur Versickerung von Niederschlagswasser, 2005.
- [3] Zeleňáková, M., Rejdovjanová, G.: Drainage possibilities and its alternations (in Slovak). Proceedings of LAWA conference Košice: Elsewa, 2010.
- [4] Vranayová, Z., Karellová, Z., Očipová, D.: Precipitation Monitoring Methodology at the Campus of Technical University of Košice. In: Selected Scientific Papers. Journal of Civil Engineering. Vol. 6/2, 2011.

THE NECESSITY OF HYDROGEOLOGICAL SURVEY IN INFILTRATION SYSTEMS DESIGN

S u m m a r y

Nowadays, reinforced surface drainage represents one of the current issues in rainwater management. Comparing situation of reinforced and green surfaces in the past and present, it is clear that there is a reduction of the green surfaces. As a result of this reduction there is decrease in effect of evapotranspiration, also in percolation of waters from surface runoff to soil and to under-surface water layers and simultaneously there is an increase of surface runoff from reinforced surfaces. Moreover, there are changes in subsoil because of the reduction of waters from surface runoff to under-surface water layers. These changes cause disruption in thousand-year long natural hydrological cycle of groundwater which subsequently influences many other factors such as change in subsoil and water management. Change of hydrological cycle causes reduction of groundwater levels as well as levels of natural subsurface reservoirs of drinking water. This article deals the necessity of hydrogeological survey in infiltration systems design with runoff from building roof in the area of campus of Technical university in Kosice and road drainage of Prešov suburb where research of rainwater infiltration.

Keywords: rainwater, infiltration, percolation, rain gauge, rainfall-drainage process, surface runoff

DOI:10.7862/rb.2014.68

Przesłano do redakcji: lipiec 2014 r.

Przyjęto do druku: wrzesień 2014 r.

Informacje dodatkowe

1. Lista recenzentów współpracujących będzie opublikowana w czwartym numerze *Czasopisma Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury*: 61(4/14) oraz na stronie internetowej:
www.oficyna.portal.prz.edu.pl/pl/zeszyty-naukowe/czasopismo-inzynierii-ladowej-s/
(dotychczasowa nazwa: *Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, Budownictwo i Inżynieria Środowiska*), strona internetowa:
www.oficyna.portal.prz.edu.pl/pl/zeszyty-naukowe/budownictwo-i/
2. Zasady recenzowania są udostępnione na stronie internetowej:
www.oficyna.portal.prz.edu.pl/zasady-recenzowania/
3. Informacje dla autorów artykułów są udostępnione na stronie internetowej:
oficyna.portal.prz.edu.pl/informacje-dla-autorow/
4. Formularz recenzji jest udostępniony na stronie internetowej:
www.oficyna.portal.prz.edu.pl/pl/zeszyty-naukowe/czasopismo-inzynierii-ladowej-s/
5. Instrukcja dla autorów omawiająca szczegółowo strukturę artykułu, jego układ, sposób przygotowywania materiału ilustracyjnego i piśmiennictwa jest zamieszczona na stronie internetowej:
www.oficyna.portal.prz.edu.pl/pl/instrukcja-dla-autorow/
oraz
[www.oficyna.portal.prz.edu.pl/pl/zeszyty-naukowe/czasopismo-inzynierii-ladowej-s/wzakladce „Instrukcja dla autorów”](http://www.oficyna.portal.prz.edu.pl/pl/zeszyty-naukowe/czasopismo-inzynierii-ladowej-s/wzakladce%2CInstrukcja+dla+autorow%22)
6. Dane kontaktowe do redakcji czasopisma, adresy pocztowe i e-mail do przesyłania artykułów oraz dane kontaktowe do wydawcy są podane na stronie internetowej (Komitet Redakcyjny):
www.oficyna.portal.prz.edu.pl/pl/zeszyty-naukowe/czasopismo-inzynierii-ladowej-s/