

POLITECHNIKA BIAŁOSTOCKA  
WYDZIAŁ BUDOWNICTWA  
I INŻYNIERII ŚRODOWISKA



POLSKIE ZRZESZENIE INŻYNIERÓW  
I TECHNIKÓW SANITARNYCH



MONOGRAFIE

„INŻYNIERIA ŚRODOWISKA – MŁODYM OKIEM”

TOM 7

UWARUNKOWANIA SANITARNO – INŻYNIERYJNE

**Iwona Skoczko**  
**Janina Piekutin**  
**Aleksandra Zarzecka**



Białystok 2014

**INŻYNIERIA ŚRODOWISKA – MŁODYM OKIEM**  
**TOM 7**  
**UWARUNKOWANIA SANITARNO - INŻYNIERYJNE**

**pod redakcją**  
**Iwony Skoczko**  
**Janiny Piekutin**  
**Aleksandry Zarzeckiej**

Oficyna Wydawnicza Politechniki Białostockiej  
Białystok 2014

POLITECHNIKA BIAŁOSTOCKA  
WYDZIAŁ BUDOWNICTWA  
I INŻYNIERII ŚRODOWISKA



POLSKIE ZRZESZENIE INŻYNIERÓW  
I TECHNIKÓW SANITARNYCH



MONOGRAFIE

TOM 7

Serdecznie dziękujemy naszym patronatom za pomoc  
w organizacji uroczystości  
i wydaniu niniejszej publikacji.

**POLITECHNIKA  
BIAŁOSTOCKA  
WYDZIAŁ BUDOWNICTWA  
I INŻYNIERII  
ŚRODOWISKA**



**Pod patronatem Rektora Politechniki Białostockiej  
prof. dr hab. inż. Lecha Dzienisa**

Patronat medialny:



**Redaktor tomu:**

**Iwona Skoczko**  
**Janina Piekutin**  
**Elżbieta Grygorczuk - Petersons**  
**Aleksandra Zarzecka**

**Zespół redakcyjny:**

**Iwona Skoczko** – Redaktor Naczelny  
**Janina Piekutin** – Redaktor Naczelny  
**Aleksandra Zarzecka** – Skład monografii  
**Katarzyna Wilamowska** – Skład monografii

**Recenzenci monografii:**

dr hab. inż. Mariusz Dudziak  
dr inż. Dariusz Andraka

**Zespół naukowy:**

dr hab. inż. Iwona Skoczko – Politechnika Białostocka  
dr n. tech. Janina Piekutin – Politechnika Białostocka  
dr hab. inż. Jacek Piekarski, prof. PK - Politechnika Koszalińska  
dr hab. inż. Mariusz Dudziak – Politechnika Śląska  
prof. nzw. dr hab. Bożena Łozowicka – Instytut Ochrony Roślin  
prof. dr hab. inż. Józefa Wiater – Politechnika Białostocka  
prof. dr hab. inż. Rafał Miłaszewski – Politechnika Białostocka  
dr hab. inż. Katarzyna Ignatowicz – Politechnika Białostocka  
dr hab. inż. Mirosław Żukowski, prof. PB - Politechnika Białostocka  
prof. Aleksey Ternovtsev – Kijowski Narodowy Uniwersytet Budownictwa i Architektury  
prof. Dmitry Spitsov – Moskiewski Państwowy Uniwersytet Budownictwa  
dr n. tech. Joanna Szczykowska – Politechnika Białostocka  
dr inż. Anna Siemieniuk – Politechnika Białostocka  
dr inż. Elżbieta Grygorczuk – Petersons – Politechnika Białostocka  
dr inż. Dariusz Andraka – Politechnika Białostocka  
dr inż. Katarzyna Gładyszewska – Fiedoruk – Politechnika Białostocka

Wszystkie zamieszczone w monografii prace są recenzowane

Copyright by Politechnika Białostocka, Białystok 2014

**ISBN – 978-83-62582-53-2**

Publikacja nie może być w jakikolwiek sposób powielana i rozpowszechniana bez pisemnej zgody posiadacza praw autorskich

Oficyna Wydawnicza Politechniki Białostockiej

Nakład: 100 egz.

---

Oficyna Wydawnicza Politechniki Białostockiej  
Ul. Wiejska 45C, 15-351 Białystok  
Tel.: 85 746 91 37 fax: 85 746 90 12  
e-mail: oficyna.wydawnicza@pb.edu.pl  
www.pb.edu.pl

## SPIS TREŚCI

Wpływ mineralizacji wypełniacza organicznego na właściwości kompozytów cementowych.....	7
mgr inż. Anna Krupa	
Modelowanie odpływu wód opadowych z ekstensywnego dachu zielonego w programie SWMM5 .....	40
mgr inż. Małgorzata Sobczyk	
Hałas w otoczeniu dróg i ulic – problemy oceny i działania ochronne.....	59
mgr inż. Paweł Gierasimiuk, mgr inż. Marek Motylewicz	
Niektóre problemy sieci kanalizacyjnych przedstawione za pomocą technik wizyjnych na podstawie pracy kamery TV w Wodociągach Białostockich.....	95
mgr inż. Mariusz Tarnowski	
Porównanie użyteczności programów AutoCAD Civil 3D oraz HEC-RAS w modelowaniu skutków katastrof budowli piętrzących .....	124
mgr inż. Łukasz Borsuk	

mgr inż., Anna Krupa<sup>1</sup>

Politechnika Białostocka, Katedra Materiałów, Technologii i Organizacji Budownictwa

ul. Wiejska 45E, 15-351 Białystok

e-mail: <sup>1</sup>annairis@wp.pl

## **Wpływ mineralizacji wypełniacza organicznego na właściwości kompozytów cementowych**

**Słowa kluczowe:** *mineralizacja, trzcina pospolita, trociny z drzew iglastych*

**Streszczenie:** W artykule przedstawiono wyniki badań nad mineralizacją wypełniaczy organicznych lekkich kompozytów cementowych. W badaniach zastosowano zmienną zawartość mineralizatorów w postaci siarczanu glin  $Al_2(SO_4)_3$  i wapna hydratyzowanego  $Ca(OH)_2$ . Wykonane badania przemawiają za tym, że istnieje możliwość wykorzystania surowców odpadowych (trociny z drzew iglastych) oraz surowców roślinnych (trzcina pospolita *Phragmites australis*) do produkcji betonów jako zamiennik kruszyw mineralnych. Wykazano słuszność wprowadzenia mineralizatorów, dzięki czemu można uzyskać kompozyty cementowe na bazie wypełniaczy organicznych o dobrych właściwościach fizyko-mechanicznych.

### **1. Wstęp**

Ze względu na ograniczony zasób kruszyw skalnych oraz gospodarczą potrzebę zużytkowania odpadów przemysłu, leśnictwa i rolnictwa zmierza się w kierunku wdrożenia ekologicznych wyrobów. Kruszywa mineralne powstające przez całe epoki geologiczne przy intensywnym rozwoju budownictwa mogą być wyczerpane. Ponadto ochrona środowiska w znacznym stopniu ogranicza możliwości pozyskiwania surowców naturalnych. Możemy wywnioskować z tego, że ceny kruszywa w przyszłości wzrosną, a więc zwiększy się zapotrzebowanie na surowce pochodzenia roślinnego. Wynika stąd potrzeba przyspieszenia prac badawczych dotyczących wprowadzania i stosowania materiałów, które są łatwe do pozyskania, ekologiczne, tanie i trwałe. Zamiennikami kruszyw mogą być odpady drzewne, trzcina i inne materiały pochodzenia organicznego, które są jednym z głównych składników kompozytów cementowych z wypełniaczami organicznymi.

Trzcina pospolita jest najpopularniejszą rośliną występującą na terenach podmokłych w wielu krajach. Jest rośliną wartościową, znajdującą zastosowanie w budownictwie jako materiał posiadający wysokie właściwości termoizolacyjne. Trzcina ma również walory ekologiczne. W trakcie wzrostu pochłania  $CO_2$  z powietrza w budując go w strukturę swoich tkanek. Sadzona jest na poletkach oczyszczalni ścieków jako utylizator zanieczyszczeń

chemicznych. Młode rośliny przerabiane są na pasze. Kłęczka wykorzystywane są w lecznictwie. Do 10,8 % masy trzciny stanowią składniki mineralne głównie krzemionka. Zawiera również cukry, wosk i saponiny. Ma bardzo wysoką odporność na ogień, mróz, wysokie pH i zasolenie. Te wszystkie cechy spowodowały, że już od dawnych czasów stosowana jest w budownictwie w postaci płyt izolacyjnych, mat trzcinowych pod tynk, do krycia dachów, podejmowane są próby zastosowania trzcinobetonowych elementów w konstrukcji budynków [1,2].

W badaniach laboratoryjnych jako wypełniacz zastosowano trzcinę rzeczną oraz odpady drzew iglastych w postaci trocin. Trzcina oraz trociny stanowiące podstawowe składniki kompozytów cementowych zawierają szereg związków organicznych, takich jak: poliozy drzewne, krochmal, związki politynowe, celulozę, hemicelulozę, pentozany, pektyny, które w środowisku zasadowym lub kwaśnym mogą rozpadać się i przechodzić w cukry proste: sacharozę ( $C_{12}H_{22}O_{11}$ ), glukozę ( $C_6H_{12}O_6$ ) i ksylozę ( $C_5H_{10}O_5$ ). Cukry te, jako związki łatwo rozpuszczalne w wodzie, powodują wytwarzanie hydrofilowych warstw adsorpcyjnych wokół ziaren cementu. Warstwy te hamują proces hydratacji i hydrolizy cząstek cementu, szczególnie w początkowym stadium, z powodu powstawania znacznych oporów dyfuzyjnych. Innym szkodliwym procesem działania powstałych warstw adsorpcyjnych jest utrata zdolności łączenia się produktów hydratacji cementu pod wpływem sił molekularnych i koagulacji [3]. W związku z powyższym wypełniacz organiczny należy odpowiednio zabezpieczać poprzez mineralizację zastosowanego kruszywa roślinnego.

### **1.1. Mineralizacja wypełniacza organicznego**

Mineralizacją trzciny zajmowano się w Polsce już w latach sześćdziesiątych ubiegłego wieku. Wypływało to z praktycznych potrzeb budownictwa. Wielorakie zastosowanie trzciny wymagało zmiany pewnych jej właściwości technicznych. Zagadnienie to stało się specjalnie ważne, kiedy zaczęto stosować trzcinę do wyrobu betonów lekkich, ponieważ całkowicie pomyslnie jego rozwiązanie nie mogło być spełnione wobec stosunkowo szybkiego niszczenia samej trzciny wewnątrz betonu. W związku z tym sprawą kluczową stało się w tym przypadku znalezienie możliwości przedłużenia trwałości wypełniacza organicznego, przy użyciu jak najprostszyc i jak najtańszyc środków. Uważano, że można określić odpowiednie preparaty i technologie mineralizacji trzciny, które mogą zwiększyć jej wytrzymałość, obniżyć higroskopijność i wpłynąć korzystnie na stałość objętości w betonie [3,4].



Do najczęściej stosowanych środków chemicznych nazywanymi mineralizatorami należą:

- Chlorek wapnia  $\text{CaCl}_2$  – powstaje w wyniku reakcji wapnia z kwasem węglowym lub jako produkt uboczny przy wytwarzaniu kwasu węglowego, bądź przy tworzeniu sody metodą amoniakalną. Sprzedawany jest w postaci krystalicznej, jako bezbarwne bryły lub płatki [5]. W procesie mineralizacji jest stosowany jako wodny roztwór, którego stężenie jest dokładnie dobierane do warunków produkcji i najczęściej wynosi  $3 \div 6\%$ . Przedawkowanie tego środka powoduje wykwit soli na powierzchni gotowych wyrobów, podwyższa higroskopijność tworzywa oraz działa silnie korodując na stal zbrojeniową [6].
- Szkło wodne – tworzy krzemiany alkaliów o różnym składzie stechiometrycznym. W handlu spotyka się je jako stopione masy lub ich roztwory wodne. W budownictwie znajduje zastosowanie szkło wodne sodowe i potasowe. Z badań przeprowadzonych na polskich cementach wynika, że powoduje ono gwałtowne przyspieszenie wiązania cementu. Badania z dodatkiem szkła wodnego w ilości od 1 do 5% do wiórobetonu dały potwierdzenie o spadku wytrzymałości na ściskanie po 28 dniach. Spadkowi wytrzymałości towarzyszyło znaczne osuszenie wyrobu [5]. Dodatnią stroną stosowania szkła wodnego, jako środka mineralizującego, jest to, że nie ma ono negatywnego wpływu na stal zbrojeniową, ponieważ nie powoduje jej korozji. Natomiast wadą jest jego wrażliwość na działanie wody oraz dwutlenku węgla zawartego w powietrzu. Należy zabezpieczać je przed wysychaniem oraz działaniem niskich temperatur, gdyż poniżej  $0^\circ\text{C}$  zmienia swoją strukturę [6].
- Siarczan glinu i wapno hydratyzowane – otrzymuje się przez rozpuszczenie wodorotlenku glinowego lub czystego botoksu w kwasie siarkowym i przez odparowanie roztworu. Siarczan glinu łatwo hydratyzuje, tak jak inne sole glinowe, a jego roztwór reaguje kwaśno. Jako środek mineralizujący stosowany jest w postaci uwodnionego roztworu o stężeniu  $3 \div 5\%$ . Dość duża liczba kwasowa siarczanu glinu ( $3 \div 5$  pH) powoduje konieczność stosowania mleka wapiennego w celu zubożenia odczynu mineralizatora. Z badań wynika, że siarczan glinu, używany w połączeniu z wapnem hydratyzowanym, jest skutecznym środkiem mineralizującym. Natomiast najlepsze wyniki pod względem wytrzymałościowym uzyskiwano stosując proporcje 1:2, to jest  $5 \div 6\%$  siarczanu glinu i  $10 \div 12\%$  wapna hydratyzowanego w stosunku do masy kruszywa organicznego [5].
- Siarczan magnezu – tworzy kilka różnych hydratów. Stosowany jest do zarobienia spoiw magnezjowych, jednak wpływa ujemnie na wytrzymałość tworzywa. Gotowe wyroby nie są odporne na wilgoć. Z przeprowadzonych badań, w trakcie których był stosowany siarczan

magnezu w ilości 5 ÷ 15% wapna hydratyzowanego, otrzymano ponad trzykrotny wzrost wytrzymałości w stosunku do wiórobetonu bez środków mineralizujących [5].

- Gips – w złożach występuje przeważnie jako zanieczyszczenie mechaniczne, w postaci iłów lub ziaren piasku. Poszczególne jego kryształy są zwykle przezroczyste i bezbarwne, chociaż bywają także zabarwione na kolor szary, miedzianożółty, czerwony, a nawet czarny. Zabarwienie gipsu uzależnione jest od rodzaju domieszek [7].
- Gлина – stanowi skomplikowaną mieszaninę minerałów ilastych, które są produktami wietrzenia skał magmowych, głównie skaleni. Gлина jest bogata w różnorodne minerały zawierające wiele związków chemicznych, wykorzystywanych już uprzednio do mineralizacji wypełniaczy pochodzenia organicznego. Zawiesiną glinową były mineralizowane między innymi trociny w trocinobetonie czy wióry w wiórobetonie [7].

Badania [8] wykazały, iż najbardziej podatny na szkodliwe działania węglowodanów, czyli cukrów jest krzemian trójwapniowy ( $3\text{CaO}\cdot\text{SiO}_2$ ) który, jako główny składnik cementu określa wczesny przyrost wytrzymałości na ściskanie świeżego kompozytu cementowego. W związku z tym celowym jest wyłączenie cukrów z trzciny (szczególnie z jej powierzchniowych warstw), a następnie połączenie ich w związki nieszkodliwe dla procesu hydratacji [3]. Proces mineralizacji zabezpiecza substancję organiczną przed rozkładem i rozwojem czynników niszczących oraz minimalizuje wpływ niektórych właściwości tych substancji, takich jak pęcznienie, skurcz i sprężystość. Zwiększa ponadto przyczepność spoiwa do wypełniacza, a także przyspiesza jego czas wiązania i twardnienia. Środki mineralizujące są dobierane w zależności od typu zastosowanego wypełniacza i jego pochodzenia [9].

W przeprowadzonych w artykule badaniach do mineralizacji trzciny rzecznej i trocin zastosowano zmienną zawartość mineralizatorów: siarczan glinu  $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$  w postaci stałej, który po rozpuszczeniu w wodzie nadaje odczyn kwaśny (pH 3÷5) oraz wapno hydratyzowane  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  w postaci stałej, które w stanie rozpuszczonym w wodzie zobojętnia roztwór.

Działanie roztworu siarczanu glinu jako mineralizatora zabezpiecza wypełniacz organiczny przed procesem rozpuszczania się cukrów złożonych oraz wpływa na zmniejszenie higroskopijności i nasiąkliwości betonów na bazie wypełniaczy organicznych. Rola wapna hydratyzowanego polega na podwyższeniu skuteczności głównego mineralizatora (siarczanu glinu) przez zobojętnienie jego kwaśnego odczynu oraz na zwiększeniu uplastycznienia mieszanki [7].

## 1.2. Badania strukturalne

Zazwyczaj badania materiałów budowlanych określające ich właściwości techniczne przeprowadza się na podstawie oznaczeń normowych, które dają pewne wartości liczbowe, ale nie udzielają odpowiedzi na pytanie: dlaczego? Uzyskanie odpowiedzi na pytanie, jaka jest przyczyna, że materiał wykazuje takie a nie inne właściwości oraz z czego wynika jego zachowanie się w różnych warunkach środowiska, jest możliwe dzięki kompleksowym badaniom strukturalnym, które mają duże znaczenie dla poznania procesów powstawania i świadomego kształtowania materiałów oraz ich oceny [10].

Badania strukturalne prowadzi się różnymi metodami stosowanymi na ogół kompleksowo, do których zalicza się: obserwacje przy użyciu mikroskopów optycznych i elektronowych, badania mikrosondą elektronową, spektroskopię w podczerwieni, badania rentgenostrukturalne i porozymetryczne oraz wspomagającą te badania termiczną analizę różnicową. Badania mikroskopowe są szeroko stosowane do szybkiej identyfikacji składników mineralnych materiałów budowlanych. Pozwalają ustalić zarówno jakościowy, jak i ilościowy skład mineralny i dają pewien pogląd o przebiegu procesów przemian fizykochemicznych [10].

Badania prowadzone przy użyciu mikroskopów optycznych opierają się na analizie właściwości optycznych materiałów. Właściwości te są związane z wewnętrzną budową materiałów i są cechami charakteryzującymi każdą substancję. Wiadomo, że wszystkie ciała w zależności od budowy wewnętrznej dzieli się na krystaliczne (o uporządkowanej budowie, dalekiego zasięgu) i bezpostaciowe (o budowie nieuporządkowanej). W mikroskopii optycznej stosowane są mikroskopy do badań w świetle przechodzącym oraz odbitym. Wynika to z faktu, że jest wiele minerałów nieprzezroczystych, których identyfikacja jest konieczna przy ustalaniu wzajemnych relacji strukturalnych. Badania w świetle przechodzącym prowadzone są na preparatach proszkowych z wykorzystaniem cieczy impersyjnych. Dla materiałów budowlanych stanowiących często układy wieloskładnikowe, jakimi są betony, oznaczenie charakterystyk optycznych jest trudne. Badania w świetle odbitym prowadzone są na preparatach w postaci zgładów polerowanych jednostronnie. Czasami są one trawione odpowiednimi odczynnikami, które działając na składniki preparatu ujawniają jego strukturę. Wykorzystuje się tu zdolności materiałów do odbijania światła padającego na płaszczyzny polerowane [10].

W przypadku badań materiałów budowlanych, takich jak beton, badania mikroskopii optycznej pozwalają wyodrębnić składniki: kruszywo grube, piasek, pory, zaczyn, a w nim np. niewodnione ziarna klinkieru. Umożliwiają określenie bardziej szczegółowo mikrostruktury, składu mineralnego użytego kruszywa i jego ilości, kształtu niektórych produktów hydratacji cementu, kształtu, wielkości i rozłożenia oraz ilości porów w próbce, szerokości, długości i

kierunku rys, stanu strefy kontaktowej między zaczynem i kruszywem, a tym samym zmian zachodzących w betonie [10].

Potrzeba uzyskania bardzo dużych powiększeń, niemożliwych do osiągnięcia w mikroskopii optycznej, a tym samym uzyskanie lepszej zdolności rozdzielczej, doprowadziła w latach międzywojennych do skonstruowania mikroskopu elektronowego. Niezwykle szybki rozwój mikroskopii elektronowej był wynikiem konieczności badań w najróżniejszych dziedzinach – elektronice, metalurgii, ceramice, budownictwie, medycynie. W badaniach metodą mikroskopii elektronowej do tworzenia obrazów szczegółów powierzchni badanej próbki wykorzystuje się strumień elektronów skupiany soczewkami elektrycznymi, a częściej magnetycznymi. W mikroskopie elektronowym promieniowanie świetlne stosowane w klasycznym mikroskopie optycznym zostało zastąpione wytwarzanym przez dzieło elektronowe strumieniem elektronów, poruszających się w próżni. Początkowo bardziej popularny był mikroskop elektronowy typu prześwietleniowego, zwany w skrócie TEM (Transmission Electron Microscope), ale ze względu na łatwiejsze przygotowanie próbek wyparł go elektronowy mikroskop skaningowy SEM (Scanning Electron Microscope), zwany też w Polsce EMS. Dopełnieniem badań mikroskopowych są mikroanalizatory rentgenowskie tzw. mikrosondy oraz przystawki do mikroskopów skaningowych, służące do oznaczania składu chemicznego obszarów badanych mikroskopowo oraz komputerowa analiza obrazów. Za ich pomocą uzyskuje się informacje o składzie jakościowym oraz ilościowym pierwiastków zawartych w badanych minerałach [10].

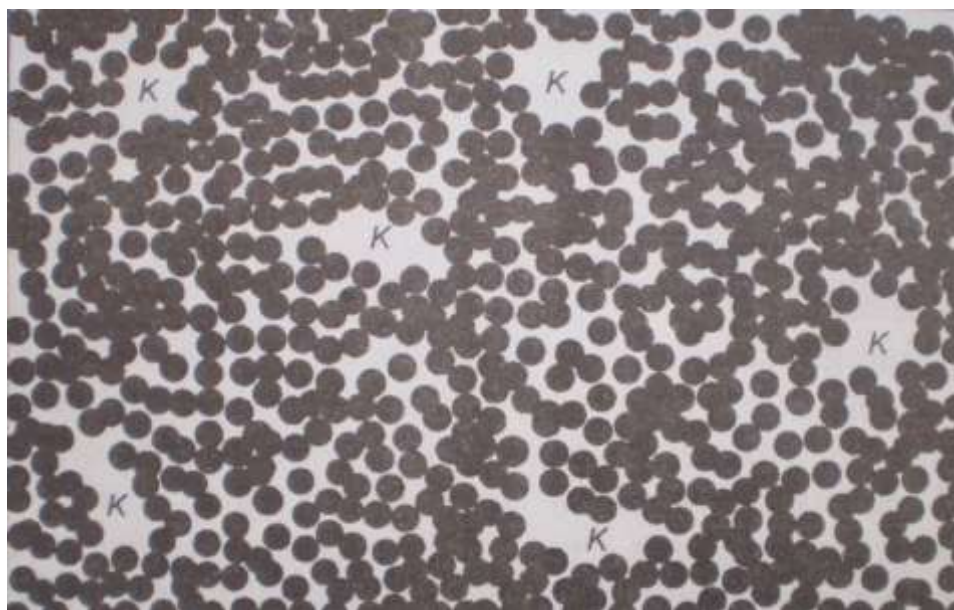
Mikroskopia skaningowa pozwala prowadzić m. in.: badania procesów starzenia się materiałów i wyrobów oraz oddziaływań agresywności środowiska i czynników eksploatacyjnych, weryfikację skuteczności domieszek modyfikujących kompozyty i analizy nowych rozwiązań materiałowych. Daje informacje dotyczące powstawania produktów uwodnienia spoiw w różnych warunkach twardnienia. Pozwala wyróżnić produkty hydratacji oraz ich wzajemne relacje. W przypadku betonów duże znaczenie mają badania strefy kontaktowej kruszywo – zaczyn (strefa ta decyduje w istotnym stopniu wytrzymałości, mrozoodporności, a ogólnie o trwałości kompozytu). Można też określić tendencje zmian zachodzących pod wpływem różnych czynników w mikrostrukturze rozpatrywanego betonu [10].

Struktura cementu zhydratyzowanego:

Świeży zaczyn cementowy tworzy plastyczny układ cząsteczek w wodzie, jednak do momentu związania jego pozorna lub ogólna objętość pozostaje w przybliżeniu stała. Na każdym etapie procesu hydratacji w skład stwardniałego zaczynu cementowego wchodzi

hydraty różnych związków łącznie określanych jako żel, kryształy  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ , składniki drugorzędne, niezhydratyzowany cement i pozostałości po obszarach, które w świeżym zaczynie były wypełnione wodą. Pustki te nazywa się porami kapilarnymi. Natomiast w samym żelu istnieją także pustki wewnętrzne określane porami żelowymi [5].

Na rys. 1 pokazano w sposób schematyczny występujące w zhydratyzowanym zaczynie cementowym dwa odrębne rodzaje porów. Kropki oznaczają cząsteczki żelu, nie wypełnione miejsca między nimi to pory żelowe, które pokazano w przesadnym powiększeniu. Powierzchnie oznaczone literą K to pory kapilarne.



**Rysunek 1. Uproszczony model struktury zaczynu cementowego**

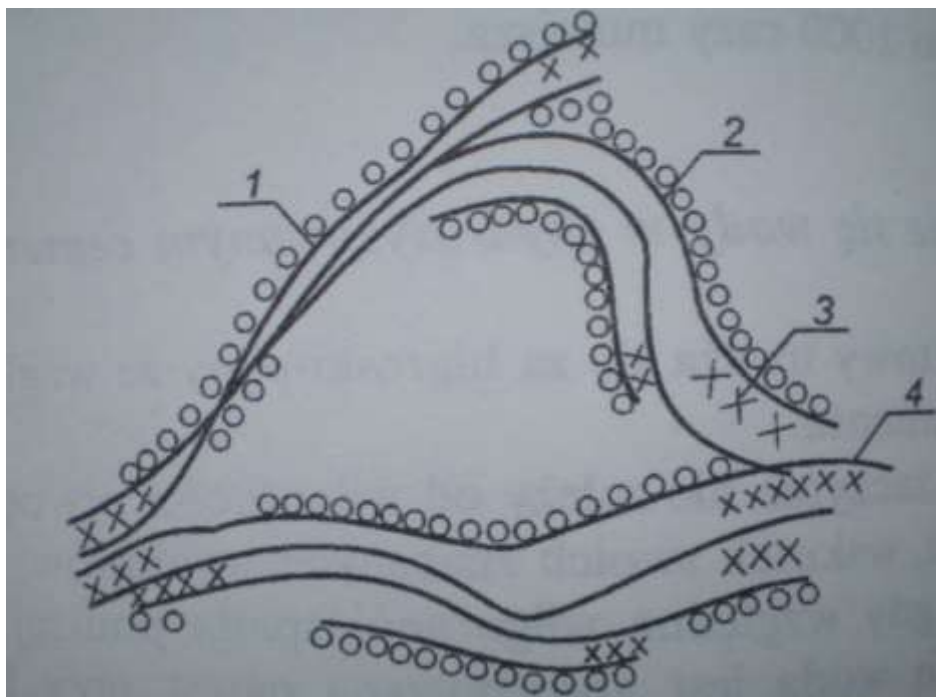
Źródło: Dawdo Cz. [5]

Pory kapilarne na każdym etapie hydratacji zajmują tę część całkowitej objętości, która nie została wypełniona przez produkty hydratacji. Ponieważ produkty te zajmują ponad dwukrotną objętość fazy stałej, czyli cementu, objętość maleje wraz z postępowaniem hydratacji. Pory mają zróżnicowane kształty i tworzą połączony system o układzie przypadkowym, który przenika zaczyn cementowy. Połączony system porów kapilarnych wpływa na to, że stwardniały zaczyn cementowy jest przepuszczalny, przez co wrażliwy na działanie mrozu. Hydratacja zwiększa jednak zawartość fazy stałej, a w dojrzałych i gęstych zaczynach kapilary mogą zostać zablokowane przez żel i porozdzielane w taki sposób, że powstanie układ kapilar połączonych jedynie porami żelowymi. Niewystępowanie ciągłych kapilar jest wynikiem kombinacji właściwego stosunku wodno-cementowego i dostatecznie długiej pielęgnacji na mokro [5].

Pory żelowe są wzajemnie połączonymi przestrzeniami międzywęzłowymi, które występują między cząstkami żelu. Pory te są znacznie mniejsze od porów kapilarnych a także ich wymiar jest o jeden rząd wielkości większy niż wymiar cząsteczki wody. Z tego powodu ciśnienie pary i ruchliwość wody absorbowanej różnią się od odpowiednich właściwości wody swobodnej. Ilość wody, która może ulegać absorpcji i desorpcji, określa bezpośrednio pozostałość żelu. Pory żelowe zajmują około 28% całkowitej objętości żelu, przy czym materiał powstający po wysuszeniu uważa się za fazę stałą. Cząsteczki żelu mają na ogół kształt włóknisty, a wiązki tych włókien tworzą połączoną siatkę, która zawiera pewne ilości mniej lub bardziej amorficznego materiału międzykrystalicznego [5].

Zachowywanie się wody w zhydratyzowanym cemencie:

Zaczyn cementowy uważany jest za higroskopijny ze względu na hydrofilowy charakter cementu. Ilość wody w zaczynie jest niezależna od wilgotności zewnętrznej powietrza. Pory kapilarne wskutek swoich znacznych rozmiarów, opróżniają się z wody wówczas, gdy względna wilgotność spada poniżej 45%. Natomiast w porach żelowych woda jest absorbowana nawet przy bardzo niskiej wilgotności zewnętrznej. Według Feldmana woda w zhydratyzowanym cemencie ma różny stopień trwałości. Najbardziej jest trwała woda związana chemicznie, a najmniej woda wolna. Między tymi kategoriami występuje woda żelowa, utrzymywana licznymi innymi sposobami. Woda utrzymywana przez siły powierzchniowe cząsteczek żelu nazwa się wodą adsorbcyjną. Ta jej część występująca między powierzchniami niektórych płaszczyzn w kryształach, nosi nazwę wody międzywarstwowej lub zeolitycznej. Woda sieciowa jest to ta część wody krystalicznej, która nie jest związana chemicznie z żadnym z podstawowych składników sieci krystalicznej. Woda wolna utrzymuje się w kapilarach i jest poza zasięgiem działania sił powierzchniowych fazy stałej [5]. Na rys. 2 przedstawiono w sposób schematyczny strukturę zhydratyzowanych krzemianów z różnymi rodzajami wody.



**Rysunek 2. Prawdopodobna struktura zhydratyzowanych krzemianów z różnymi rodzajami wody:**

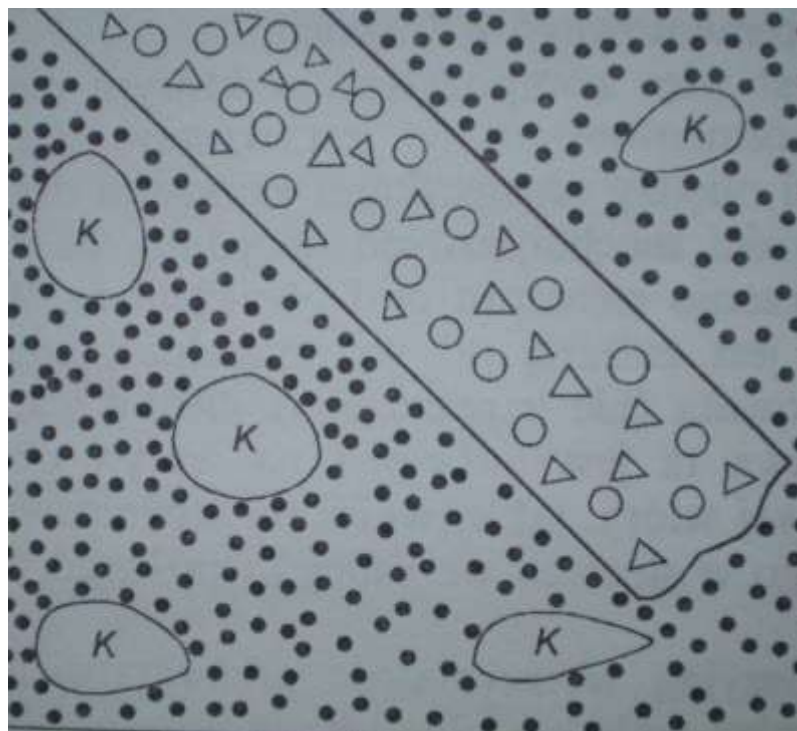
**1 - woda adsorbowana, 2 - woda międzywarstwowa, 3 - płatki tebermarytu, 4 - międzycząsteczkowe więzy**

Źródło: Dawdo Cz. [5]

Badania Suligmana wykonane przy użyciu jądrowego rezonansu magnetycznego wykazały, że woda żelowa ma tę samą energię wiązania co woda międzywarstwowa w niektórych pęczniejących iłach. Woda żelowa może więc występować również w formie międzywarstwowej [5].

Uproszczony model struktury betonów z wypełniaczami organicznymi:

W betonie lekkim z kruszywem roślinnym wyróżnia się zaczyn cementowy składający się z cząstek żelu, porów żelowych i kapilarnych (zgodnie z rys. 1) oraz np. wióry, których pory są częściowo wypełnione wodą z sokami, a częściowo z powietrzem. Kruszywo organiczne przed połączeniem z zaczynem cementowym podlega procesowi mineralizacji podczas której pory uprzednio wypełnione powietrzem wypełniają się roztworem wodnym środka mineralizującego, a pory wypełnione wodą z sokami otoczone są roztworem mineralizującym, który wchodzi z nimi w reakcję. Po wymieszaniu mineralizowanych np. wiórów z zaczynem cementowym, w uproszczonym modelu strukturalnym występują wióry z porami wypełnionymi częściowo wodą z sokami ulegającymi zobojętnieniu (w stosunku do cementu) oraz z pozostałą ilością porów wypełnionych roztworem wodnym środka mineralizującego. Przedstawiony poniżej na rys. 3 uproszczony model strukturalny ma miejsce do czasu rozpoczęcia hydratacji i twardnienia cementu (etap I).



**Rysunek 3. Uproszczony model struktury zaczynu cementowego z wiórami (etap I)**

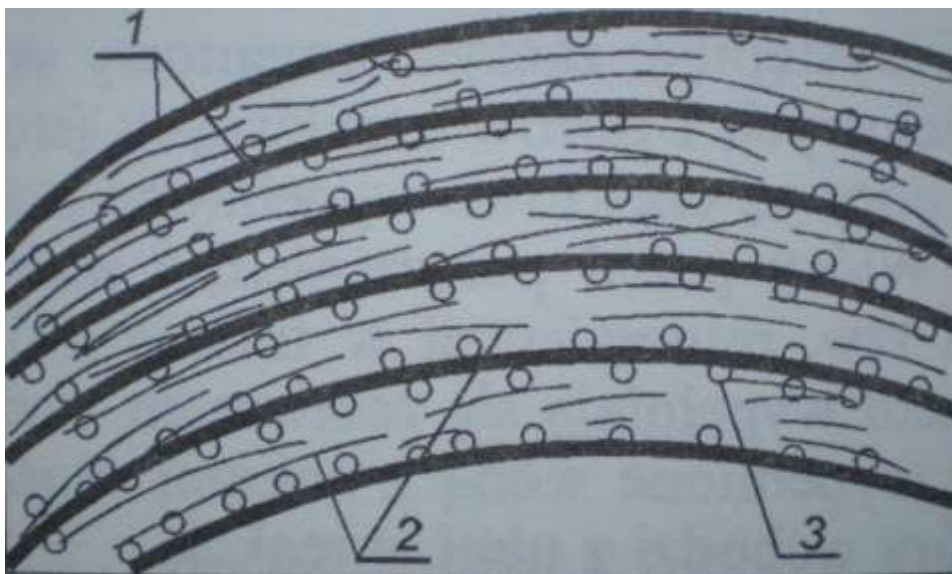
**O- oznaczają pory w wiórze, wypełnione roztworem wodnym środka mineralizującego,**

**Δ- oznaczają pory, w których nie zaszły jeszcze reakcje chemiczne na skutek działania środka mineralizującego.**

Źródło: Dawdo Cz. [5]

W dalszej kolejności powstaje szkielet w postaci przewarstwień z zaczynu cementowego. Żel przenika w głąb komórek – porów (rys. 4) [5].





**Rysunek 4. Uproszczony model struktury zaczynu cementowego z włórami (etap II):**

**1 - szkielet w postaci przewarstwień z zaczynu cementowego,**

**2 - włóry, 3 - przewarstwienie żeluz w głąb komórek w włórze.**

Źródło: Dawdo Cz. [5]

## 2. Teren i metodyka badań

W przeprowadzonych badaniach laboratoryjnych jako kruszywo zastosowano trzcinę rzeczną oraz trociny z drzew iglastych, będące produktem odpadowym występującym podczas obróbki mechanicznej drewna. Po wysuszeniu trzciny i oddzieleniu kwiatostanu pocięto ją na odcinki długości do 20 mm i przesiano przez sita w celu uzyskania dwóch frakcji: 2÷10 mm (kruszywo drobne trzcinowe) i 10÷20 mm (kruszywo grube trzcinowe). Trociny wysuszono i przesiano przez sita otrzymując frakcję 0÷2 mm. Zarówno trzcinę jak i trociny przechowywano w warunkach laboratoryjnych (powietrzno-suchych). Na rys. 5 przedstawiono przygotowane kruszywo organiczne. Jako spoiwo użyto cementu portlandzkiego o wysokiej wczesnej wytrzymałości klasy CEM I 32,5R z cementowni Ożarów, odpowiadającego wymaganiom normy PN-EN 197-1:2002. W celu zneutralizowania szkodliwych związków zawartych w kruszywach pochodzenia organicznego oraz stabilizacji cech fizykochemicznych zastosowano mineralizatory w różnych wersjach recepturowych: siarczan glinu  $Al_2(SO_4)_3$  w postaci stałej uwodnionej oraz wapno hydratyzowane  $Ca(OH)_2$ . W przypadku nie stosowania tych substancji wypełniacz może ulec szybko zniszczeniu.



**Rysunek 5. Trociny i trzcina użyte do wykonania mieszanki betonowej**

Źródło: Opracowanie własne

W celu ustalenia wpływu mineralizacji na właściwości kompozytów cementowych na bazie wypełniaczy organicznych zaplanowano doświadczenie, w którym modyfikowano zawartość czynnika  $X_1$  - siarczanu glinu w ilości od 0÷10,5% oraz czynnika  $X_2$  - wapna hydratyzowanego ilości od 0÷21,0% w stosunku do całkowitej masy kruszywa organicznego. Eksperyment oparto na planie dwuczynnikowym polisekcyjno-rotalno-quasi-uniformalnym z dwukrotnym powtórzeniem doświadczenia w punkcie centralnym. Macierz planowania eksperymentu dla wielkości kodowanych i rzeczywistych siarczanu glinu i wapna hydratyzowanego przedstawiono w tab. 1.

**Tabela 1. Macierz planowania eksperymentu dla naturalnych i kodowanych czynników wejściowych**

Nr serii	Wielkości kodowane		Wielkości rzeczywiste	
	$x_1$	$x_2$	$X_1$ Siarczan glinu [%]	$X_2$ Wapno hydratyzowane [%]
I.1	-1	-1	1,5	3,0
I.2	+1	+1	9,0	18,0
I.3	-1,414	0	0,0	10,5
I.4	+1,414	0	10,5	10,5
I.5	0	-1,414	5,3	0,0
I.6	0	+1,414	5,3	21,0
I.7	0	0	5,3	10,5
I.8	-1	+1	1,5	18,0
I.9	+1	-1	9,0	3,0
I.10	0	0	5,3	10,5

Źródło: Opracowanie własne na podstawie programu Statistica 10

Próbki laboratoryjne zostały wykonane w dziesięciu różnych seriach. Poszczególne składy betonów projektowano przy założeniu stałej ilości cementu, wody, kruszywa organicznego oraz zmiennej zawartości mineralizatorów. Receptury poszczególnych mieszanek betonowych przedstawiono w tab. 2.

**Tabela 2. Receptury mieszanek betonowych na 1m<sup>3</sup> o różnej zawartości siarczanu glinu i wapna hydratyzowanego**

Seria	Cement CEM I 32,5R	Woda	Kruszywo			Mineralizatory			
			Trociny 0-2 mm	Trzcina 2-10 mm	Trzcina 10-20 mm	Siarczan glinu		Wapno hydratyzowane	
			48,6%	25,4%	26,0%	Al <sub>2</sub> (SO <sub>4</sub> ) <sub>3</sub>		Ca(OH) <sub>2</sub>	
			[kg]	[dm <sup>3</sup> ]	[kg]	[kg]	[kg]	[%]	[kg]
I.1	400	439,56	84,62	44,03	45,36	1,5	5,08	3,0	5,22
I.2	400	439,56	84,62	44,03	45,36	9,0	30,50	18,0	31,32
I.3	400	439,56	84,62	44,03	45,36	0,0	0,00	10,5	18,27
I.4	400	439,56	84,62	44,03	45,36	10,5	35,59	10,5	18,27
I.5	400	439,56	84,62	44,03	45,36	5,3	17,96	0,0	0,00
I.6	400	439,56	84,62	44,03	45,36	5,3	17,96	21,0	36,54
I.7	400	439,56	84,62	44,03	45,36	5,3	17,96	10,5	18,27
I.8	400	439,56	84,62	44,03	45,36	1,5	5,08	18,0	31,32
I.9	400	439,56	84,62	44,03	45,36	9,0	30,50	3,0	5,22
I.10	400	439,56	84,62	44,03	45,36	5,3	17,96	10,5	18,27

Źródło: Opracowanie własne

Próbki przewidziane w programie badań wykonano w sześciennych formach o wymiarach 10x10x10cm. Po zmineralizowaniu wypełniacza roślinnego i wymieszaniu z cementem formowano próbki w trzech równych warstwach. Zagęszczanie mieszanki odbywało się poprzez sztychowanie. Każdą warstwę mieszanki zagęszczano 15 uderzeniami ubijaka spadającego z wysokości około 10 cm na powierzchnię próbki. Ze względu na występowanie zjawiska tzw. odprężania, próbki rozformowano po upływie 24 godzin. Przechowywano je na listewkach w warunkach powietrzno-suchych (w temperaturze 20°C±5°C i wilgotności względnej powietrza 50 ÷ 60%) w celu umożliwienia równomiernego

wysychania materiału. Na rys. 6 przedstawiono sposób przechowywania próbek kompozytów cementowych na bazie wypełniaczy organicznych.

Po upływie 28 dni od zaformowania na 6 próbkach z każdej serii wykonano badania wytrzymałości na ściskanie a na 3 ustalono gęstość pozorną i nasiąkliwość. W artykule przedstawiono również przeprowadzone badania mikrostruktury.



**Rysunek 6. Próbki kompozytów cementowych z wypełniaczami organicznymi przechowywane na listewkach w warunkach powietrzno-suchych**

Źródło: Opracowanie własne

### **3. Wyniki badań i dyskusja**

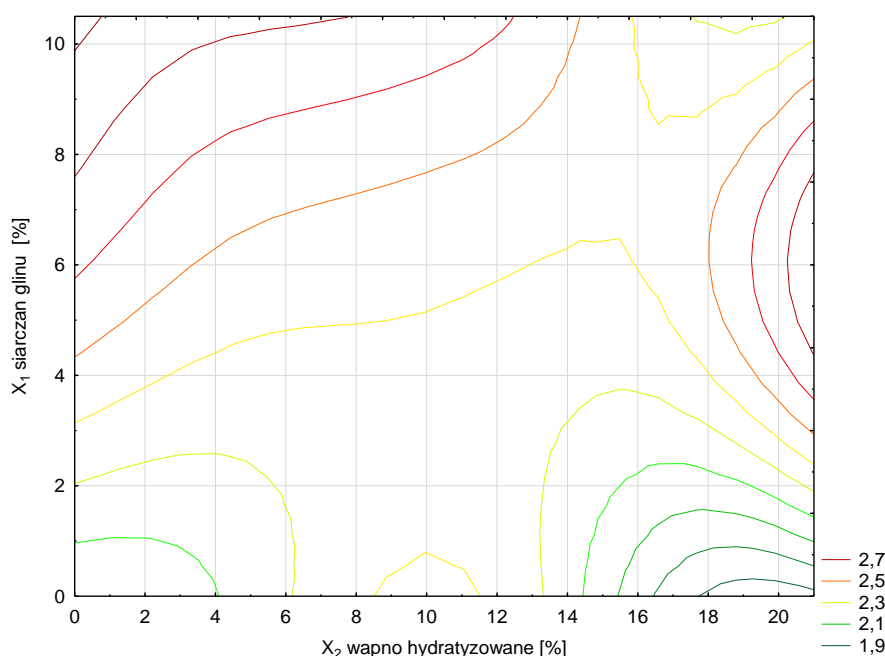
#### **3.1. Właściwości mieszanki kompozytów cementowych**

W ramach badań przed zaformowaniem próbek przeprowadzono badania konsystencji i gęstości mieszanki betonowej w każdej serii.

Konsystencje mieszanki kompozytów cementowych na bazie wypełniaczy organicznych określono wg normy PN-85/B-04500 metodą stożka opadowego dla zaczynów i zapraw. Badanie to daje miarę oporu jaki stawia mieszanka swobodnie zagłębiającemu się stożkowi pomiarowemu.

Formę w kształcie stożka zdjęto z przyrządu i napełniano mieszanką. Następnie zagęszczono ją przez pięciokrotne uderzenie podstawą formy o podłogę w celu wyrównania powierzchni mieszanki. Formę umieszczano w urządzeniu i opuszczano stożek do momentu zetknięcia się z powierzchnią mieszanki co było sygnalizowane zwolnieniem uchwytu przytrzymującego stożek. Głębokość zagłębienia odczytywano ze skali na tarczy pomiarowej z dokładnością do 1 mm. Przy powtórным oznaczaniu konsystencji należy nałożyć nową porcję mieszanki i ponownie zagęścić a stożek dokładnie wytrzeć. Przeprowadzono 6 pomiarów konsystencji w każdej serii.

Na rys. 7 przedstawiono wyniki badań wpływu zawartości siarczanu glinu i wapna hydratyzowanego na konsystencję kompozytów cementowych.



**Rysunek 7. Zmiany konsystencji mieszanki w zależności od zawartości siarczanu glinu (czynnik  $X_1$ ) i wapna hydratyzowanego (czynnik  $X_2$ )**

Źródło: Opracowanie własne na podstawie programu Statistica 10

Konsystencja mieszanki kompozytów cementowych na bazie kruszy organicznych była plastyczna przez cały proces mieszania poszczególnych składników i w momencie formowania.

Gęstość mieszanki określono wg PN-EN 12350-6:2001 w normowym pojemniku o objętości 5 dm<sup>3</sup>. Po zważeniu pojemnika ( $m_1$ ) mieszankę układano w dwóch warstwach, przy czym każdą z nich zagęszczano 25 uderzeniami normowym drążkiem do zagęszczania. Po zagęszczeniu górnej warstwy nadmiar mieszanki zebrano zgarniakiem

a następnie wygładzano ją do poziomu górnej krawędzi pojemnika packą stalową. Pojemnik wraz z zawartością ważono z dokładnością do 1 g.

Na podstawie uzyskanych wyników obliczano gęstość mieszanki wg wzoru:

$$\rho = \frac{m_2 - m_1}{V} \quad [kg/dm^3] \quad (1)$$

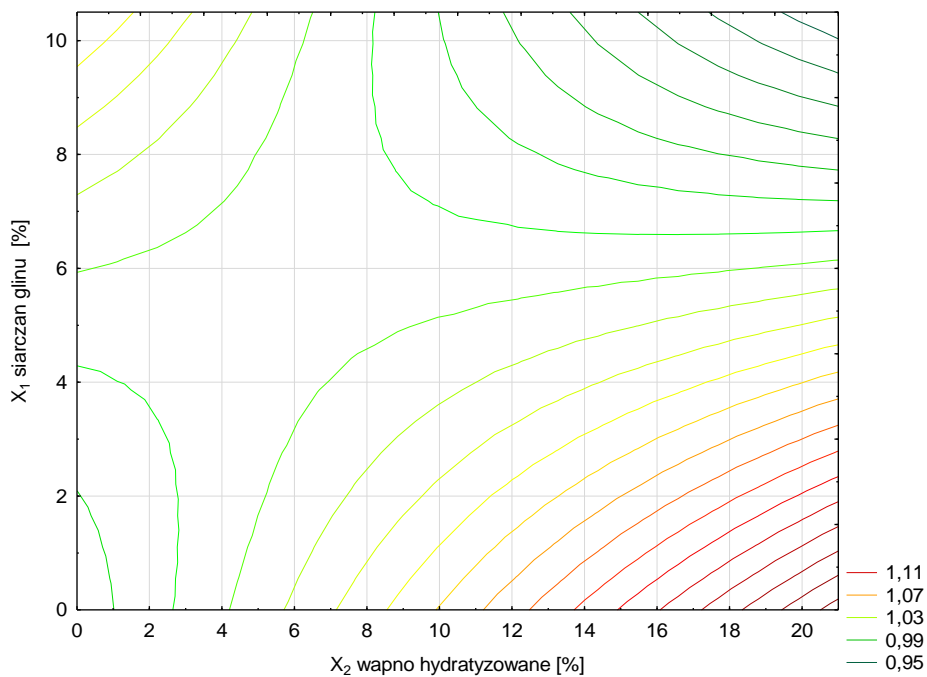
gdzie:

$m_1$  – masa pojemnika [kg],

$m_2$  – masa pojemnika wraz z mieszanką [kg],

$V$  – objętość pojemnika [ $dm^3$ ].

Wyniki badań wpływu zawartości siarczanu glinu i wapna hydratyzowanego na gęstości mieszanki kompozytów cementowych przedstawiono na rys. 8.



**Rysunek 8. Zmiany gęstości mieszanki w zależności od zawartości siarczanu glinu (czynnik  $X_1$ ) i wapna hydratyzowanego (czynnik  $X_2$ )**

Źródło: Opracowanie własne na podstawie programu Statistica 10

### 3.2. Gęstość pozorna

Gęstość pozorną kompozytów cementowych określano wg PN-EN 12390-7:2001 po wysuszeniu próbek do stałej masy w temperaturze  $70\pm 5^\circ\text{C}$ . Po wyjęciu z suszarki każdą próbkę zważono z dokładnością do 1 g. Wykonywano pomiar wysokości na środku każdej powierzchni bocznej oraz dokonano pomiaru podstawy próbek. Badanie wykonano na trzech próbkach z każdej serii. Z uzyskanych wyników określono gęstość pozorną w stanie suchym wg wzoru:

$$\rho_p = \frac{m}{V} \quad [\text{kg}/\text{dm}^3] \quad (2)$$

gdzie:

$m$  – masa wysuszonej próbki [kg],

$V$  – objętość próbki [ $\text{dm}^3$ ].

Analizę statystyczną gęstości pozornej przeprowadzono w oparciu o program Statistica 10. Jednorodność rzędu wariancji poszczególnych prób  $S_1^2, S_2^2, S_3^2, \dots, S_{10}^2$  sprawdzono za pomocą testu statystycznego Cochran. Test ten przewiduje porównanie wartości obliczeniowej kryterium Cochran  $G_{obl}$  z wartością krytyczną  $G_{kr}$ . Wartość obliczeniową  $G_{obl}$  określono wg wzoru:

$$G_{obl} = \frac{\max S_i^2}{\sum_{i=1} S_i^2} \quad (3)$$

Sprawdzenie jednorodności ocen wariancji powtórnych pomiarów wykazało, że przy poziomie istotności  $\alpha = 0,05$  obliczeniowa wartość kryterium Cochran równa

$G_{obl} = \frac{\max S_i^2}{\sum S_i^2} = \frac{0,0049}{0,017929} = 0,2733$  okazała się mniejsza od wartości krytycznej

$G_{kr}^{\alpha, n-1, N} = G_{kr}^{0,05; 2; 10} = 0,445$  [11]. Wynika z tego, że wariancje prób są jednorodne. Ustalono, że przy liczbie stopni swobody  $f = N(n-1) = 10(3-1) = 20$  wartość generalnej wariancji

eksperymentu wynosi  $S_y^2 = \frac{\sum S_i^2}{N} = \frac{0,017929}{10} = 0,00179$ . Wartość wariancji przyjęto

jednakową w całym obszarze przestrzeni czynnikowej analizowanej funkcji celu. Następnie

sprawdzono hipotezę o istotności wpływu czynników  $X_1$  i  $X_2$  na gęstość pozorną wg kryterium F Snedecora. Wyniki analizy wariancji przedstawiono w tab. 3.

**Tabela 3. Analiza wariancji dla gęstości pozornej w zależności od zawartości siarczanu glinu i wapna hydratyzowanego**

Zmienna zależna	SS	df	MS	F <sub>obl</sub>	F <sub>kr(α,f1,f2)</sub>	p
Czynnik $X_1$	0,04979	1	0,04979	11,66	4,23	0,002105
Czynnik $X_2$	0,00570	1	0,00570	1,33	4,23	0,258613
Interakcja $X_1 * X_2$	0,02227	1	0,02227	5,22	4,23	0,030790
Błąd modelu	0,11103	26	0,00427			
Razem	0,18879	29				

Źródło: Opracowanie własne na podstawie programu Statistica 10

Na podstawie otrzymanych wartości testu F odrzucono hipotezę o braku istotnego wpływu czynnika  $X_1$  na gęstość pozorną. W celu zapewnienia możliwości prognozowania analizowanej cechy opracowano matematyczny opis obiektu badań w zależności od czynników: zawartości siarczanu glinu i wapna hydratyzowanego. Do opisu zmian gęstości pozornej przez kompozyty cementowe na bazie wypełniaczy organicznych przyjęto wielomian 2-go stopnia:

$$\hat{y} = b_0 + b_1 X_1 + b_2 X_2 + b_3 X_1 X_2 + b_4 X_1^2 + b_5 X_2^2 \quad (4)$$

gdzie:  $X_1, X_2$  są czynnikami zmiennymi, natomiast  $b_1, b_2, \dots, b_n$  są współczynnikami równania regresji.

Równanie opisujące przebieg zmiany gęstości pozornej opracowano przy wykorzystaniu metody najmniejszych kwadratów z uwzględnieniem tylko istotnych czynników na poziomie  $\alpha=0,05$ :

$$\hat{y} = 0,813100 + 0,045553X_1 + 0,043083X_1X_2 \quad R^2=0,62 \quad (5)$$

W tab. 4 przedstawiono sprawdzenie adekwatności otrzymanego modelu (5) za pomocą kryterium F Snedecora.

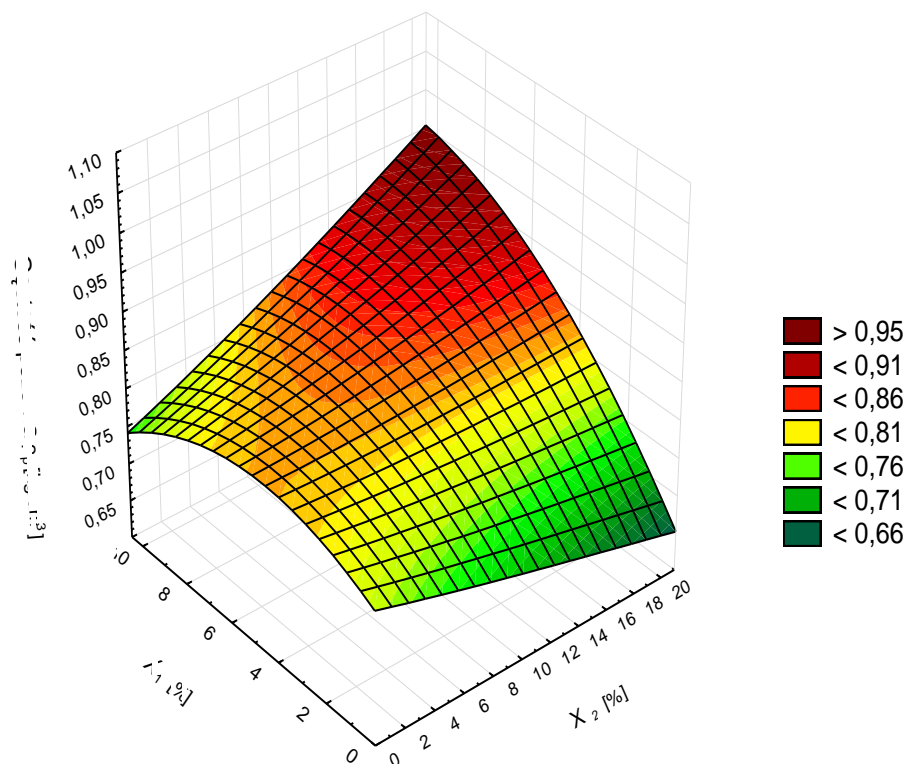
**Tabela 4. Ocena adekwatności otrzymanego modelu matematycznego (5)**

Efekt	Suma - kwadrat.	df	Średnia - kwadrat.	F <sub>obl</sub>	F <sub>kr(α,f1,f2)</sub> = F <sub>kr(0,05;3;27)</sub>
Regresja	19,90602	3	6,635339	1534,867	2,96
Reszta	0,11672	27	0,004323		
Razem	20,02274	30			

Źródło: Opracowanie własne na podstawie programu Statistica 10



Ustalono, że na poziomie istotności  $\alpha=0,05$  model (5) adekwatnie opisuje dane doświadczalne stanowiące podstawę do jego formułowania. Wykres zmienności gęstości pozornej kompozytów cementowych na bazie kruszyw organicznych w zależności od rozpatrywanych czynników  $X_1$  i  $X_2$  biorąc pod uwagę ich wartości rzeczywiste przedstawiono na rys. 9.



**Rysunek 9. Zmiany gęstości pozornej w zależności od zawartości siarczanu glinu (czynnik  $X_1$ ) i wapna hydratyzowanego (czynnik  $X_2$ )**

Źródło: Opracowanie własne na podstawie programu Statistica 10

Z rys. 9 wynika, że w rozpatrywanym eksperymencie wzrost wartości poszczególnych czynników  $X_1$  i  $X_2$  wpływa na zmianę gęstości pozornej kompozytów cementowych z wypełniaczem organicznym. Największą wartość uzyskano w przypadku współdziałania obu czynników, przy ich maksymalnych zawartościach uzyskano wzrost gęstości pozornej o ok. 22 % w stosunku do otrzymanych wyników przy braku obecności czynnika  $X_1$  i  $X_2$ . Dodatek wapna hydratyzowanego w ilości 21,0% w stosunku do całkowitej masy kruszywa organicznego przy jednoczesnym braku obecności siarczanu glinu spowodował spadek badanej cechy o 16%.

### 3.3. Nasiąkliwość

Badanie nasiąkliwości próbek kompozytów cementowych z wypełniaczem organicznym przeprowadzono wg normy PN-88/B-06250. Próbki po wysuszeniu w temperaturze  $70\pm 5^{\circ}\text{C}$  do stałej masy i zważono z dokładnością do 1 g ( $m_s$ ). Następnie próbki ułożono w wannie i zalewano wodą o temperaturze  $18\pm 2^{\circ}\text{C}$  do poziomu równego połowie wysokości próbek. Po upływie 24 godzin dolano wodę do poziomu o 10 mm wyższego od wysokości próbek i utrzymywano ten poziom do końca nasycania. Po kolejnych 24 godzinach próbki wyjmowano z wody i po dokładnym przetarciu powierzchni ważono. Czynność nasycania powtarzano do momentu uzyskania przez próbkę stałej masy ( $m_n$ ). Nasiąkliwość określono jako średnią z wyników badania trzech próbek z każdej serii.

Na rys. 10 przedstawiono próbki kompozytów cementowych podczas badania nasiąkliwości.



**Rysunek 10. Próbki kompozytów cementowych podczas badania nasiąkliwości**

Źródło: Opracowanie własne

Nasiąkliwość kompozytów cementowych na bazie wypełniaczy organicznych obliczono wg wzoru:

$$n_w = \frac{m_n - m_s}{m_s} \cdot 100 \quad [\%] \quad (6)$$

gdzie:

$m_n$  – masa próbki nasyconej wodą [kg],

$m_s$  – masa próbki suchej [kg].

Jednorodność rzędu wariancji poszczególnych prób określono przy użyciu kryterium Cochra. Przy liczbie powtórzeń w próbce  $n=3$  oraz przy liczbie porównywanych wariancji  $N=10$  obliczona wartość kryterium Cochra  $G_{obl}$  jest mniejsza od wartości krytycznej

$$G_{kr} \text{ wg zależności: } G_{obl} = \frac{\max S_i^2}{\sum S_i^2} = \frac{65,553433}{198,5511} = 0,3302 < G_{kr}^{\alpha, n-1, N} = G_{kr}^{0,05; 2, 10} = 0,4450 \quad [11].$$

Wariancje prób są jednorodne zatem wartość generalnej wariancji odtwarzania eksperymentu, która przy liczbie stopni swobody  $f = N(n-1) = 10(3-1) = 20$  wynosi

$$S_y^2 = \frac{\sum S_i^2}{N} = \frac{198,5511}{10} = 19,855 \text{ przyjęto jako jednakową dla całego obszaru oddziaływania}$$

analizowanych czynników. Ocenę istotności wpływu czynników  $X_1$  i  $X_2$  na nasiąkliwość kompozytów cementowych na bazie wypełniaczy organicznych przeprowadzono przy pomocy testu F Snedecora.

W tab. 5 zamieszczono otrzymane wyniki analizy.

**Tabela 5. Analiza wariancji nasiąkliwości w zależności od zawartości siarczanu glinu i wapna hydratyzowanego**

Zmienna zależna	SS	df	MS	$F_{obl}$	$F_{kr(\alpha, f1, f2)}$	p
Czynnik $X_1$	120,91	1	120,91	3,27	4,23	0,082138
Czynnik $X_2$	66,10	1	66,10	1,79	4,23	0,192780
Interakcja $X_1 * X_2$	225,25	1	225,25	6,09	4,23	0,020477
Błąd modelu	961,35	26	36,97			
Razem	1373,61	29				

Źródło: Opracowanie własne na podstawie programu Statistica 10

Na podstawie wielkości wartości krytycznej  $F_{kr}$  stwierdzono istotny wpływ interakcji czynników  $X_1$  (zawartość siarczanu glinu) i  $X_2$  (zawartość wapna hydratyzowanego)

z prawdopodobieństwem 95 %. Do opisu przestrzeni czynnikowej został wybrany wielomian drugiego stopnia (7), którego współczynniki obliczono za pomocą metody najmniejszych kwadratów.

$$\hat{y} = b_0 + b_1X_1 + b_2X_2 + b_3X_1X_2 + b_4X_1^2 + b_5X_2^2 \quad (7)$$

W powyższym modelu część współczynników jako nieistotna ( $b_1$ ,  $b_2$  i  $b_5$ ) została usunięta i model statystyczny przyjął następującą postać:

$$\hat{y} = 50,72392 - 4,33250X_1X_2 + 3,60273X_1^2 \quad R^2=0,57 \quad (8)$$

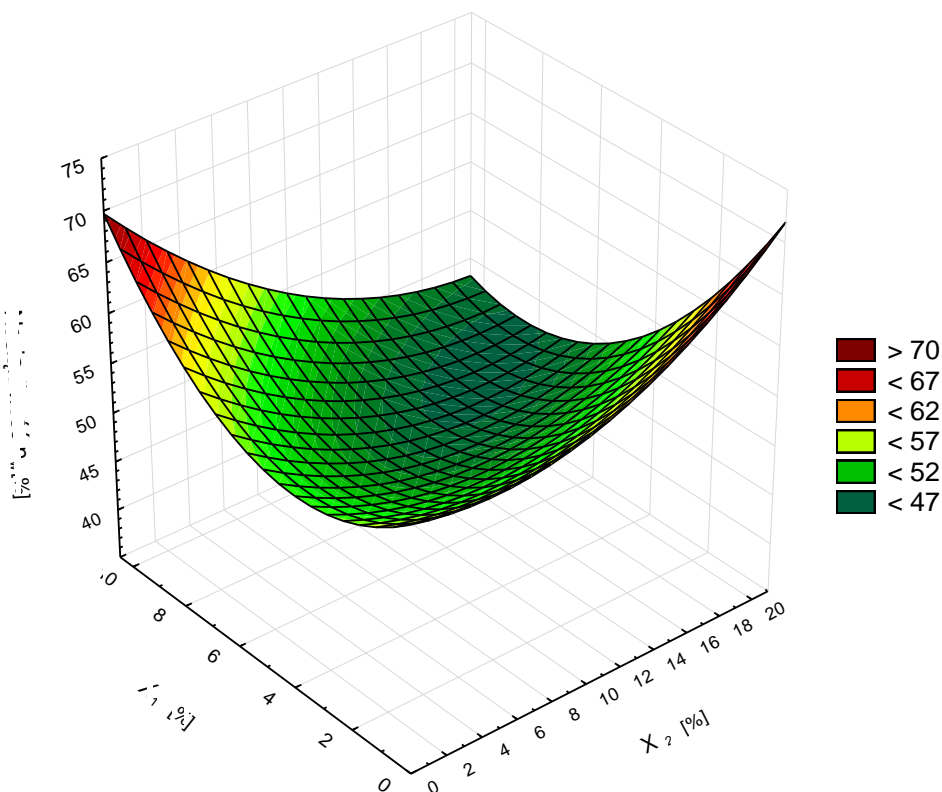
Adekwatność przyjętego modelu (8) przeprowadzono za pomocą kryterium F Snedecora, wyniki tej analizy przedstawiono w tabeli poniżej.

**Tabela 6. Ocena adekwatności otrzymanego modelu matematycznego (8)**

Efekt	Suma - kwadrat.	df	Średnia - kwadrat.	F <sub>obl</sub>	F <sub>kr(α,f1,f2) =</sub> F <sub>kr(0,05;3;27)</sub>
Regresja	86650,22	3	28883,41	838,1767	2,96
Reszta	930,41	27	34,46		
Razem	87580,63	30			

Źródło: Opracowanie własne na podstawie programu Statistica 10

Model matematyczny (8) adekwatnie opisuje dane doświadczalne stanowiące podstawę do jego formułowania. Graficzną interpretację otrzymanych wyników badań nasiąkliwości w zależności od zawartości siarczanu glinu (czynnik  $X_1$ ) i wapna hydratyzowanego (czynnik  $X_2$ ) przedstawiono na rys. 11.



**Rysunek 11. Zmiany nasiąkliwości w zależności od zawartości siarczanu glinu (czynnik  $X_1$ ) i wapna hydratyzowanego (czynnik  $X_2$ )**

Źródło: Opracowanie własne na podstawie programu Statistica 10

Z przeprowadzonych badań nad zmianą nasiąkliwości w zależności od zawartości siarczanu glinu (czynnik  $X_1$ ) i wapna hydratyzowanego (czynnik  $X_2$ ) wynika, że najniższą nasiąkliwość zaobserwowano przy zastosowaniu siarczanu glinu w ilości 9÷10 % wraz z wapnem hydratyzowanym w ilości 18÷20 % w stosunku do całkowitej masy wypełniacza organicznego. Jednoczesny dodatek czynnika  $X_1$  i  $X_2$  w ww. przedziałach spowodował spadek nasiąkliwości o ok. 30% w porównaniu z wynikami uzyskanymi w przypadku nie zastosowania mineralizatorów. Z rys. 11 wynika również, że nasiąkliwość wzrasta wraz ze wzrostem danego czynnika przy jednoczesnym braku obecności drugiego czynnika. Dodatek siarczanu glinu w przypadku maksymalnej rozpatrywanej zawartości przy jednoczesnym braku obecności wapna hydratyzowanego spowodował wzrost nasiąkliwości o ok. 17%. Podobny wpływ na wzrost nasiąkliwości (o ok. 18%) odnotowano w przypadku maksymalnej zawartości wapna hydratyzowanego przy jednoczesnym braku obecności siarczanu glinu. Na podstawie uzyskanych wyników można stwierdzić, że celowe jest

zastosowanie wapna hydratyzowanego w ilości dwukrotnie większej w stosunku do ilości siarczanu glinu. Dość wysoka nasiąkliwość badanych próbek spowodowana jest silnie porowatą strukturą oraz wysoką wodochłonnością zastosowanego kruszywa organicznego.

### 3.4. Wytrzymałość na ściskanie

Badanie wytrzymałości na ściskanie wykonano na 6 próbkach sześciennych z każdej serii po 28 dniach dojrzewania w warunkach powietrzno-suchych wg normy PN-EN 12390-3:2009. Wytrzymałość na ściskanie oznaczono na uniwersalnej maszynie wytrzymałościowej typu HT-9501 SERIES. Próbki umieszczono w prasie na płytach oporowych prostopadle do kierunku formownia. Badanie polegało na odczycie siły ściskającej przy określonym odkształceniu próbki. Siłę, w zależności od odkształcenia, odczytywano co 1 mm. Za wynik badania przyjęto największe obciążenie przeniesione przez próbkę w czasie próby ściskania. Prędkość odkształcenia próbek wynosiła 4 mm/min.

Na rys. 12 przedstawiono próbkę kompozytu cementowego podczas badania wytrzymałości na ściskanie.



**Rysunek 12. Próbkę kompozytu cementowego podczas badania wytrzymałości na ściskanie**

Źródło: Opracowanie własne

Obliczenie wytrzymałości na ściskanie badanej próbki wykonano z dokładnością do 0,1 MPa wg wzoru:

$$f_{c, cube} = \omega \cdot \frac{F}{A_c} \cdot 10, [\text{MPa}] \quad (9)$$

gdzie:

F – maksymalne obciążenie przy zniszczeniu [kN]

$A_c$  – pole przekroju poprzecznego próbki, na które działa siłą ścisaką, obliczone na podstawie wymiarów próbek [ $\text{cm}^2$ ]

$\omega$  – współczynnik przeliczeniowy ze względu na wymiary próbek (dla próbek o boku 10 cm:  $\omega = 0,90$ ).

Na poziomie istotności  $\alpha=0,05$  po określeniu kryterium Cochra  $G_{obl} = \frac{\max S_i^2}{\text{suma} S_i^2} = \frac{0,320097}{1,137393} = 0,2814 < G_{kr}^{\alpha, n-1, N} = G_{kr}^{0,05, 5, 10} = 0,3029$  [11] stwierdzono, że wariancje prób są jednorodne i rezultaty badania odtwarzalne. Wartość generalnej wariancji odtwarzania eksperymentu, która przy liczbie stopni swobody  $f = N(n-1) = 10(6-1) = 50$  wynosi  $S_y^2 = \frac{\text{suma} S_i^2}{N} = \frac{1,137393}{10} = 0,1137$ . W dalszej kolejności sprawdzono hipotezę o istotności wpływu czynników wejściowych  $X_1$  i  $X_2$  na wytrzymałość na ściskanie po 28 dniach dojrzewania kryterium F Snedecora. Wyniki analizy wariancji przedstawiono w tab. 7.

**Tabela 7. Analiza wariancji dla wytrzymałości na ściskanie po 28 dniach dojrzewania w zależności od zawartości siarczanu glinu i wapna hydratyzowanego**

Zmienna zależna	SS	df	MS	$F_{obl}$	$F_{kr(\alpha, f1, f2)}$	p
Czynnik $X_1$	1,3593	1	1,3593	6,429	4,01	0,014046
Czynnik $X_2$	0,0016	1	0,0016	0,008	4,01	0,931244
Interakcja $X_1 * X_2$	0,0513	1	0,0513	0,243	4,01	0,624109
Błąd modelu	11,8400	56	0,2114			
Razem	13,2522	59				

Źródło: Opracowanie własne na podstawie programu Statistica 10

Na podstawie porównania uzyskanych wartości  $F_{obl}$  z krytycznymi  $F_{kr}$  odrzucono hipotezę o braku istotnego wpływu czynnika  $X_1$  na wytrzymałość na ściskanie. Natomiast

na poziomie istotności  $\alpha = 0,05$  nie ma podstaw do odrzucenia hipotezy o braku istotnego wpływu czynnika  $X_2$  oraz interakcji pomiędzy badanymi czynnikami  $X_1X_2$ .

W celu zapewnienia możliwości prognozowania analizowanej cechy kompozytów cementowych opracowano matematyczny opis obiektu badań w zależności od zawartości siarczanu glinu i wapna hydratyzowanego. Jako funkcję opisującą zmiany wytrzymałości po 28 dniach dojrzewania przyjęto wielomian 2-go stopnia postaci:

$$\hat{y} = b_0 + b_1X_1 + b_2X_2 + b_3X_1X_2 + b_4X_1^2 + b_5X_2^2 \quad (10)$$

Istotność obliczonych współczynników regresji określono wykorzystując metodę najmniejszych kwadratów. Ostateczne równanie regresji nasiąkliwości ma postać:

$$\hat{y} = 2,348333 + 0,168293X_1 \quad R^2=0,32 \quad (11)$$

W równaniach (10, 11)  $X_1$  i  $X_2$  są kodowanymi bezwymiarowymi wartościami naturalnych czynników. W tab. 8 przedstawiono sprawdzone za pomocą testu F Snedecora wyniki oceny adekwatności otrzymanej zależności.

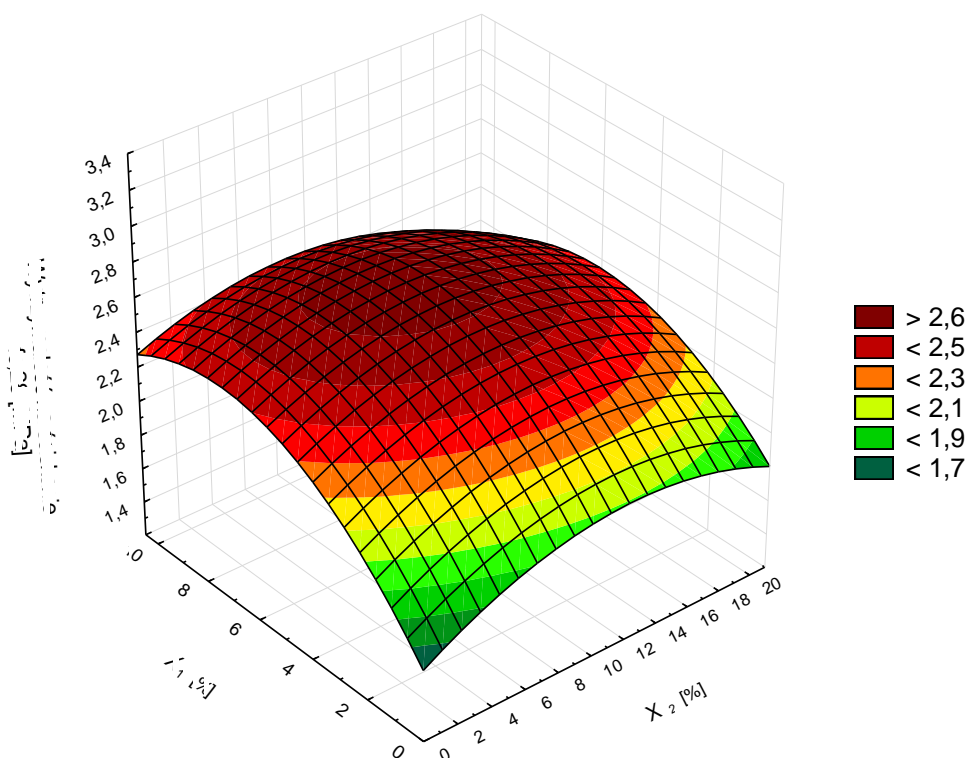
**Tabela 8. Ocena adekwatności otrzymanego modelu matematycznego (11)**

Efekt	Suma - kwadrat.	df	Średnia - kwadrat.	$F_{obl}$	$F_{kr(\alpha, f1, f2)} = F_{kr(0,05;2;;58)}$
Regresja	332,2394	2	166,1197	810,139	2,766
Reszta	11,8930	58	0,2051		
Razem	344,1324	60			

Źródło: Opracowanie własne na podstawie programu Statistica 10

Na poziomie istotności  $\alpha=0,05$  stwierdzono, że model (11) adekwatnie opisuje dane doświadczalne stanowiące podstawę do jego sformułowania. Wykres zmienności wytrzymałości na ściskanie przez kompozyty cementowe na bazie kruszyw organicznych w zależności od rozpatrywanych czynników uwzględniając ich wartości rzeczywiste przedstawiono na rys. 13.





**Rysunek 13. Zmiany wytrzymałości na ściskanie po 28 dniach dojrzewania w zależności od zawartości siarczanu glinu (czynnik  $X_1$ ) i wapna hydratyzowanego (czynnik  $X_2$ )**

Źródło: Opracowanie własne na podstawie programu Statistica 10

Otrzymane wyniki wskazują na to, że podobny wpływ na zwiększenie wytrzymałości na ściskanie materiału wykazują zarówno czynnik  $X_1$  jak i  $X_2$ . Korzystny wpływ siarczanu glinu i wapna hydratyzowanego na badaną właściwość zwiększa się stopniowo wraz ze wzrostem udziału drugiego czynnika. W przypadku siarczanu glinu przy jednoczesnym braku obecności wapna hydratyzowanego zaobserwowano wzrost wytrzymałości na ściskanie o ok. 55%, natomiast przy zastosowaniu tylko jednego mineralizatora w postaci wapna hydratyzowanego odnotowano wzrost badanej cechy o ok. 15%. Synergię obu czynników zaobserwowano w przypadku zawartości siarczanu glinu w ilości 8÷10% oraz wapna hydratyzowanego w ilości 10÷18% w stosunku do całkowitej masy wypełniacza organicznego. W przypadku zastosowania najkorzystniejszych przedziałów zawartości poszczególnych czynników  $X_1$  i  $X_2$  odnotowano wzrost wytrzymałości na ściskanie o ok. 75% w stosunku do próbek bez zastosowania mineralizatorów. Dla ustalonych

najlepszych przedziałów zawartości siarczanu glinu uzyskano również najniższą nasiąkliwość kompozytów cementowych z wypełniaczami organicznymi.

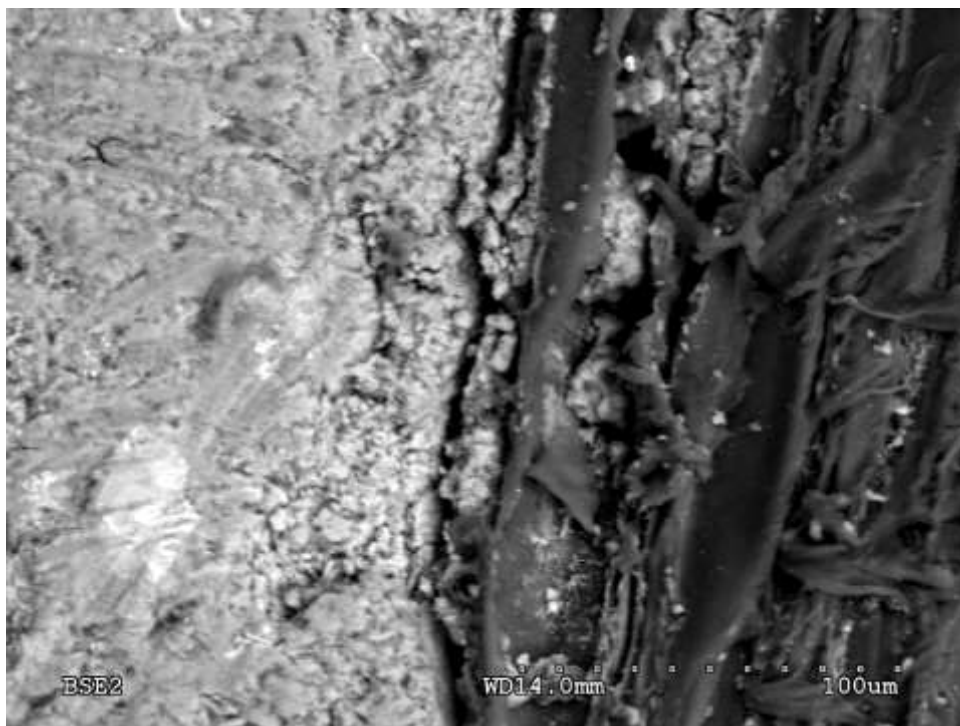
### 3.5. Mikrostruktura

Terminem struktura określa się wewnętrzną budowę materiału – rodzaj, rozmieszczenie i wzajemne związki pomiędzy składnikami tworzącymi materiał, ich wielkość oraz kształt, czyli pokrój, w tym ilość, wielkość i kształt porów. Mikrostruktura ma decydujący wpływ na właściwości fizykochemiczne materiałów, które określają ich cechy użytkowe, a także na stan zachowania materiału (stopień zniszczenia). Wiadomo, że pomiędzy strukturą materiału, a ściślej jego mikrostrukturą i właściwościami materiału istnieje wyraźna zależność. Znajomość tego zagadnienia jest konieczna przy kształtowaniu nowych produktów, doskonaleniu właściwości materiałów istniejących, przy wyjaśnianiu zmian w nich zachodzących, określaniu składu itp. Przedmiotem badań strukturalnych są składniki – ich postać występowania i wymiary, strefy kontaktowe między poszczególnymi elementami struktury (strefy międzyfazowe), skład mineralny i jego zmiany oraz defekty strukturalne, np. mikrorysy [10].

Zjawiska fizykochemiczne występujące podczas powstawania struktury betonu zwykłego są bardzo skomplikowane i dotychczas nie zostały całkowicie wyjaśnione. Natomiast z tworzeniem się struktury kompozytów cementowych z kruszywem organicznymi związane są jeszcze dodatkowe zjawiska zachodzące między cementem a znajdującymi się w wypełniaczu organicznym składnikami utrudniającymi proces wiązania.

W celu bliższego poznania struktury kompozytów cementowych na bazie kruszyw organicznych przeprowadzono badania na mikroskopie skaningowym przygotowanych zglądów próbek kompozytów cementowych z wypełniaczem organicznym i próbek betonowych na kruszywie bazaltowym.

Na rys. 14 i 15 przedstawiono przy powiększeniu 500x strefę kontaktową pomiędzy wypełniaczem z trzciny a zaprawą cementową.



**Rysunek 14. Charakter strefy kontaktowej pomiędzy zaprawą cementową a powierzchnią przeciętego źdźbła trzciny (powiększenie 500x)**

Źródło: Opracowanie własne

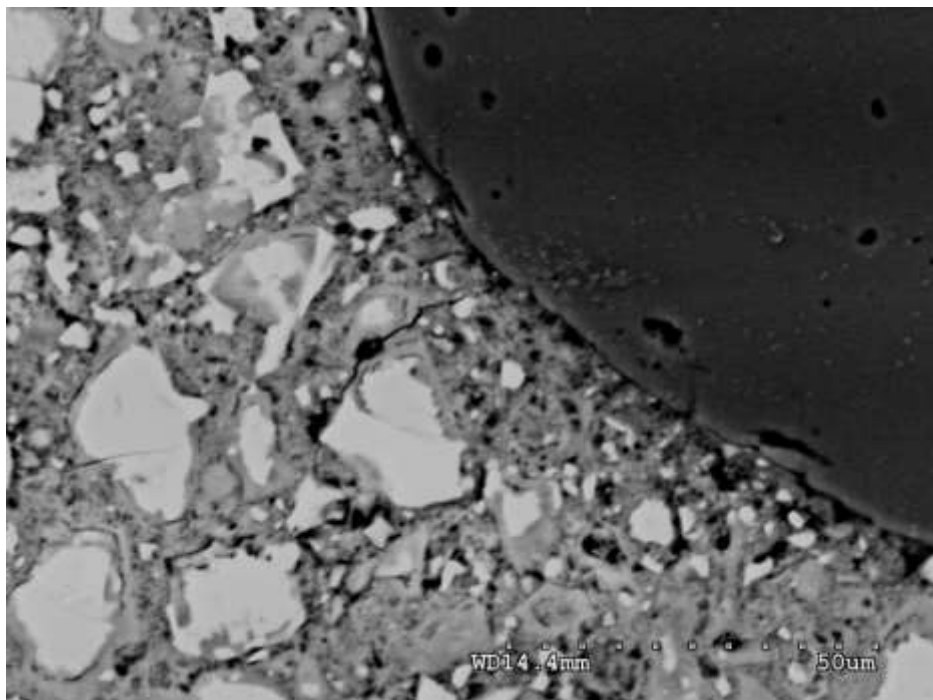


**Rysunek 15. Charakter strefy kontaktowej pomiędzy rozwiniętą powierzchnią trzciny a zaprawą cementową (powiększenie 500x)**

Źródło: Opracowanie własne

W przypadku lekkiego kompozytu cementowego z wypełniaczem organicznym sama struktura kamienia cementowego jest dość jednorodna oraz występuje jej mechaniczne przenikanie w komórki wypełniacza roślinnego (rys. 15), natomiast przy niedostatecznym zagęszczeniu zaprawy cementowej możliwe są szczeliny na granicy faz (rys. 14).

Na rys. 16 przedstawiono przy powiększeniu 1000x szlif strefy kontaktowej pomiędzy kruszywem bazaltowym i stwardniałą zaprawą cementową.



**Rysunek 16. Strefa kontaktowa w betonie cementowym pomiędzy zaprawą cementową a kruszywem bazaltowym (powiększenie 1000x)**

Źródło: Opracowanie własne

Porównanie badanych materiałów wskazuje na dużą różnicę w budowie strefy kontaktowej pomiędzy stwardniałą zaprawą cementową a wypełniaczem. W przypadku betonu cementowego z wypełniaczem bazaltowym strefa przejściowa jest bardziej jednorodna a produkty hydratacji bardziej wykrystalizowane. Kompozyty cementowe na bazie wypełniaczy organicznych są materiałem, w którym nieciągłość struktury (objętość zaczynu cementowego nie jest wystarczająca do wypełnienia wolnych przestrzeni między cząsteczkami wypełniacza organicznego) i lokalne różnice właściwości mechanicznych decydują o zniszczeniu elementu pod obciążeniem. Trwałość elementu jest zależna głównie od wytrzymałości najsłabszego miejsca, którym w przypadku badanych materiałów jest dość porowata (nie zagęszczona) i cienka warstwa kontaktowa.

Przeprowadzone badania strukturalne pozwoliły na bliższe poznanie materiału, a zwłaszcza jego cech dodatnich i ujemnych oraz na sformułowanie wniosków dotyczących modyfikacji właściwości. Modyfikacja dotyczy: poprawy adhezji pomiędzy wypełniaczem a zaczynem cementowym, ściślejszego mechanicznego powiązania struktury – zagęszczenie wypełniacza, poprzez zwiększenie objętości zaczynu cementowego w wyniku wprowadzenia mikrowypełniaczy np. piasku kwarcowego czy popiołu lotnego.

#### 4. Wnioski

1. Wykonane badania i otrzymane wyniki dają pogląd na właściwości fizyczne, mechaniczne i strukturalne kompozytów cementowych na bazie wypełniaczy organicznych, które określają istotne cechy, decydujące o jego przydatności i trwałości. W ogólnym rozrachunku przeanalizowane wartości uzyskanych wyników badań wskazują na otrzymanie bardzo dobrych rezultatów, które pozytywnie rokują na rozwój badań w tym kierunku. W związku z powyższym należy dążyć do poprawy właściwości betonu celem potwierdzenia i polepszenia uzyskanych wyników. Należy rozważyć możliwość wprowadzenia różnych dodatków między innymi w celu zmiany wielkości badanych właściwości, przy jednoczesnym zachowaniu dobrej izolacyjności.
2. Przeprowadzona dwuetapowa technologia mineralizacji wypełniaczy roślinnych może być z powodzeniem stosowana przy wytwarzaniu lekkich kompozytów cementowych. W celu poprawy wybranych właściwości fizycznych i mechanicznych betonu celowe jest stosowanie środków chemicznych typu siarczan glinu  $Al_2(SO_4)_3$  i wapno hydratyzowane  $Ca(OH)_2$  stosując proporcje 1:2, najkorzystniej w zakresie 9÷10 % siarczanu glinu i 18÷20 % wapna hydratyzowanego w stosunku do całkowitej masy kruszywa organicznego.
3. W przypadku stosowania dodatków modyfikujących właściwości betonu należy uwzględniać rodzaj obiektu i miejsca zastosowania wyrobów z tego materiału.
4. Należy dążyć do starannego wykonania zagęszczenia mieszanki przy zachowaniu jednorodności struktury w całej próbce betonowej, gdyż wpływa ona na istotne cechy materiału. Można również stwierdzić, iż szorstka faktura zewnętrzna wykonanych próbek zapewnia dobrą przyczepność wszelkiego rodzaju wypraw.
5. Zmodyfikowany materiał budowlany na wypełniaczu roślinnym, może znaleźć zastosowanie na osłony akustyczne wzdłuż arterii komunikacyjnych, jak również

na ściany zewnętrzne budynków, przyczyniając się tym samym do zmniejszenia stężenia CO<sub>2</sub> w atmosferze.

6. Pomimo stałego rozwoju technik uprzemysłowionych większość budownictwa w dalszym ciągu realizowana jest w systemie tradycyjnym. Budownictwo zainteresowane jest rozwiązaniami wypróbowanymi, które mogą mieć szerokie zastosowanie. Należy podkreślić, że nie wszystko co jest jeszcze możliwe, realne i konieczne, zostało już zrobione. Powszechnie uważa się, że tematyka związana z wykorzystaniem surowców odpadowych i roślinnych jest zaniedbana. Jest jeszcze szereg zagadnień, związanych z technologią tworzywa betonowego, własnościami elementów i metodą ich stosowania, które wymagają wyjaśnień bądź ulepszeń. Jednak wykonane badania po ich dalszej weryfikacji przemawiają za tym, iż istnieje możliwość wykorzystania surowców odpadowych (trociny z drzew iglastych) oraz surowców roślinnych odnawialnych za życia człowieka, dlatego wszelkie próby w tej dziedzinie posiadają wartość trwałą i są uzasadnione.
7. Kompozyty cementowe na bazie wypełniaczy organicznych są materiałem całkowicie nadającym się do recyklingu. Po ewentualnym jego przemiale, może zostać ponownie zastosowany do wytworzenia nowych betonów lekkich.

### Literatura:

1. Beck A., Schab R., Drach V., Hóhn H., Fricke J.: *Warmteitfähigkeit von leichtbetonbauteilen aus Miscanthus*. W: 3. International Miscanthus-Tagung, Bonn, Marz 2004.
2. Hohn H.: *Method for producing concrete or mortar using a vegetal aggregate*. A1, 2005, United States Patent Application 20050001359.
3. Bołtryk M., Rutkowska W.: *Mineralizacja trzciny pospolitej*. Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej, Budownictwo, Zeszyt 26, 2005.
4. Rozmej Z.: *Badania nad możliwością mineralizacji trzciny*. Prace ITB, Nr 52, Warszawa 1952.
5. Dawdo Cz.: *Wiórobeton w budownictwie. Właściwości, projektowanie produkcja, zastosowanie*. Wydawnictwa Politechniki Białostockiej, Białystok 1994.
6. Stefańczyk B.: *Budownictwo ogólne. Materiały i wyroby*. Tom I, Arkady 2005.
7. Ciołek R. i inni: *Agregaty do przemysłowej produkcji elementów wibrobetonowych*. CPBR 4.3. cel 150, Politechnika Białostocka 1987 – 1990.

8. Bołtryk M., Adbulla T., Lelusz M.: *Optymalizacja składu wiórobetonu w aspekcie zmniejszenia zużycia cementu*. Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej, Budownictwo, Zeszyt 10, 1991.
9. Małaszkiwicz D., Bołtryk M.: *Optimisation of composition of lightweight concrete with organic filler in the form of Phragmites australis reed*. Role for concrete in global development: proceedings of the International Conference, Dundee, Scotland, UK, July 8-9, 2008.
10. Osiecka E.: *Wybrane zagadnienia z technologii mineralnych kompozytów budowlanych*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 2000.
11. Zieliński R., Zieliński W.: *Tablice statystyczne*. Wyd. II, Wyd. Naukowe PWN, Warszawa 1990.

mgr inż. Małgorzata Sobczyk<sup>1</sup>  
Politechnika Częstochowska, Instytut Inżynierii Środowiska  
ul. Brzeźnicka 60 a, 42-200 Częstochowa  
e-mail:<sup>1</sup>sobczyk.m1@wp.pl

## **Modelowanie odpływu wód opadowych z ekstensywnego dachu zielonego w programie SWMM5**

**Słowa kluczowe:** *ekstensywny dach zielony, wody opadowe, tereny zurbanizowane, program SWMM5*

**Streszczenie:** W artykule przedstawiono problematykę związaną z odpływem wód opadowych z powierzchni dachów. Dzięki zastosowaniu technologii ekstensywnego dachu zielonego zostaje zredukowany spływ do kanalizacji. Technologia ta zaliczana jest do SUDS (ang. Sustainable Urban Drainage Systems), czyli równoważonych systemów odwadniających. W zależności od budowy zielonego dachu, tzn. warstw struktury (grubości substratu, rodzaju roślinności, grubości warstwy drenażowej) możemy zaobserwować różną ilość zmagazynowanej wody deszczowej podczas opadu. Analizy za pomocą programu SWMM5 ułatwiają obserwację szczytowej fali odpływu oraz opóźnienie odpływu w przypadku intensywnych opadów. W analizie wykorzystano deszcze nawalne z okresu 2007-2008, a pomiary wykonano za pomocą deszczomierza zlokalizowanego na terenie modelowanej zlewni. Wprowadzając zielony dach w programie SWMM5 należy zastosować funkcję LID Controls (Low Impact Development Controls). Modelowanie w programie SWMM5 pozwala na zastosowanie zielonego dachu w celu stworzenia symulacji przedstawiającej zmniejszony odpływ wód deszczowych ze zlewni, na której znajduje się powierzchnia biologicznie czynna. Istotą przeprowadzenia modelowania jest poznanie wartości redukcji objętości wód deszczowych na modelowanym obiekcie dachu zielonego. W analizach uwzględniono różne rodzaje warstw ekstensywnych dachów zielonych, które mają wpływ na wartość magazynowania wód opadowych. Przykładowo zostały wykonane modele dla 50 mm oraz dla 130 mm grubości warstwy ekstensywnego zielonego dachu możemy zaobserwować redukcję objętości odprowadzanych ścieków deszczowych oraz minimalną redukcję przepływu. Technologia zielonych dachów przyczynia się do powiększenia obszarów zielonych na terenach zurbanizowanych, a także służy do odciążenia kanalizacji deszczowej. Zastosowanie systemów zielonych dachów przyczynia się do zrównoważonego rozwoju gospodarki wodno – ściekowej.

### **Wprowadzenie**

Tereny zurbanizowane charakteryzują się powierzchniami nieprzepuszczalnymi poprzez zastosowanie osiedli mieszkaniowych, centrów handlowych, parkingów, co przyczynia się do całkowitego odpływu wód deszczowych do sieci kanalizacji deszczowej. Powołując się na coraz to większe osiągnięcia oraz popularność w Polsce budowy zielonych



dachów można przeanalizować słuszność przy minimalizacji odpływu wód opadowych czy redukcji przepływu poprzez stosowanie tej technologii dla zlewni rzeczywistej. Istotną zaletą budowy zielonych dachów jest zyskanie powierzchni biologicznie czynnej, a co za tym idzie można znaczną część terenu działki zagospodarować pod budynek i powierzchnie nieprzepuszczalne. W takim przypadku technologia zielonego dachu rekompensuje tereny zielone wokół budynku. Technologia zazieleniania dachów budynków pozwala na opóźnienie odpływu ścieków deszczowych do systemu kanalizacji bądź do całkowitej redukcji odpływu. Redukcja ta uzależniona jest od grubości warstw jak i rodzaju zazielenienia.

### **Zastosowanie SWMM5 w modelowaniu spływu wód opadowych z dachu zielonego**

Program SWMM5 (ang. EPA Storm Water Management Model) jest dynamicznym modelem symulacyjnym wykorzystującym do stymulacji jednego zdarzenia lub długoterminowej (ciągłej) ilości i jakości spływu z obszarów głównie miejskich. Komponent odpływ SWMM działa na zbiorze obszarów zlewni, które otrzymują dane o opadach i generują spływ i ładunki zanieczyszczeń. W programie SWMM5 uwzględniono transport nadmiaru wód poprzez system rur, kanałów do odbiornika. Ilość i jakość odpływu generowanego w każdej zlewni, szybkość przepływu, głębokość przepływu i jakości wody w każdej rurze i kanale w okresie symulacji składa się z wielu kroków czasowych. W programie tym można uwzględnić funkcję LID Controls (ang. low impact development controls), czyli techniki związane z ograniczeniem wód opadowych ze zlewni poprzez zastosowanie infiltracji i retencji. W modelu można zastosować rozwiązania takie jak: zielone dachy, rowy infiltracyjne czy zbiorniki infiltracyjne. Zastosowanie funkcji LID Control ma na celu przechwytywanie spływu powierzchniowego oraz zapewnienie zatrzymania wody opadowej przez retencję, infiltrację i ewapotranspirację z danej powierzchni zlewni.

W programie SWMM5 można modelować pięć głównych rodzajów techniki:

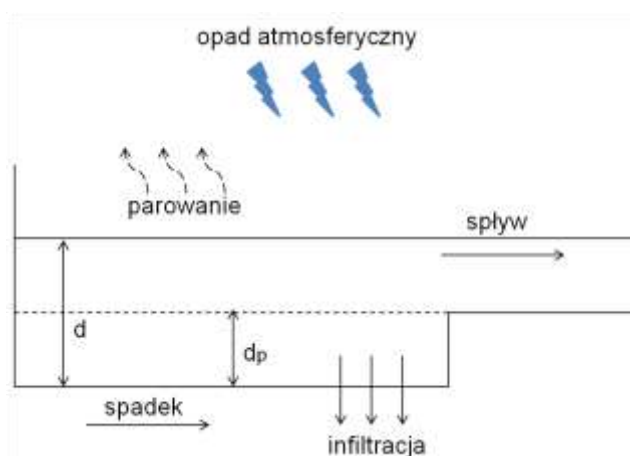
- Powierzchnie biologiczne, które zapewniają magazynowanie, infiltrację oraz odparowanie spływającego na daną powierzchnię opadu. Do tego rodzaju technik możemy zaliczyć zielone dachy, którymi zajęto się w dalszej części modelowania w programie SWMM5,
- Infiltracja poprzez rowy infiltracyjne znajdujące się na terenie zlewni przepuszczalnej dla wody deszczowej,
- Systemy porowate, czyli zbiorniki wypełnione żwirem. Opad jest magazynowany w wolnych przestrzeniach,
- Pojemniki magazynujące wodę deszczową znajdujące zastosowanie w gospodarstwach domowych. Możemy później wykorzystać tą wodę do podlewania ogródków,

- Wegetatywne powierzchnie pokryte roślinnością, które pozwalają na infiltrowanie wody deszczowej w głąb gruntu.

Wyróżnia się następujące parametry charakteryzujące każdą zlewnię:

- stopień uszczelnienia (powierzchnie przepuszczalne i nieprzepuszczalne dla wody deszczowej),
- nachylenie powierzchni terenu (spadek terenu wpływa na szybkość spływu deszczówki),
- szerokość pasa spływu (szerokość warstwy nieprzepuszczalnej dla wody deszczowej, przez co następuje spływ do warstwy przepuszczalnej),
- chropowatość terenu,
- współczynnik infiltracji,
- odpływ.

Program każdą powierzchnię płaską rozpatruje, jako zjawisko retencji terenowej (rys. 1). Opad zostaje zmagazynowany w płaskim zbiorniku. Dzięki temu opad podlega zjawisku parowania.



**Rys. 1. Schemat modelu hydrologicznego (oznaczenia:  $d$  – wysokość opadu,  $d_p$  – wysokość retencji powierzchniowej.)**

Źródło: opracowanie własne na podstawie SWMM

Spływającą wodę opadową do danego węzła sieci kanalizacyjnej możemy obliczyć za pomocą wzoru:

$$Q_z = W [(d - d_p)^{5/3} / n_z] \cdot i_z^{1/2} \quad (1)$$

gdzie:

$Q_z$  – odpływ ze zlewni,

$W$  – szerokość hydrauliczna zlewni,

$d$  – wysokość opadu,

$d_p$  – wysokość retencji powierzchniowej,

$n_z$  – średni współczynnik szorstkości powierzchni zlewni ze wzoru Manninga,

$i_z$  – średni spadek powierzchni zlewni.

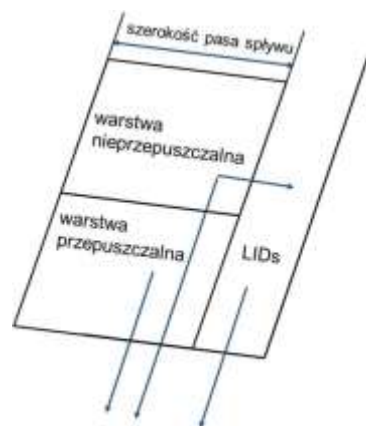
Rysunek przedstawia jak program definiuje powierzchnię nieprzepuszczalną, natomiast infiltracja zachodzi tylko i wyłącznie na terenach przepuszczalnych dla wody opadowej.

W programie SWMM spływ wód deszczowych jest uwzględniany poprzez zaznaczenie, jaka część zlewni jest przepuszczalna a jaka nieprzepuszczalna i na tej podstawie zostaje obliczona ilość wody deszczowej, jaka zostaje odprowadzona ze zlewni. Istotnym jest także parametr szerokość pasa spływu (rys. 2).



**Rys. 2. Schemat zlewni bez zastosowania funkcji LID Controls**

Źródło: opracowanie własne na podstawie SWMM



**Rys. 3. Schemat zlewni z zastosowaniem funkcji LID Controls**

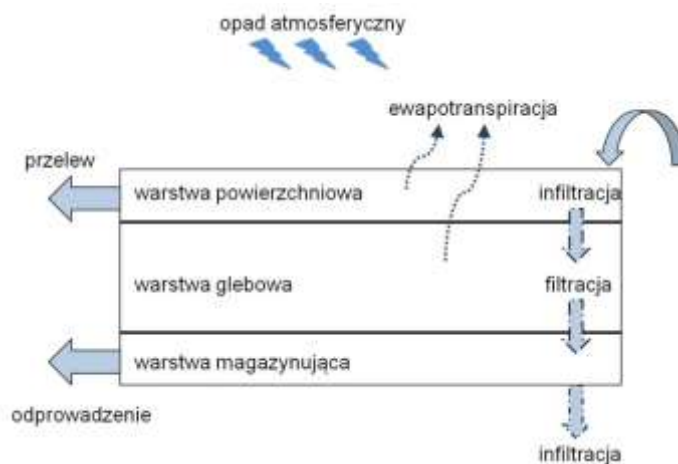
Źródło: opracowanie własne na podstawie SWMM

Zaznaczenie w programie funkcji LID Controls pozwala na zmniejszenie szerokości pasa spływu wody deszczowej, a także, na przekierowanie części opadu na powierzchnie pokryte powierzchnią biologicznie czynną i powierzchnie przepuszczalne dla wód (rys. 3). Pozwala to na zmniejszenie ilości wody odprowadzanej do kanalizacji, a przedstawia się to następująco: Tereny zurbanizowane charakteryzują się powierzchniami nieprzepuszczalnymi (chodniki, drogi, parkingi), przez co w programie występują trzy opcje spływu wody deszczowej ze zlewni:

- spływ z powierzchni nieuszczelnionych trafia na powierzchnie uszczelnione, a następnie do sieci kanalizacyjnej,
- spływ z powierzchni uszczelnionych trafia na powierzchnie nieuszczelnione i potem do kanalizacji,

- spływ z powierzchni uszczelnionych i nadmiar z powierzchni nieuszczelnionych trafia od razu do sieci kanalizacyjnej.

Podczas symulacji wykonywany jest bilans wilgoci, który zostaje uchwycony każdy przyływ wody opadowej, a także przechowywany w każdej warstwie LID. Na przykład, warstwy stosowane do modelu powierzchni biologicznie czynnej i drogi przepływu pomiędzy nimi są przedstawione poniżej:



**Rys. 4. Układ przepływu wody opadowej przy zastosowaniu zielonego dachu z funkcji LID**

Źródło: opracowanie własne na podstawie SWMM

Funkcja Low Impact Development Control może być wdrożona w całym badanym obszarze, w którym następuje przechowywanie, infiltrowanie i odparowanie ze zlewni spływu. Konstrukcja sterowania odbywa się na podstawie na jednostkową obszarze tak, że może być umieszczony w dowolnej liczbie podzlewni w różnych rozmiarach i liczbie powtórzeń.

**Tabela 1. Połączenia warstw, które stosowane są w funkcji LID (W oznacza wymagane, O oznacza opcjonalnie)**

Typ LID	Powierzchnia	Bruk	Gleba	Magazynowanie	Odprowadzenie
Powierzchnie biologicznie czynne	W		W	W	O
Systemy porowate	W	W		W	O
Rowy infiltracyjne	W			W	O
Pojemniki na wodę deszczową				W	W

Typ LID	Powierzchnia	Bruk	Gleba	Magazynowanie	Odprowadzenie
Wegetatywne powierzchnie	W				

Źródło: opracowanie własne na podstawie SWMM



**Rys. 5. Edytor funkcji LID Control**

Źródło: opracowanie własne na podstawie SWMM

Istotnymi warstwami stosowanymi i wprowadzanymi przy modelowaniu w funkcji LID należą:

1. Warstwa powierzchniowa - służy do opisu właściwości powierzchni biologicznie czynnych, żwiru, rowy infiltracyjnego i wegetacyjnych powierzchni pokrytych roślinnością. Właściwości te są następujące:
  - wysokość warstwy,
  - objętość frakcji roślinnej
  - współczynnik chropowatości:

**Tabela 2. Współczynnik chropowatości według Manninga**

Powierzchnia	n
Asfalt	0,011
Lekki beton	0,012
Beton	0,013
Drewno	0,014
Cegła z zaprawą cementową	0,014
Kamionka	0,015
Żeliwo	0,015
Karbowane rury metalowe	0,024
Powierzchnia gruzu z cementem	0,024
Gleba bez pozostałości	0,05
Gleby uprawne	
pokrycie pow. < 20%	0,06
pokrycie pow. > 20%	0,17
naturalne	0,13
Trawa	
krótka (np. turzyca)	0,15
Powierzchnia	n
gęsta	0,24

rodzaj trawy Bermuda	0,41
Lasy	
lekkie zarośla	0,40
gęste zarośla	0,80

Zródło: opracowanie własne na podstawie SWMM

- nachylenie powierzchni (spadek) - spadek powierzchni porowatej nawierzchni lub roślinnej nawierzchni (procent). Dla innych rodzajów pokrywy spadek równy jest 0.

2) Warstwa nawierzchni, do których należą następujące parametry:

- Grubość warstwy nawierzchni (cale lub mm). Zakres wartości od 4 do 6 cali (100 – 150 mm),
- Stosunek porowatości, czyli objętość pustych przestrzeni w stosunku do objętości ciał stałych w układach ciągłych do nawierzchni lub do materiału wypełniającego stosowanego w systemie modułowym. Stosowane wartości dla nawierzchni to 0.12 do 0.21. Należy pamiętać, że porowatość = wskaźnik porowatości/(1+wskaźnik porowatości),
- Nawierzchnia nieprzepuszczalna,
- Przepuszczalność - przepuszczalność betonu lub asfaltu stosowanego w systemach ciągłych lub przewodnictwa hydraulicznego materiałem wypełniającym (żwir lub piasek) stosowanych w systemach modułowych (cal/h lub mm/h). Przepuszczalność nowego porowatego betonu lub asfaltu jest bardzo wysoka (np. setki cal/h), ale można usunąć z upływem czasu z powodu zatkania przez drobne cząstki w spływu,
- Współczynnik zatykania - ilość warstwy nawierzchni pustych objętości spływu może spowodować całkowite zatkanie nawierzchni. Używając wartości 0 pomijamy współczynnik zatykania. Zatykanie stopniowo zmniejsza przepuszczalność.

Jeśli znamy liczbę lat, która przyczyni się do zatkania systemu (  $Y_{clog}$  ), można obliczyć współczynnik zatykania ze wzoru:

$$\text{współczynnik zatykania} = Y_{clog} \cdot Pa \cdot CR \cdot (1 + VR) \cdot (1 - ISF) / (T \cdot VR) \quad (2)$$

gdzie:

$Pa$  - roczna ilość opadów w danym miejscu,

$CR$  - stosunek przechwytywania,

$VR$  – współczynnik porowatości,

$ISF$  – frakcja nieprzepuszczalna powierzchni,

$T$  - grubość warstwy nawierzchni.

- 3) Warstwy gleby - opisuje właściwości skonstruowanej mieszanki stosowanej, jako rodzaj gleby znajdującej się w warstwach. W skład warstwy gleby wchodzi następujące właściwości:



**Rys. 6. Parametry warstwy gleby**

Źródło: opracowanie własne na podstawie SWMM

- Grubość - grubość warstwy gleby w mm (cale). Typowe wartości wynoszą od 18 do 36 cali (450 do 900 mm) do ogrodów i innych rodzajów powierzchni biologicznie czynnych lądowych magazynujących wodę deszczową, ale tylko 3 do 6 cali (75 do 150 mm) dla dachów zielonych,
- Porowatość - objętość porów w stosunku do całkowitej objętości gleby,
- Pojemność warstwy - objętość porów wody w stosunku do całkowitej objętości w glebie została upoważniona do drenażu. Poniżej tego poziomu, pionowy odpływ wody przez warstwę gleby, nie występuje,
- Punkt wysuszenia warstwy - objętość porów wody w stosunku do całkowitej objętości wysuszonej gleby, w której tylko zostały pozostałości wody. Zawartość wilgoci w glebie nie spadnie poniżej tej wartości granicznej,
- Przewodność - przewodność hydrauliczna do pełnego nasycenia gleby (cal/h lub mm/h),
- Przewodnictwo nachylenia - nachylenie krzywej log (przewodnictwo) w porównaniu do wilgotności gleby. Typowe wartości w zakresie od 5 - piasków do 15 - gliny pylastej,
- Wysokość ssania - średnia wartość gruntu kapilarnego zasysania wzdłuż przedniej zwilżania (cale lub mm). To samo stosuje się jako parametr w modelu infiltracji Green-Ampt. Porowatość, pojemność warstwy, przewodność i nachylenie przewodność są te same właściwości gleby stosowane do obiektów warstwy wodonośnej podczas modelowania wód podziemnych, podczas gdy wysokość ssania to parametr używany do infiltracji metodą Green- Ampt.

- 4) Warstwy magazynująca – warstwa ta stosowana jest powierzchniach biologicznie czynnych, systemy porowate, czyli zbiorniki wypełnione żwirem, infiltracji poprzez rowy infiltracyjne, a także przy zbiornikach magazynujących wodę deszczową do określenia jej wysokości. Wprowadzane są następujące dane:
- Wysokość – jest to wysokość zbiornika na wodę deszczową lub grubości warstwy żwiru (cale lub mm). Wyroby z kamienia i żwiru warstwy są zazwyczaj od 6 do 18 cali (150 do 450 mm), natomiast dla pojedynczych zbiorników przy domach w zakresie wysokości od 24 do 36 cali (600 do 900 mm).
  - Stosunek porowatości - objętość pustych przestrzeni w stosunku do objętości ciał stałych w warstwie. Typowe wartości w zakresie od 0,5 do 0,75 dla wypełnienia żwirowego. Należy pamiętać, że porowatość = wskaźnik porowatości/(1 + wskaźnik porowatości),
  - Współczynnik infiltracji – jest to szybkość, z jaką woda przenika do gruntu rodzimego poniżej warstwy ( w cal/h lub mm/h). Jeśli jest nieprzepuszczalne podłoże pod warstwą należy użyć wartość 0.
  - Współczynnik zatykania - całkowita objętość spływania wody podzielona przez objętość pustych przestrzeni w warstwie. Używając wartości 0 pomijamy współczynnik zatykania. Zatykanie stopniowo zmniejsza infiltrację.
- 5) Warstwa odprowadzająca - warstwy magazynujące może zawierać warstwę przechowywania wody, która zbiera się na dnie warstwy i przenosi ją do konwencjonalnego odpływu. Warstwa odprowadzająca zawiera następujące obszary danych:
- Współczynnik odpływu oraz wykładnik współczynnika odpływu Współczynnik C oraz wykładnik n, która określa się szybkość przepływu przez warstwę w funkcji wysokości zmagazynowanej wody powyżej wysokości odpływu. Poniższe równanie jest używany do obliczania tego przepływu (na jednostkę powierzchni LID)

$$q = C (h - HD) \cdot n \quad (3)$$

gdzie:

q - odpływ ( cal / h lub mm / h),

h - wysokość przechowywanej wody (cale lub mm),

HD - wysokość odpływu.

Jeśli warstwa nie mają odpływu należy za C przyjąć 0,



- Wysokość końcowa odpływu - wysokość każdego odpływu rurowego powyżej dolnej warstwy magazynowania lub zbiorników deszczówki (cale lub mm),
- Opóźnienie odpływu ( tylko dla zbiorników wody deszczowej) - ilość godzin bezdeszczowej pogody, który musi upłynąć zanim przewód odpływowy w zbiorniku deszczu jest otwarty (zakłada się, że linia jest zamknięta, gdy zaczynają się opady). Ten parametr jest ignorowany dla innych rodzajów stosowanych w funkcji LID.

### Metodyka badań

Obszar zlewni obejmuje teren rzeczywisty, którym jest budynek Instytutu Inżynierii Środowiska Politechniki Częstochowskiej w Częstochowie oraz tereny przyległe jak parking czy ciągi pieszo- jezdne.

**Tabela 3. Charakterystyka analizowanej zlewni**

Parametr	Jednostka	Wartość
Powierzchnia całkowita	ha	1,33
Liczba zlewni cząstkowych	szt	27
Zakres powierzchni zlewni cząstkowych	ha	0,01 – 0,07
Powierzchnia dachu	ha	0,57

Źródło: opracowanie własne

Jak przedstawiono na zdjęciu poniżej tereny wokół budynku pokryte są asfaltem - parking uczelni oraz kostką – chodniki. Dach budynku zajmuje powierzchnię 0,57 ha. Teren w większej części pokryty jest powierzchniami nieprzepuszczalnymi, natomiast droga spływu wody deszczowej z dachu, powierzchni parkingu oraz chodników zgodnie z kierunkiem spadku terenu znajduje ujście do wpustu deszczowego, który następnie prowadzi wody opadowe do kanału kanalizacyjnego.

Do symulacji zastosowano program SWMM5, w którym należało teren rozpatrywany podzielić na zlewnie cząstkowe (rys. 7). Podział na zlewnie cząstkowe został dokonany na podstawie mapy pogładowej terenu oraz planu sytuacyjno-wysokościowego. W tabeli 3 przedstawiono charakterystykę analizowanej zlewni.


**Rys. 7. Przedstawienie modelowanego terenu**

Źródło: opracowanie własne na podstawie SWMM


**Rys. 8. Zdjęcie analizowanej zlewni**

Źródło: www.zumi.pl

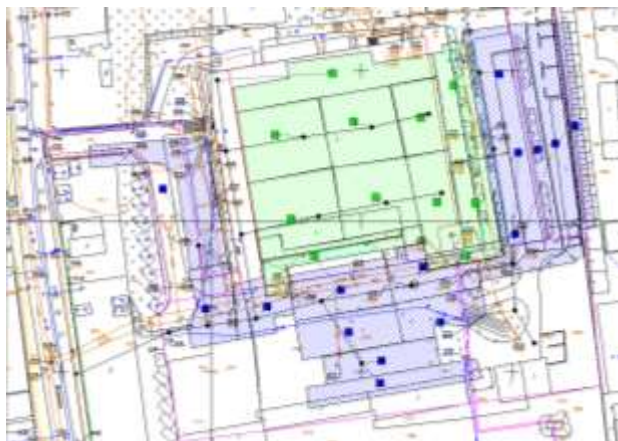
Teren analizowany zajmuje powierzchnię 1,33 ha. Obszar podzielono na 27 zlewni cząstkowych o powierzchniach zawierających się w przedziale 0,01 – 0,07 ha. Spływ wody deszczowej z każdej ze zlewni kierowany jest do wskazanego węzła sieci kanalizacyjnej. Istotnym elementem jest ustalenie natężenia przepływu ścieków oraz objętości za pomocą wykonanego modelu. Przed przystąpieniem do symulacji zadanych modeli dokonano kalibracji modelu w programie SWMM (tab. 4). Kalibrację modelu przeprowadzono dla 9 zjawisk opad – odpływ o różnej intensywności. Dane o opadach rzeczywistych pochodziły z deszczomierza zlokalizowanego na terenie analizowanym w oparciu o pomiary z lat 2007 – 2008.

**Tabela 4. Parametry do kalibracji funkcji LID Controls w modelu hydrodynamicznym programu SWMM**

Parametr	Jednostka	Wartości przyjęte wariant „A”	Wartości przyjęte wariant „B”
Głębokość składowania	mm	130	50
Pokrycie warstwą wegetatywną	-	0,9	0,9
Grubość warstwy	mm	80	25
Parametr	Jednostka	Wartości przyjęte wariant „A”	Wartości przyjęte wariant „B”
Porowatość	-	0,55	0,45
Pojemność pola	-	0,45	0,50
Wodoprzepuszczalność	mm/h	0,50	0,50
Wysokość warstwy	mm	50	25
Wskaźnik porowatości	-	0,65	0,55
Przewodność	mm/h	600	600

Źródło: opracowanie własne

Dzięki zastosowaniu odpowiednich parametrów takich jak: funkcja LID, spadki terenu, powierzchnia nieprzepuszczalna czy wielkość zlewni naniesionych na modelowanym obiekcie. Zgodnie z przeznaczeniem pracy wyróżnione zostały zielony dach oraz pozostałe tereny wokół budynku, które zilustrowano poniżej na rysunku 9.



**Rys. 9. Przedstawienie modelowanego obiektu z wyszczególnieniem kolor zielony – zielony dach, kolor niebieski – pozostałe tereny (parking, pozostałe budynki)**

Źródło: opracowanie własne na podstawie SWMM

## Wyniki badań

Wszystkie potrzebne parametry do wykonania symulacji takie jak: rzędne terenu, rzędne dna kanału, a także istniejące kanały znajdujące się na analizowanym terenie, zostały naniesione z planu sytuacyjno - wysokościowego. Natomiast parametry potrzebne do kalibracji modelu przedstawiono w tabeli 5. Wartości przyjęte w modelu mieszczą się w granicach podanych w tabeli, ponieważ każda ze zlewni posiada indywidualne wartości. Spadki terenu odgrywają istotną rolę przy spływie wody deszczowej. Dlatego też zostały wprowadzone do modelu, ponieważ znamy rzędne terenu. Teren jest położony wyżej względem terenów przyległych, więc spływ po powierzchni jest ułatwiony i opady nie gromadzą się tylko przedostają się do systemu kanalizacji.

Istotną rolę odgrywa dach budynku Instytutu, ponieważ zajmuje 0,57 ha z 1,33 ha całkowitej powierzchni analizowanej. Z dachu budynku następuje spływ wody opadowej, gdyż jest to powierzchnia nieprzepuszczalna.

Dzięki symulacji różnych rodzajów opadów można zaobserwować, jaki przepływ ścieków opadowych jest przekierowany do kanalizacji oraz jaka objętość ścieków zostaje odprowadzona z danego terenu.

**Tabela 5. Wyniki modelowania terenu rzeczywistego z dachem tradycyjnym przy zastosowaniu programu SWMM5**

Rodzaj modelu	Czas trwania deszczu [min.]	Objętość odprowadzanych ścieków deszczowych [m <sup>3</sup> ]	Przepływ [dm <sup>3</sup> /s]
26.05.2007 r.	57	253,35	80,69
21.06.2007 r.	214	447,53	82,39
14.07.2007 r.	70	97,66	67,76
27.07.2007 r.	77	115,09	82,97
18.09.2007 r.	49	148,57	82,23
13.07.2008 r.	88	130,34	80,73
02.08.2008 r.	58	206,07	85,33
08.08.2008 r.	20	156,68	83,31
16.08.2008 r.	74	203,02	78,29

Źródło: opracowanie własne

Dla lepszego zobrazowania rozwiązania, które proponuje się w pracy przedstawiono dwa warianty zastosowanych ekstensywnych zielonych dachów. Granice przedziału grubości warstw w tym rodzaju systemu zazielenienia wahają się między 50 mm – 150 mm. W pracy przedstawiono wariant „A”, w którym zastosowano 50 mm warstwy zielonego dachu (tab. 6)

**Tabela 6. Wyniki modelowania terenu rzeczywistego z zastosowaniem dachu zielonego wariant „A” w programie SWMM5**

Rodzaj modelu	Czas trwania deszczu [min.]	Objętość odprowadzanych ścieków deszczowych [m <sup>3</sup> ]	Przepływ [dm <sup>3</sup> /s]
26.05.2007 r.	57	218,72	80,95
21.06.2007 r.	214	375,18	82,37
14.07.2007 r.	70	51,84	39,30
27.07.2007 r.	77	76,19	83,10

18.09.2007 r.	49	118,16	82,19
13.07.2008 r.	88	89,54	81,10
Rodzaj modelu	Czas trwania deszczu [min.]	Objętość odprowadzanych ścieków deszczowych [m <sup>3</sup> ]	Przepływ [dm <sup>3</sup> /s]
02.08.2008 r.	58	174,50	85,04
08.08.2008 r.	20	116,21	79,64
16.08.2008 r.	74	143,79	64,09

Źródło: opracowanie własne

Słuszność zastosowania większej grubości warstwy przedstawia tabela 7, w której zestawiono wyniki z wariantu „B”, gdzie zastosowano 130 mm grubości ekstensywnego dachu, co umożliwi porównanie objętości odprowadzanych ścieków z dachu oraz przepływu.

**Tabela 7. Wyniki modelowania terenu rzeczywistego z zastosowaniem dachu zielonego wariant „B” w programie SWMM5**

Rodzaj modelu	Czas trwania deszczu [min.]	Objętość odprowadzanych ścieków deszczowych [m <sup>3</sup> ]	Przepływ [dm <sup>3</sup> /s]
26.05.2007 r.	57	170,39	80,00
21.06.2007 r.	214	308,28	82,37
14.07.2007 r.	70	45,08	36,89
Rodzaj modelu	Czas trwania deszczu [min.]	Objętość odprowadzanych ścieków deszczowych [m <sup>3</sup> ]	Przepływ [dm <sup>3</sup> /s]
27.07.2007 r.	77	57,99	61,38
18.09.2007 r.	49	77,76	64,51
13.07.2008 r.	88	62,96	58,18
02.08.2008 r.	58	153,15	84,49
08.08.2008 r.	20	77,82	61,28
16.08.2008 r.	74	95,17	42,51

Źródło: opracowanie własne

## Podsumowanie

Postępująca urbanizacja wiąże się ze zwiększeniem powierzchni terenów wymagających odprowadzenia wody opadowej. Proces usprawniania systemu zarządzania wodami opadowymi jest zbyt powolny w stosunku do oczekiwań i potrzeb. Problemem dla rozwoju ekologicznej gospodarki wodami opadowymi są trudności w naliczaniu i ściąganiu opłat za wodę deszczową.

W ostatnich latach można zaobserwować znaczący rozwój myśli technicznej, dotyczącej urządzeń i obiektów gospodarki wodami opadowymi na terenach zurbanizowanych, który ma na celu zrównoważony rozwój tych systemów.

Przykładem ekologicznego gospodarowania wodami opadowymi w miastach są dachy zielone. Ogrody dachowe spełniają ważną rolę w kształtowaniu klimatu miejskiego. Budowa dachów zielonych przynosi korzyści dla gospodarki wodnej, energetyki i ochrony środowiska oraz estetyki krajobrazu.

Korzyści dla miejskiej gospodarki wodnej wiążą się z redukcją objętości spływających wód opadowych do kanalizacji oraz zmniejszenie szczytowych wartości przepływów w systemach kanalizacyjnych. Zaobserwować możemy to w wykonanych modelach w pracy.

Do modelowania odpływu wód opadowych zastosowano program SWMM (ang. EPA Storm Water Management Model). W pracy użyto programu do wykonania przykładowych modeli spływu wody opadowej z danej zlewni:

- z dachu konwencjonalnego,
- z dachu zielonego.

Z przeprowadzonych analiz wynika, że:

- następuje redukcja spływu wody opadowej przy zastosowaniu dachu zielonego, np. dach zielony pokryty w 100% połaci dachowej redukuje przepływ o 1 – 42,01% (wariant „A”),
- następuje redukcja objętości spływających ścieków deszczowych, np. 100% pokrycia zielenią dachu IIŚ redukuje objętość o 13,67 – 46,92% (wariant „A”),
- następuje redukcja spływu wody opadowej przy zastosowaniu dachu zielonego, np. 100% pokrycia dachem zielonym redukuje przepływ o 1 do 45,71% (wariant „B”),
- następuje redukcja objętości spływających ścieków deszczowych, np. 100% pokrycia zielonym dachem redukuje objętość o 25,68 – 53,84% (wariant „B”).

Poniżej w tabelach zostały przedstawione wyniki przeprowadzonych analiza dla dwóch porównań:

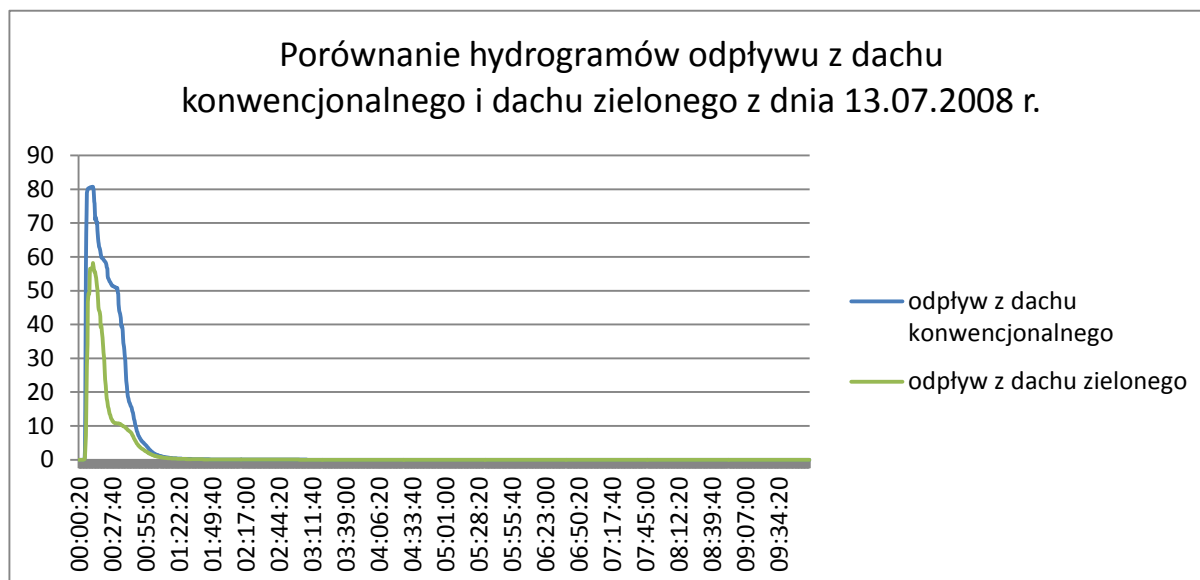
- pierwsze porównanie dotyczy dachu konwencjonalnego z dachem zielonym w wariantcie „A” (tab. 8),
- drugie porównanie dotyczy dachu konwencjonalnego z dachem zielonym w wariantcie „B” (tab. 9).

**Tabela 8. Przedstawienie wyników przeprowadzonych analiz (wariant „A”)**

Rodzaj modelu	Czas trwania deszczu [min]	Objętość odprowadzanych ścieków deszczowych [m <sup>3</sup> ]		Redukcja objętości [%]	Przepływ [dm <sup>3</sup> /s]		Redukcja przepływu [%]
		Dach konwencjonalny	Dach zielony		Dach konwencjonalny	Dach zielony	
26.05.2007	57	253,35	218,72	13,67	80,69	80,59	1,00
21.06.2007	214	447,53	375,18	16,17	82,39	82,37	1,00
14.07.2007	70	97,66	51,84	46,92	67,76	39,30	42,01
27.07.2007	77	115,09	76,19	33,80	82,97	83,10	1,00
18.09.2007	49	148,57	118,16	20,47	82,23	82,19	1,00
13.07.2008	88	130,34	89,54	31,31	80,73	80,10	1,00
02.08.2008	58	206,07	174,50	15,33	85,33	85,04	1,00
Rodzaj modelu	Czas trwania deszczu [min]	Objętość odprowadzanych ścieków deszczowych [m <sup>3</sup> ]		Redukcja objętości [%]	Przepływ [dm <sup>3</sup> /s]		Redukcja przepływu [%]
		Dach konwencjonalny	Dach zielony		Dach konwencjonalny	Dach zielony	
16.08.2008	74	203,02	143,79	29,18	78,29	64,09	18,14

Źródło: opracowanie własne

Dodatkowo przedstawiono w postaci hydrogramu (rys.10) porównanie odpływu z dachu konwencjonalnego z dachem zielonym dla dnia 13.07.2008 r., gdzie redukcja odprowadzanych ścieków deszczowych wyniosła 31,31%, natomiast redukcja przepływu w granicach 1 %.



**Rys. 10. Porównanie hydrogramów odpływu z dachu konwencjonalnego i dachu zielonego z dnia 13.07.2008r. (wariant „B”)**

Porównanie w wariancie „B” (tab.9) pokazuje, iż zastosowanie większej grubości warstwy zielonego dachu pozwala na redukcję większej ilości odprowadzanych ścieków deszczowych, a także redukcję przepływu.

**Tabela 9. Przedstawienie wyników przeprowadzonych analiz (wariant „B”)**

Rodzaj modelu	Czas trwania deszczu [min]	Objętość odprowadzanych ścieków deszczowych [m <sup>3</sup> ]		Redukcja objętości [%]	Przepływ [dm <sup>3</sup> /s]		Redukcja przepływu [%]
		Dach konwencjonalny	Dach zielony		Dach konwencjonalny	Dach zielony	
26.05.2007	57	253,35	170,39	32,75	80,69	80,00	1,00
21.06.2007	214	447,53	308,28	31,12	82,39	82,37	1,00
14.07.2007	70	97,66	45,08	53,84	67,76	36,89	45,56



27.07.2007	77	115,09	57,99	49,61	82,97	61,38	26,03
18.09.2007	49	148,57	77,76	47,66	82,23	64,51	21,55
13.07.2008	88	130,34	62,96	51,70	80,73	58,18	27,94
02.08.2008	58	206,07	153,15	25,68	85,33	84,49	1,00
08.08.2008	20	156,68	77,82	50,33	83,31	61,28	26,45
16.08.2008	74	203,02	95,17	53,12	78,29	42,51	45,71

Zródło: opracowanie własne

## Wnioski

Na podstawie przeprowadzonych analiz wysuwają się następujące wnioski:

- na terenach zurbanizowanych występują ograniczenia retencji wody w glebach wskutek zakrycia ich betonem, asfaltem i przecinaniu warstw wodonośnych przez urządzenia podziemne,
- ekologiczne systemy odprowadzania wód opadowych w Polsce stosuje się, jako rodzaj uzupełnienia bądź odciążenia systemów kanalizacyjnych,
- odpowiednia świadomość ekologiczna zwiększa szanse uwzględniania ochrony środowiska w działaniach decyzyjnych i organizacyjnych przy rozwoju systemów odwadniających,
- analiza wyników wykazała, że modele z zastosowaniem dachów zielonych polepszą gospodarkę wodami opadowymi na zlewni zurbanizowanej,
- zielone dachy to technologia generująca wymierne korzyści finansowe i niewymierne związane z estetyką krajobrazu,
- budowa zielonych dachów powinna być realizowana w zgodzie z przepisami, normami i sztuką budowlaną. Na przykład substraty dachowe powinny spełniać określone normy w zakresie materii organicznej, pojemności wodnej i powietrznej, przepuszczalności, stabilności strukturalnej, składu chemicznego i wielu innych parametrów niezbędnych dla prawidłowego wzrostu i rozwoju roślin,
- brak jest uregulowań pozwalających czy zachęcających do zagospodarowania opadów w ekologiczny i zarazem ekonomiczny sposób,

- w celu rozpowszechniania budowy zielonych dachów konieczne jest opracowanie odpowiedniej polityki ich promowania.

### Literatura:

1. Królikowska J., Królikowski A., *Wody opadowe. Odprowadzanie, zagospodarowanie, podczyszczanie i wykorzystanie*, wyd. Seidel- Przywecki, 2012
2. Burszta – Adamiak E., *Perspektywy rozwoju zielonych dachów*, Wodociągi i kanalizacja, 5/2013
3. Burszta – Adamiak E., *Gospodarowanie wodami opadowymi na dachu zielonym*, Wodociągi i kanalizacja, 7-8/2012
4. Zawilski M., Wierzbicki P., *Problemy centrum miasta z wodami opadowymi*, Wodociągi i kanalizacja, 5/2011
5. Kotowski A., *Podstawy bezpiecznego wymiarowania odwodnień terenów*, wyd. Seidel- Przywecki, 2011
6. Zawilski M., Sakson G., *Modelowanie spływu ścieków opadowych ze zlewni miejskiej przy wykorzystaniu programu SWMM. Część I. Kalibracja modelu*, Gaz, woda i technika sanitarna, 11/2010
7. Burszta – Adamiak E., Mrowiec M., *Modelling of green roofs' hydrologic performance using EPA's SWMM*, Water Science and Technology, 68/2013
8. Kuliczowska E., *Deszcze nawalne przyczyną katastrof kanalizacyjnych*, Wodociągi i kanalizacja, 4/2010
9. Słyś D., Stec A., *Wybór systemów zagospodarowania wód opadowych w terenach o różnym przeznaczeniu*, Instal, 3/2009

mgr inż. Paweł Gierasimiuk<sup>1</sup>, mgr inż. Marek Motylewicz<sup>2</sup>

Politechnika Białostocka, Zakład Inżynierii Drogowej

ul. Wiejska 45A, 15-351 Białystok

e-mail: <sup>1</sup>p.gierasimiuk@pb.edu.pl , <sup>2</sup>m.motylewicz@pb.edu.pl

### Hałas w otoczeniu dróg i ulic – problemy oceny i działania ochronne

**Słowa kluczowe:** *hałas drogowy, równoważny poziom dźwięku, natężenie ruchu, prędkość pojazdów, struktura rodzajowa ruchu, ochrona przed hałasem*

**Streszczenie:** W przeciągu ostatniej dekady, działania prowadzone w celu ograniczenia negatywnego wpływu transportu na środowisko w Polsce uległy znacznemu zintensyfikowaniu, zwłaszcza po akcesji do UE. Jednym z kluczowych problemów w tych działaniach jest rozwiązanie problemu hałasu komunikacyjnego, który jest określany zanieczyszczeniem XXI wieku. Z uwagi na powszechność i gęstość występowania dróg i ulic, największym zasięgiem oddziaływania charakteryzuje się hałas drogowy, który w znacznym stopniu wpływa na stan środowiska naturalnego oraz miejsce pracy i zamieszkania człowieka. Hałas drogowy jest hałasem zmiennym w czasie i zależy od wielu czynników takich jak: geometria i przekrój poprzeczny drogi, parametry i warunki ruchu drogowego, prędkość pojazdów, charakterystyka nawierzchni drogowej, rodzaj i ukształtowanie otoczenia, warunki atmosferyczne i inne. Wymienione czynniki, z uwagi na odmienny wpływ i charakter, powodują potrzebę stosowania różnych rozwiązań ochronnych w trzech obszarach: emisji (generowania dźwięku), imisji (odbioru dźwięku) oraz w obszarze pośrednim propagacji dźwięku. Z uwagi na złożoność i różne przypadki występowania hałasu drogowego powstaje wiele problemów oceny i skutecznej walki z hałasem, które omówiono w artykule. Przedstawiono również przykładowe wyniki prowadzonych przez autorów badań dotyczących wpływu natężenia ruchu, struktury rodzajowej i prędkości pojazdów na poziom hałasu w otoczeniu dróg i ulic. Przy pomocy programu komputerowego Traffic Noise 2008SE przeprowadzono obliczenia porównawcze poziomu dźwięku przy różnych warunkach ruchu oraz z zastosowanymi ekranami akustycznymi w celu ustalenia ich wpływu na prognozowane wielkości hałasu.

## 1. Wstęp

Hałas jest drugim po zanieczyszczeniu powietrza, największym problemem ekologicznym świata, zanieczyszczającym środowisko naturalne oraz miejsce pracy i zamieszkania człowieka. Definiowany jest jako nieprzyjemne, niepożądane dźwięki o częstotliwościach oraz natężeniach stwarzających uciążliwość dla otoczenia. Głównymi źródłami hałasu są działalność przemysłowa i usługowa człowieka oraz środki transportu. Źródła te występując w różnej liczbie i natężeniu decydują o klimacie akustycznym otoczenia, który jest jakościowym określeniem hałasu w środowisku. Najczęściej spotykanym rodzajem hałasu jest hałas drogowy, który z uwagi na powszechność i gęstość występowania dróg i ulic charakteryzuje się procentowo największym zasięgiem oddziaływania i stanowi główne zagrożenie na terenach zurbanizowanych. Z ostatnich badań wynika, że narażenie na hałas stanowi istotne zagrożenie dla zdrowia publicznego oraz wykazuje tendencję wzrostową zajmując obecnie drugie miejsce wśród czynników stresogennych [1]. Jest on szczególnie niekorzystny w porze nocnej i może powodować: rozdrażnienie, stres, stany chronicznego zmęczenia, zaburzenia snu, choroby układu krążenia, spadek koncentracji oraz zaburzenia

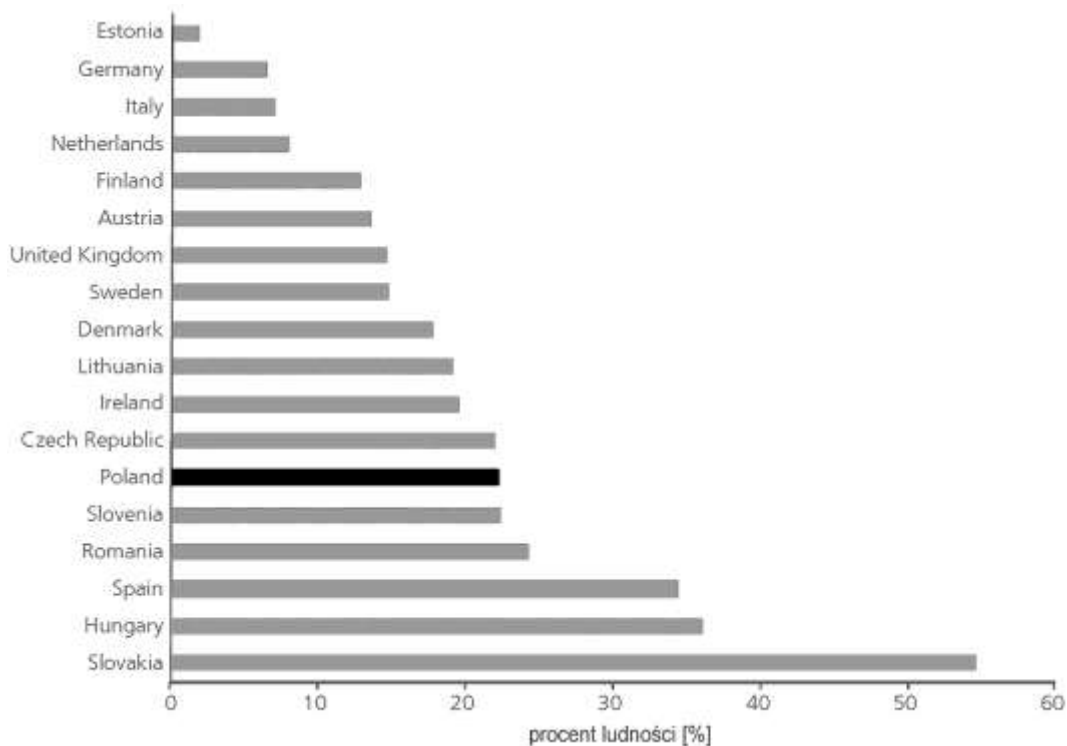
funkcji poznawczych np. uczniów. W odniesieniu do tych negatywnych skutków dla zdrowia WHO zaproponowała aby poziom hałasu w nocy nie przekraczał wartości 42 dB na zewnątrz budynku. Szacuje się, że społeczne koszty ponadnormatywnego hałasu transportowego, wynikające z wpływu na zdrowie publiczne, wynoszą 40 mld EUR rocznie (0,4% PKB UE) z czego 90% związane jest z hałasem drogowym [2]. Gospodarcze koszty zagrożenia hałasem obejmują spadek cen nieruchomości, obniżenie wydajności pracy i inne. Z tych powodów w Unii Europejskiej oraz w innych krajach świata podejmuje się liczne działania zmierzające do obniżenia negatywnego wpływu hałasu na środowisko.

W artykule przedstawiono problem hałasu drogowego w Polsce oraz Unii Europejskiej, regulacje prawne w tym zakresie oraz podstawowe pojęcia i wskaźniki związane z oceną klimatu akustycznego. Wskazano na problemy powstające przy prognozowaniu i ocenie hałasu drogowego oraz omówiono działania i metody ochrony przed nadmiernym hałasem. W artykule przedstawiono również wybrane wyniki prowadzonych przez autorów badań dotyczących wpływu natężenia ruchu, struktury rodzajowej i prędkości pojazdów na poziom hałasu w otoczeniu dróg na obszarach zabudowanych i poza nimi. Przy pomocy programu komputerowego Traffic Noise 2008SE przeprowadzono obliczenia porównawcze poziomu dźwięku przy różnych warunkach ruchu w celu ustalenia ich wpływu na prognozowane wielkości hałasu.

## **2. Hałas drogowy w Polsce i innych krajach UE**

Hałas drogowy stanowi istotny problem środowiskowy oraz zdrowotny w całej Unii Europejskiej. Według ostatnich danych WHO [3] około 40% mieszkańców UE (200 mln) narażonych jest na hałas drogowy przekraczający 55 dB w ciągu doby, w tym 20% (100 mln) – na hałas przekraczający 65 dB w ciągu dnia, natomiast ponad 30% (150 mln) – na hałas przekraczający 55 dB w ciągu nocy. Na rysunku 1 przedstawiono rozkład procentowy ludności narażonej na hałas drogowy przekraczający 55 dB w ciągu nocy, zamieszkujących duże aglomeracje (ponad 250 tys. mieszkańców) w poszczególnych krajach europejskich. Źródłem dodatkowych informacji o klimacie akustycznym środowiska w krajach UE są mapy akustyczne wykonane w I etapie realizacji dyrektywy 2002/49/WE. Wynika z nich, że w ciągu dnia na hałas drogowy przewyższający 55 dB narażonych jest ponad 55 mln osób zamieszkujących duże aglomeracje miejskie UE (liczba mieszkańców ponad 250 tys.) oraz ponad 34 mln osób mieszkających w otoczeniu głównych dróg poza obszarami zabudowy (drogi o obciążeniu ponad 6 mln pojazdów rocznie). Na hałas drogowy przekraczający

w ciągu nocy 50 dB narażonych jest natomiast ponad 40 mln mieszkańców dużych aglomeracji miejskich UE oraz ponad 25 mln osób mieszkających w otoczeniu głównych dróg poza obszarami zabudowy. Dla porównania na hałas kolejowy przewyższający w ciągu dnia 55 dB narażonych jest około 12 mln mieszkańców UE, a na hałas przekraczający 50 dB w ciągu nocy – około 9 mln.



**Rysunek 1. Rozkład procentowy ludności narażonych na hałas drogowy przekraczający 55 dB w ciągu nocy, zamieszkujących duże aglomeracje europejskie (ponad 250 tys. mieszkańców)**

Źródło: Health and Environment in Europe: Progress Assessment. EUR/55934/BD/1, WHO 2010, [4]

Badania klimatu akustycznego prowadzone w Polsce w latach 90-tych XX wieku dowiodły, że około 21% powierzchni i 33% ludności w Polsce narażonych było na ponadnormatywne działanie hałasu [5]. Na podstawie wyników pomiarów wykonanych przez Główny Inspektorat Ochrony Środowiska w latach 2000-2010 [6], stwierdzono wyraźną tendencję wzrostową zagrożenia hałasem drogowym, co związane jest ze wzrostem gęstości sieci dróg i ulic oraz liczby pojazdów samochodowych. W tabeli 1 przedstawiono trendy zmian hałasu drogowego odnotowane w ciągu 15 lat prowadzonego przez GIOŚ monitoringu.

**Tabela 1. Porównanie rozkładów procentowych liczby wyników pomiarów hałasu drogowego w poszczególnych zakresach poziomu dźwięku**

Okres	Procent pomiarów $L_{Aeq,D}$ w poszczególnych zakresach poziomu dźwięku [%]
-------	---

	< 60 dB	> 60 dB	< 70 dB	> 70 dB
1993 - 1996	11,6	88,4	47,9	52,1
1997 - 2001	12,0	88,0	44,7	55,4
2002 - 2006	7,9	92,1	59,3	40,7
2007 - 2008	6,8	93,2	69,4	30,6

Zródło: Raport o stanie środowiska w Polsce 2008. Główny Inspektorat Ochrony Środowiska, Warszawa 2010, [6]

Należy zauważyć, że w wymienionym okresie nastąpił znaczny spadek liczby przypadków ekspozycji na hałas drogowy przekraczający 70 dB przy równoczesnym wzroście liczby przypadków narażenia na hałas przewyższający 60 dB. Jednocześnie stwierdzono, że około 17% wszystkich pomiarów hałasu drogowego wykonanych przez GIOŚ w latach 2007-2008 przekraczało dopuszczalne normy o 0-5 dB, 45% przekraczało o 5-10 dB, 25% przekraczało o 10-15 dB oraz 5% przekraczało o 15-20 dB. Na podstawie map akustycznych wykonanych w ramach realizacji I etapu dyrektywy 2002/49/WE stwierdzono, że około 3,8 mln mieszkańców 12 dużych aglomeracji w Polsce (ponad 250 tys. mieszkańców) narażonych jest na hałas drogowy przekraczający w ciągu dnia 55 dB, natomiast około 2,8 mln – narażonych jest na hałas drogowy przekraczający w ciągu nocy 50 dB.

Przedstawione powyżej liczby i wartości należy traktować w kategoriach wpływu hałasu na zdrowie publiczne oraz koszty społeczne i gospodarcze. Z tego względu problem narażenia ludności na zbyt duży hałas został dostrzeżony przez Unię Europejską jako jeden z istotnych już kilkanaście lat temu co przyczyniło się do powstania uregulowań prawnych w tym zakresie. Zgodnie z dyrektywą 2002/49/WE odnoszącą się do oceny i zarządzania poziomem hałasu w środowisku, żaden mieszkaniec UE nie powinien być narażony na hałas zagrażający zdrowiu lub jakości życia – ekspozycja populacji na hałas powyżej 65 dB(A) powinna zostać zlikwidowana, a pod żadnym pozorem nie wolno dopuszczać na ekspozycję na hałas o poziomie powyżej 85 dB(A). Celem obowiązującej dyrektywy jest zdefiniowanie przez wszystkie kraje UE wspólnego podejścia do unikania, zapobiegania lub zmniejszenia szkodliwych skutków narażenia na działanie hałasu, w tym jego dokuczliwości na podstawie ustalonych priorytetów. Aby osiągnąć ten cel, państwa członkowskie UE zobowiązano do:

- ustalenia stopnia narażenia na hałas w środowisku metodami oceny wspólnymi dla państw członkowskich poprzez sporządzenie map hałasu aktualizowanych co 5 lat, opartych o wskaźniki  $L_{DWN}$  i  $L_N$ ;
- przyjęcia planów działania i programów ochrony środowiska przed hałasem na podstawie danych uzyskanych z map hałasu;
- zapewnienia społeczeństwu dostępu do informacji dotyczących hałasu w środowisku.

W pierwszym etapie realizacji dyrektywy zakończonym w styczniu 2009 r. zobowiązano kraje członkowskie do wykonania map akustycznych i programów ochrony środowiska przed hałasem dla aglomeracji o liczbie mieszkańców powyżej 250 tys.; dla dróg po których porusza się ponad 6 mln pojazdów rocznie oraz dla głównych linii kolejowych, po których rocznie przejeżdża ponad 60 tys. pociągów. W drugim etapie działań dyrektywa zobowiązywała kraje członkowskie do wykonania map akustycznych i programów ochrony środowiska przed hałasem dla aglomeracji o liczbie mieszkańców powyżej 100 tys.; dla dróg po których porusza się ponad 3 mln pojazdów rocznie oraz dla głównych linii kolejowych, po których rocznie przejeżdża ponad 30 tys. pociągów. Uwagi wynikające z map akustycznych dotyczące obszarów z nadmiernym hałasem mają posłużyć do stworzenia krajowych programów ochrony środowiska przed hałasem zawierających działania naprawcze.

### 3. Wskaźniki oceny klimatu akustycznego i dopuszczalne poziomy hałasu drogowego

Klimat akustyczny środowiska, zwłaszcza w warunkach lokalnych, cechuje się dużymi zmianami w czasie zależnymi od liczby i natężenia źródeł hałasu w ciągu doby. Ocenia się go na podstawie wyników pomiarów hałasu określonych odpowiednimi wskaźnikami z uwzględnieniem dodatkowych danych dotyczących zagospodarowania i sposobu użytkowania terenu oraz danych demograficznych. Wśród wskaźników pozwalających na ocenę klimatu akustycznego można wyróżnić dwie grupy:

- wskaźniki podstawowe, które są fizycznym opisem zjawisk akustycznych;
- wskaźniki złożone, które oprócz fizycznej natury zjawisk, uwzględniają dodatkowo efekty oddziaływania hałasu (obszar zagrożeń, wielkości zagrożeń z punktu widzenia reakcji i liczby osób zagrożonych itp.).

Do podstawowych wskaźników oceny, które są związane z hałasem drogowym należą [7, 8]:

- poziom dźwięku A ( $L_A$ , [Bel]) – definiowany jako poziom ciśnienia akustycznego dźwięku skorygowanego według charakterystyki częstotliwościowej zgodnej z krzywą korekcji A, równy logarytmowi dziesiętnemu ze stosunku kwadratu ciśnienia akustycznego A mierzonego sygnału akustycznego do kwadratu ciśnienia odniesienia równego 20  $\mu\text{Pa}$ .

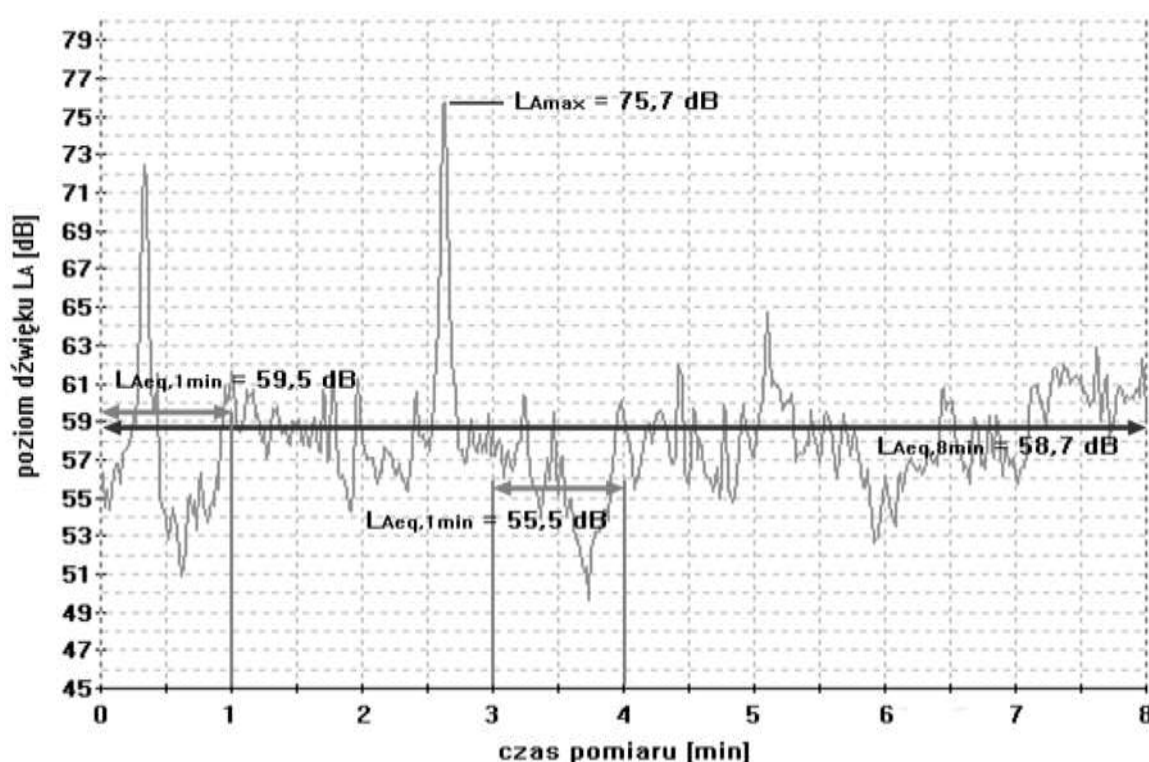
$$L_{pA} = 10 \log \frac{p_A^2}{p_0^2}, [\text{dB}] \quad (1)$$

- równoważny poziom dźwięku A ( $L_{Aeq}$ , [Bel]) – jest to wartość logarytmu dziesiętnego ze stosunku średniego kwadratu ciśnienia akustycznego dźwięku, skorygowanego według

charakterystyki częstotliwościowej A, do kwadratu ciśnienia odniesienia  $p_0$ , w określonym przedziale czasu odniesienia T.

$$L_{Aeq} = 10 \log \left[ \frac{1}{t_2 - t_1} \int_{t_1}^{t_2} \frac{p_A^2}{p_0^2} dt \right] = 10 \log \left[ \frac{1}{t_2 - t_1} \int_{t_1}^{t_2} 10^{0,1 \cdot L_{pA}(t)} dt \right], [\text{dB}] \quad (2)$$

Poziom równoważny jest podstawowym wskaźnikiem (parametrem) liczbowego opisu klimatu akustycznego. Czasem odniesienia T w pomiarach może być zasadniczo dowolnie przyjęty okres. Najczęściej spotykane okresy to 15min, 1h, doba lub stosowane w analizach klimatu akustycznego okresy dnia tj. 16h od godz. 6.00 do 22.00 ( $L_{eq D}$ ) oraz nocy 8h od godz. 22.00 do 6.00 ( $L_{eq N}$ ). Należy przy tym zwrócić uwagę, że nie można porównywać wartości  $L_{eq}$  uzyskanych dla różnych okresów czasu. Na rysunku 2 dla fragmentu przebiegu czasowego pomiaru hałasu przedstawiono przykładowe wartości wskaźnika  $L_{Aeq}$  określone dla różnych okresów czasu pomiaru.



Rysunek 2. Wartości wskaźnika  $L_{Aeq}$  określone dla różnych okresów czasu pomiaru

Źródło: Opracowanie własne.

- poziom ekspozycyjny dźwięku A ( $L_{AE}$  lub  $L_{SEL}$ ) – definicja analogiczna jak w przypadku równoważnego poziomu dźwięku, z zastrzeżeniem, że przeliczenie następuje zamiast dla czasu obserwacji T na umowny czas odniesienia  $t_0 = 1s$ . Wskaźnik ten stosuje się do



charakteryzowania pojedynczych zdarzeń akustycznych, niezależnie od faktycznego czasu ich trwania.

$$L_{AE} = 10 \log \left[ \frac{1}{t_0} \int_{t_1}^{t_2} \frac{p_A^2}{p_0^2} dt \right], [\text{dB}] \quad (3)$$

Pomiar poziomu ekspozycyjnego  $L_{AE}$  powinien być wykonany w taki sposób aby poziom maksymalny  $L_{A\max}$  podczas pomiaru zdarzenia był co najmniej o 10 dB wyższy od poziomów chwilowych na początku i końcu pomiaru. Dla terenów zabudowanych czas tego pomiaru nie powinien być jednak krótszy od 6s.

Wśród podstawowych wskaźników oceny hałasu drogowego można również wyróżnić wskaźniki zalecane w dyrektywie 2002/49/WE stosowane w długookresowej polityce ochrony przed hałasem oraz przy realizacji map akustycznych. Należą do nich [7]:

- poziom dziennie-wieczorno-nocny dźwięku  $L_{DWN}$  ( $L_{DEN}$ ) – jest równoważnym poziomem dźwięku określanym dla wszystkich dób w roku. Wskaźnik ten zaleca się do stosowania przy ocenie dokuczliwości hałasu. W celu obliczenia wartości  $L_{DWN}$  należy określić równoważne poziomy długookresowe dla całego roku w podziale na pory: dnia ( $L_D$ ) od godz. 06.00 do 18.00, wieczoru ( $L_W$ ) od godz. 18.00 do 22.00 i nocy ( $L_N$ ) od godz. 22.00 do 06.00. Dla tak określonych danych określa się poziom równoważny  $L_{DWN}$ :

$$L_{DWN} = 10 \log \frac{1}{24} \left( 12 \cdot 10^{\frac{L_D}{10}} + 4 \cdot 10^{\frac{L_W+5}{10}} + 8 \cdot 10^{\frac{L_N+10}{10}} \right), [\text{dB}] \quad (4)$$

- poziom nocny  $L_N$  ( $L_{\text{night}}$ ) – jest równoważnym poziomem dźwięku określanym dla wszystkich nocy w roku (od godz. 22.00 do 06.00). Wskaźnik ten zaleca się do stosowania przy ocenie stopnia zakłóceń snu.

Do złożonych wskaźników oceny klimatu akustycznego uwzględniających efekty oddziaływania hałasu należą [8]:

- wskaźnik  $LMZH_k$  określający procent liczby ludności obszaru (miasta, województwa, kraju) zagrożonej ponadnormatywnym hałasem komunikacyjnym;
- wskaźnik  $TMZH$  określający stosunek powierzchni danego obszaru zanieczyszczonej ponadnormatywnym hałasem do całkowitej powierzchni tego obszaru;
- wskaźnik  $M$  zwany niekiedy wskaźnikiem „społecznego zapotrzebowania na środki ochrony przed hałasem”, uwzględnia wielkość przekroczenia dopuszczalnego poziomu dźwięku na badanym obszarze oraz liczbę mieszkańców narażonych na ten hałas. Wskaźnik ten pozwala na określenie stopnia zapotrzebowania na środki ochrony przed hałasem na obszarach

objętych analizą oraz kolejności realizacji zadań ochronnych. Nie daje on jednak precyzyjnego, hierarchicznego i wielokryterialnego rozwiązania problemów długoterminowej polityki walki z hałasem [9].

- wskaźnik presji motoryzacyjnej na środowisko  $Z_m$  łączy natężenie ruchu pojazdów z gęstością infrastruktury drogowej na danym obszarze, przez co jego wartość staje się proporcjonalna do zagrożenia hałasem.

Oceniając hałas należy pamiętać, że poziom ciśnienia akustycznego [dB] odnosi się do skali logarytmicznej. W związku z tym wzrost hałasu o 10 dB powoduje dziesięciokrotne zwiększenie ciśnienia akustycznego a wzrost o 1 dB – 1,26-krotne zwiększenie ciśnienia akustycznego. Podwojenie ciśnienia, przy którym człowiek zaczyna odczuwać realne różnice w odbieranym hałasie odpowiada zmianie poziomu dźwięku o 3 dB stąd też w większości przypadków człowiek nie odczuwa małych zmian w poziomie hałasu.

Dopuszczalne poziomy hałasu komunikacyjnego w środowisku dla Polski (tabela 2) określa Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 1.10.2012 r. [10]. Wartości te odnoszą się do czterech rodzajów terenu i zostały ustalone dla wskaźników  $L_{Aeq D}$ ,  $L_{Aeq N}$  służących krótkookresowej ocenie klimatu akustycznego oraz  $L_{DWN}$  i  $L_N$  mających zastosowanie przy realizacji map akustycznych i w programach długookresowej walki z hałasem. W tabeli 2 podano również wartości dopuszczalnych poziomów hałasu obowiązujące przed 1.10.2012 r., które zostały podwyższone od 0 do 6 dB dla wskaźnika  $L_{Aeq}$  oraz od 0 do 9 dB dla wskaźników  $L_{DWN}$  i  $L_N$ . Wprowadzone zmiany były podyktowane znacznymi problemami w dotrzymaniu tak rygorystycznych wartości dopuszczalnych poziomów hałasu. Problemy te zostały szerzej omówione w kolejnym rozdziale pracy.

**Tabela 2. Wartości dopuszczalne hałasu w środowisku dla dróg i linii kolejowych**

Lp.	Rodzaj terenu	Dopuszczalny poziom dźwięku A w [dB] (w nawiasie podano wartości obowiązujące do 01.10.2012r. zgodnie z Rozporządzeniem MŚ z dn. 14.06.2007r. Dz.U. nr 120 poz. 826)			
		<i>ocena klimatu akustycznego</i>		<i>polityka długookresowa</i>	
		$L_{Aeq D}$ (6 <sup>00</sup> - 22 <sup>00</sup> )	$L_{Aeq N}$ (22 <sup>00</sup> - 6 <sup>00</sup> )	$L_{DWN}$ cała doba	$L_N$ (22 <sup>00</sup> - 6 <sup>00</sup> )
1	a) Strefa ochronna uzdrowiskowa „A” b) Tereny szpitali poza miastem	<b>50</b> (50)	<b>45</b> (45)	<b>50</b> (50)	<b>45</b> (45)

2	a) Tereny zabudowy jednorodzinnej b) Tereny domów opieki społecznej c) Tereny szpitali w miastach	<b>61</b> (55)	<b>56</b> (50)	<b>64</b> (55)	<b>59</b> (50)
3	a) Tereny zabudowy mieszkaniowej wielo-rodzinnej i zamieszkania zbiorowego b) Tereny zabudowy zagrodowej c) Tereny rekreacyjno-wypoczynkowe d) Tereny mieszkaniowo-usługowe	<b>65</b> (60)	<b>56</b> (50)	<b>68</b> (60)	<b>59</b> (50)
4	a) Tereny w strefie śródmiejskiej miast powyżej 100 tys. mieszkańców	<b>68</b> (65)	<b>60</b> (55)	<b>70</b> (65)	<b>65</b> (55)

Źródło: Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 1 października 2012 r. zmieniające rozporządzenie w sprawie dopuszczalnych poziomów hałasu w środowisku, Dz. U. z 2012 r. poz. 1109, [10]

#### 4. Czynniki wpływające na hałas drogowy

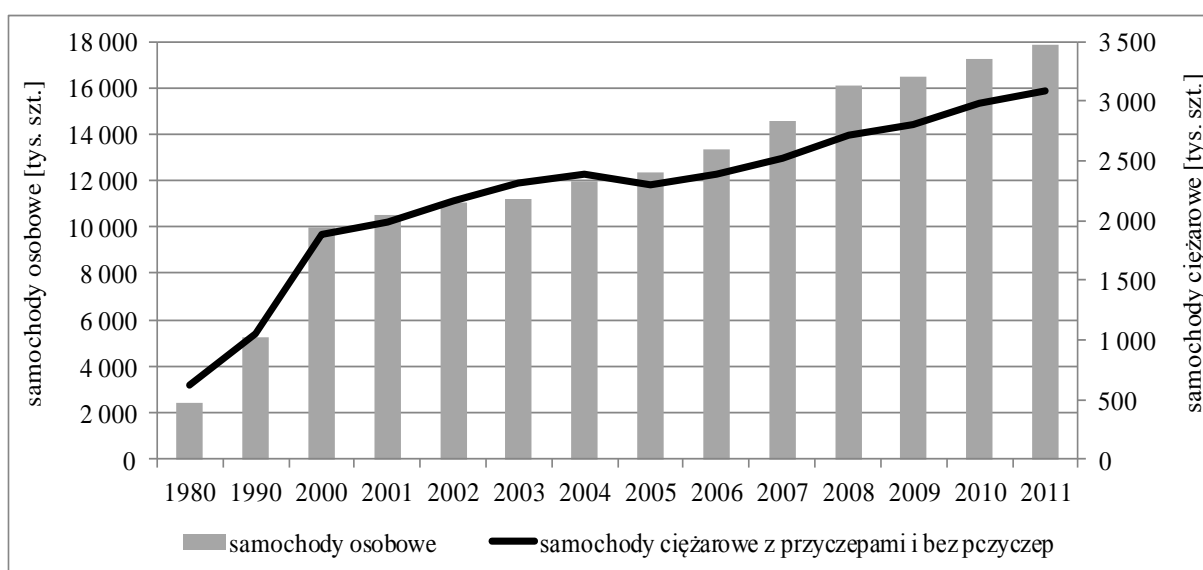
Hałas drogowy jest hałasem zmiennym w czasie, emitowanym przez przejeżdżające z różną częstotliwością i natężeniem pojazdy. Zasadniczo jest on superpozycją tła akustycznego oraz hałasu od ruchu pojazdów, który obejmuje hałas powstający na styku opona-nawierzchnia jak i hałas zespołu napędowego pojazdu. Należy zauważyć, że przy prędkościach pojazdów osobowych większych od 40-50 km/h oraz prędkościach pojazdów ciężarowych większych od 60-70 km/h główną składową całkowitego hałasu pojazdu jest hałas powstający na styku opona-nawierzchnia [11]. Z powyższego wynika, że hałas drogowy związany jest bezpośrednio lub pośrednio z wieloma czynnikami. W otoczeniu dróg zamiejskich na jego poziom wpływają głównie: natężenie i struktura rodzajowa ruchu, prędkość pojazdów, geometria i przekrój poprzeczny drogi, pochylenie niwelety, charakterystyka nawierzchni drogowej, rodzaj i ukształtowanie otoczenia. Na terenach zabudowanych, przy mniejszej płynności ruchu, natężeniach ruchu zbliżonych do przepustowości ulic, małych odległościach między skrzyżowaniami, udziale w ruchu pieszych oraz komunikacji zbiorowej, częstych zatrzymaniach, hamowaniach i przyspieszeniach problem hałasu jest zagadnieniem bardziej złożonym i trudnym do rozwiązania.

Do głównych przyczyn narażenia na ponadnormatywny hałas w otoczeniu dróg należą [9]:

- 1) duże natężenia ruchu pojazdów;
- 2) duże udziały pojazdów ciężarowych w ruchu;
- 3) duże prędkości pojazdów;
- 4) zły stan techniczny pojazdów;

- 5) rodzaj i stan techniczny nawierzchni drogowych;
- 6) brak właściwej hierarchizacji sieci drogowej i za późno dostrzeżony problem regulacji dostępności – duża część dróg krajowych przechodzi przez miejscowości w sąsiedztwie gęstej zabudowy mieszkaniowej, przenosząc zarówno ruch zewnętrzny (w tym tranzytowy ruch pojazdów ciężarowych) jak również ruch lokalny;
- 7) nieefektywna urbanistyka i brak jednoznacznych zapisów w przepisach dotyczących planowania przestrzennego uwzględniających kryterium hałasu – skutkiem tego jest niekontrolowana obudowa dróg klas Z, G i GP przez budynki o funkcji mieszkalnej, bliska odległość zabudowy od ulicy oraz brak strefowania akustycznego (pierwsza linia zabudowy od ulicy powinna mieć funkcję niemieszkalną).

1) Natężenie ruchu pojazdów jest głównym generatorem hałasu drogowego stąd ma największy wpływ na jego poziom. Obserwowany w ostatnich latach bardzo dynamiczny przyrost liczby pojazdów oraz wzrost ich natężenia na sieci dróg spowodował przyrost powierzchni terenów zagrożonych hałasem drogowym. Na rysunku 3 przedstawiono zmiany w liczbie zarejestrowanych w Polsce w latach 1980-2011 samochodów osobowych i samochodów ciężarowych z przyczepami i bez przyczep. W przeciągu 30 lat liczba zarejestrowanych pojazdów osobowych wzrosła 7,5-krotnie do 18 mln sztuk, natomiast liczba pojazdów ciężarowych wzrosła 5-krotnie osiągając wartość ponad 3 mln sztuk. W latach 1995-2010 wskaźnik wzrostu średniego dobowego ruchu (SDR) pojazdów na sieci dróg krajowych osiągnął wartość 1,85 przy SDR w 2010 r. równym 9888 P/24h [12].



**Rysunek 3. Zmiany w liczbie zarejestrowanych samochodów osobowych i samochodów ciężarowych z przyczepami i bez przyczep w Polsce w latach 1980 – 2011**

Źródło: Opracowanie własne na podstawie danych Głównego Urzędu Statystycznego: <http://www.stat.gov.pl/gus>

W tabeli 3 przedstawiono wpływ natężenia ruchu pojazdów na poziom hałasu. Wartości równoważnego poziomu dźwięku  $L_{Aeq}$  ustalono dla okresu jednej godziny w odległości 1 m od krawędzi ulicy przy przejeździe pojazdów ze średnią prędkością  $V = 50$  km/h. Podane wartości wykazują, że zmniejszenie natężenia ruchu o połowę z 2000 do 1000 P/h (istotne z punktu widzenia przepustowości i warunków ruchu) powoduje obniżenie poziomu hałasu jedynie o 3 dB a przejazd zaledwie 60-170 P/h (przy założeniu stałego w ciągu dnia natężenia ruchu) prowadzi do poziomów hałasu równych dopuszczalnym  $L_{Aeq D}$  podanym w tabeli 2. Dowodzi to jak dużym problemem jest walka z nadmiernym hałasem drogowym na terenach zabudowanych. Wpływ redukcji natężenia ruchu na poziom hałasu został przedstawiony również w tabeli 4.

**Tabela 3. Wpływ natężenia ruchu na poziom hałasu**

Natężenie ruchu [P/h]	1	6	60	100	170	600	1000	2000
$L_{Aeq}$ [dB(A)]	35	51	61	63	65	71	73	76

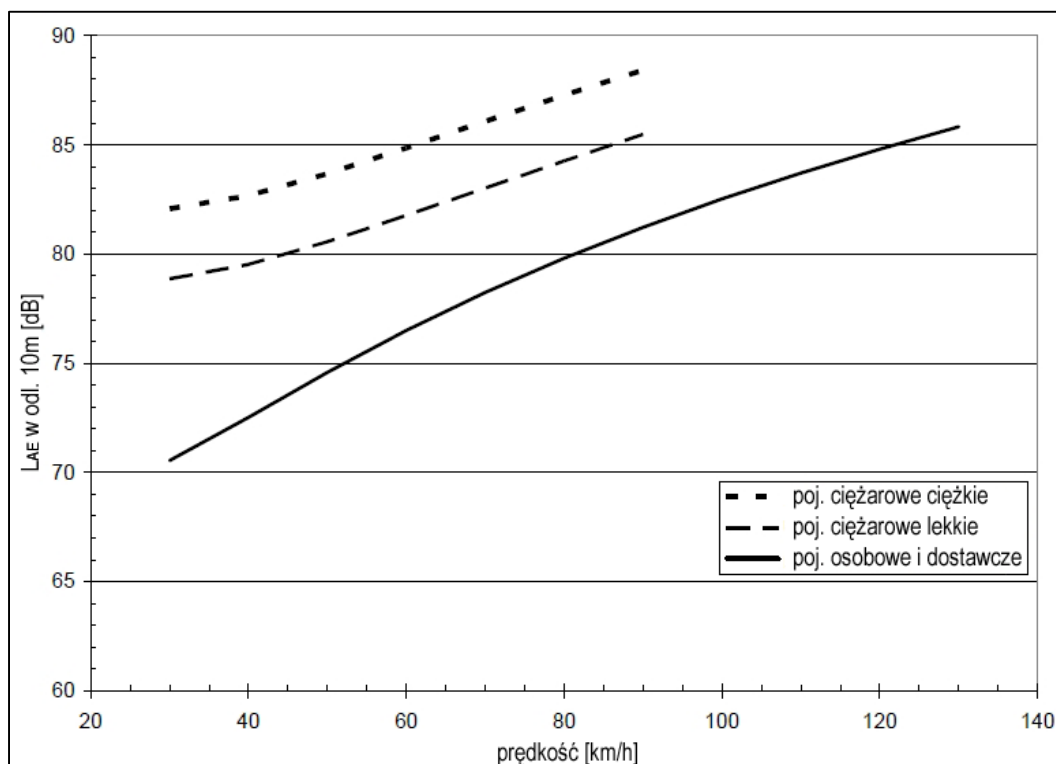
Źródło: Gardziejczyk W.: Wpływ technologii wykonania i tekstury nawierzchni drogowych na hałas pojazdów samochodowych. Politechnika Białostocka. Rozprawy naukowe Nr 121. Białystok, 2005, [11]

**Tabela 4. Wpływ spadku natężenia ruchu na zmniejszenie poziomu hałasu**

Redukcja natężenia ruchu	10%	20%	30%	40%	50%	75%
Zmniejszenie poziomu hałasu $L_{Aeq}$ [dB(A)]	0,5	1,0	1,6	2,2	3,0	6,0

Źródło: Bendtsen H. i inni: Integration of low-noise pavements with other noise abatement measures. Silvia project deliverable; European Commission DG TREN-GROWTH, 2005, [13]

2) Udział w ruchu pojazdów ciężarowych powoduje istotny wpływ na generowane poziomy hałasu. Na rysunku 4 przedstawiono porównanie emisji hałasu powodowanej przez pojazdy ciężarowe oraz pojazdy osobowe i dostawcze natomiast w tabeli 5 wpływ zwiększenia udziału pojazdów ciężarowych na wartości  $L_{Aeq}$ .


**Rysunek 4. Porównanie emisja hałasu od różnych rodzajów pojazdów**

Źródło: Kragh J., Andersen B., Bendtsen H.: Acoustic Performance: Low Noise Road Pavements, 2006, [14]

**Tabela 5. Wpływ zwiększenia udziału w ruchu pojazdów ciężarowych na poziomy hałas  $L_{Aeq}$** 

Zwiększenie udziału w ruchu pojazdów ciężarowych	Przy prędkości ruchu 50 km/h	Przy prędkości ruchu 80 km/h
z 0 do 5%	+0,7 dB	+1,0 dB
z 0 do 10%	+1,4 dB	+1,9 dB
z 0 do 15%	+2,0 dB	+2,6 dB

Źródło: Bendtsen H., Larsen H. J. E.: Traffic Management and Noise, Road Directorate, Danish Road Institute, 2007, [15]

W ostatnich latach oprócz przyrostu natężenia ruchu pojazdów ogółem obserwuje się również znaczny wzrost natężenia ruchu pojazdów ciężarowych głównie z przyczepami i naczepami. W okresie od 1995 do 2010 r. wskaźnik wzrostu SDR tej grupy pojazdów osiągnął wartość aż 3,50 przy wskaźniku wzrostu pojazdów lekkich 1,81 [16]. Tak duży wzrost liczby pojazdów ciężarowych z przyczepami i naczepami przyczynia się do szybszej degradacji nawierzchni, wpływa na zwiększone zanieczyszczenie powietrza oraz pogorszenie klimatu akustycznego w otoczeniu tras drogowych. Problemy te nabierają szczególnego znaczenia w przypadku odcinków dróg przebiegających przez obszary zabudowane. Istotnym problemem jest przy tym znaczny udział pojazdów ciężarowych w ruchu nocnym (około 38% w średnim

ruchu nocnym w 2010 r.). Zbliżone natężenia ruchu pojazdów ciężarowych zarówno w porze dziennej jak i w porze nocnej, poruszających się dodatkowo nocą ze zdecydowanie większymi prędkościami, powoduje że poziomy hałasu w porze nocnej są często jedynie o 2-3 dB mniejsze od poziomów ustalonych w porze dnia. Na podstawie niektórych badań stwierdzono, że wprowadzenie zakazu ruchu pojazdów ciężarowych w nocy może obniżyć wartości  $L_{Aeq}$  nawet o 7 dB [15].

3) Prędkość ruchu pojazdów znacząco wpływa na poziom hałasu. Na podstawie wyników badań [11] stwierdzono przykładowo, że zwiększenie prędkości pojazdu osobowego z 40 do 70 km/h spowodował wzrost maksymalnego poziomu hałasu o 6,1 dB, a pojazdu ciężarowego o 6,4 dB. Z kolei wzrost średniej prędkości pojazdów o około 30km/h przy jednoczesnym zwiększeniu procentowego udziału pojazdów ciężarowych o około 23% przyczynił się do wzrostu równoważnego poziomu dźwięku aż o 9 dB(A) [17]. W tabeli 6 przedstawiono wpływ redukcji prędkości poruszających się pojazdów na zmniejszenie się poziomu ekspozycyjnego hałasu.

**Tabela 6. Wpływ zmniejszenia prędkości na redukcję hałasu**

Zmniejszenie prędkości ruchu [km/h]	Zmniejszenie poziomu $L_{AE}$ – pojazdy lekkie	Zmniejszenie poziomu $L_{AE}$ – pojazdy ciężkie
z 130 do 120	1,0 dB	-
z 120 do 110	1,1 dB	-
z 110 do 100	1,2 dB	-
z 100 do 90	1,3 dB	1,0 dB
z 90 do 80	1,5 dB	1,1 dB
z 80 do 70	1,7 dB	1,2 dB
z 70 do 60	1,9 dB	1,4 dB
z 60 do 50	2,3 dB	1,7 dB
Zmniejszenie prędkości ruchu [km/h]	Zmniejszenie poziomu $L_{AE}$ – pojazdy lekkie	Zmniejszenie poziomu $L_{AE}$ – pojazdy ciężkie
z 50 do 40	2,8 dB	2,1 dB
z 40 do 30	3,6 dB	2,7 dB

Źródło: Andersen B.: Støjudsendelse fra biler på vejnettet. Kgs. Lyngby. Danish Transport Research Institute. Report 2. 2003, [18]

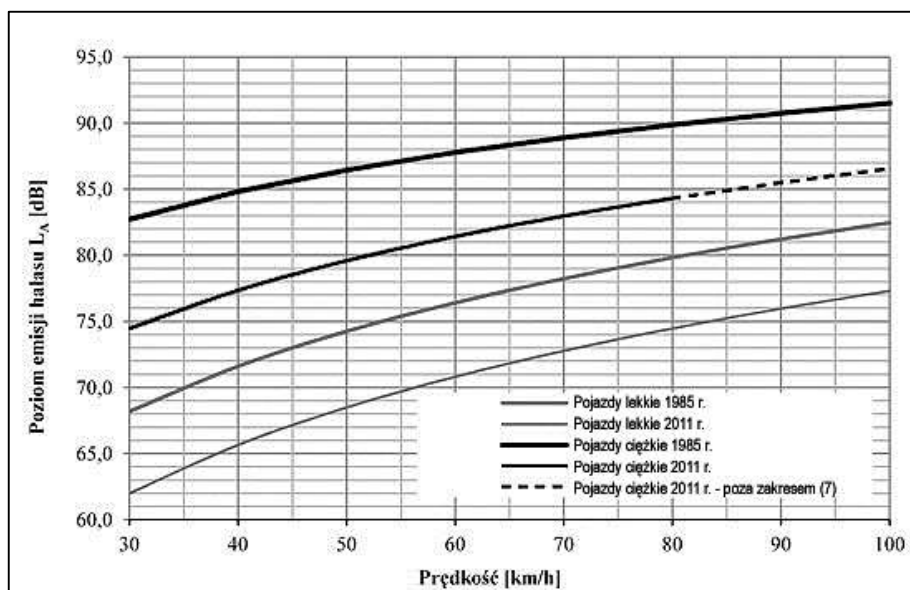
4) Stan techniczny i wiek pojazdów są czynnikami, które również wpływają na poziom generowanych dźwięków. Po polskich drogach poruszają się głównie samochody osobowe w wieku powyżej 10 lat, których udział w 2011 r. wyniósł 73,1% i zwiększył się o 12,1% względem 2005 r. – tabela 7. Wśród samochodów ciężarowych również przeważają pojazdy w wieku powyżej 10 lat, a ich udział w 2011 r. wyniósł 50,8% i zwiększył się o 17,9% względem 2005 r. Starzejący się park samochodowy w Polsce będzie coraz bardziej wpływał na poważne problemy związane z bezpieczeństwem ruchu drogowego i ochroną środowiska przed emisją spalin i hałasu. Nowe pojazdy i pojazdy do 5 lat, charakteryzujące się nowszymi rozwiązaniami w zakresie ochrony środowiska, z roku na rok stanowią coraz mniejszą grupę. Na rysunku 5 przedstawiono porównanie emisji poziomu hałasu pomiędzy pojazdami lekkimi a ciężkimi w 1985 r. i 2011 r. [19]. Zmiany technologiczne jakie wprowadzono w konstrukcji tych pojazdów w przeciągu ponad 25 lat spowodowały, że obecnie emisje hałasu od przejazdu nowych pojazdów są o 5 do 8 dB mniejsze niż w przypadku pojazdów z 1985 r.

**Tabela 7. Zmiany w strukturze zarejestrowanych pojazdów osobowych i pojazdów ciężarowych według grup wieku w latach 2005 i 2011**

Grupa pojazdów / wiek pojazdów	Udział procentowy [%]		
	0 - 5 lat	5 - 10 lat	> 10 lat
osobowe – 2005 r.	12,7	26,3	61,0
osobowe – 2011 r.	10,7	16,2	73,1
<i>zmiana względem 2005 r.</i>	<i>-2,00</i>	<i>-10,10</i>	<i>+12,10</i>
ciężarowe – 2005 r.	26,5	22,7	50,8
ciężarowe – 2011 r.	17,1	14,2	68,7
<i>zmiana względem 2005 r.</i>	<i>-9,40</i>	<i>-8,50</i>	<i>+17,90</i>

Źródło: Opracowanie własne na podstawie danych Głównego Urzędu Statystycznego: <http://www.stat.gov.pl/gus>





Rysunek 5. Porównanie wyników badań emisji hałasu dla pojazdów lekkich i ciężkich w 1985 i 2011 r.

Źródło: Bohatkiewicz J.: Badania wpływu zmian parku samochodowego na poziom emisji hałasu drogowego, w: Ochrona środowiska i estetyka a rozwój infrastruktury drogowej. Stowarzyszenie Inżynierów i Techników Komunikacji RP, Lublin 2011, s. 26-37, [19]

5) Rodzaj górnej warstwy nawierzchni drogowej w znaczący sposób wpływa na poziom hałasu. Różnice pomiędzy wartościami  $L_{Aeq}$  ustalonymi w otoczeniu dróg o różnych rodzajach warstwy ścieralnej mogą sięgać nawet 6 dB (porównanie SMA11 z BBTM8) [20]. W tabeli 8 przedstawiono propozycję klasyfikacji nawierzchni pod względem hałaśliwości dla dróg zamiejskich wraz z przykładami warstw ścieralnych, które mogą być zaliczone do poszczególnych klas [21].

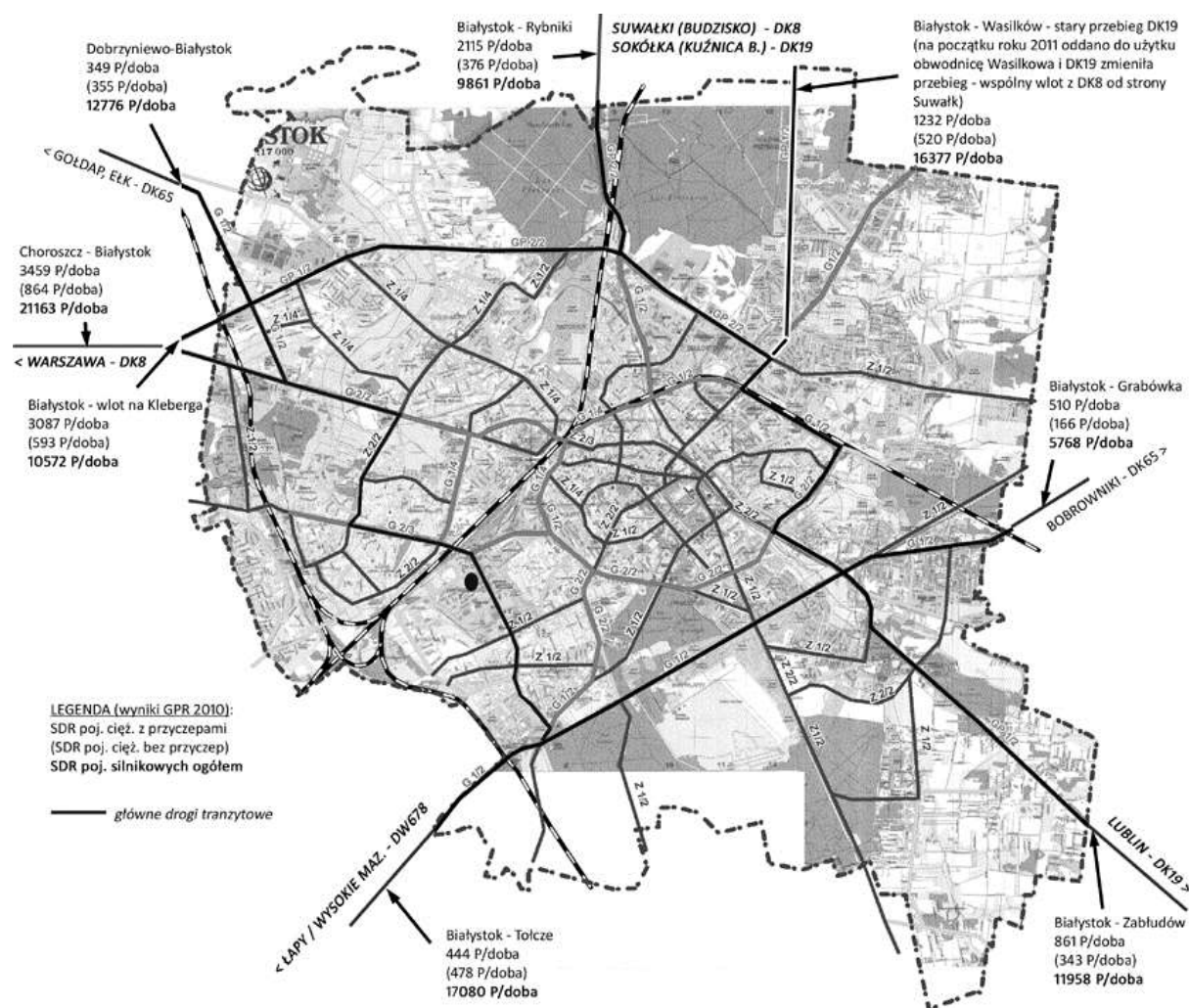
Tabela 8. Propozycja klasyfikacji nawierzchni pod względem hałaśliwości dla dróg zamiejskich

Klasa / symbol	Wartości poziomu dźwięku, [dB(A)]		Przykłady warstw ścieralnych
	$L_1$ (SPB-80)	CPXI (80)	
nawierzchnie ciche <b>NC</b>	< 73,0	< 93,5	– pojedyncze warstwy porowate o max uziarnieniu kruszywa < 10 mm (np. PA8), – podwójne warstwy porowate, – nawierzchnie poroelastyczne.
nawierzchnie o zredukowanej hałaśliwości <b>ZH</b>	73,0 ÷ 75,9	93,5 ÷ 96,4	– SMA i beton asfaltowy (uziarnienie kruszywa < 10mm (np. SMA5, SMA8, AC5, AC8), – bardzo cienkie warstwy bitumiczne o max uziarnieniu kruszywa < 10 mm (np. BBTM8), – pojedyncze warstwy porowate o uziarnieniu kruszywa > 10 mm (np. PA11).

Klasa / symbol	Wartości poziomu dźwięku, [dB(A)]		Przykłady warstw ścieralnych
	L <sub>I</sub> (SPB-80)	CPXI (80)	
nawierzchnie o normalnej hałaśliwości <b>NH</b>	76,0 ÷ 78,9	96,5 ÷ 99,4	– SMA o uziarnieniu kruszywa > 10 mm (np. SMA11), – bardzo cienkie warstwy bitumiczne o uziarnieniu kruszywa > 10 mm (np. BBTM11), – betony asfaltowe o uziarnieniu kruszywa > 10 mm (np. AC11), – betony cementowe o optymalnym tekstuowaniu z akustycznego punktu widzenia.
nawierzchnie o podwyższonej hałaśliwości <b>PH</b>	79,0 ÷ 81,9	99,5 ÷ 102,4	– powierzchniowe utrwalenia, – uszorstnione nawierzchnie typu SMA, – SMA i betony asfaltowe o uziarnieniu kruszywa ≥16 mm, – klasyczne betony cementowe, – betonowa kostka brukowa przy optymalnych układach połączeń.
nawierzchnie o nadmiernej hałaśliwości <b>NNH</b>	≥ 82,0	≥ 102,5	– kostka kamienna, – betonowa kostka brukowa bez optymalizacji połączeń, – betony cementowe poprzecznie rowkowane.
L <sub>I</sub> maksymalny poziom hałasu L <sub>max</sub> od statystycznego pojazdu osobowego przejeżdżającego z prędkością 80 km/h określany metodą SPB; CPXI indeks charakteryzujący maksymalny poziom hałasu opona/nawierzchnia, generowany w płaszczyźnie kontaktu opony z nawierzchnią (w tzw. polu bliskim).			

Zródło: Gardziejczyk W.: Przegląd i analiza porównawcza metod badania hałaśliwości nawierzchni drogowych, Magazyn Autostrady, 1-2/2011, [21]

6) Przebieg przez obszary zabudowane dróg tranzytowych prowadzących nierzadko w sąsiedztwie gęstej zabudowy mieszkaniowej duży ruch pojazdów ciężarowych, zgodnie z wcześniejszymi informacjami przyczynia się do znacznego pogorszenia klimatu akustycznego środowiska. Należy podkreślić, że drogi krajowe, które przenoszą zdecydowaną część ruchu tranzytowego w Polsce, aż w 23% długości (4232 km) przechodzą przez obszary zabudowane [16]. Średnio dobowe natężenie ruchu pojazdów ciężarowych bez i z przyczepami na tych drogach wynosiło w 2010 roku 1889 P/dobę co odpowiada niemal 20% SDR wszystkich pojazdów. Powoduje to, że zagrożenie hałasem w otoczeniu dróg prowadzących ruch tranzytowy pojazdów ciężarowych jest bardzo duże, szczególnie na obszarach zabudowy. Na rysunkach 6 i 7 przedstawiono przykłady przejść dróg krajowych prowadzących ruch tranzytowy pojazdów ciężarowych przez miejscowości Białystok i Siemiatycze.



Rysunek 6. Przebieg dróg tranzytowych przez miasto Białystok wraz z wartościami SDR 2010

Źródło: Opracowanie własne.

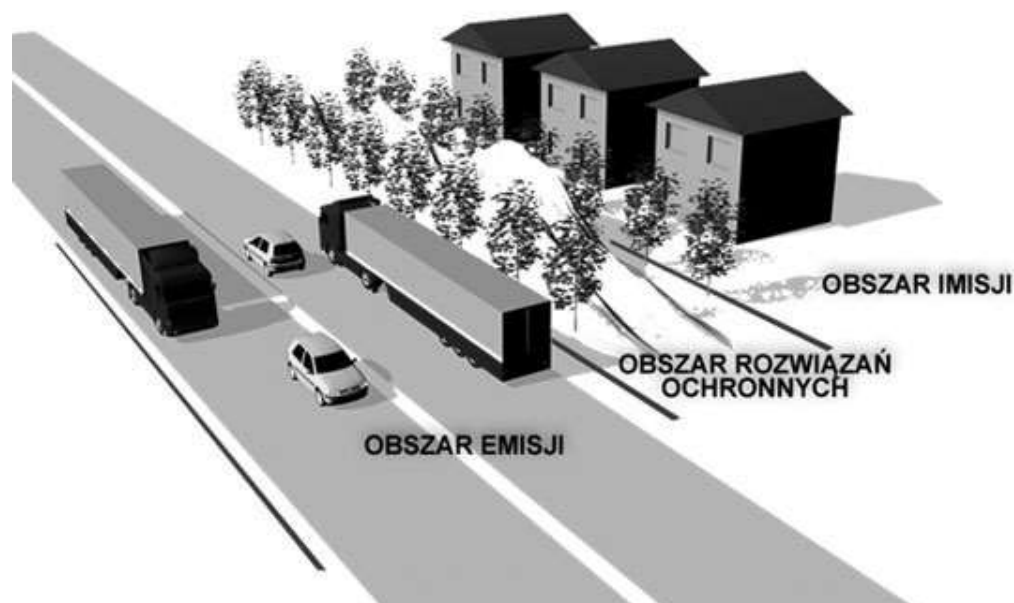


**Rysunek 7. Przebieg drogi krajowej nr 19 „Rzeszów – Lublin – Białystok – Kuźnica Białostocka” (przyszła Via Carpatia) przez miejscowości Siemiatycze**

Źródło: <http://www.skyscrapercity.com/showthread.php?t=265790&page=29&langid=5> ; dostęp: 25.02.2014 r. [22]

## **5. Metody ochrony przed nadmiernym hałasem drogowym**

Ochrona przed hałasem polega na zapewnieniu jak najlepszego klimatu akustycznego środowiska, w szczególności poprzez utrzymanie poziomu hałasu poniżej wartości dopuszczalnej lub na tym poziomie oraz na zmniejszaniu poziomu hałasu do co najmniej dopuszczalnego, gdy nie jest on dotrzymany [23]. Zgodnie z polityką UE, kraje członkowskie są zobligowane do rozwoju i utrzymywania sieci drogowej przyjaznej środowisku naturalnemu i miejscu zamieszkania ludzi poprzez m.in. stosowanie rozwiązań chroniących przed szkodliwym oddziaływaniem ruchu samochodowego. W celu ograniczenia wpływu hałasu drogowego na obszarach zabudowanych podejmowane są więc różnego rodzaju działania. Z uwagi na odmienny wpływ i charakter czynników decydujących o wielkości odbieranego hałasu, rozwiązania ochronne powinny być rozpatrywane w trzech obszarach: emisji (generowania dźwięku), imisji (odbioru dźwięku) oraz w obszarze pośrednim propagacji dźwięku (rysunek 8).



**Rysunek 8. Obszary związane z możliwymi sposobami i metodami ochrony przed hałasem drogowym**

Źródło: Bohatkiewicz J., Biernacki S.: Aktualne problemy związane z hałasem drogowym, w: Ochrona środowiska i estetyka a rozwój infrastruktury drogowej. Stowarzyszenie Inżynierów i Techników Komunikacji RP, Lublin 2011, s. 38-47, [9]

Tradycyjny model ochrony przed hałasem zakłada stosowanie rozwiązań ochronnych wyłącznie pomiędzy źródłem powstawania hałasu, a jego odbiorcą. W tym wypadku działania zapobiegawcze to przede wszystkim ekrany akustyczne, wały ziemne ewentualnie pasy zieleni, lokalizowane jedynie w obszarze rozwiązań ochronnych. Korzystniejszym rozwiązaniem jest stosowanie środków ochronnych również w strefie emisji i imisji równoległe. Połączenie różnych metod i sposobów ochrony we wszystkich obszarach jednocześnie pozwoli na uzyskanie efektu skumulowanej ochrony przed hałasem.

Działania ochronne jakie mogą być podjęte w strefie emisji to przede wszystkim [15, 24]:

- hierarchizacja ulic – układ podstawowy, uzupełniający i tranzytowy (wyprowadzenie ruchu tranzytowego poza obręb dzielnic mieszkalnych poprzez budowę obwodnic miejskich oraz eliminacja z ruchu pojazdów szczególnie uciążliwych, zakaz wjazdu pojazdów ciężarowych do centrów miast – np. w Łomży, zakaz ruchu pojazdów ciężarowych o masie powyżej 10t w godzinach 22.00-06.00);
- stosowanie nawierzchni „cichych” na drogach i ulicach o dopuszczalnej prędkości powyżej 50km/h;
- ogólna poprawa stanu nawierzchni dróg i ulic;
- projektowanie dróg ze zwróceniem uwagi na:
  - rozwiązania wysokościowe względem otaczającej zabudowy - droga w wykopie, tunelu;
  - stosowanie małych pochyleń podłużnych drogi;

- zastosowanie odpowiedniego umocnienia skarp (trawy itp.);
- stosowanie ITS (inteligentne systemy transportowe) w aglomeracjach miejskich poprzez:
  - zachęcanie kierowców do korzystania z transportu zbiorowego (bardziej ekologiczny niż samochody osobowe), budowa i promowanie urządzeń typu Park-and-Ride, zintegrowanie różnych rodzaju środków komunikacji miejskiej;
  - zarządzanie natężeniem i strukturą rodzajową ruchu oraz dostępnością infrastruktury drogowej poprzez sterowanie ruchem za pomocą znaków zmiennej treści;
  - wymuszanie dostosowywania się kierowców do obowiązującej prędkości jazdy na danym odcinku poprzez np. odcinkową kontrolę prędkości; zapewni to jednakowy styl jazdy wszystkich użytkowników drogi; wprowadzenie pojedynczego urządzenia (np. fotoradar) spowoduje reakcję wywołującą przyspieszanie za urządzeniem, co negatywnie wpłynie na poziom hałasu;
- wprowadzanie ograniczeń prędkości pojazdów na poszczególnych odcinkach dróg (np. w Białymstoku, na ulicach Piastowskiej i Baranowickiej ograniczenie prędkości dla pojazdów ciężarowych do 40 km/h w godzinach 20.00-06.00, w Niemczech na autostradach przebiegających przez tereny miejskie jest wprowadzane ograniczenie nawet do 60 km/h);
- „nauka” kierujących pojazdami dobrych manier związanych z kulturą jazdy (brak gwałtownych przyspieszeń i hamowań);
- stosowanie środków uspokojenia ruchu w obrębie osiedli mieszkalnych, czego doskonałym przykładem jest „miasteczko holenderskie” zaprojektowane i wdrożone w jednej z dzielnic Puław – możliwa redukcja hałasu do 4 dB;
- wprowadzenie na obszarze zabudowanym strefy ruchu 30 km/h – redukcja hałasu do 2 dB;
- zastosowanie ronda w miejscu skrzyżowania zwykłego –redukcja hałasu do 4 dB;
- wymiana parku samochodowego na modele nowsze, generujące mniej szkodliwych dla zdrowia dźwięków.

W obszarze imisji najpopularniejszymi i najbardziej efektywnymi metodami są [24]:

- stosowanie ekranów akustycznych w postaci ścian z materiałów pochłaniających lub rozpraszających dźwięk na drodze rozprzestrzeniania się fali dźwiękowej – metoda najskuteczniejsza przy dużych przekroczeniach dopuszczalnego poziomu dźwięku powyżej 8-10 dB(A). Ponieważ koszty budowy ekranów stanowią znaczący udział w kosztach inwestycji drogowych decyzja o ich realizacji powinna być każdorazowo oparta na szczegółowych analizach i wiarygodnych prognozach ruchu. Szczególna uwaga powinna zostać zwrócona na geometryczne parametry ekranów (kształt, długość, szerokość), ich

lokalizację w stosunku do drogi oraz zastosowane materiały i technologię wykonania [17, 25].

- stosowanie „zielonych ścian” – ekrany akustyczne porośnięte roślinnością, różnego rodzaju pasy zieleni,
- lokalizowanie w najbliższym otoczeniu dróg budynków o funkcji niemieszkalnej,
- zachowywanie wymaganych z uwagi na kryterium hałasu odległości przy lokalizowaniu budynków mieszkalnych względem drogi,
- wykonywanie budynków z ekranem akustycznym znajdującym się w niewielkiej odległości od elewacji,
- wymiana stolarki okiennej i izolacja ścian budynków.

Wymienione metody mogą jednak okazać się niewystarczające bądź niemożliwe do zastosowania. Przykładowo, z uwagi na występujące często uwarunkowania i przeszkody terenowe, możliwość zastosowania zabezpieczeń akustycznych w postaci ekranów jest bardzo ograniczona, a w wielu przypadkach niemożliwa (powodami są: bliska odległość zabudowy od jezdni, konieczność stosowania przerw w ekranie umożliwiając tym samym wyjazd z osiedli mieszkaniowych co powoduje potrzebę budowy dróg serwisowych w celu zapewnienia dojazdów do posesji, problemy z pozyskaniem gruntów lub brak miejsca pod budowę ekranów i dróg serwisowych, problemy posadowienia wysokich ekranów chroniących wysokie budynki, uzbrojenie terenu). Rozwiązaniem docelowym ochrony przed hałasem, szczególnie w miejscowościach położonych na trasach prowadzących ruch ciężarowy, powinna więc być budowa obwodnic a także budowa sieci dróg szybkiego ruchu omijających miejscowości. Dzięki przeniesieniu ruchu tranzytowego na obwodnice uzyskuje się znaczną poprawę bezpieczeństwa i warunków życia mieszkańców omijanej przez drogę miejscowości, poprzez zmniejszenie wypadkowości i redukcję hałasu. W październiku 2013 r. rząd zatwierdził załącznik nr 6 do programu budowy dróg krajowych na lata 2011 – 2015 przyjmując tym samym listę 12 obwodnic do budowy w okresie 2014 – 2020.

## **6. Wyniki pomiarów hałasu w otoczeniu dróg i ulic oraz ich analiza**

W latach 2010 – 2013 w ramach realizowanych prac badawczych dotyczących hałasu drogowego, autorzy artykułu prowadzili m.in. badania wpływu natężenia ruchu, struktury rodzajowej i prędkości pojazdów na poziom hałasu w otoczeniu dróg na obszarach zabudowanych i poza nimi. W artykule przedstawiono wybrane rezultaty tych badań.

Analizowano wyniki pomiarów przeprowadzonych w otoczeniu drogi krajowej nr 8 na odcinku Białystok – Suwałki oraz na odcinku Białystok – Jezewo a także w otoczeniu ulicy Św. Pio w Białymstoku. Wybór dwóch ostatnich odcinków do analiz podyktowany był zastosowanymi ekranami akustycznymi jako podstawową metodą ochrony przed hałasem. Przy pomocy programu komputerowego Traffic Noise 2008SE przeprowadzono obliczenia porównawcze poziomu dźwięku przy różnych warunkach ruchu oraz przy zastosowanych ekranach akustycznych w celu ustalenia ich wpływu na prognozowane wielkości hałasu.

### 6.1. Wpływ parametrów ruchu drogowego na poziom hałasu w otoczeniu dróg i ulic

W tabeli 9 przedstawiono podsumowanie wyników pomiarów równoważnego poziomu dźwięku  $L_{Aeq}$  przeprowadzonych w 1 h okresach pomiarowych w otoczeniu drogi krajowej nr 8 na odcinku Białystok – Suwałki na terenie zabudowy i poza nim. Wyniki uwzględniają natężenia ruchu i średnie prędkości pojazdów ogółem i pojazdów ciężarowych. Pomiar hałasu realizowano w odległości 10,0 m od krawędzi pasa ruchu na wysokości 4,0 m ponad poziomem jezdni. Wybrane odcinki pomiarowe DK8 miały przekrój poprzeczny 1/2 o szerokości pasów ruchu od 3,50 do 3,75 m, charakteryzowały się pochyleniem podłużnym mniejszym od 0,5% oraz przebiegiem na wysokości otaczającego terenu.

**Tabela 9. Podsumowanie wyników pomiarów  $L_{Aeq}$  w otoczeniu DK8 na terenie zabudowy i poza nim**

Rodzaj terenu	Zakres natężenia ruchu pojazdów ogółem N [P/h]	Zakres natężenia ruchu pojazdów ciężarowych $N_c$ [P/h]	Średnia prędkość poj. osobowych $V_o$ [km/h]	Średnia prędkość poj. ciężarowych $V_c$ [km/h]	Zakres wartości $L_{Aeq,1h}$ [dB(A)]
teren zabudowy 2 odcinki (I-II)	290 - 1320	25 - 330	I - 55 II - 58	I - 44 II - 50	65,9 – 71,8 (5,9)
teren niezabudowany 3 odcinki (I-III)	520 - 1300	45 - 370	I - 90 II - 92 III - 96	I - 78 II - 78 III - 82	70,5 – 76,3 (5,8)

Źródło: Opracowanie własne

W celu ustalenia zależności pomiędzy zmierzonymi parametrami ruchu a równoważnym poziomem dźwięku przeprowadzono analizę regresji wielorakiej, która wykazała silne związki poziomu hałasu z natężeniem ruchu pojazdów oraz średnimi prędkościami pojazdów osobowych i pojazdów ciężarowych. Dla odcinków znajdujących się poza obszarem zabudowy otrzymano zależność:



$$L_{Aeq} = 24,469 + 9,356 \cdot \log N + 9,576 \cdot U_c + 0,208 \cdot V_o, \text{ [dB]} \quad (5)$$

przy współczynniku determinacji  $R^2 = 0,978$  i standardowym błędzie estymacji  $S_e = 0,379$  gdzie:  $N$  – natężenie ruchu pojazdów ogółem [P/h],

$U_c$  – udział w ruchu pojazdów ciężarowych [%],

$V_o$  – prędkość pojazdów osobowych [km/h].

Dla odcinków znajdujących się na obszarze zabudowy w wyniku przeprowadzonej analizy regresji wielorakiej, uzyskano następującą zależność:

$$L_{Aeq} = 27,926 + 10,584 \cdot \log N + 12,821 \cdot U_c + 0,153 \cdot V_c, \text{ [dB]} \quad (6)$$

przy współczynniku determinacji  $R^2 = 0,923$  i standardowym błędzie estymacji  $S_e = 0,584$  gdzie:  $V_c$  – prędkość pojazdów ciężarowych [km/h],

pozostałe oznaczenia jw.

Wszystkie zmienne w przypadku równań 5 i 6 są statystycznie istotne ( $\alpha = 0,05$ ). Brak wpływu prędkości pojazdów ciężarowych na wartość  $L_{Aeq}$  na drogach zamiejskich należy tłumaczyć małymi różnicami w prędkościach z jakimi poruszają się te pojazdy (wartości niemal stałe). Na terenie zabudowanym przy płynnym ruchu pojazdów i ograniczeniu prędkości do wartości dopuszczalnych, małe różnice pomiędzy prędkościami pojazdów osobowych zadecydowały o braku wpływu tego czynnika na wartość równoważnego poziomu dźwięku. Prawidłowości te potwierdzają wyniki uzyskane przez innych badaczy [11].

## **6.2. Wpływ parametrów ruchu drogowego i ekranów akustycznych na poziom hałasu w otoczeniu dróg i ulic**

Analizę wpływu parametrów ruchu drogowego oraz zastosowanych ekranów akustycznych na poziom hałasu w otoczeniu dróg na obszarach zabudowanych i poza nimi przeprowadzono na podstawie pomiarów wykonanych w otoczeniu drogi krajowej nr 8 na odcinku Białystok – Jezewo a także w otoczeniu ulicy Św. Pio w Białymstoku. Wybrane odcinki pomiarowe mają przekrój poprzeczny dwujezdniowy (2/2) z pasem dzielącym o szerokości odpowiednio 4,0 m i 12,0 m. Szerokości pasów ruchu wynoszą po 3,5 m. Na obu jezdniach DK 8 występują również pasy awaryjne o szerokości 2,5 m.

W otoczeniu drogi krajowej nr 8 wyznaczono trzy przekroje pomiarowe: dwa przekroje w miejscu istniejących ekranów akustycznych, jeden – w terenie otwartym:

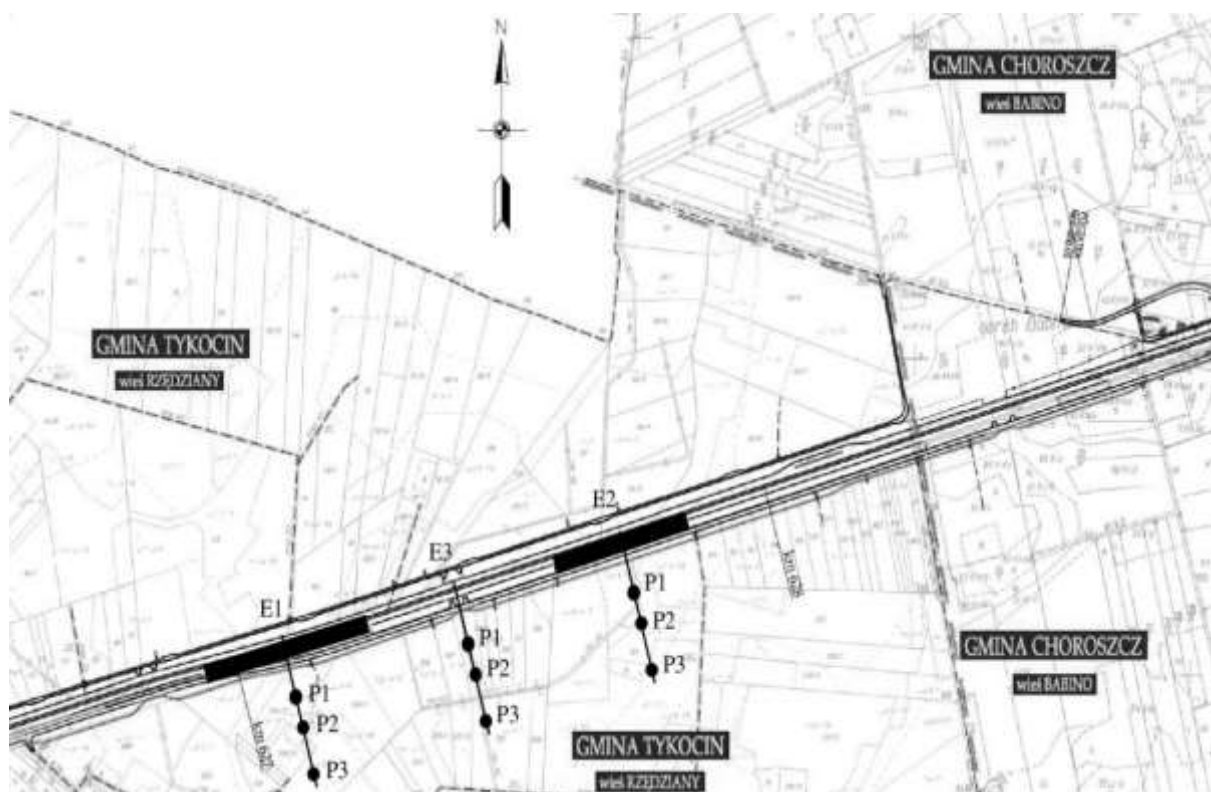
- przekrój E1 – DK8, km 627+090, wysokość ekranu 4,7 m;
- przekrój E2 – DK8, km 627+720, wysokość ekranu 2,7 m;
- przekrój E3 – DK8, km 627+425, przekrój porównawczy.

Punkty pomiarowe zostały zlokalizowane w odległości 10,0 m (P1), 25,0 m (P2) i 50,0 m (P3) za ekranami (odpowiednio 14,2 m, 29,2 m, 54,2 m od krawędzi zewnętrznego pasa ruchu), na wysokości 1,2 m ponad nawierzchnią drogi. Na rysunkach 9 i 10 przedstawiono fotografie przekrojów i punktów pomiarowych oraz ich lokalizację w planie.



**Rysunek 9. Przekroje pomiarowe w otoczeniu DK 8: a), b) przekrój E-1 (ekran 4,7m); c), d) przekrój E-3 (bez ekranu); e), f) przekrój E-2 (ekran 2,7m) – mikrofony na wysokości 1,2m nad nawierzchnią drogi**

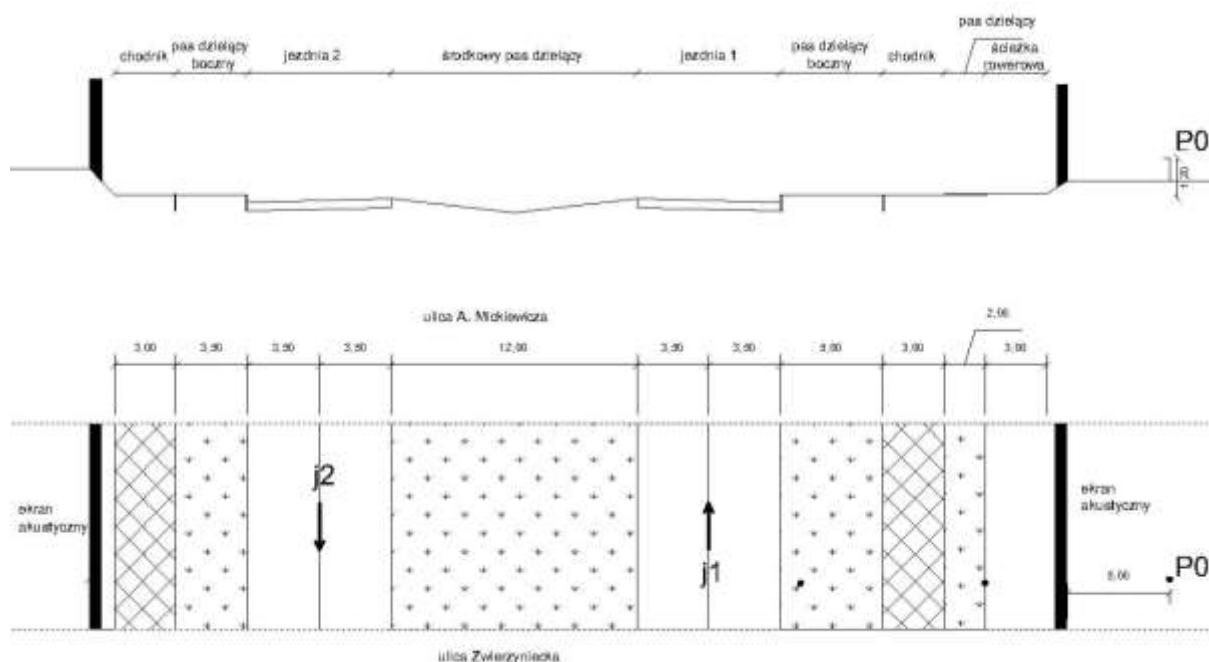
Źródło: Opracowanie własne



**Rysunek 10. Lokalizacja przekrojów i punktów pomiarowych w planie w otoczeniu drogi krajowej nr 8**

Źródło: Opracowanie własne na podstawie: Zaprojektowanie i rozbudowa drogi krajowej nr 8 do parametrów drogi ekspresowej na odcinku Jeżewo-Białystok km 614+850 - km 639+365. Projekt wykonawczy. Transprojekt Gdański sp. z o.o., 2010

W otoczeniu ulicy Św. Pio (przekrój S) został zlokalizowany jeden punkt pomiarowy (P0) w odległości 5,0 m za ekranem akustycznym (wysokość ekranu 5,0 m) na wysokości 1,2 m ponad nawierzchnią jezdni (rysunek 11 i 12).



**Rysunek 11. Schemat przekroju ulicy Św. Pio z umiejscowieniem punktu pomiarowego P0**

Źródło: Opracowanie własne


**Rysunek 12. Widok punktu pomiarowego P0 położonego 5m za ekranem przy ulicy Św. Pio**

Źródło: Opracowanie własne

W ramach badań przeprowadzonych w otoczeniu obu odcinków drogi i ulicy dla 1-godzinnych okresów pomiarowych ustalono wartości  $L_{Aeq}$ , natężenia ruchu oraz średnich prędkości chwilowych przejeżdżających pojazdów osobowych ( $V_o$ ) i ciężarowych ( $V_c$ ). Wyniki pomiarów przedstawiono w tabelach 10 i 11. Należy zwrócić uwagę, że z uwagi na znaczenie funkcjonalne i lokalizację analizowanych odcinków, charakteryzują się one zdecydowanie różnym procentowym udziałem pojazdów ciężarowych (30-40% dla drogi, 3% dla ulicy) oraz różnymi średnimi prędkościami pojazdów.

**Tabela 10. Wyniki pomiarów  $L_{Aeq}$  przeprowadzonych w otoczeniu drogi krajowej nr 8**

Przekrój	$Q_{j1}$ [P/h]	% $C_{j1}$	$Q_{j2}$ [P/h]	% $C_{j2}$	$V_o$ [km/h] ]	$V_c$ [km/h] ]	P1 [dB(A) ]	P2 [dB(A)]	P3 [dB(A) ]
E1	514	38%	434	30%	95	82	57,5	57,5	56,3
E2	598	36%	546	24%	95	82	60,3	59,0	56,9
E3	496	43%	483	32%	95	82	70,3	65,9	61,9

Źródło: Opracowanie własne

**Tabela 11. Wyniki pomiarów  $L_{Aeq}$  przeprowadzonych w otoczeniu ulicy Św. Pio w Białymstoku**

Przekrój	$Q_{j1}$ [P/h]	% $C_{j1}$	$Q_{j2}$ [P/h]	% $C_{j2}$	$V_o$ [km/h]	$V_c$ [km/h]	P0 [dB(A)]
S	654	3%	678	3%	60	52	51,3

Źródło: Opracowanie własne

W celu ustalenia wpływu parametrów ruchu na poziom hałasu przeprowadzono obliczenia porównawcze z wykorzystaniem programu komputerowego Traffic Noise 2008SE, który służy do prognozowania hałasu drogowego dla dróg miejskich i pozamiejskich. Metodyka obliczeniowa programu opiera się o tzw. tymczasowy model obliczeniowy zgodny z francuską krajową metodą obliczeniową „NMPB-Routes-96”, do której odnosi się francuska norma „XPS 31-133”. Metodyka ta jest zalecaną w Dyrektywie 2002/49/EU do stosowania w krajach członkowskich Unii Europejskiej.

Prognozowanie poziomu hałasu w sieci punktów pomiarowych odbywa się na podstawie znajomości parametrów geometrycznych źródeł hałasu oraz ich mocy akustycznej określonej w sposób teoretyczny na podstawie danych charakteryzujących odcinek drogi. Można w ten sposób określić równoważny poziom dźwięku w wybranym punkcie na podstawie wiedzy o położeniu odcinków drogi, charakterystyce ruchu drogowego, charakterystyce otaczającego terenu, uwzględniając zjawiska ekranowania przez ekrany naturalne, urbanistyczne i różnego rodzaju zabudowę. Wyniki uzyskane w programie mogą być również przedstawiane w postaci graficznej jako mapy przebiegu izofon.

W programie Traffic Noise 2008SE zamodelowano układy odpowiadające sytuacjom rzeczywistym w badanych przekrojach pomiarowych z uwzględnieniem występujących wykopów i nasypów, rodzajów gruntu, występującej zabudowy, zieleni i ekranów akustycznych. W pierwszym etapie analiz przeprowadzono obliczenia przy charakterystyce ruchu odpowiadającej pomiarom rzeczywistym. W tabeli 12 przedstawiono zestawienie wyników rzeczywistych pomiarów hałasu (P0, P1, P2, P3) z wynikami obliczeń otrzymanymi z TN 2008SE (P0', P1', P2', P3') (w nawiasach podano różnice pomiędzy wynikami rzeczywistych pomiarów  $L_{Aeq}$  a prognozowanymi wartościami uzyskanymi w obliczeniach).

**Tabela 12. Zestawienie wyników rzeczywistych pomiarów równoważnego poziomu dźwięku  $L_{Aeq}$  z prognozowanymi wartościami uzyskanymi w programie TN 2008SE**

Punkt / przekrój pomiarow y	Pomiary rzeczywiste				Wartości prognozowane w TN 2008SE (różnica względem pomiaru rzeczywistego)			
	P0 [dB(A) ]	P1 [dB(A) ]	P2 [dB(A) ]	P3 [dB(A) ]	P0' [dB(A)]	P1' [dB(A)]	P2' [dB(A)]	P3' [dB(A)]
E1	-	57,5	57,5	56,3	-	57,3 (- 0,2)	56,9 (- 0,6)	56,1 (- 0,2)
E2	-	60,3	59,0	56,9	-	61,9 (1,6)	59,9 (0,9)	57,9 (1,0)

E3	-	70,3	65,9	61,9	-	71,1 (0,8)	67,7 (1,8)	64,4 (2,5)
S	51,3	-	-	-	53,0 (1,7)	-	-	-

Zródło: Opracowanie własne

Na podstawie prognozowanych wyników  $L_{Aeq}$  uzyskanych w programie (tabela 12) stwierdzono, że są one zbliżone do wartości uzyskanych w pomiarach rzeczywistych a największe różnice wynoszą około 2,0 dB(A) i mieszczą się w granicach błędu.

W kolejnym etapie analiz sprawdzono wpływ parametrów ruchu drogowego tj.: natężenia ruchu, udziału pojazdów ciężarowych oraz prędkości pojazdów na poziomy hałas w otoczeniu rozpatrywanych odcinków drogi i ulicy. W każdym z przekrojów pomiarowych przeprowadzono obliczenia dla sześciu różnych sytuacji ruchu drogowego (warianty):

- W0: parametry ruchu przyjęte z pomiarów rzeczywistych;
- W1: dwukrotne zwiększenie natężeń  $Q_{j1}$  (natężenie ruchu na jezdni położonej bliżej ekranów akustycznych) i  $Q_{j2}$  (natężenie ruchu na jezdni położona dalej od ekranów akustycznych), przy jednoczesnym dwukrotnie mniejszym udziale pojazdów ciężarowych w ruchu;
- W2: dwukrotne zwiększenie natężeń  $Q_{j1}$  i  $Q_{j2}$  przy zachowaniu wyjściowego udziału pojazdów ciężarowych w ruchu;
- W3: zmniejszenie prędkości  $V_o$  (średnia prędkość pojazdów osobowych) i  $V_c$  (średnia prędkość pojazdów ciężarowych) o 10 km/h;
- W4: zwiększenie prędkości  $V_o$  i  $V_c$  o 10 km/h (w przypadku odcinka poza terenem zabudowanym  $V_c$  do maksimum 90 km/h);
- W5: dwukrotne zwiększenie natężenia  $Q_{j1}$  przy zachowaniu wyjściowego udziału pojazdów ciężarowych w ruchu;
- W6: trzykrotne zwiększenie natężenia  $Q_{j1}$  przy zachowaniu wyjściowego udziału pojazdów ciężarowych w ruchu.

Wyniki przeprowadzonych obliczeń przedstawiono w tabeli 13.

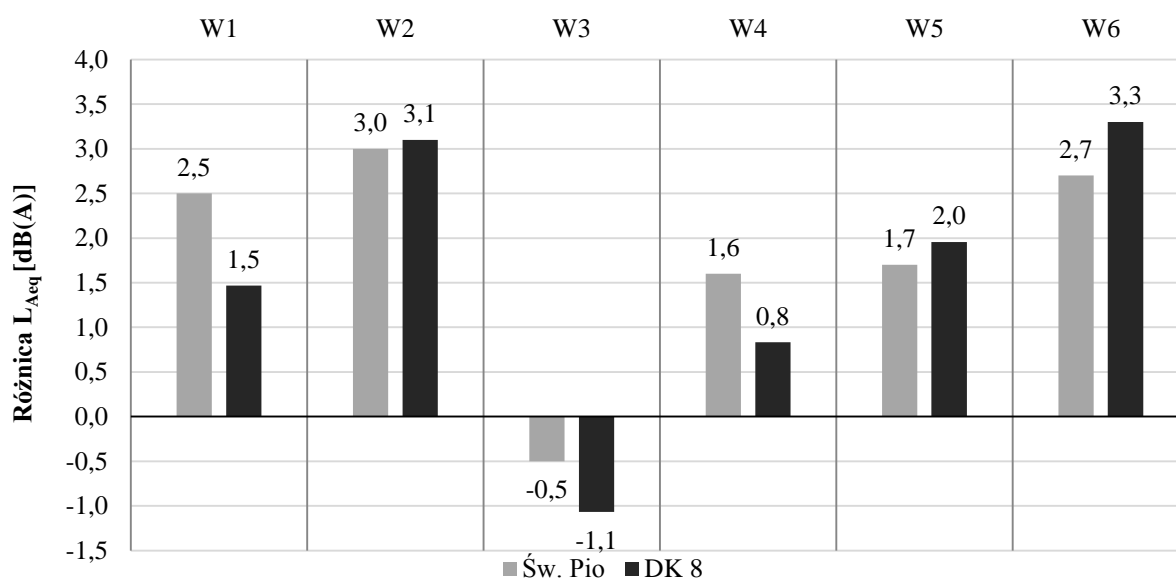
**Tabela 13. Zestawienie prognozowanych wartości równoważnego poziomu dźwięku  $L_{Aeq}$  dla przyjętych w analizie wariantów W1 – W8 sytuacji ruchu drogowego na DK 8 i ulicy Św. Pio**

Punkt i przekrój pomiarowy \ wariant	P0	P1			P2			P3		
	[dB(A)]	[dB(A)]			[dB(A)]			[dB(A)]		
	S	E1	E2	E3	E1	E2	E3	E1	E2	E3
W0	53,0	57,2	61,9	71,1	56,8	59,9	67,7	56,0	57,9	64,4

W1	55,5	58,8	63,4	72,4	58,4	61,4	69,0	57,6	59,4	65,7
W2	56,0	60,5	64,9	74,1	60,1	62,9	70,7	59,3	60,9	67,4
W3	52,5	56,2	60,8	70,0	55,8	58,8	66,6	55,0	56,8	63,3
W4	54,6	58,1	62,7	71,9	57,7	60,7	68,5	56,9	58,7	65,2
W5	54,7	59,3	63,8	73,3	58,8	61,6	69,7	58,1	59,6	66,3
W6	55,7	60,7	65,2	74,7	60,1	62,8	71,1	59,5	60,9	67,6

Źródło: Opracowanie własne

W oparciu o uzyskane wyniki obliczeń, na rysunku 13 przedstawiono różnice wartości  $L_{Aeq}$  pomiędzy wariantem W0 (parametry ruchu odpowiadające wynikom z pomiarów rzeczywistych) a wariantami W1 – W6 (założone parametry ruchu) dla odcinków poza terenem zabudowanym (DK 8, odcinek Białystok – Jeżewo, wartość uśredniona z punktów P1, P2 i P3) i na terenie zabudowanym (ulica Św. Pio – punkt P0).



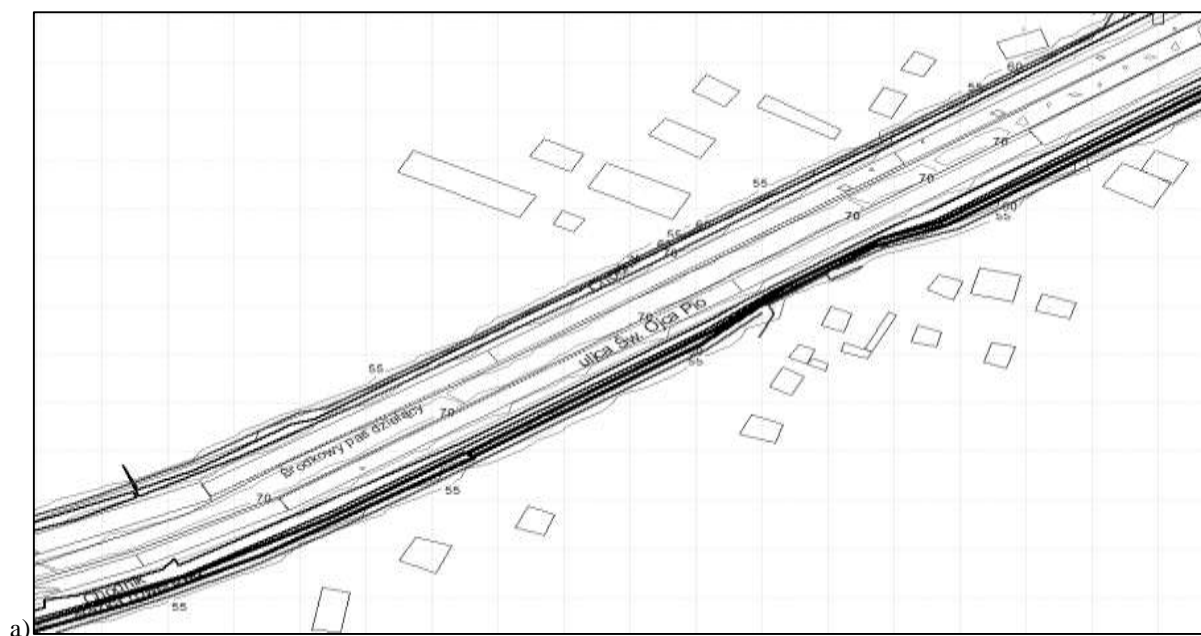
**Rysunek 13. Różnice w poziomach hałasu pomiędzy wariantem W0 a pozostałymi wariantami W1 – W6 ustalonymi dla ulicy Św. Pio i DK 8**

Źródło: Opracowanie własne

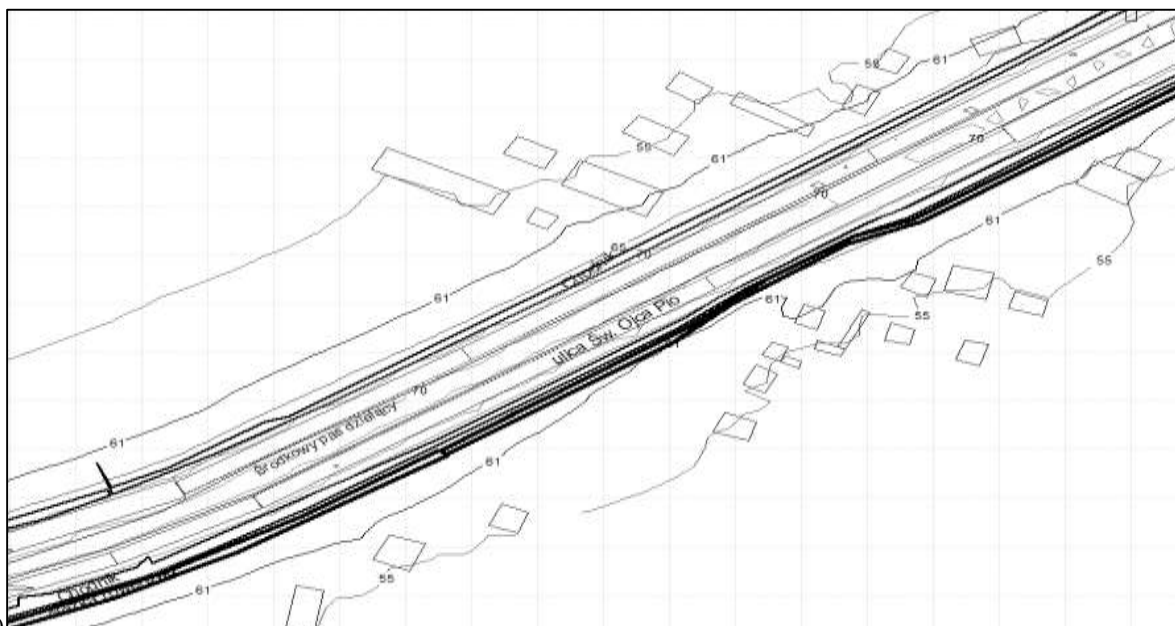
W obu przypadkach odcinków drogi i ulicy odnotowano zbliżony wzrost poziomu hałasu odpowiednio o około 3 dB(A) przy dwukrotnym zwiększeniu natężenia ruchu z zachowaniem wartości udziału procentowego pojazdów ciężarowych (W2). Przy dwukrotnym wzroście natężenia ruchu oraz jednocześnie dwukrotnie mniejszym udziale pojazdów ciężarowych (W1 – liczba pojazdów ciężarowych taka sama jak w wariantcie W0) poziom hałasu w otoczeniu ulicy wzrósł o 2,5 dB(A) natomiast w otoczeniu drogi

o 1,5 dB(A). W przypadku zmniejszenia średniej prędkości pojazdów o 10 km/h (W3) poziom hałasu obniżył się o 0,5 dB(A) w przekroju na ulicy Św. Pio i o 1,1 dB(A) na DK 8. Wprowadzenie dopuszczalnej prędkości 40 km/h na terenie zabudowanym z niskim udziałem pojazdów ciężarowych nie wpłynie więc znacząco na obniżenie poziomu hałasu (pomimo istotnego zwiększenia bezpieczeństwa ruchu drogowego). Z kolei zwiększenie prędkości o 10 km/h (W4) spowodowało wzrost o 1,6 dB(A) poziomu hałasu na odcinku analizowanej ulicy oraz o 0,8 dB(A) na DK 8. Dwu- i trzykrotne zwiększenie natężenia ruchu pojazdów na jezdni położonej bliżej ekranu akustycznego (W5 i W6) przyczyniło się do zwiększenia poziomu hałasu o około odpowiednio 2 i 3 dB(A).

W ramach analiz klimatu akustycznego występującego w otoczeniu odcinków pomiarowych autorzy zdecydowali się na przeprowadzenie obliczeń sprawdzających wielkość redukcji poziomów hałasu uzyskanych przy zastosowanych ekranach akustycznych (nie brano pod uwagę materiału z jakiego zostały wykonane ekrany; przyjęta wartość współczynnika odbicia  $\beta = 0,6$ ). W tym celu przeprowadzono obliczenia porównawcze przy parametrach ruchu W0 z ekranami akustycznymi i bez ekranów akustycznych. Rezultaty obliczeń zostały przedstawione w postaci przebiegu izofon w otoczeniu analizowanych odcinków drogi i ulicy – rysunki 14 i 15.

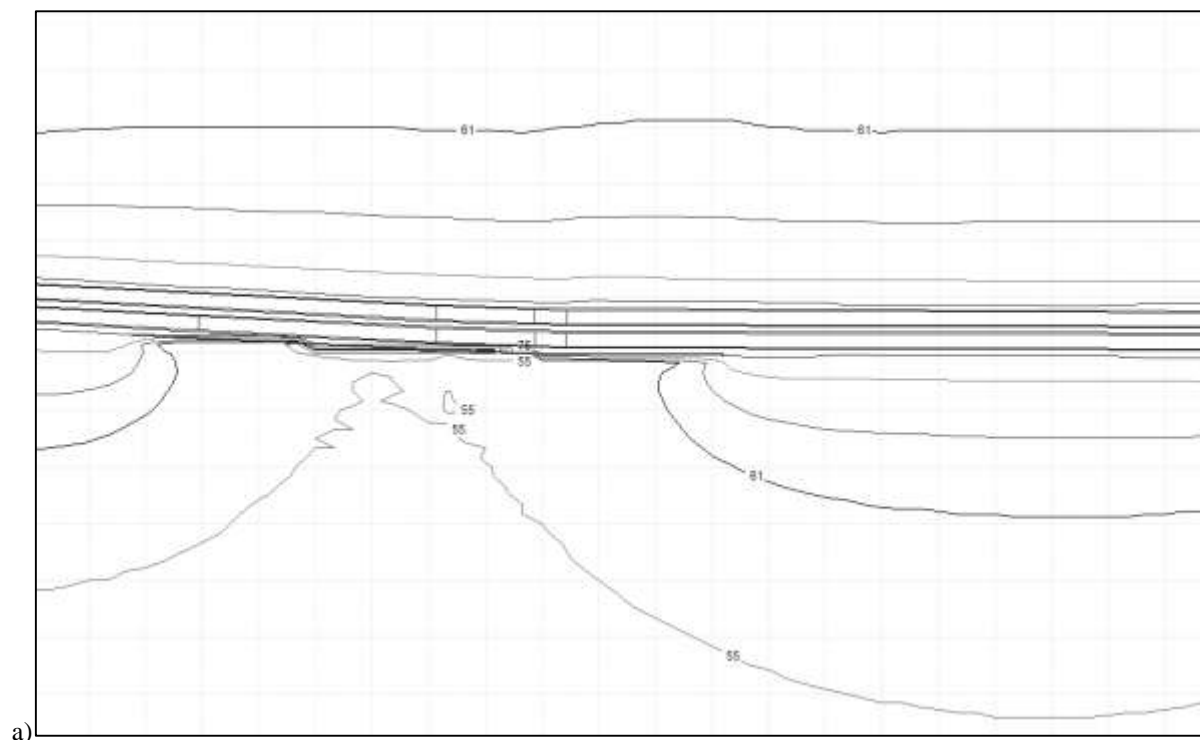




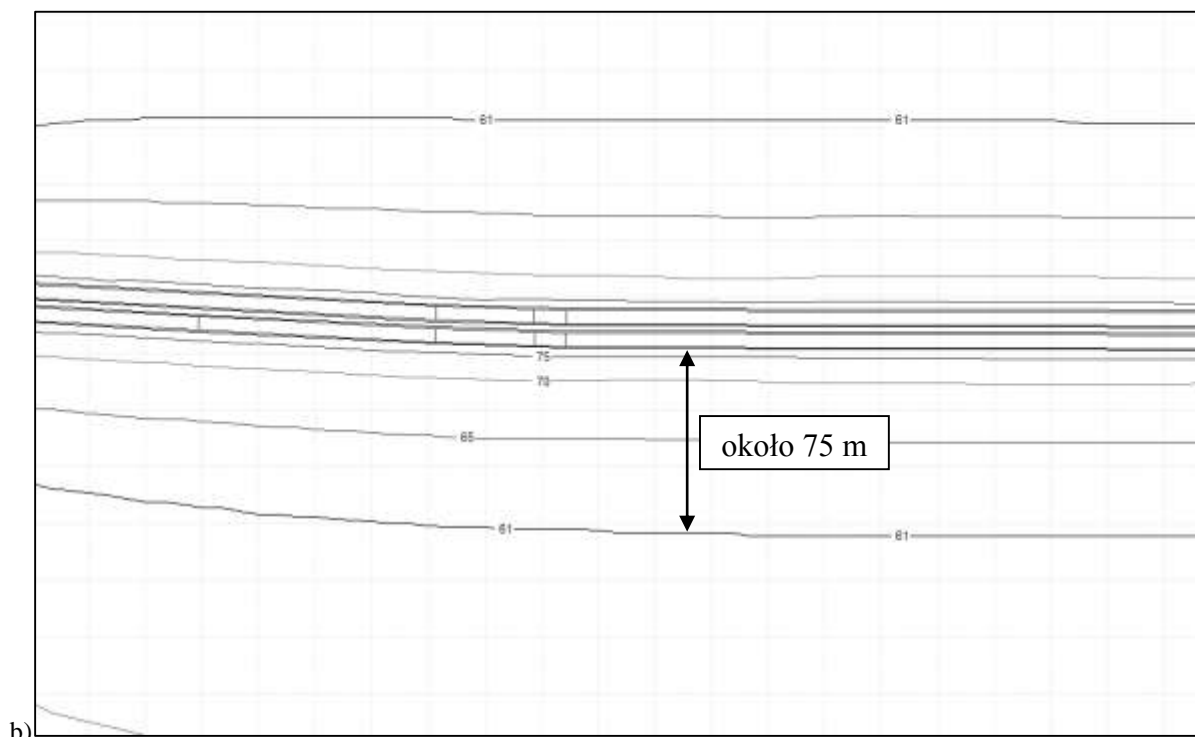


b) **Rysunek 14. Przebieg izofon w otoczeniu ulicy Św. Pio w porze dnia – a) sytuacja z ekranami akustycznymi, b) sytuacja bez ekranów akustycznych**

Źródło: Opracowanie własne



a)



b)  
**Rysunek 15. Przebieg izofon w otoczeniu drogi krajowej nr 8 w porze dnia – a) sytuacja z ekranami akustycznymi, b) sytuacja bez ekranów akustycznych**

Źródło: Opracowanie własne

Na podstawie przedstawionych rysunków przebiegu izofon można stwierdzić, że ekrany akustyczne znacznie poprawiają klimat akustyczny w otoczeniu dróg na terenie zabudowanym jak i poza nim. W przypadku ulicy Św. Pio (zabudowa jednorodzinna) żaden budynek mieszkalny nie jest narażony na ponadnormatywny poziom hałasu w ciągu dnia. Analizując sytuację bez ekranów zauważono, że do części zabudowy mieszkalnej dociera hałas przewyższający poziom 61,0 dB(A). Ekran akustyczny zlokalizowany w ciągu drogi krajowej nr 8 powoduje obniżenie poziomu hałasu na całej szerokości swojego oddziaływania poniżej wartości 61,0 dB(A). Likwidując ekran akustyczny, najbliższa zabudowa nienarażona na poziom hałasu wyższy niż dopuszczalne w tej sytuacji 61 dB(A) w ciągu dnia, powinna być zlokalizowana co najmniej 75 m od krawędzi jezdni.

## 7. Wnioski

Hałas drogowy jest jednym z głównych problemów w ochronie środowiska. Z uwagi na bardzo duży wpływ na życie i zdrowie ludzi, generuje on znaczne koszty społeczne (szacowane na 0,4% PKB UE) i gospodarcze, takie jak spadek cen nieruchomości i obniżenie wydajności pracowników. Z tych powodów w Unii Europejskiej oraz w innych krajach świata podejmuje

się liczne działania zmierzające do obniżenia negatywnego wpływu hałasu na środowisko. Rozwój sieci drogowej i szybki przyrost liczby pojazdów wynikające ze wzrostu znaczenia transportu drogowego w Polsce i na świecie powodują jednak, że problem hałasu drogowego ciągle narasta. Dodatkowe czynniki, które szczególnie w Polsce jeszcze bardziej pogłębiają ten problem to: brak hierarchizacji dróg i przebieg dróg tranzytowych przez obszary ścisłej zabudowy, brak strefowania akustycznego i bliska odległość zabudowy mieszkalnej od dróg a także zły stan techniczny i znaczny wiek wielu pojazdów. Wymienione czynniki są skutkiem złych przepisów i błędnego planowania przestrzennego, które często w dość ogólnym stopniu odnoszą się do problemu hałasu.

Poziom hałasu drogowego zależy głównie od: parametrów i warunków ruchu drogowego, prędkości pojazdów, charakterystyki nawierzchni drogowej, geometrii i przekroju poprzecznego drogi oraz ukształtowania otaczającego terenu. Wymienione czynniki, z uwagi na odmienny wpływ i charakter, powodują potrzebę stosowania różnych rozwiązań ochronnych w obszarach emisji, propagacji i imisji dźwięku. Do najpowszechniejszych metod ochrony przeciwhałasowej należą ekrany akustyczne lecz na podkreślenie zasługują również działania z zakresu inżynierii ruchu drogowego i planowania przestrzennego, które również w znacznym stopniu mogą przyczynić się do obniżenia nadmiernego hałasu. Coraz częściej stosowane są również tzw. „ciche” nawierzchnie. Ich poprawne wykonanie i eksploatacja mogą przyczynić się do uzyskania redukcji hałasu nawet o kilka decybeli.

Na podstawie analizy wyników pomiarów przedstawionych w artykule stwierdzono istotny wpływ prędkości i udziału pojazdów ciężarowych w ruchu na równoważny poziom dźwięku na terenie zabudowanym. Poza terenem zabudowanym istotny wpływ na wartość  $L_{Aeq}$  ma średnia prędkość pojazdów osobowych oraz udział pojazdów ciężarowych w ruchu. Obliczenia przeprowadzone z wykorzystaniem programu Traffic Noise 2008SE pozwalają stwierdzić, że przy dwukrotnym zwiększeniu natężenia ruchu poziom hałasu wzrasta o około 3 dB(A). Obniżenie prędkości o 10 km/h powoduje spadek poziomu hałasu w otoczeniu ulicy i drogi odpowiednio o 0,5 i 1,1 dB(A). Przy wzroście prędkości o 10 km/h poziom hałasu zwiększa się na terenie zabudowanym o 1,6 dB(A), a poza terenem zabudowanym o 0,8 dB(A). Ekrany akustyczne zastosowane wzdłuż ulicy Św. Pio przyczyniają się do znacznej poprawy klimatu akustycznego w jej otoczeniu – żaden budynek mieszkalny nie jest narażony na ponadnormatywny hałas. Przeprowadzone analizy dowiodły, że w przypadku braku tych ekranów część zabudowy jednorodzinnej narażona byłaby na poziomy dźwięku przewyższające dopuszczalną wartość w porze dnia 61 dB(A). Ekrany akustyczne zastosowane wzdłuż drogi krajowej nr 8 na odcinku Białystok – Jeżewo również spełniają swoje zadanie a

ich brak, w przypadku otwartego terenu, spowodowałyby przebieg izofony 61 dB(A) w odległości około 75 m od krawędzi jezdni (wymagana dopuszczalna wartość w porze dnia na granicy działki). Powoduje to konieczność lokalizowania zabudowy jednorodzinnej nie bliżej niż określona odległość od krawędzi jezdni lub tak jak w przypadku analizowanego odcinka drogi – stosowanie zabezpieczeń w postaci ekranów akustycznych.

## 8. Literatura:

1. *Environmental Burden of Disease in Europe (EBoDE) – the final report of project*, źródło: <http://en.opasnet.org/w/Ebode>;
2. *Report from the commission to the European Parliament and The Council on the implementation of the Environmental Noise Directive in accordance with Article 11 of Directive 2002/49/EC*, COM(2011) 321 final, European Commission, Brussels, 2011;
3. *Noise. Data and statistics*, źródło: <http://www.euro.who.int/en/health-topics/environment-and-health/noise/data-and-statistics>;
4. *Health and Environment in Europe: Progress Assessment*. EUR/55934/BD/1, WHO 2010
5. Maranda K.: *Mapy akustyczne dróg krajowych*. Magazyn Autostrady, 1-2/2008, s. 37-41;
6. *Raport o stanie środowiska w Polsce 2008*. Główny Inspektorat Ochrony Środowiska, Warszawa, 2010;
7. Kirpluk M.: *Podstawy akustyki*, NTL-M.Kirpluk, Warszawa, 2012;
8. *Podstawowe pojęcia i wielkości mające zastosowanie w państwowym monitoringu środowiska*, źródło: <http://www.ios.edu.pl/bh/wskazniki.htm>;
9. Bohatkiewicz J., Biernacki S.: *Aktualne problemy związane z hałasem drogowym*, w: *Ochrona środowiska i estetyka a rozwój infrastruktury drogowej*. Stowarzyszenie Inżynierów i Techników Komunikacji RP, Lublin, 2011, s. 38-47;
10. Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 1.10.2012 r. *zmieniające rozporządzenie w sprawie dopuszczalnych poziomów hałasu w środowisku* (Dz. U. z 2012 r. poz. 1109);
11. Gardziejczyk W.: *Wpływ technologii wykonania i tekstury nawierzchni drogowych na hałas pojazdów samochodowych*. Politechnika Białostocka. Rozprawy naukowe Nr 121. Białystok, 2005;
12. Opoczyński K.: *Wyniki pomiarów ruchu w 2010 roku na drogach krajowych*. Drogownictwo, 7-8/2011, s. 219-225;
13. Bendtsen H. i inni: *Integration of low-noise pavements with other noise abatement measures. Silvia project deliverable*; European Commission DG TREN-GROWTH, 2005;

14. Kragh J., Andersen B., Bendtsen H.: *Acoustic Performance: Low Noise Road Pavements*, Vejdirektoratet. Vejteknisk Institut, 2006;
15. Bendtsen H., Larsen H. J. E.: *Traffic Management and Noise*, Road Directorate, Danish Road Institute, 2007;
16. Gardziejczyk W., Gierasimiuk P., Motylewicz M.: *Klimat akustyczny w otoczeniu ulic prowadzących ruch tranzytowy pojazdów ciężarowych – rozdział monografii: Metody ochrony środowiska przed hałasem – teoria i praktyka*, Zakopane, 2013, s. 69-86;
17. Gardziejczyk W., Gierasimiuk P., Motylewicz M.: *Ekrany akustyczne – analiza ich skuteczności na wybranych przykładach*. Magazyn Autostrady, 12/2011, s. 38-45;
18. Andersen B.: *Støjudsendelse fra biler på vejnettet. Kgs. Lyngby*. Danish Transport Research Institute. Report 2. 2003;
19. Bohatkiewicz J.: *Badania wpływu zmian parku samochodowego na poziom emisji hałasu drogowego*, w: *Ochrona środowiska i estetyka a rozwój infrastruktury drogowej*. Stowarzyszenie Inżynierów i Techników Komunikacji RP, Lublin, 2011, s. 26-37;
20. Gardziejczyk W., Gierasimiuk P., Motylewicz M.: *Nawierzchnie o obniżonej hałaśliwości na polskich drogach – wyniki badań hałasu toczenia pojazdów samochodowych*. Drogownictwo, 12/2012, s. 387-392;
21. Gardziejczyk W.: *Przegląd i analiza porównawcza metod badania hałaśliwości nawierzchni drogowych*. Magazyn Autostrady, 1-2/2011, s. 24-35;
22. <http://www.skyscrapercity.com/showthread.php?t=265790&page=29&langid=5>;  
dostęp: 25.02.2014 r.;
23. Ustawa z dnia 27 kwietnia 2001 r. *Prawo ochrony środowiska* (Dz. U. z 2013 r. poz. 1232 z późn. zm.);
24. Bohatkiewicz J.: *Metody ograniczania hałasu*. Portal drogowy e-droga.pl, 30.03.2007r.  
Źródło: <http://edroga.pl/ochrona-srodowiska/projektowanie/59-metody-ograniczania-halasu>;
25. Buczek P.: *Analiza potrzeb ekranowania przy wzroście natężenia ruchu*, Magazyn Autostrady, 6/2011, s. 34-39.

mgr inż. Mariusz Tarnowski<sup>1</sup>  
Politechnika Białostocka  
Katedra Systemów Inżynierii Środowiska  
15-351 Białystok ul. Wiejska 45A  
e-mail: <sup>1</sup>MTarnowski@wobi.pl

## **Niektóre problemy sieci kanalizacyjnych przedstawione za pomocą technik wizyjnych na podstawie pracy kamery TV w Wodociągach Białostockich.**

**Słowa kluczowe:** *monitoring, inspekcja TV sieci kanalizacyjnych, awaria.*

**Streszczenie:** W artykule zaprezentowano niektóre problemy występujące na sieciach kanalizacyjnych i w trakcie jej eksploatacji, również w związku z niedostateczną dokumentacją projektową i powykonawczą, które można rozwiązać po przez zastosowanie monitorowania sieci kanalizacyjnych przy użyciu kamer TV. Przedstawione problemy dotyczą w znaczącej części kanalizacji istniejącej, ale także częściowo kanalizacji nowobudowanej. Źródłem informacji jest ponad 10-letnia praktyka zawodowa autora w Wodociągach Białostockich przy monitorowaniu sieci kanalizacyjnych za pomocą kamery TV.

### **1. Wstęp**

W niniejszym artykule przedstawiono niektóre problemy powstające na sieciach kanalizacyjnych różnego typu: sanitarnej, deszczowej, a także na ogólnospławnej. Niektóre problemy ujawniają się podczas prowadzenia inspekcji TV, a inne powstają jako awarie przy których kamera TV musiała tylko wskazać dokładne miejsce i zakres problemu. Trzeba zaznaczyć, że do najczęściej występujących problemów w eksploatacji sieci kanalizacyjnych zalicza się brak lub niewłaściwie zainwertaryzowanego uzbrojenia, błędne oznaczone kanały itp. Rozwiązanie w prosty sposób tych problemów może wspomóc monitoring kamerą TV.

#### **1.1. Inspekcja TV**

Dzięki postępowi technicznemu, który w XX w rozwijał się intensywnie możliwości i sposoby prowadzenia monitoringu zmieniały się szybko i bardzo diametralnie.

Inspekcja telewizyjna w działaniach eksploatacyjnych ma dość szerokie zastosowanie. Jednym z podstawowych zadań jest prowadzenie inspekcji w nowo wybudowanej kanalizacji przekazywanej do eksploatacji. Prawidłowe wykonanie kanalizacji sanitarnej lub deszczowej, zgodnie ze sztuką budowlaną, gwarantuje prawidłową pracę danych odcinków

i zmniejsza obciążenia finansowe związane z jej eksploatacją, poprzez wyeliminowanie ewentualnych awarii lub miejsc przyczyniających się do zakłócania pracy sieci kanalizacyjnej.

Podczas prowadzenia przeglądów kontrolnych kanałów oraz lokalizowanie uzbójenia sieci kanalizacyjnych, określa się dokładnie miejsca i wielkość awarii występujących na przewodach kanalizacyjnych. Poprzez inspekcje telewizyjne dokonuje się lokalizacji zatorów na kanałach ściekowych i deszczowych, sprawdza efektywność czyszczenia odcinków sieci kanalizacyjnych, a także określa materiał, z jakiego jest wykonana. Możliwe jest też wykrywanie niezgodności pomiędzy mapami sieci kanalizacyjnych, a rzeczywistością.[1]

Prawidłowy dobór metody renowacji daje nam pewność, że dany fragment sieci będzie ponownie pracować prawidłowo. Do rozwiązania tego problemu nieodzownym narzędziem jest kamera TV, która zobrazuje stan kanału i na podstawie takie określamy odpowiednie metody do renowacji poszczególnego odcinka lub odcinków metodą bezwykopową.

## **2. Przeglądy kontrolne**

Przeglądy kontrolne sieci kanalizacyjnej powinno się wykonywać systematycznie. Zaleca się opracowanie harmonogramu przeprowadzania przeglądów sieci kanalizacyjnych. Harmonogram prowadzenia kontroli odcinków można ustalić na podstawie informacji o liczbie awarii, powtarzających się problemów eksploatacyjnych w danym miejscu sieci kanalizacyjnej. Czynnikiem decydującym o kontroli powinien być wiek kanalizacji materiał, z jakiego została wykonana oraz tzw. „ważności” danego odcinka sieci. Inspekcje TV powinno się prowadzić na całej długości ulic, co umożliwiłoby prowadzenie prostej, czytelnej i uporządkowanej archiwizacji danych z kontroli. Przy takiej metodzie pracy unika się ryzyka pominięcia któregoś odcinka sieci kanalizacyjnej.[1]

Dokonywanie kontroli poszczególnych odcinków sieci pozwala na ustalenie problemów eksploatacyjnych, a następnie usunięcie ich przez brygady remontowe lub eksploatacyjne.

Prowadzenie inspekcji wybranych fragmentów sieci kanalizacyjnej pozwala na stwierdzenie, czy dany odcinek:

- jest w stanie umożliwiającym dalszą jego eksploatację,
- wymaga tylko punktowych napraw,
- nie nadaje się do dalszej eksploatacji,
- wymaga częstszych czyszczeń okresowych,

- posiada dodatkowe uzbrojenie w armaturę nie wykazaną na mapach geodezyjnych,
- przebieg trasy, średnica, materiał odcinka jest niezgodny z mapami geodezyjnymi,
- posiada dodatkowe przyłącza kanalizacyjne nie figurujące w wykazie i na mapach geodezyjnych.[2]

Kontrole inspekcyjne pozwalają na wykrycie potencjalnych miejsc przyszłych awarii i zapobieganie im, a także na dobranie odpowiedniej technologii naprawy odkrywkowej lub bezwykopowej.

Podczas inspekcji są prowadzone także prace eksploatacyjne, polegające na usuwaniu zgromadzonego osadu w kanalizacji, a kontrola daje tylko pewność, że czyszczenie odcinka sieci jest odpowiednio wykonane.

Powstające na sieci awarie powodują zaburzenia w prawidłowym działaniu systemu kanalizacji sanitarnej jak i deszczowej. Szybkie przywrócenie ich prawidłowej pracy zależne jest od dokładnego zlokalizowania miejsca awarii i ustalenia jej zakresu. Najlepszym urządzeniem do lokalizacji usterki jest kamera inspekcyjna nawet wtedy, gdy skutki awarii są widoczne na powierzchni.

Dokładne zlokalizowanie miejsca awarii pozwala na precyzyjne określenie jej zakresu, co umożliwia zastosowanie i przygotowanie odpowiednich materiałów, sprzętu do naprawy oraz odpowiedniej ilości pracowników, którzy ustalają sposób jej usunięcia.

Dzięki inspekcjom możemy przewidzieć również „ewentualne miejsca przyszłej awarii” (Rys. 1), jak i „początki awarii” (Rys. 2), które nie są widoczne jeszcze na powierzchni terenu. W takich przypadkach zapobiega się zakłóceniom w pracy sieci kanalizacyjnej, są mniejsze koszty naprawy w stosunku do powstania większej awarii, a także mamy więcej czasu oraz możliwość spokojnego przygotowania się do usunięcia usterki.





Rys. 1. „Przyszłe miejsce awarii” na kanale sanitarnym, wykonanym z rur kamionkowych.[3]



Rys. 2. „Początek awarii” na kanale deszczowym wykonanym z rur betonowych.[3]

W większości przypadków wykrycie miejsca „ewentualnej awarii” lub innych nieprawidłowości, które mogłyby je powodować, następuje podczas przeglądów kontrolnych.[1]

Niezgodności stanu rzeczywistego kanalizacji w porównaniu z mapami geodezyjnymi i mapami numerycznymi są często wykazywane dzięki prowadzeniu monitoringu sieci kanalizacyjnych poprzez inspekcje telewizyjne między innymi: położenia rzeczywistego kanałów, czy zainstalowanego uzbrojenia, rodzaju materiałów, itp.

W przeszłości nie było możliwości tak dokładnego weryfikowania kanałów oraz ich uzbrojenia. Brak takiej możliwości mogło skutkować brakiem dokładnego i szczegółowego inwentaryzowania kanałów oraz różnych obiektów z nimi związanych, co z kolei może powodować duże problemy w bieżącej eksploatacji.[1]

Doskonałym urządzeniem do rozwiązania tego typu problemu i korygowania zidentyfikowanych nieprawidłowości w stosunku do map są kamery inspekcyjne. Podczas inspekcji kontrolnych można odnaleźć niezainwentaryzowane uzbrojenie np.:

- studnie rewizyjne,
- komory,
- studnie ślepe i pośrednie,
- przyłącza kanalizacyjne,
- odwodnienia magistral wodociągowych,
- odgałęzienia i trójniki zadeklowane, przygotowane pod przyszłe przyłącza.[1]

Najczęstszymi błędami wykrytymi podczas przeglądów kontrolnych kamerą TV są:

- zmieniona trasa przebiegu kanalizacji,
- inna średnica kanałów,
- nie zainwentaryzowane studnie kanalizacyjne (ślepe, rewizyjne itp.)
- zastosowany inny materiał kanału,
- nieodpowiednie oznaczanie kanalizacji (np.: zamiana kanalizacji sanitarnej na deszczową).

Dzięki współpracy Wodociągów Białostockich z Urzędem Miejskim w Białymstoku, geodeci miejscy mogą nanosić poprawki uzbrojenia i tras, średnic itp. sieci kanalizacji na mapy miejskie uwzględniając uwagi czy sugestie Przedsiębiorstwa.[1] Dzięki takim działaniom problem z niedokładnymi mapami powinien stopniowo zanikać.

Również ważnym problemem są tzw. samowole budowlane. Wielu mieszkańców w przeszłości wykonywało przyłącza kanalizacyjne bez opracowanej i uzgodnionej w Wodociągach Białostockich dokumentacji. Budowane w ten sposób odcinki, przyłącza kanalizacyjne, nie były nanoszone na mapy geodezyjne. Obecnie poprzez inspekcje kamerą TV istnieje możliwość wykrycia takiego stanu i naniesienie poprawek na mapy, co w przyszłości pozwoli na lepsze i sprawniejsze monitorowanie sieci kanalizacyjnych.[1]

W chwili obecnej nie spotyka się takich błędów i nieścisłości na nowobudowanych odcinkach kanałów. Nowe fragmenty sieci kanalizacji sanitarnej i deszczowej są zawsze sprawdzane poprzez inspekcję kamerą TV przed oddaniem do eksploatacji i w razie nieprawidłowości zostaną one wykryte i poprawione.[1]

Nielegalne podłączenia kanalizacji sanitarnej i deszczowej są dużym problemem dla przedsiębiorstwa wodociągowego. Powodują straty finansowe firmy, jak również problemy w eksploatacji sieci kanalizacyjnej. Mogą powstawać również zaburzenia w pracy oczyszczalni ścieków, gdyż nie ma możliwości określenia szacunkowej ilości dopływających ścieków w stosunku do pobranej wody.

W czasie przeprowadzania przeglądów kontrolnych jest prowadzona weryfikacja włączenia przyłączy kanalizacyjnych do sieci. Taką weryfikację prowadzą również pracownicy Wydziału Sieci Kanalizacyjnej. Są oni w stanie sprawdzić jedynie przyłącza, które są podłączone bezpośrednio do studzienek rewizyjnych. Włączenie do sieci w inny sposób – bezpośrednio na trójnik (Rys. 3) lub w tzw. „oczko” (Rys. 4) może być sprawdzone jedynie kamerą inspekcyjną.



Rys. 3. Przyłącze kanalizacyjne podłączone do kanału kamionkowego za pomocą trójnika



Po ogłoszeniu „amnestii”, duża ilość mieszkańców usankcjonowało swoje nielegalne podłączenia kanalizacji sanitarnej. Obecnie jest to problem mniejszej wagi, lecz nie został całkowicie zlikwidowany. W pewnym stopniu pozostał jednak problem kanalizacji deszczowej podłączanej często do sieci sanitarnej zamiast do kolektorów deszczowych.

Jednym ze skutecznych sposobów zmierzającym do wyeliminowania takich działań jest wykrywanie nielegalnych podłączeń poprzez inspekcję telewizyjną.[1]

Innym z sposobów umożliwiającym skuteczne eliminowanie w/w przyłączy jest zastosowanie metody zadymiania zwanej potocznie „zadymą”.

W przypadku podejrzenia, że wykryte podczas inspekcji kamerą TV przyłączy może być wykonane nielegalne (brak zainwentaryzowanego przyłącza na mapie zasadniczej) oraz tego, że mieszkaniec może nie dokonywać opłat za odprowadzanie ścieków (prowadzone są działania wewnątrzzakładowe w celu wyjaśnienia i sprawdzenia), właściciel posesji (nieruchomości) jest wzywany do wyjaśnienia zaistniałego faktu w celu usankcjonowania w/w sytuacji w literze prawa.



Rys. 4. Przyłącze kanalizacyjne wykonane do kanału kamionkowego w tzw. „oczko”

Mieszkańcowi przedstawiany jest protokół z przeprowadzonej inspekcji TV. Sytuacja staje się prostsza w wyjaśnianiu i zostają podjęte odpowiednie czynności w celu uregulowania stanu prawnego przyłącza. Jeśli mieszkaniec w dalszym ciągu nie wyraża chęci do uregulowania stanu prawnego przyłącza – dane przyłączy zostaje wówczas zakorkowane

lub odcięte przez zlikwidowanie jego części w pasie drogowym, co wiąże się z niemożliwością odprowadzania ścieków.

Bywają sytuacje, że dzięki „donosowi” z dużym prawdopodobieństwem wykrywa się podłączenia do kanalizacji. W takich sytuacjach wykonywana jest inspekcja TV odcinka sieci zawierającego sprawdzane przyłącza i w wypadku potwierdzenia „donosu” właściciel jest proszony do kamerowozu i na miejscu jest mu okazywany dowód wykonania nielegalnego przyłącza.[1]

Wykrycie nielegalnego podłączenia wód opadowych do kanalizacji sanitarnej jest trudniejsze, ale odbywa się podobnie jak w przypadku przyłącza sanitarnego. Jeżeli nie ma pewności, co do faktycznego przyłączenia się do kanalizacji sanitarnej, wówczas istnieje możliwość wiania wody do spustów rynnowych, (jeżeli są takie możliwości techniczne), tak że jej wypływ będzie widoczny w na obrazie kamery, jeżeli przyłącze jest wykonane bezpośrednio do kanału, jak i również w przypadku podłączenia do studni rewizyjnej. Przy braku możliwości sprawdzenia w w/w sposób, informacja o przyłączenia podłączenia sieci deszczowej do kanalizacji sanitarnej jest przekazywana odpowiednim służbom, które sprawdzą określone przyłącze poprzez zadymienie danego odcinka kanalizacji. Jeżeli jest wykonane takie podłączenie – zostanie ono zlokalizowane i udokumentowane. Po udowodnieniu winy właściciel zostaje zobligowany do zlikwidowania nielegalnego przyłącza lub do przełączenia tego przyłącza do kanalizacji deszczowej, o ile istnieje taka możliwość. W przeciwnym razie przy zachowaniu odpowiednich procedur może być wypowiedziana umowa na odprowadzanie ścieków z danej posesji.[1]

### **3. Monitoring powykonawczy**

Monitoring powykonawczy jest w obecnym czasie jedną z procedur odbioru nowowwybudowanych odcinków sieci kanalizacji sanitarnej i deszczowej przekazywanych do eksploatacji przez wykonawców. Inspekcja TV daje przyszłemu eskalatorowi niemal 100% pewność poprawności wykonania.

Po wprowadzeniu w 2001 roku inspekcji TV oddawanych do eksploatacji nowych odcinków kanalizacji, znacznie poprawiła się, jakość wykonania sieci kanalizacyjnych. Zmieniła się też świadomość pracowników budujących nową kanalizację.[1]

Wśród usterek stwierdzonych w trakcie inspekcji nowowwybudowanych sieci można wyróżnić:

- brak zachowania spadków na odcinkach pomiędzy studniami kanalizacyjnymi (Rys.5),
- wypchnięcie uszczelki na połączeniu rur (Rys.6),



**Rys. 5. Brak zachowania spadku na kanale kamionkowym tzw. „syfon”. [3]**

- uszkodzenie rury podczas budowy (Rys. 7),
- niedostateczne przysypanie rurociągu przed zagęszczaniem ziemi rur (Rys. 8),
- prawdopodobnie nie założenie uszczelki, w wyniku czego dostaje się woda gruntowa, przez co powstają nacieki, zmniejszając przez to średnice pracy kanalizacji (Rys. 9),
- wstawianie zdeformowanych rur,
- niedokładne połączenia rur – nieodpowiednie dopchnięcie rury w kielich (Rys. 10),
- pozostawienie nieczyszczonego odcinka kanalizacji,
- zmniejszanie średnicy rurociągu,
- pozostawianie otwartych trójników pod przyszłe przyłącza kanalizacji (Rys. 11),
- wykonanie nieprawidłowo podłączeń przyłączy kanalizacyjnych,
- źle wykonane dno studni (kinet) (Rys. 12).



Rys. 6. Wypchnięta uszczelka w kanalizacji wykonanej z rur PVC.[3]





Rys. 7. Uszkodzona kanalizacja podczas budowy wykonana z rur PVC.[3]



Rys. 8. Zniekształcenie rurociągu PVC przez nadmierne zagęszczenie ziemi nad rurą.[3]





Rys. 9. Wytworzenie się nacieku przez nieprawidłowe uszczelnienie.[3]



Rys. 10. Nieprawidłowe połączenie rur z PVC.[3]



Rys. 11. Brak korka zamykającego trójnik PVC.[3]



Rys. 12. Źle wykonane dno studni, rozmyta kineta.[3]



Przed wprowadzeniem monitorowania nowych odcinków nie było praktycznie możliwe wykrycie w/w defektów wykonawczych. Były to, więc kolejne problemy i przyszłe miejsca powstania awarii lub zakłóceń w pracy kanalizacji. Ich usunięcia w późniejszym czasie pociągało za sobą dodatkowe obciążenie finansowe firm wodociągowych.[1]

Dzięki prowadzeniu monitorowania poprzez inspekcje TV, wszelkie niedociągnięcia są naprawiane przez wykonawców na bieżąco lub w ramach gwarancji, co pozwala na uniknięcie ewentualnych przyszłych problemów i awarii, a co za tym idzie – podnoszenia kosztów napraw. Przed wprowadzeniem monitoringu nie było podejrzeń, że może być aż tyle tak poważnych niedociągnięć ze strony firm budowlanych.[1]

Kontrole kamerą będącą w posiadaniu Wodociągów Białostockich umożliwiają także pomiar spadków na całej długości odcinków. Dzięki temu uzyskuje się wykres przedstawiający średni spadek w centymetrach w odniesieniu do badanej długości odcinka. Za pomocą takiego wykresu jesteśmy w stanie określić, jak kształtuje się spadek na poszczególnych odcinkach i jeżeli wystąpi jakikolwiek przeciwnospadek możemy odczytać jego wartość. Jest to bardzo pomocne i istotne w określeniu prawidłowości wykonania sieci kanalizacyjnej.

Po pozytywnej inspekcji nowobudowanych odcinków możemy stwierdzić, że nowy odcinek kanalizacji przyjmowany do eksploatacji będzie prawidłowo spełniał swoją funkcję i w przyszłości nie będą występowały tam awarie.

#### **4. Awarie i nieprawidłowości w sieciach kanalizacyjnych**

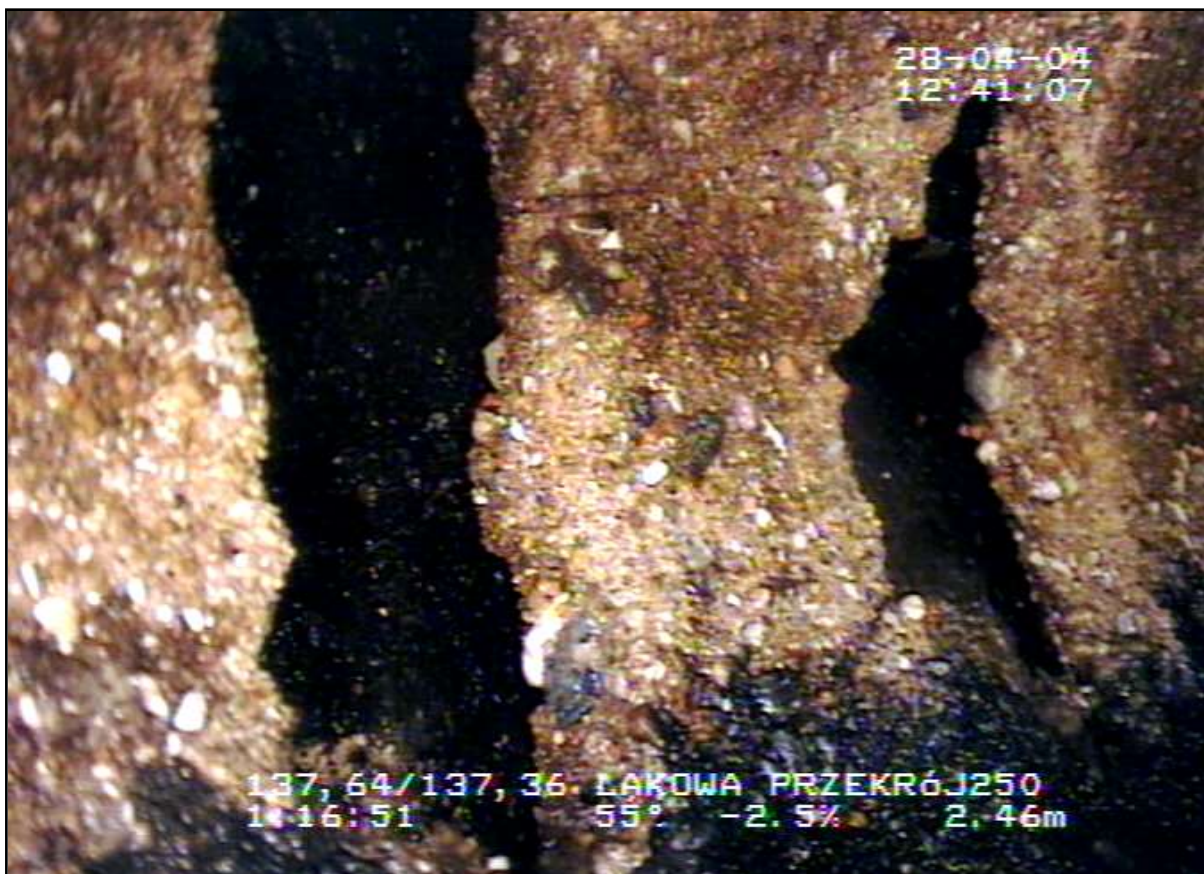
Powstające awarie i nieprawidłowości w sieciach kanalizacyjnych są niepowtarzalne i chociaż niektóre są podobne, to ich specyfika, skutki i sposób naprawy są różne. Wynika to z zakresu napraw, zastosowanej technologii, materiałów i sposobu prowadzenia prac itd.

Wiele firm wodociągowych posiada znaczną ilość kanałów betonowych, w których powstaje wiele awarii. Najczęstszym powodem jest skorodowanie kanału (Rys. 13), przesunięcie względem osi tzw. „sklawiszowanie”, pęknięcia wzdłużne, zapadnięcie się kanału tzw. składanie się kanalizacji, (Rys. 14) nieszczelne złącza rur.[1]

Porównywalnie duża liczba awarii występuje też na kanalizacji wykonanej z rur kamionkowych. Najczęstszymi przyczynami awarii są:

- pęknięcie przy złączach rur (Rys. 15),
- przesunięcia względem osi,

- zarastanie kanału poprzez odkładające się tłuszcze (Rys. 16),
- pęknięcia wzdłużne wychodzące z jednego punktu,
- zarastanie kanału przez korzenie,
- zawalenie się kanału (Rys. 17),
- zapadnięcia się kanału tzw. składanie się kanalizacji (Rys. 18),
- uszkodzenie kanału przez rozrastające się korzenie (Rys. 19).[4]



Rys. 13. Skorodowana rura betonowa na kanalizacji sanitarnej.[3]



Rys. 14. Zapadanie się kanału tzw. „składanie się” [3]



Rys. 15. Pęknięcie kanały kamionkowego przy złączach rury.[3]





Rys. 16. Zarastanie kanału poprzez osiadające na szczycie tłuszcze [5]



Rys. 17. Zwalenie się kanału kamionkowego[5]





Rys. 18. Tzw. składanie się kanału kamionkowego [5]



Rys. 19. Uszkodzenie kanalizacji przez rosnące korzenie [3]

Znikoma ilość awarii powstaje na kanałach wykonanych z PVC, PP i z GRP z tego względu, że są to kanały stosunkowo nowe i duża część tych kanałów (ok. 90%) była monitorowana kamerą TV przed włączeniem do eksploatacji.[4]

Renowacja odcinków sieci metodą bezwykopową jest możliwa po wykonaniu inspekcji TV. Odpowiedni dobór metody renowacji pozwala na zniwelowanie problemów powstających na danych odcinkach sieci oraz poprawienie stanu technicznego. Wybór metody renowacji kanalizacji zależy w głównym stopniu od stanu technicznego danego odcinka sieci określanego za pomocą inspekcji kamerą TV.

## 5. Renowacja bezwykopowa

Stan techniczny kanału w dużym stopniu uwarunkowuje zastosowanie danych metod renowacji. Innymi czynnikami wpływającym na wybór metody renowacji są: koszt, szybkość wykonania, wielkość redukcji przekroju, średnica i długość odcinka podlegającego renowacji oraz możliwość wykonania renowacji we własnym zakresie lub zlecenia firmom zewnętrznym. Zastosowanie renowacji bezwykopowej, jak sama nazwa mówi, niweluje do minimum ingerencje w nawierzchnie w pasie drogowym.

### 5.1.KMR

Jedną z szybkich i prostych metod renowacji jest system KMR (krótkich modułów rurowych) (Rys. 20 i Rys. 21) z tworzywa sztucznego PVC.



Rys. 20. Odbiór materiału KMR i sprzętu do ich montażu przez kierownika Wydziału Sieci Kanalizacyjnej Wodociągów Białostockich





**Rys. 21. Urządzenie montażowe opuszczone na dno studni startowej; w urządzeniu pierwszy modul KMR z założoną głowicą prowadzącą**

Wodociągi Białostockie stosują tę technologię już od kilkunastu lat i na swoim koncie mają własnoręcznie wykonane kanały i przykanaliki o różnych średnicach.[5] Łączna długość remontowanych odcinków w poszczególnych latach przedstawiono w tabeli nr 1.

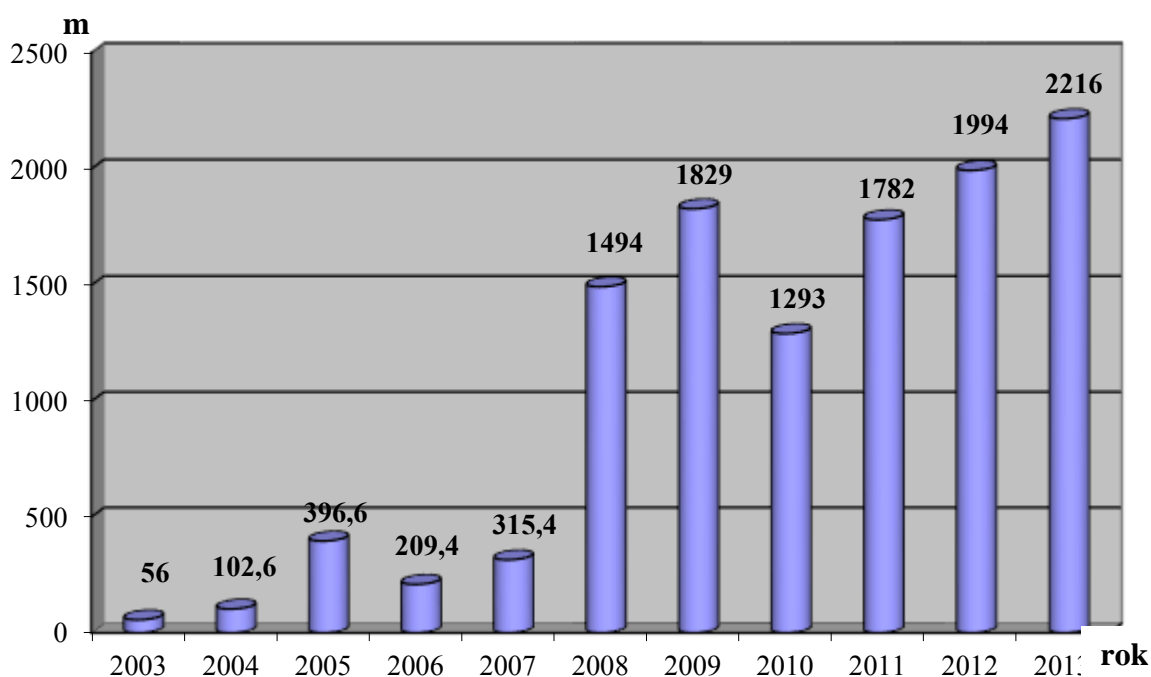
**Tab.1. Zestawienie wykonania renowacji bezwykopowej KMR w poszczególnych latach.**

LP	Rok	Długość
1.	2003	– 56 m
2.	2004	– 102,6 m
3.	2005	– 396,6 m
4.	2006	– 209,4 m

5.	2007	–	315,4	m
6.	2008	–	1494	m
7.	2009	–	1829	m
8.	2010	–	1293	m
9.	2011	–	1782	m
10.	2012	–	1994	m
11.	2013	–	2216	m
10.	<b>Razem</b>	–	<b>11688</b>	<b>m</b>

Źródło: opracowanie własne

Dla lepszego zobrazowania ilości wykonania renowacji bezwykopowej w poszczególnych latach przedstawiono wyniki za pomocą wykresu (Rys. 22), który obrazuje nam tendencje wzrostową.



**Rys.22. Zestawienie wykonania renowacji bezwykopowej KMR w poszczególnych latach.**

Źródło: opracowanie własne

Omawiany system polega na wprowadzaniu do wnętrza starego kanału nowego przewodu składającego się z krótkich odcinków rurowych PVC o średnicy zewnętrznej nieznacznie mniejszej, niż średnica starego rurociągu (Rys. 23). Długość modułów (odcinki rur) jest tak dobrana, że ich montaż możliwy jest we wnętrzu studni kanalizacyjnej i dzięki temu niepotrzebne jest wykonywanie prac ziemnych. Ponieważ średnica zewnętrzna modułów

jest mniejsza od średnicy wewnętrznej starego kanału, do ich montażu mogą być wykorzystywane urządzenia stosunkowo prostej konstrukcji.[5] Szczeliny pomiędzy wprowadzoną rurą KMR, a istniejącym kanałem wypełnia się pod ciśnieniem pianobetonem lub innymi materiałami (jeżeli zachodzi taka potrzeba).



Rys. 23. Wprowadzanie KMR w głąb kanału

Pozwala to na przywracanie sprawności technicznej zniszczonym przewodom kanalizacyjnym przy niewielkim nakładzie finansowym. Dotychczasowe doświadczenia

pokazują, że renowacja przewodów kanalizacyjnych w systemie KMR jest prosta, skuteczna, tania i trwała.

## 5.2. Rękaw utwardzany termicznie

Drugą technologią renowacji bezwykopowej stosowanym przez Wodociągi Białostockie jest system rękawa utwardzanego termicznie. Jest to technologia wymagająca specjalistycznych urządzeń i materiałów oraz zaangażowania większych środków (ludzi sprzętu i czasu), związku z tym jest wykonywana przez firmy zewnętrzne wybierane w drodze przetargu. Większość prac do tej pory w Wodociągach Białostockich realizowała firma AARSLEFF zapewniając wysoką jakość wykonania oraz znakomitą skutkiem poprawy stanu technicznego danych odcinków sieci kanalizacyjnej i jej pracy.

Tylko w ostatnich trzech latach Wodociągi Białostockie zastosowały tę technologię na sieci kanalizacyjnej o łącznej długości 8809 metrów. Do tej pory tą metodą wyremontowano łącznie około 11155 metrów. Zakres średnic odnowionych kanałów waha się od DN 150 mm do DN 1000 mm. Pierwszą renowację metodą tzw. „rękawa” zrealizowano w 2005 roku na ul. Wołodyjowskiego w Białymstoku i od tamtej pory firma AARSLEFF w sumie wykonała ponad 10 km renowacji sieci się, co można zauważyć w zaprezentowanej tabeli.

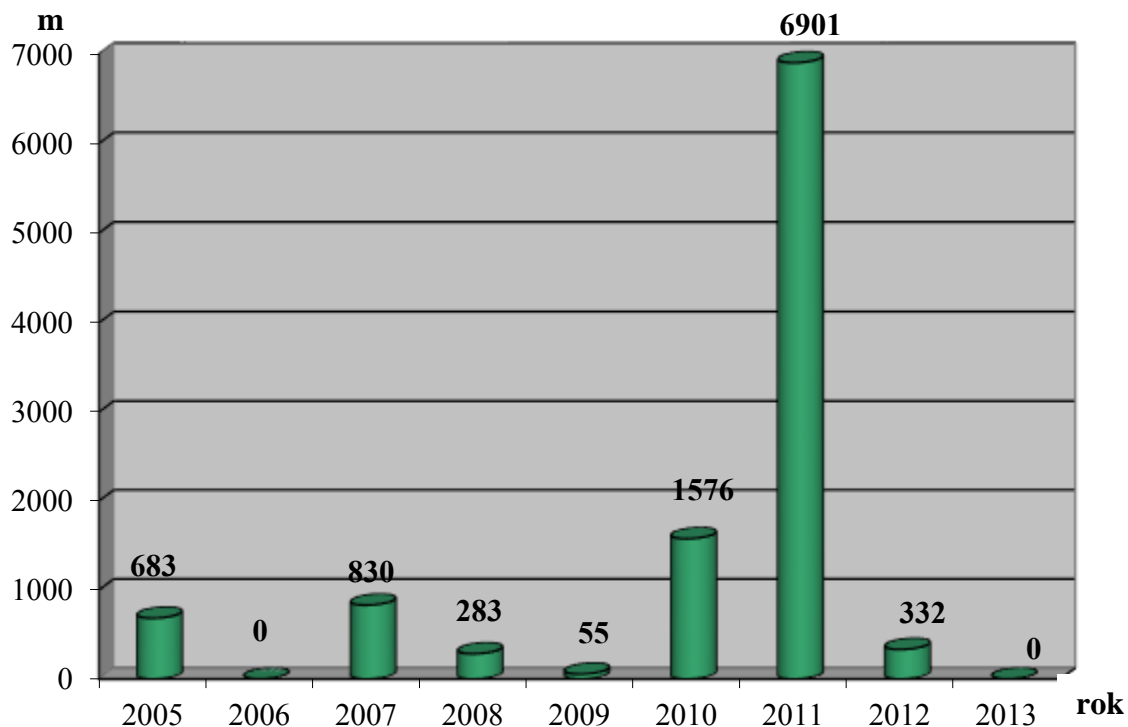
Tab.2. Zestawienie wykonania renowacji bezwykopowej tzw. „rękawa” w poszczególnych latach

LP	Rok	Długość
.		
1.	2005	– 683 m
2.	2006	– 0 m
3.	2007	– 830 m
4.	2008	– 283 m
5.	2009	– 550 m
6.	2010	– 1576 m
7.	2011	– 6901 m
6.	2012	– 332 m

7.	2013	– 0 m
8.	<b>Razem</b>	<b>– 11155 m</b>

Źródło: opracowanie własne

Dla zobrazowania ilości wykonania renowacji bezwykopowej w poszczególnych latach przedstawiono wyniki za pomocą wykresu (Rys. 24), który przedstawia długość odcinków poddanych renowacji w poszczególnych latach.



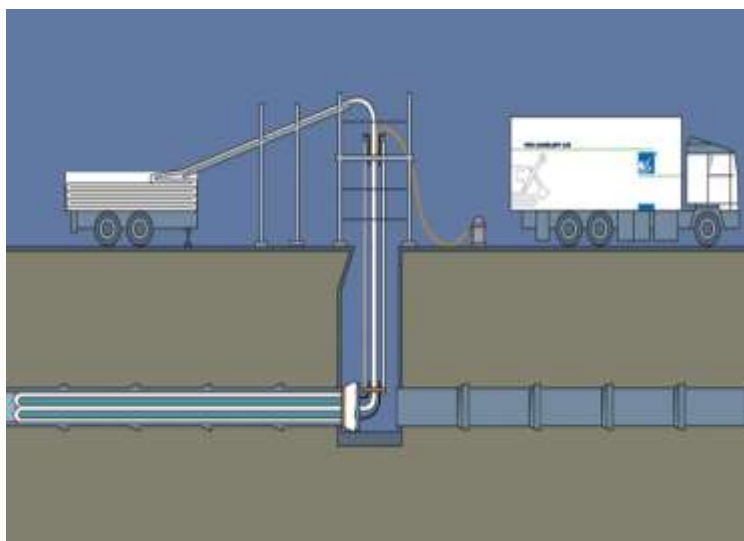
**Rys.24. Zestawienie wykonania renowacji bezwykopowej tzw. „rękawa” w poszczególnych latach**

Źródło: opracowanie własne

Podstawowym elementem systemu firmy AARSLEFF jest elastyczny rękaw wykonany z poliestrowej włókniny o strukturze filcowej absorbującej żywicę, pokryty elastyczną powłoką. Zaprojektowany jest do renowacji kanałów o średnicach od DN 75 mm do 3000 mm. Grubość rękawa waha się od 3 mm do 50 mm i otrzymywana jest poprzez zwiększanie ilości warstw włókniny o strukturze filcowej. Ilość warstw wynosi od 1 do 7.

Renowacja kanału polega na utworzeniu na jego wewnętrznej stronie powłoki wykonanej z rury nasączonej żywicą (Rys. 25), dopasowanej do kształtu remontowanego

kanalu. Utwardzona wykładzina pełni rolę zastępczego samonośnego przewodu, pokrywa pęknięcia lub ubytki oraz zapobiega infiltracji wód gruntowych oraz eksfiltracji ścieków.



**Rys. 25. Schemat instalacji rękawa AARSLEFF**

Źródło: Archiwum

fotograficzne Autora

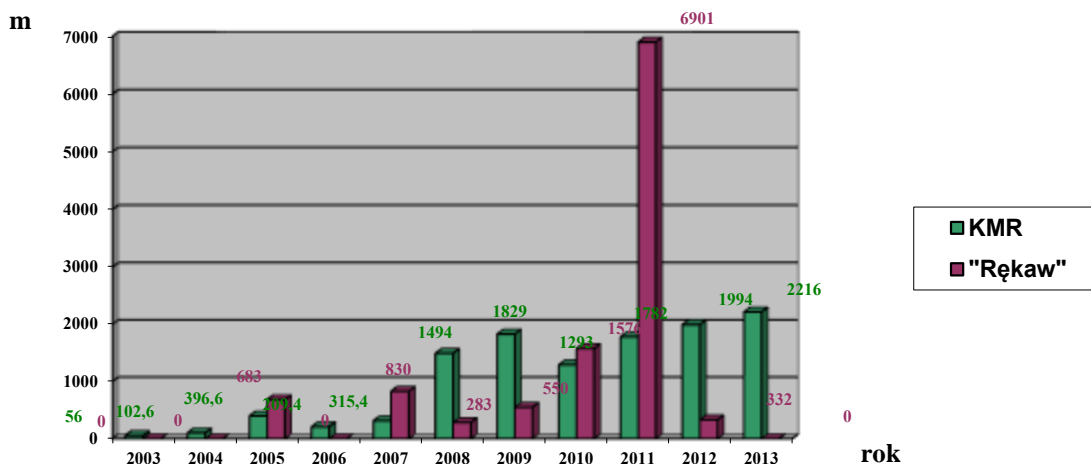


**Rys.26. Renowacja kanału sanitarnego w ul. Mickiewicza w Białymstoku**

Efekt wykonanych prac weryfikowany jest poprzez wykonanie inspekcji telewizyjnej powykonawczej. W trakcie prowadzonych prac renowacyjnych zapewniony jest przerzut ścieków, w związku z tym prace renowacyjne można wykonywać w dowolnym terminie.



Poniżej przedstawiono porównanie obu technologii za pomocą wykresu przedstawiającego ilość remontów realizowanych za pomocą omawianych metod.



Rys.27. Zestawienie wykonania renowacji bezwykopowej tzw. „rękawa” i KMR w poszczególnych latach.

Źródło: opracowanie własne

## 6. Wnioski

Wśród zalet prezentowanych technologii można wymienić.

- Eliminacja nieszczelności występujących w starym przewodzie.
- Eliminacja infiltracji wód gruntowych do rurociągu oraz wypływu medium na zewnątrz.
- Zatrzymanie procesu wypłukiwania gruntu przez wody gruntowe.
- Wygładzenie powierzchni wewnętrznej i zapewnienie łagodnego opływu złączy rur poprawia parametry hydrauliczne przewodu, a tym samym zwiększa jego przepustowość.
- Nie wymaga potrzeby wykonywania napraw, czy odbudowy nawierzchni.
- Brak lub ograniczenie do minimum powierzchni nawierzchni ulicznych koniecznych do rozbiórki, a następnie ich odtworzenia. Zajęcie pasa drogowego ogranicza się do minimum, a więc koszty z tym związane są niewielkie.
- Eliminacja ryzyka uszkodzenia innych sieci lub kabli znajdujących się w pobliżu planowanych wykopów lub ułożonych w poprzek tychże wykopów.
- Znaczne, nieraz wielokrotne skrócenie czasookresu robót w stosunku do ich trwania w przypadku stosowania alternatywnych robót wykopowych.

- Ścisłe dopasowanie rękawa AARSLEFF do wnętrza starego rurociągu poprawia wytrzymałość układu grunt – rurociąg.
- Wewnętrzna powierzchnia rękawa AARSLEFF zapobiega powstawaniu osadów.
- Możliwość samodzielного wykonania renowacji metodą KMR.
- Brak skomplikowanych urządzeń do wykonania renowacji metodą KMR.
- Prowadzenie renowacji metodą KMR prowadzi się przy pracującej kanalizacji.

Podsumowując, duża ilość powstających problemów na sieciach kanalizacyjnych wymaga interwencji kamery TV w celu odnalezienia i określenia rozmiaru, a także przyczyny niekorzystnego zjawiska. Można z całą stanowczością stwierdzić, że zastosowanie monitoringu w działaniach eksploatacyjnych nabiera coraz większego znaczenia i stało się nieodzownym narzędziem pracy. Przyczynia się w dużym stopniu do poprawiania warunków pracy całej sieci sanitarnej i deszczowej. W dużej mierze ułatwia pracę pracownikom sieci kanalizacyjnej, a to oszczędza ich wysiłek i zdrowie oraz czas i pieniądze firmy, a co za tym idzie również nasze.

Wydaje się, że w obecnych czasach każde większe przedsiębiorstwo zajmujące się eksploatacją systemów kanalizacyjnych powinno posiadać inspekcyjną kamerę TV za pomocą, której można w dużym stopniu zapewnić prawidłową pracę samej sieci kanalizacji sanitarnej i deszczowej oraz bezpieczeństwo pracowników, a także pośrednio samych użytkowników kanalizacji.[1]

Na podstawie zdobytych doświadczeń można stwierdzić:

1. Inspekcja TV zrewolucjonizowała podejście do zagadnień eksploatowanych sieci kanalizacyjnych.
2. Rozwiązywanie problemów eksploatacyjnych sieci kanalizacyjnych w znaczącym stopniu odbywa się z wykorzystaniem kamer TV.
3. Szczególnie istotne jest znaczenie inspekcji kamerą TV w przypadku sieci kanalizacyjnych, gdzie żadna inna metoda nie jest w stanie dokonać tak dokładnej oceny stanu technicznego kanału i poprawności jego pracy.
4. Istotną kwestią jest właściwy wybór typu kamery – dostosowanie jej możliwości technicznych (optyka, zakres średnic pracy, itp.) do potrzeb eksploatowanej sieci i chęci uzyskania żądanych efektów.
5. Monitoring kamerą TV umożliwia rozstrzygnięcie różnego rodzaju sporów związanych z wykonawstwem i eksploatacją w/w sieci.



6. Inspekcja kamerą TV jest jednym z podstawowych systemów monitoringu eksploatowanych sieci kanalizacyjnych.

W obecnym czasie trudno sobie wyobrazić prawidłowy monitoring i eksploatację kanalizacji bez inspekcji kamerą telewizyjną. Duża część pracowników Wodociągów Białostockich a w szczególności pracownicy sieci kanalizacyjnej zgodziłaby się z w/w stwierdzeniem.

#### **Literatura:**

1. Tarnowski M.– *Zastosowanie monitoringu przy użyciu kamer w eksploatacji systemów kanalizacyjnych* – Praca Magisterska – lipiec 2004r.
2. Zwierzchowski D. – *Analiza techniczno – ekonomiczna doboru kamer inspekcyjnych do monitoringu sieci podziemnych* – Inżynieria Bezwykopowa – maj 2004 r.
3. Skreczko L., Tarnowski M.– *Materiały z prowadzonych własnych inspekcji TV kanalizacji* – Wodociągi Białostockie – 2001 – 2013 r.
4. Kuliczkowski A., Kuliczowska E.– *Ekspertyzy konstrukcyjne kanałów ściekowych* – Inżynieria Bezwykopowa – maj 2003 r.
5. Rurewicz S, Roszkowski A.– *Testy nowego urządzenia do renowacji przewodów kanalizacyjnych metodą shortliningu w Białymstoku* – Inżynieria Bezwykopowa – lipiec – wrzesień 2007 r.

mgr inż. Łukasz Borsuk

AGH, Katedra Kształtowania i Ochrony Środowiska

Adres: Akademia Górniczo-Hutnicza im. Stanisława Staszica w Krakowie,

al. Mickiewicza 30, 30-059 Kraków

borsuk@agh.edu.pl

## **Porównanie użyteczności programów AutoCAD Civil 3D oraz HEC-RAS w modelowaniu skutków katastrof budowli piętrzących.**

**Słowa kluczowe:** *Civil 3D, HEC-RAS, powódzie, model*

**Streszczenie:** Głównym celem pracy jest porównanie wyników otrzymanych przy użyciu autorskiego modelu przewidującego skutki katastrofy zapory z modelem wykonanym w programie HEC-RAS, a także wskazania potencjalnych źródeł różnic pomiędzy wynikami tych modeli.

Do sprawdzenia potencjalnych zaistniałych różnic wykorzystano model wykorzystujący narzędzie GIS dostępne w AutoCAD Civil 3D oraz wykonane analizy za pomocą programu HEC-RAS. Obie analizy bazują na tej samej powierzchni i przyjmują takie same współczynniki: szorstkości i nachylenia terenu oraz przewidywany przepływ w przypadku katastrofy. Zaprezentowano również najczęstsze problemy, na które może się natknąć użytkownik wykonujący tego typu analizę wraz z możliwościami ich ominięcia lub rozwiązania.

Dzięki przeprowadzonym badaniom wykazano, że zastosowanie autorskiego modelu pozwala na oszacowanie skutków katastrofy z zadowalającą dokładnością. Różnice pomiędzy obszarem zalewowym, jaki udało się zamodelować, a wynikami otrzymanymi z programu HEC-RAS mieszczą się w granicy 1 metra poziomu wody. Ponadto, dzięki zastosowaniu programu SEGA wyeksportowano powierzchnię utworzoną w AutoCAD do HEC-RAS, co pozwoliło na przejrzystą prezentację wyników. Końcowym etapem jest przedstawienie takiego użycia tych programów które pozwoli na wykorzystanie każdego z nich w taki sposób żeby zaoszczędzić użytkownikowi jak najwięcej czasu minimalizując koszty i maksymalizując efekty.

### **1. Wstęp**

W poniższej pracy porównane zostaną wyniki analiz obszaru zagrożonego zalaniem w przypadku katastrofy zapory w Pieczyskach. Pierwszą z metod jest analiza oparta o autorski model [1] wykorzystujący program AutoCAD Civil 3D 2012 oraz znajdujący się w tym samym pakiecie program Hydraflow. Drugą rozważaną metodą jest analiza wykonana w programie HEC-RAS z wykorzystaniem danych z AutoCAD. Celem pracy jest pokazanie, w jaki sposób różnią się wyniki tych dwóch analiz oraz jakie czynniki na nie wpływają. Zostanie także przedstawiony schemat postępowania dla osób chcących wykonać podobną analizę oraz wskazanie potencjalnych korzyści wynikających z simultanicznego wykorzystania obu programów.

Kolejne rozdziały zawierają charakterystykę użytego oprogramowania, przedstawiają analizowany obszar wraz z miejscami szczególnie wrażliwymi na skutki katastrofy, a także definiują przyjęte założenia.

Głównym elementem pracy jest opis wykonania analiz pozwalający na samodzielne powtórzenie obliczeń przez czytającego oraz graficzna prezentacja wyników oraz ich porównanie. Omówione tu zostały również najczęstsze błędy i trudności, z jakimi może mieć do czynienia użytkownik.

Końcowym elementem pracy jest dyskusja nad poprawnością modelu opracowanego przez autorów oraz wskazanie wad i zalet jego zastosowania. Zostały tu wskazane miejsca, gdzie dodatkowe badania terenowe mogłyby uwiarygodnić wynik analizy oraz gdzie przyjęte założenia mogą okazać się wątpliwe.

## **2. Teren i metodyka badań**

### **2.1 Opis terenu**

Teren, dla którego wykonywana jest analiza, znajduje się na południe od jeziora Koronowskiego, które spiętrzone jest do rzędnej 81,5 m n.p.m. zaporą w Pieczyskach. Zapora ta jest jednym z przykładów ziemnych budowli piętrzących. Zbiornik Koronowski służy zarówno celom rekreacyjnym, jak i jest zbiornikiem dla powstałej w 1961 r. hydroelektrowni. Cały kompleks znajduje się na północ od Bydgoszczy; dolina, w której leży miasto Koronowo zaczyna się u podnóża zapory w Pieczyskach, a kończy po 11,6 km biegu rzeki Brdy. Na jej terenie znajduje się, oprócz Koronowa liczącego ok. 23 000 mieszkańców, kilka innych miejscowości również zagrożonych ewentualną katastrofą, takich jak: Okole, Przyrzecze i Pieczyńska. Niestety, rozważania na ich temat zostaną pominięte w dalszej części pracy ze względu na jej ograniczony zakres. W mieście Koronowo znajduje się sakralny kompleks pocysterski pochodzący z XIII w. oraz liczne XIX-wieczne kamienice. Zagrożony teren znajduje się głównie w pobliżu starego koryta rzeki Brdy, znaczna większość terenu miasta leży w okolicach rzędnej 60 m n.p.m i jest bezpośrednio narażona na skutki katastrofy. Należy także nadmienić, że zagrożenie ludności pomimo tego, iż jest kluczowe, nie jest jedynym ryzykiem, jakie niesie ze sobą potencjalna katastrofa. W przypadku jej wystąpienia, elektrownia Koronowo o mocy 27,5 MW także musiałaby zaprzestać pracy.

## 2.2 Opis budowli

Zapora w Pieczyskach znajduje się na 49,115 kilometrze biegu rzeki Brdy. Głównym jej zadaniem jest piętrzenie wody do poziomu rzędnej 81,5 m n.p.m oraz zapewnienie przewyższenia optymalnego dla pracy elektrowni Koronowo. Zamyka ona zlewnię o powierzchni 4109 km<sup>2</sup>; maksymalny poziom piętrzenia znajduje się na 82 m n.p.m., a stanowisko dolne na 61 m n.p.m. jest to rzędna niewiele wyższa od rzędnej miasta Koronowa, co skutkuje niskim spadkiem, a co za tym idzie może doprowadzić do spiętrzenia wysokiej fali powodziowej. Zapora jest budowlą ziemną uformowaną z piasków drobnoziarnistych i średnioziarnistych. Tworzy ona sztuczny zbiornik o powierzchni 15,6 km<sup>2</sup> i objętości 80,6 mln m<sup>3</sup>. Powstał on w wyniku połączenia przekopami terenu byłych jezior polodowcowych od jeziora Lipkusz do jeziora Białego. W ten sposób wschodnia strona doliny odgradzona jest naturalnym wałem ziemnym, za którym znajdują się kolejne zbiorniki jeziora Koronowskiego. Na analizowanym terenie znajdują się również jazy mające na celu regulację poziomu wody. Zapora zapewnia także odpowiedni poziom spiętrzenia wody, niezbędny do działalności szeregu elektrowni wodnych połączonych w Zespół Elektrowni Wodnych Koronowo [2]. Istotnym dla dalszych założeń jest fakt, że dopiero w roku 1978, po kolejnych renowacjach zapory, osiągnięto jej stan techniczny gwarantujący bezpieczeństwo budowli i terenów znajdujących się poniżej. [3]. Tak więc przez prawie 20 lat nad analizowanym obszarem wisiała realna groźba zalania. Głównym źródłem tego zagrożenia były zarówno geologiczna budowa podłoża, metoda budowy (hydromechnizacja) jak i typ budowli (filtracyjna bez uszczelnień)[3]. Zastosowany wariant katastrofy zakłada przerwanie czoła zapory przez wody jeziora Koronowskiego; wyrwa o półkolistym kształcie doprowadziłaby do szybkiego opróżnienia zbiornika przy maksymalnej prędkości wypływu wynoszącej 2233 m<sup>3</sup>s<sup>-1</sup>. Przebiecia hydrauliczne tego typu były już obserwowane na opisywanym obiekcie, jednakże po modernizacji z lat 1977-1798 sytuacja jest już ustabilizowana. Groźba katastrofy spowodowanej przez niedoskonałość ówczesnej myśli technicznej oraz naciski władz PRL została zażegnana, jednak nadal warto rozważyć potencjalne warianty katastrofy, chociażby ze względu na proponowane podwyższenie poziomu piętrzenia.

## 2.3. Pochodzenie i wartości danych wejściowych

Podstawowymi danymi, bez których nie dałoby się wykonać analizy tego obszaru zalewowego, są informacje o terenie. Dane te można zakupić w Centralnym Ośrodku

Dokumentacji Geodezyjnej i Kartograficznej; koszt takiego zakupu wynosi 20zł za arkusz, co przy analizowanym obszarze dawałoby łączny koszt około 200 – 300zł. Dane pobrane w ten sposób pozwalają na bezpośrednie stworzenie numerycznego modelu terenu i oszczędzają czas, jaki w innym wypadku musiałby zostać spożytkowany na interpolację powierzchni terenu. Można też posłużyć się standardem WMS (World Map System) i pobrać mapy bezpośrednio ze stron internetowych oferujących możliwości przeglądania map, jak np. [www.geoportal.gov](http://www.geoportal.gov). Jednak pobranie danych z geoportalu ma kilka zasadniczych wad: po pierwsze otrzymaną mapę należy ręcznie przerobić na dane wysokościowe, co zawsze generuje pewne błędy; drugim problemem jest to, że map pobranych z polskiego geoportalu nie można wykorzystywać w celach komercyjnych. Jednak mimo tych wad oraz po uwzględnieniu kosztów, ten drugi sposób został użyty w dalszej części opracowania. Powierzchnia została utworzona z mapy na warstwie TOPO\_50\_92 w sposób analogiczny jak w przypadku pracy opisującej autorski model [1]. W skrócie, aby utworzyć powierzchnię gruntu, należało obrysować punktami warstwice, które zostały uznane jako znaczące, następnie nadać tym punktom wysokości równe rzędnej warstwy. Kolejnym krokiem było zebranie punktów w grupę punktów i utworzenie na jej podstawie powierzchni.

Koniecznym etapem gromadzenia danych jest również przyjęcie średniego nachylenia terenu. Wyznaczono je na podstawie analizy spadków i odległości na mapie, a następnie jeszcze raz sprawdzono poprzez pomiar odpowiednich długości na utworzonej powierzchni. Metoda ta pozwala zarówno sprawdzić dokładność obliczenia spadku, jak i jakość utworzonej powierzchni. Średni spadek na całej długości wyniósł 0.73%. Jest to dość mała wartość i w konsekwencji nie pozwala ona fali powodziowej na szybki ruch, co znacznie podnosi wartość rzędnej zalania terenu.

Kolejnym bardzo istotnym czynnikiem jest dobranie odpowiedniego współczynnika szorstkości Manninga. To opracowanie, jak również większość współcześnie publikowanych opiera się na wartościach współczynnika  $n$  opracowanych przez Chowa pod koniec lat 50. ubiegłego wieku. Wybranie odpowiedniej wartości wcale nie jest rzeczą oczywistą, szczególnie, gdy ma się do czynienia z tak zróżnicowanym terenem, gdzie występuje zarówno regulowany potok rzeczny, jak i zarośla oraz lasy, czy w końcu teren zabudowany. Szorstkość dla tego typu pokrycia terenu waha się od 0,025 do 0,2 [4]. Bez dokładnych badań terenowych bardzo trudno wybrać średnią wartość tego współczynnika, ale dla celów analizy przyjęto roboczo szorstkość 0,1. Wydaje się to rozsądnym założeniem i jeśli zostanie zastosowane w obu rozważanych programach, nie będzie miało to dużego wpływu na ocenę rozbieżności pomiędzy otrzymanymi wynikami.

Czynnikiem, który ma największy wpływ na stan wody po katastrofie, jest przepływ jaki uznany jest za miarodajny. Istnieje wiele możliwych scenariuszy, a każdy z nich charakteryzuje się innymi prędkościami oraz powierzchniami wypływu. Należy też zauważyć, że przepływ nie jest równomierny w czasie, ale implementacja tej zmiennej wiązałaby się z bardzo czasochłonnym opracowywaniem równań różniczkowych. Poza tym celem pracy nie było jak najlepsze odwzorowanie terenu zalanego, lecz porównanie wyników uzyskanych w AutoCAD Civil 3D 2012 oraz HEC-RAS. Po rozważeniu wielu wariantów katastrofy jako najbardziej prawdopodobny uznano rozmycie czoła i utworzenie się półkolistej wyrwy. Za przyjęciem takiego założenia przemawia (jak było stwierdzone wyżej) konstrukcja samej zapory. Szczytowy przepływ w tym wariantcie ustalono jako równy  $2233 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  [1] i na tej podstawie prowadzono dalsze obliczenia.

#### **2.4. Opis zastosowanego oprogramowania**

Do wykonania założonych celów konieczne było użycie sześciu różnych programów komputerowych. Liczba ta pomimo tego, że wydaje się wysoka, nie powinna stanowić przeszkody dla osób pragnących powtórzyć poniższą analizę. Pięć z nich jest programami darmowymi jednak wykorzystania komercyjnego wymaga zakupu licencji. Jedynym programem, za który należy zapłacić, jest AutoCAD Civil 2012. Wykonywana jest w nim duża część pracy i niestety jest on niezbędny. Do celów analizy została jednak wykorzystana wersja studencka tego programu i taka jest też zalecana placówkom naukowym, które chciałby przeprowadzić podobną analizę. W poniższych akapitach zawarto opis każdego z programów w kolejności ich zastosowania, a w podrozdziale 2.5 „Opis wykonania analizy” przedstawiono poszczególne użyte funkcje.

Pierwszym z użytych programów jest MapoTero, który pozwala na bezproblemowe pobieranie map z portali internetowych obsługujących system WMS. Danymi, niezbędnymi w celu wykorzystania jego funkcji są współrzędne lewego dolnego rogu poszukiwanej mapy oraz współrzędne prawego górnego rogu lub jej wielkość. Kolejną nieodzowną rzeczą jest informacja dotycząca rodzaju potrzebnej mapy, ponieważ MapoTero pozwala na pobranie danych z różnych warstw; kluczowa jest informacja na której warstwie leży poszukiwany przez nas materiał. Program, pomimo swojej ograniczonej funkcjonalności, świetnie się spisuje z powierzonych mu funkcji, a ponadto jest całkowicie darmowy.

Niestety posiada on też kilka wad. Największą z nich jest fakt, że kiedy istnieje potrzeba pobrania dużego fragmentu mapy, bardzo często zdarza mu się zgłaszać błędy. Rozwiązaniem

tego problemu jest pobieranie danych w małych fragmentach, np. 1x1km, a następnie sklejanie ich w całość. Tym zajmuje się kolejny program, jakim jest PhotoScape. Pozwala on na obróbkę zdjęć, ale również na łączenie ze sobą fragmentów obrazów. Możliwym jest oczywiście obyć się bez niego lub użycie jakiegokolwiek innego programu od obróbki graficznej, jednak jego prostota oraz licencja Open Source sprawiają, że został on wybrany jako pomoc w przeprowadzeniu analizy.

Obróbka pobranej i scalonej mapy odbyła się w AutoCAD Civil 3D. Pomimo tego, że posiada on liczne zastosowania w budownictwie, inżynierii lądowej, hydrologii oraz w geodezji, w poniższej analizie wykorzystano tylko niewielki zakres jego funkcji. Civil 3D jest rozwinięciem innej, mniej złożonej nakładki Map 3D i posiada wszystkie jej funkcje, poszerzone o narzędzia przydatne w inżynierii. W niniejszej pracy został on użyty do stworzenia analizowanej powierzchni terenu, a następnie do prezentacji wyników. Główna część obliczeń została wykonana za pomocą programu wchodzącego w skład pakietu AutoCAD Civil 3D, jakim jest Hydraflow. Szerokie spektrum narzędzi, jakim dysponuje Civil 3D, pozwala na kompleksowe i szybkie przetworzenie informacji o powierzchni terenu [5] oraz na stworzenie dobrej podstawy do przeprowadzania modelowania hydrotechnicznego. Kluczowym jest także łatwy eksport danych do innych programów. Problemy występujące w trakcie przenoszenia danych, są możliwe do obejścia dzięki zastosowaniu programów pośrednich takich jak np. SEGA, którego przedstawiono w dalszej części pracy.

W autorskim modelu główna część obliczeń została wykonana w programie Hydraflow Express. Jednak użycie go jest dość czasochłonne ze względu na fakt, że dane należy przepisywać ręcznie. Oprogramowanie z powodzeniem można wykorzystywać do przeprowadzania małych analiz, jednak przy większej ilości przekrojów wymagany czas pracy jest przytłaczający. Poza obliczeniami wysokości stanów wód w rzekach oferuje on także funkcjonalności w zakresie modelowania przepływu w kanałach, studzienkach kanalizacyjnych, zamkniętych rurociągach itp. Pomimo tego, że program należy do pakietu Civil 3D, zarówno import, jak i eksport danych jest czasochłonny.

Programem, który jako jedyny z tu wymienionych został stworzony bezpośrednio do przeprowadzenia analiz powodziowych, jest HEC-RAS (Hydrologic Engineering Centers River Analysis System). Jak sama nazwa wskazuje, program ten służy do analizowania systemów rzecznych. Pozwala on na wykonywanie modeli zarówno stałych, jak i zmiennych w czasie. Posiada także wbudowane proste narzędzia GIS (Systemy Informacji Geograficznej) służące do tworzenia prostych map. Wadą tych narzędzi jest ściśle określony format wprowadzania danych; każdy plik posiadający inne rozszerzenie niż „.flt” nie zostanie obsłużony przez

program. Jednak dysponując takimi danymi można w ciągu kilku minut wykonać przejrzystą mapę zagrożonego zalaniem terenu. HEC-RAS umożliwia również bezpośrednie wprowadzanie danych, jednak w tej analizie zdecydowano się na import danych z AutoCAD; w przypadku posiadania powierzchni terenu jest to o wiele prostsze niż ręczne wpisywanie współrzędnych przekrojów. Jako że stworzenie równań opisujących parametry wypływu z zbiornika byłoby zbyt pracochłonne, założono jednorodność przepływu i wykorzystano funkcje w HEC-RAS dla przepływu linowego. Warto nadmienić, że program ten jest darmowy i powszechnie używany do celów komercyjnych. Bardzo podobne do HEC-RAS, ale niestety płatne oprogramowanie, było stosowane przez Regionalny Zarząd Gospodarki Wodnej w Krakowie do analizy skutków katastrof zapór w Besku i Chańczy [6].

Ostatnim z użytych programów jest SEGA, darmowy program do przetwarzania danych geodezyjnych. Jest on niezbędny, gdyż, jak wyżej stwierdzono, HEC-RAS wymaga numerycznej powierzchni terenu w formacie .flt, a Civil 3D pozwala na wyeksportowanie danych o powierzchni w formatach DEM lub LandXML. Poza tym program ten pozwala również na przekształcanie różnorodnych informacji, co jednak nie miało zastosowania w prowadzonych na potrzeby niniejszej pracy analizach

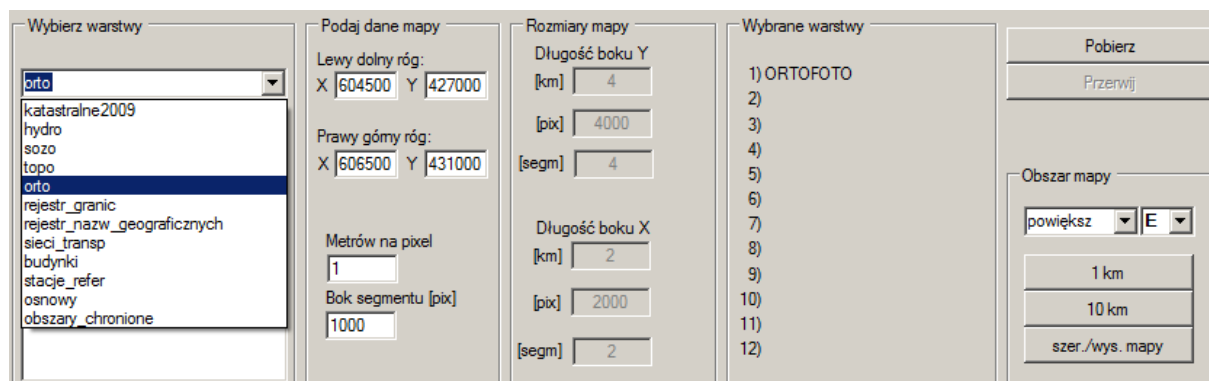
## **2.5. Opis wykonania analizy**

Zaprezentowana poniżej charakterystyka prowadzonych badań składa się z czterech zasadniczych części.. W pierwszej został skrótowo opisany proces pobrania mapy i przetworzenia jej do powierzchni gruntu. Faza ta jest wspólna dla obu zrealizowanych w pracy sposobów wykonania analizy obszarów narażonych na zalanie. Druga część skupia się na ogólnym przedstawieniu modelu prognozowania katastrofy wyłącznie przy użyciu pakietu AutoCAD Civil 3D 2012. W trzeciej natomiast zostało dokładnie opisane postępowanie potrzebne do wykonania prognozy wielkości terenu zalanego w programie HEC-RAS. Graficzne zobrazowanie wyników oraz metody przygotowania ich do porównania z poprzednim modelem zawarto w części czwartej.. Aby ułatwić ewentualne próby wykonania podobnej analizy przez osoby zainteresowane, umiejscowienie poszczególnych kluczowych funkcji zostało przedstawione na fragmentach zrzutów ekranowych.

### **2.5.1. Początkowa faza analizy**



Aby pobrać obszar, należy przede wszystkim poznać jego lokalizację; najłatwiejszym sposobem na to jest utworzenie strony [www.geoportal.gov](http://www.geoportal.gov) i czytanie współrzędnych interesujących nas punktów. Posiadając te dane należy uruchomić program Mapo Tero, którego główne okno jest przedstawione na rysunku 1 i wprowadzić współrzędne. Koniecznym jest także wybór odpowiedniej warstwy, z której dane nas interesują. W poniższych analizach podstawą do stworzenia numerycznego modelu terenu jest mapa topograficzna. Drugą przydatną warstwą jest Ortofotomapa, która pozwala na przejrzystą prezentację wyników. Ze względu na występujące często problemy z pobraniem dużych fragmentów map, korzystne jest ustawienie bloku segmentu mniejszego niż długość boku mapy. Skutkuje to pobieraniem mapy w częściach i mniejszą ilością błędów; sugerowanym wymiarem fragmentu jest 1000x1000 pix przy ustawieniu, że jeden piksel jest równy 1 metrowi. Zapewni to wystarczająco dobrą jakość obrazu i nie obciąży programu nadmierną ilością danych. Gdyby jednak zdarzyły się błędy, należy powtórzyć proces, wtedy poprawne fragmenty pozostaną bez zmian, a program postara się pobrać brakujące.

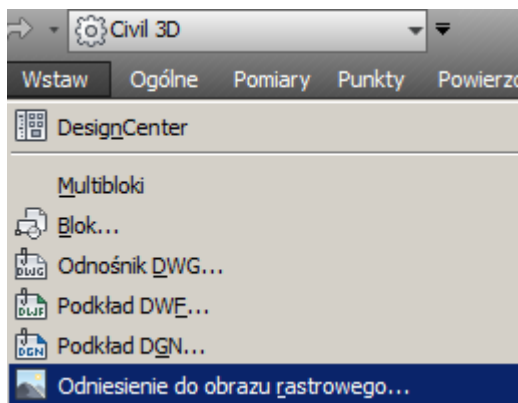


**Rys. 1.** Okno główne programu Mapo Tero

Źródło: Program Mapo Tero

Kolejnym krokiem jest połączenie pobranych części w jedną mapę, którą można zaimportować do programu Auto CAD Civil 2012. Można tego dokonać korzystając z wielu różnych programów, jednak zdecydowano się na oprogramowanie PhotoScape, jest ono bardzo proste w obsłudze. Po uruchomieniu należy wejść w opcję „połącz”, a następnie przeciągnąć fragmenty mapy z folderu do okna głównego programu. Można zauważyć, że fragmenty najprawdopodobniej będą się wydawać ułożone losowo; w celu usunięcia niedogodności należy wybrać odpowiednią liczbę kolumn. Tak scaloną mapę należy zapisać do formatu .jpg przygotowując ją zarazem do zaimportowania do programu AutoCAD. Dokonać tego można

rozwijając pasek menu (strzałka w dół obok pola wyboru pakietu) i w podmenu wstaw wybierając opcję wstaw odniesienie do obrazu rastrowego, dokładne umiejscowienie funkcji znajduje się na rysunku 2.

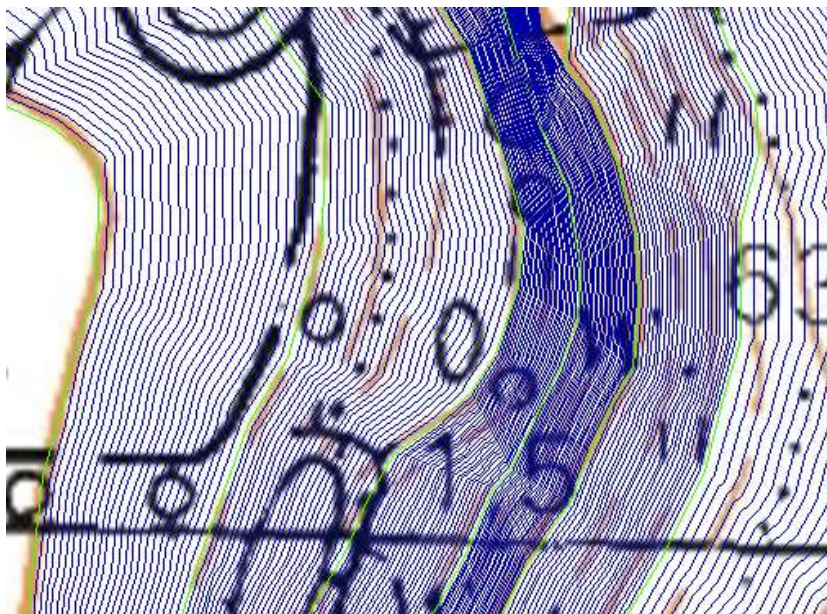


**Rys. 2. Menu wstawiania obrazów rastrowych**

Źródło: Program AutoCAD Civil 3D 2012

Następnie ważnym jest dobranie odpowiedniego miejsca ulokowania podkładu i przeskalowanie go do autentycznych wielkości. Następnie należy stworzyć grupę punktów, która posłuży nam do utworzenia powierzchni terenu. Najlepszym, choć kosztowanym rozwiązaniem, jest zakup numerycznego modelu terenu z Centralnego Ośrodka Dokumentacji Geodezyjnej i Kartograficznej. Model ten powstaje na podstawie skaningu laserowego powierzchni terenu i następnie jest odpłatnie udostępniany. Generuje to jednak kluczowy problem – import punktów do programu AutoCAD powinien odbywać się z formatu DXF, a dane tego typu obejmują tylko niewielki fragment powierzchni kraju. Gdyby zaszła potrzeba importu punktów w innym formacie należałoby zastosować narzędzia konwertowania. Oczywiście model terenu pobrany z CODGiK jest najdokładniejszym dostępnym rozwiązaniem (wykluczając pomiary bezpośrednie, których koszty są bardzo duże), lecz dla celów poglądowych można go zastąpić ręcznym tworzeniem punktów na podstawie podkładu mapowego. Należy obrysować poziomicę mapy i nadać punktom na nich się znajdującym rzędne równe rzędnym poziomic. Wykonując tę czynność można otrzymać w miarę dokładny obraz analizowanego terenu. Wadą tego rozwiązania jest jego czasochłonność, na podstawie obserwacji dokonanych przy tworzeniu poniższej analizy można założyć, że czas potrzeby na odzwierciedlenie 1 km<sup>2</sup> powierzchni jest zależny od zakładanej dokładności i wynosi od 20 do 30 min. Następnie, zależnie od źródła punktów, należy je zebrać w grupę punktów i na jej podstawie utworzyć powierzchnię terenu. Fragment utworzonej powierzchni został

przedstawiony na rysunku 3.



**Rys. 3. Fragment powierzchni terenu**

Źródło: opracowanie własne na podstawie danych z [www.geoportal.gov](http://www.geoportal.gov)

Jak widać, odwzorowanie dość dobrze zachowuje krzywiznę terenu. Powierzchnia w kolejnych krokach będzie pełnić potrójną funkcję. Po pierwsze będzie ona bazą do utworzenie przekrojów przez dolinę dla obu modeli. Po drugie stanie się kluczowym punktem odniesienia dla prezentacji wyników uzyskanych w Hydraflow. Po trzecie, zostanie ona wyeksportowana dzięki programowi SAGA do HEC-RAS i dzięki zastosowaniu funkcji RAS mapper pozwoli na prezentację uzyskanych tam wyników.

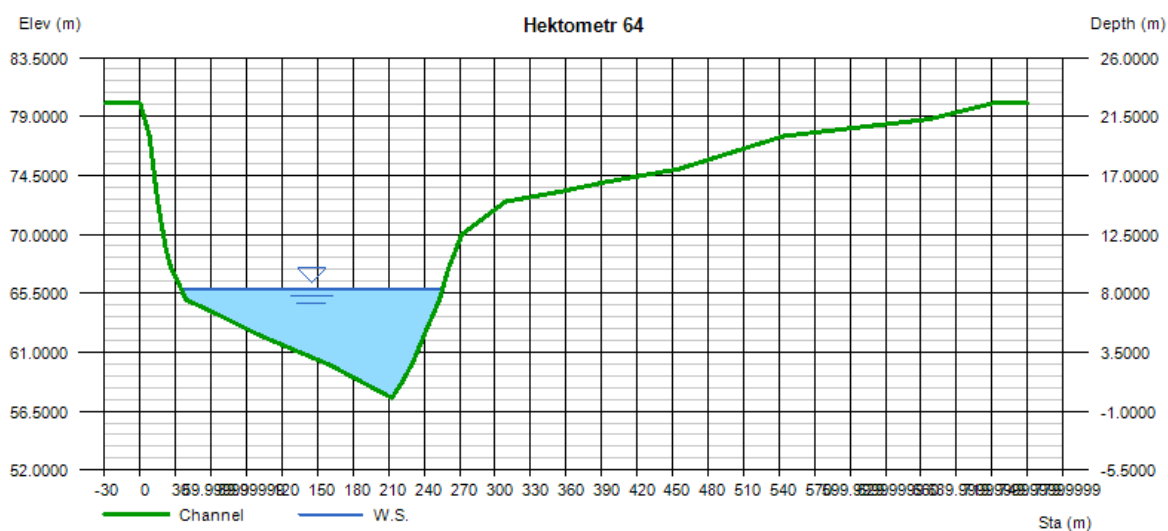
### 2.5.2. Model wykonany przy użyciu AutoCAD Civil 3D

Pełny opis wykonania tej analizy wraz z dyskusją nad jego wadami i zaletami został przedstawiony na II Międzynarodowej Konferencji Studenckiej „Inżynieria Środowiska – młodym okiem” [1]. W poniższym rozdziale zostanie przedstawiony jedynie skrócony opis jej wykonania.

Aby wykonać analizę korzystając z podprogramu Hydraflow niezbędne jest kilka kluczowych elementów. Jednym z nich jest linia osi rzeki, którą wykonuje się tworząc polilinie, a następnie za pomocą funkcji utwórz linię trasowania na podstawie istniejących obiektów należy ją skonwertować ją do linii trasowania. Kierunek tej linii nie ma znaczenia, ale pikietaż wzrasta wraz z linią, więc rozsądnym jest obrócenie jej zgodnie z kierunkiem spływu wody.

Kolejnym ważnym elementem są linie tworząca przekroje, które powinny leżeć prostopadle do linii trasowania i być umiejscowione jak najgęściej. Ze względu na czasochłonne wprowadzanie danych ich liczba została ograniczona, jednakże zagęszczenie przekrojów w obrębie miasta jest kluczowe dla poprawności analizy. Dzieje się tak ze względu na bezpośrednią zależność pomiędzy ilością przekrojów i wiarygodnością, dlatego na kluczowe tereny muszą być sprawdzone dokładniej.

Następnie przekroje należy przenieść do podprogramu Hydraflow, niestety nie ma możliwości importu danych pomiędzy nim a Civil 3D. W związku z tym konieczne jest ręczne przepisywanie odległości i przewyższeń w przekrojach. Jest to największa wada tego typu analizy; czas potrzebny na te działania jest niewspółmierny do efektów, dlatego istotne jest ograniczenie liczby przekrojów. Następnie należy wprowadzić dane wejściowe, które zostały zawarte w punkcie 2.3 tego opracowania. Na rysunku 4 zaprezentowano przykładowy przekrój przez dolinę wraz z obliczonym przepływem.



**Rys. 4. Przykładowy przekrój przez dolinę**

Źródło: opracowanie własne na

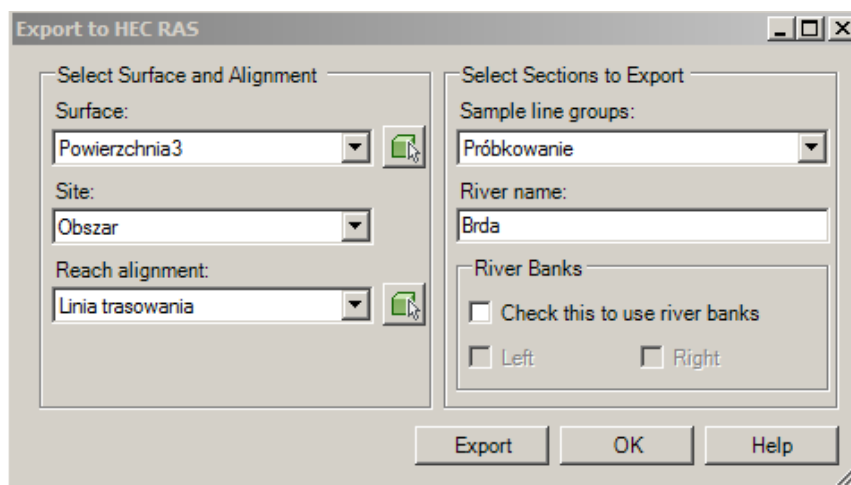
Podobne obliczenia należy wykonać dla każdego z wrysowanych wcześniej przekrojów. Najważniejszym wynikiem otrzymanym w Hydraflow jest bezwzględna rzędna, do której będzie sięgać woda w przypadku katastrofy, można ją odczytać na osi pionowej po lewej stronie.

Posiadając dane dla wszystkich przekrojów należy stworzyć powierzchnię, która będzie odpowiadała wysokości lustra wody. Proponowanym rozwiązaniem jest wrysowanie na

przekroje punktów odpowiadających rzędnej zalania i utworzenie z nich powierzchni analogicznie, jak została utworzona powierzchnia gruntu. Kluczowym elementem pozwalającym dokończyć analizę jest znalezienie punktów przecięcia pomiędzy dwoma utworzonymi płaszczyznami. Można tego dokonać poprzez wykorzystanie funkcji, która znajduje najmniejszą możliwą odległość pomiędzy powierzchniami. Miejsce, w którym powierzchnie wody i gruntu będą się przecinać, jest jednocześnie najmniejszą odległością jak i wysokością, do której sięgnie woda.

### 2.5.3. Model wykonany przy użyciu HEC-RAS

Przeprowadzanie analizy tylko przy użyciu HEC-RAS wymagałoby ponownego tworzenia przekrojów w tym programie. Można to zrobić w zakładce danych geometrycznych – należałoby wtedy podczytać stworzoną PhotoScape mapę, wrysować linię trasowania, a następnie w pożądanym przekrojach czytać z mapy odległości oraz wysokości. Jest to dość czasochłonne, ale posiadając już wcześniej utworzone przekroje w AutoCAD Civil 3D, można je bez problemu importować do HEC-RAS. Narzędzia do tego służące znajdują się w zakładce eksport panelu wyjścia. Po kliknięciu w przycisk eksportuj do HEC-RAS wyświetli się okno zaprezentowane na rysunku 5.



**Rys. 5. Okno eksportu do HEC-RAS**

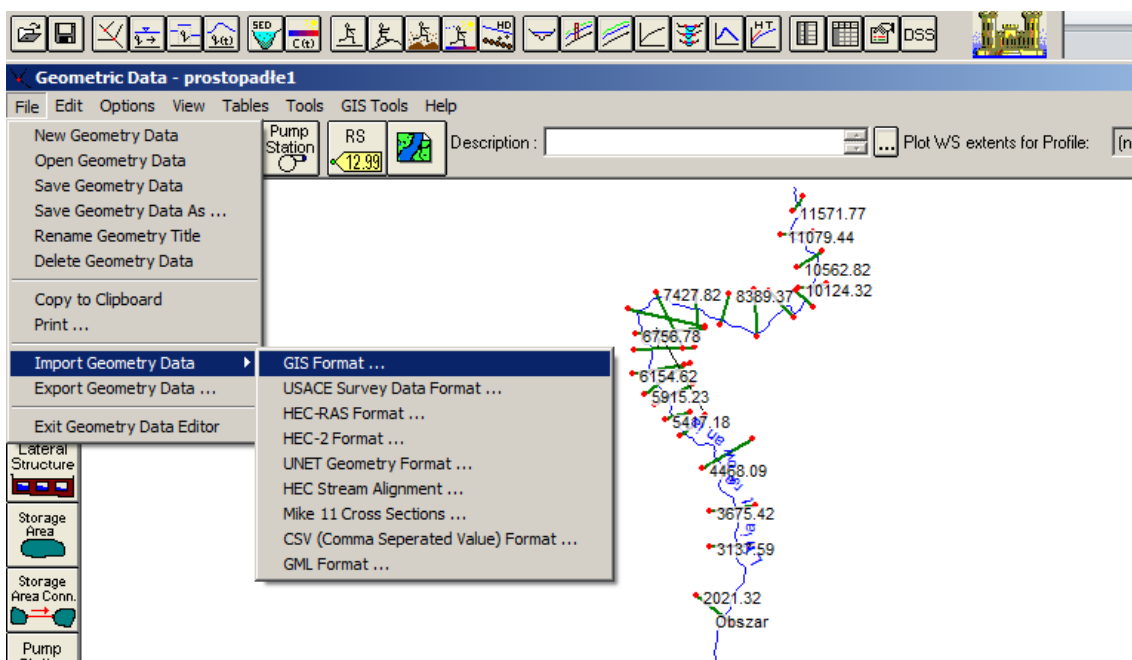
Źródło: Program AutoCAD Civil 3D 2012

W oknie tym należy wybrać powierzchnię terenu, którą stworzono w kroku 2.5.1, linię trasowania oraz przypisane do niej linie próbkowania. Bardzo istotnym jest kierunek linii trasowania; w poprzednim modelu wpływał on tylko na pikietaż, ale w tym miejscu złe ukierunkowanie linii trasowania będzie skutkowało błędną interpretacją danych przez HEC-

RAS. Program wymaga, aby trasowanie biegło odwrotnie do kierunku biegu rzeki, w związku z tym polilinia powinna rozpocząć się jak najdalej od zapory, a zakończyć u jej podnóża. Istnieje co prawda opcja odwrócenia jej biegu, ale dołączone do niej linie próbkowania pozostają na tych samych pikietach, co prowadzi do przeniesienia części przekroji za powierzchnię i całkowicie błędnych wynikach analizy. Linia trasowania powinna jak najwierniej oddawać oś biegu rzeki i jej dobre odwzorowanie, szczególnie na łukach, jest bardzo ważne dla podniesienia wiarygodności analizy.

Kolejnym ważnym krokiem jest poprawne odwzorowanie przekrojów. W przeciwieństwie do Hydraflow, gdzie dane należy wprowadzać ręcznie przez co możliwe jest łatwe odrzucenie punktów przekroju, które znalazły się za płaszczyzną, importując dane do HEC-RAS niezbędna jest pewność, że każdy z przekrojów mieści się w utworzonej wcześniej powierzchni. Niespełnienie tego warunku będzie skutkowało błędami w analizie i dużo niższym od rzeczywistego stanem wody. Zachowując te dwa warunki, a mianowicie kierunek linii trasowania biegnącej od dołu do góry oraz konieczność całkowitego zawarcia przekrojów w powierzchni, można przystąpić do eksportu danych.

Aby wykonać analizę w HEC-RAS konieczne jest ustawienie brzegowych warunków przepływu o geometrii terenu. Można to wykonać w oknie Geometric Data przedstawionym na rysunku 6.



**Rys. 6. Okno Geometric Data**

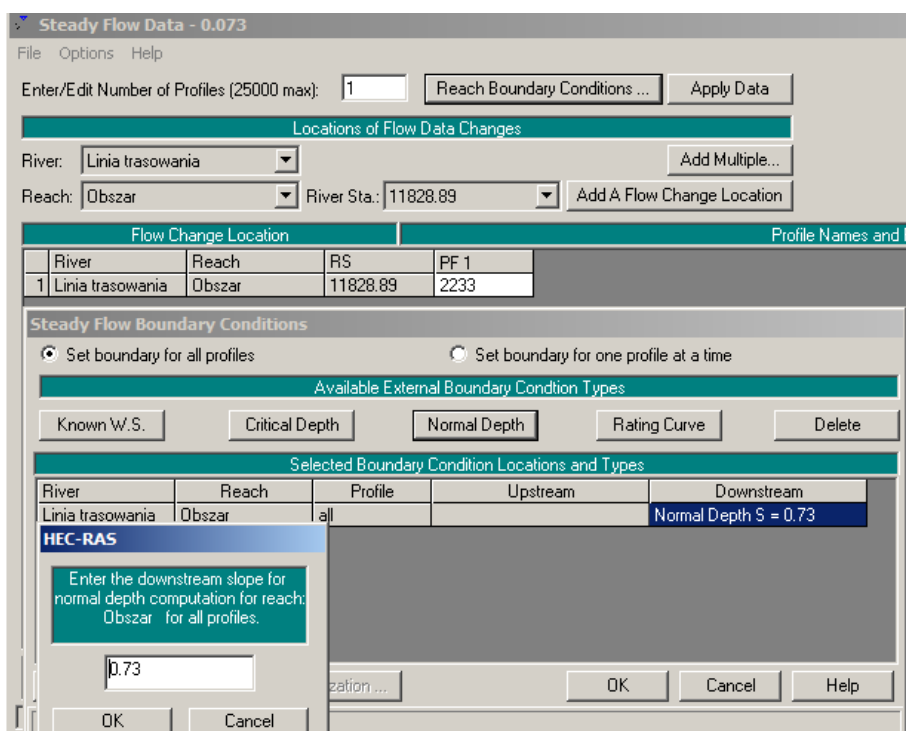
Źródło: Program HEC-RAS

Importu danych z Civil 3D można dokonać w menu File —> Import Geometry Data —> GIS Format, tak jak zostało to przedstawione na rysunku 6. Po tej czynności wyświetlą się



linia trasowania oraz linie próbkowania wraz z ich odległością od początku linii trasowania. Kolejnym krokiem, jaki należy wykonać w menu Geometric Data, jest ustalenie współczynników szorstkości Manninga; wartość 0,1, której wybór opisano w rozdziale 2.3 pracy, można wprowadzić używając menu Tables. Z dostępnych tam opcji należy wybrać „Manning’s n value” i w nowo otwartym oknie wprowadzić współczynniki dla każdego z przekrojów. Można też za pomocą funkcji set values ustawić wszystkie na tym samym poziomie. Dobrze jest też sprawdzić, czy na pewno linia trasowania skierowana jest w dobrą stronę oraz czy przekroje biegną standardowo od lewej. Można to zrobić zaznaczając opcję „show XS directions”; w przypadku, gdy wynik nie zgadza się z oczekiwanym, należy skorzystać z menu GIS Tools —> Reach Invert Lines Table—>Flip coord order. Funkcja ta umożliwi obrót układu współrzędnych i kontynuację pracy.

Kolejnym korkiem jest ustalenie granicznych wartości przepływu, co można zrobić trzema różnymi metodami. Pierwszym z nich jest ustalenie przepływu o stałej wartości opierając się na jednym z kilku możliwych parametrów, zwykle jest to ustalony przepływ lub krzywa konsumcyjna. Dodatkowymi założeniami może być laminarność strugi wody bądź znana wysokość zwierciadła pozwalająca ustalić przepływ. Bardzo ważne jest też ustalenie spadku terenu, który należy podać jako jeden z warunków brzegowych. Dla potrzeb analizy przyjęto wartość 0.73% jako prawidłową. Drugim ze sposobów może być przyjęcie niestałych warunków przepływu. W tym przypadku istnieje do wyboru bardzo dużo opcji definiujących warunki brzegowe – począwszy od ręcznego ustalenia skoków przepływu w czasie przez zastosowanie funkcji matematycznych opisujących zmiany, aż do analiz wykorzystujących zarówno zmiany wysokości wód w zbiornikach, jak i dopływy boczne do doliny. Aby wykonać modelownie niestałego przepływu potrzebna jest duża ilość danych oraz założeń, których opisanie znaczny sposób przekraczałoby objętość tej pracy. Trzecią z możliwych opcji jest przepływ quasi-niestaly – interpoluje on dane pomiędzy poszczególnymi przekrojami. W HEC-RAS może być użyty jako baza do analizy rozprzestrzeniania się zanieczyszczeń bądź też do modelowania sedymentacji rzecznej. Jednakże przedstawiona tu analiza nie zajmuje się tymi zagadnieniami. Uwzględniając wszystkie możliwości oraz mając na uwadze fakt, że korzystając z pakietu AutoCAD Civil 3D istnieje możliwość przeprowadzania symulacji wyłącznie dla przepływu stałego. Do dalszej analizy został przyjęty właśnie ten wariant wprowadzenia danych.



**Rys. 7. Okno Geometric Data**

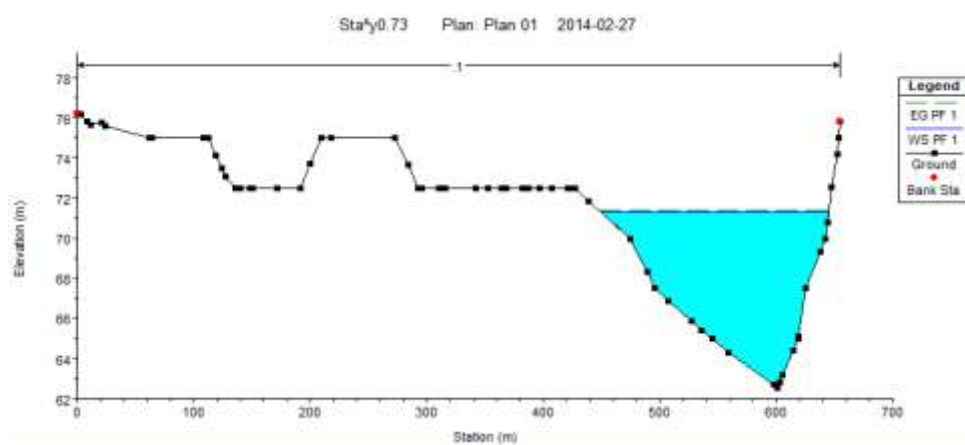
Źródło: Program HEC-RAS

Po otwarciu okna przepływów stałych (StedyFlow Data) należy wpisać obliczone natężenie przepływu, a następnie otworzyć okno ustalania warunków brzegowych. W tym miejscu z dostępnych opcji należy wybrać głębokość normalną, która to zakłada w warunkach początkowych laminarność przepływu. Jeśli przepływ okaże się turbulentny, obliczenia oczywiście uwzględnią straty energii, ale będą trwały dłużej. Nie jest to znacząca różnica, więc dobrym rozwiązaniem jest wybór opcji Normal Depth i pozostawienie obliczeń programowi. Po wprowadzaniu danych należy zapisać warunki przepływu i można przystąpić do dalszej części analizy.

Skupia się ona na wykonaniu obliczeń modelu i wstępnej ocenie terenu zagrożonego zalaniem. Istnieje pięć możliwych opcji przeprowadzenia tej analizy, w programie zostały opisane jako symulacje i tej nomenklatury będą się trzymać dalsze rozważania. Jako że symulacje te są ściśle powiązane z wprowadzonymi danymi opisującymi przepływ, zostaną one omówione skrótowo. Najważniejszym z punktu widzenia przedstawianej pracy jest symulacja przepływu stałego, która wymaga wprowadzenia tylko informacji o terenie, przekrojach oraz przepływach. Opis mówiący o tym jak wprowadzić te dane, został zaprezentowany powyżej. Kolejny typ symulacji wykorzystuje dane o przepływach niestałych i wymaga znacznie większego zakresu wprowadzonych informacji. Często także generuje problemy związane z tym, że dane opisujące daty wystąpienia przepływów muszą być zgodne z danymi zawartymi



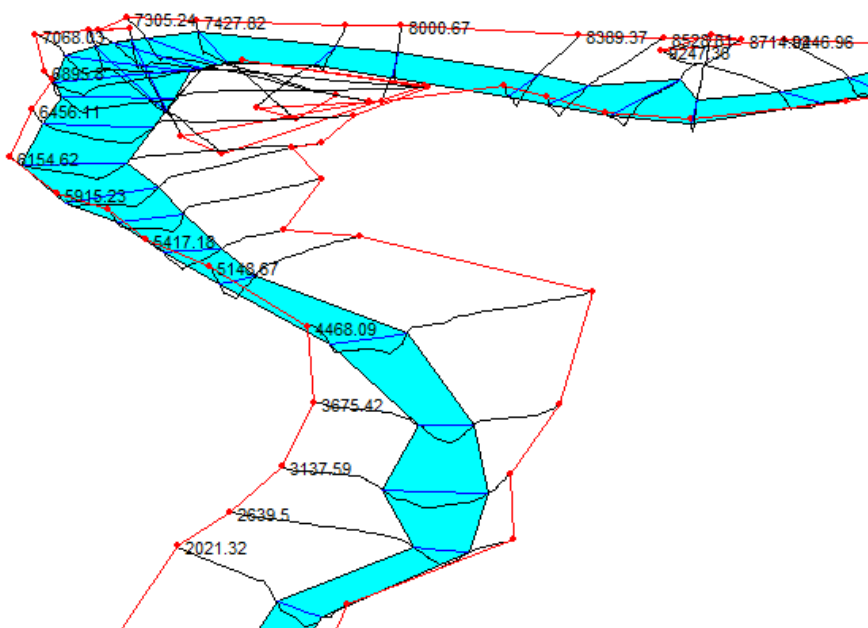
w symulacji. Należy również pamiętać, że w systemach operacyjnych posiadających polski system zapisu daty, program będzie zgłaszał błędy i analiza nie będzie mogła być wykonana. Istnieją także dwa rodzaje symulacji wykorzystujące przepływ quasi-niestały. Pierwsza z nich pozwala na przewidywanie rozprzestrzeniania się zanieczyszczeń w cieku wodnym i wymaga wprowadzania danych o zanieczyszczeniach. Druga opcja jest bardzo podobna, lecz skupia się na modelowaniu przemieszczania się osadów rzecznych; w tym wypadku niezbędne okazują się dane o ilości i rozmieszczeniu osadów w cieku. Ostatnią z możliwych do przeprowadzenia symulacji jest przewidywanie wpływu nowych konstrukcji na przepływ wody. HEC-RAS pozwana na oszacowanie piętrzenia i obliczenia zalanego obszaru dla takich obiektów, jak mosty, jazy, wiadukty itp. Można również wprowadzić w tym przypadku inne elementy urozmaicające analizę; przykładem mogą być pompy osuszające koryto. Po wybraniu odpowiedniego typu symulacji i podłączeniu do niej niezbędnych danych, uruchomić funkcję compute i poczekać, aż program wygeneruje wyniki. Często zdarza się, że zamiast spodziewanego rezultatu otrzymuje się komunikat o błędach. Najbardziej powszechnym jest z nich jest zbyt duża ilość punktów w przekroju, gdyż HEC-RAS limituje ją do 500. Aby pozbyć się tej niedogodności należy wrócić do wprowadzania danych geometrycznych i w zakładce Tools—> Cross section point filter należy znaleźć okno pozwalające usunąć nadmiarowe punkty przekrojowe. Najlepszym rozwiązaniem jest limitowanie ilości punktów do 500 i implementacja filtracji tylko do przekrojów, które przekraczają tę granicę. Zapewnia to płynność analizy oraz to, że punkty leżące na przekrojach o małej ich gęstości nie zostaną niepotrzebnie usunięte. Gdy już wszystkie błędy zostaną usunięte i analiza dobiegnie końca, wynikiem będzie seria przekrojów obrazująca stan wody w trakcie katastrofy. Przykładowy przekrój został przedstawiony na rysunku 8.



**Rys. 8. Przykładowy przekrój przez dolinę wykonany w programie HEC-RAS**

Źródło: Opracowanie własne

Przekroje te można również wyświetlić jako bardzo prosty rysunek 3D, co pozwala na zobrazowanie biegu rzeki i łatwiejsze odnalezienie poszukiwanych punktów; jego fragment został przedstawiony na rysunku 9.



**Rys. 9. Przykładowy przekrój przez dolinę wykonany w programie HEC-RAS**

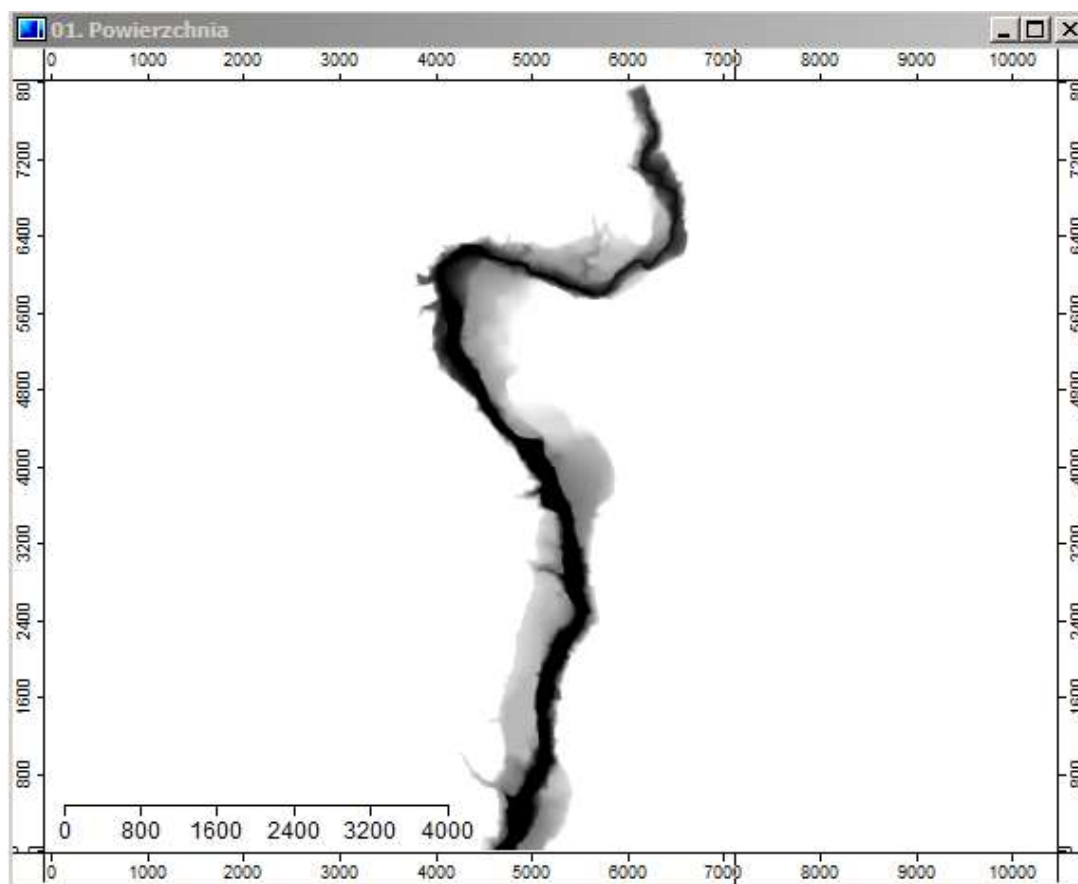
Źródło: Opracowanie własne

Jak widać, takie przedstawienie danych nie daje jasnego poglądy na sytuację. Bardzo trudno na podstawie samych przekrojów i poglądowego rysunku określić obszar, jaki jest zagrożony zalaniem. Dlatego też zostanie zaproponowana metoda bardziej czytelnego zobrazowania wyników, która wykorzystuje proste narzędzia GIS zaimplementowane w HEC-RAS oraz program SAGA konwertujący dane do formatu akceptowalnego w RAS Mapper.

#### **2.5.4. Przystosowanie wyników do obróbki i porównanie z wcześniejszym modelem.**

AutoCAD Civil 3D posiada funkcję umożliwiającą import poligonów z innych programów. Przykładem takiego programu jest HEC-RAS. Aby było to jednak możliwe, należy najpierw stworzyć w oknie RAS Mapper mapę terenu zalewowego. Najpierw należy zdefiniować jednak RAS Mapper. Jest to zestaw prostych narzędzi GIS służących obróbce danych z HEC-RAS. Posiada on bardzo wiele zastosowań, ale też szereg zasadniczych wad.

Największą z nich jest konieczność importu pliku w formacie .flt; jest to tylko część problemu, gdyż plik opisujący to rozszerzenie musi zostać skonfigurowany według ścisłych wytycznych. Co więcej, konieczne będzie zaimportowanie użytej do stworzenia przekrojów powierzchni, co generuje kolejne problemy. Rozwiązanie wszystkich tych zawiłości przez doświadczoną osobę nie zajmuje wiele czasu, lecz dla nowego użytkownika może okazać się barierą nie do przejścia. Pierwszym krokiem, jaki należy wykonać, jest eksport powierzchni z AutoCAD, co można wykonać poprzez otwarcie nawigatora obszaru narzędzi wybierając utworzoną wcześniej powierzchnię i po kliknięciu prawym przyciskiem myszy pojawiają się dwie interesujące opcje. Powierzchnię należy wyeksportować jako plik DEM lub LandXML; żaden z tych formatów nie jest jednak obsługiwany przez HEC-RAS. Koniecznym więc będzie skorzystanie z pośredniego programu jakim jest SEGA, jest to darmowe narzędzie służące do konwersji danych GIS pomiędzy formatami. Oprócz tego pozwala on na szereg innych czynności, takich jak analizy powierzchni terenu, symulacje erozji gruntów itd., jednak zastosowania te nie będą przydatne w tej pracy i poza tą wzmianką zostaną pominięte. To, co jest interesujące, to funkcja importu plików rastrowych opierająca się o bibliotekę GDAL ( Geospatial Data Abstraction Library). Jest ona częścią dużej części programów GISowych i odpowiada za pracę z rastrowymi. Opierając się na powyższej bibliotece należy wybrać format DEM ponieważ jest on formatem rastrowym. Kolejnym pytaniem, jakie stawia funkcja eksportuj, jest odstęp siatki, który należy wybrać. Im gęstsza siatka, tym bardziej dokładne odwzorowanie powierzchni, lecz także zdecydowanie dłuższe obliczenia. Z przeprowadzonych obserwacji wynika, że zmniejszenie odstępów o rząd wielkości powoduje wydłużenie czasu potrzebnego na obliczenia o dwa rzędy wielkości. Przykładowo, jeśli odstęp zostanie zmniejszony z 10 na 1, czas, jaki zajmie programowi eksport i dalsza obróbka danych rośnie 100 razy. W związku z tym sugerowane jest zwiększenie odstępów siatki do wartości 10, co zapewnia zadowalającą dokładność i szybką analizę. Po eksporcie pliku z AutoCAD oraz zaimportowaniu rastrowego do oprogramowania SEGA, otrzymano raster opisujący powierzchnię przedstawiony na rysunku 10.



**Rys. 10. Powierzchnia przekonwertowana w programie SAGA**

Źródło: Opracowanie własne

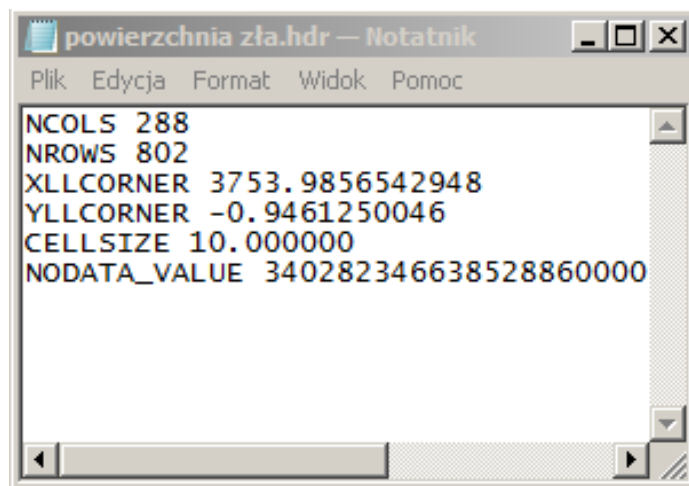
Następnie, tak zmienioną powierzchnię należy wyeksportować do formatu obsługiwanego przez HEC-RAS. Niezbędny do tego będzie plik odwzorowujący utworzony raster w plik GRID posiadający rozszerzenie .flt. Dokonać tego można za pomocą menu Import/Export – grids i funkcji Export ESRI Arc / Info Grid. Po jej wybraniu otworzy się okno wyboru typu zapisu danych, w którym należy wybrać kilka opcji:

1. Jako „grid system” powinny zostać ustalone współrzędne mapy, program sam podpowiada ich wartości, więc nie sprawia to żadnych problemów.
2. W oknie format pliku istnieją dwie możliwości: zapis jako ciąg binarny oraz w formacie ASCII; aby plik mógł być odczytany przez HEC-RAS, konieczny jest wybór pierwszej opcji.
3. Gdy program zapyta o lokalizację, do której wyeksportuje dane, po raz kolejny należy wybrać binarny tryb zapisu pliku.

Po wykonaniu powyższych czynności można zamknąć program SAGA, gdyż nie będzie już potrzebny przy dalszym wykonywaniu analizy.

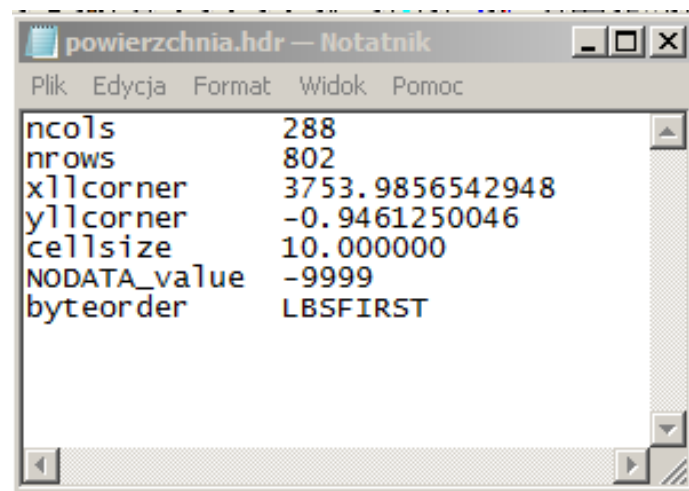
Niestety pomimo tego dane nadal nie mogą zostać zaimportowane do HEC-RAS. Jak

wspomniano wyżej, RAS Mapper wymaga odpowiednio skonfigurowanego pliku definiującego dane. Zmiana danych może być wykonana w notatniku systemu Windows. Jej przebieg został przedstawiony na rysunkach 11 i 12.



**Rys. 11. Plik o rozszerzeniu .hdr otrzymany z programu SEGA**

Źródło: Opracowanie własne

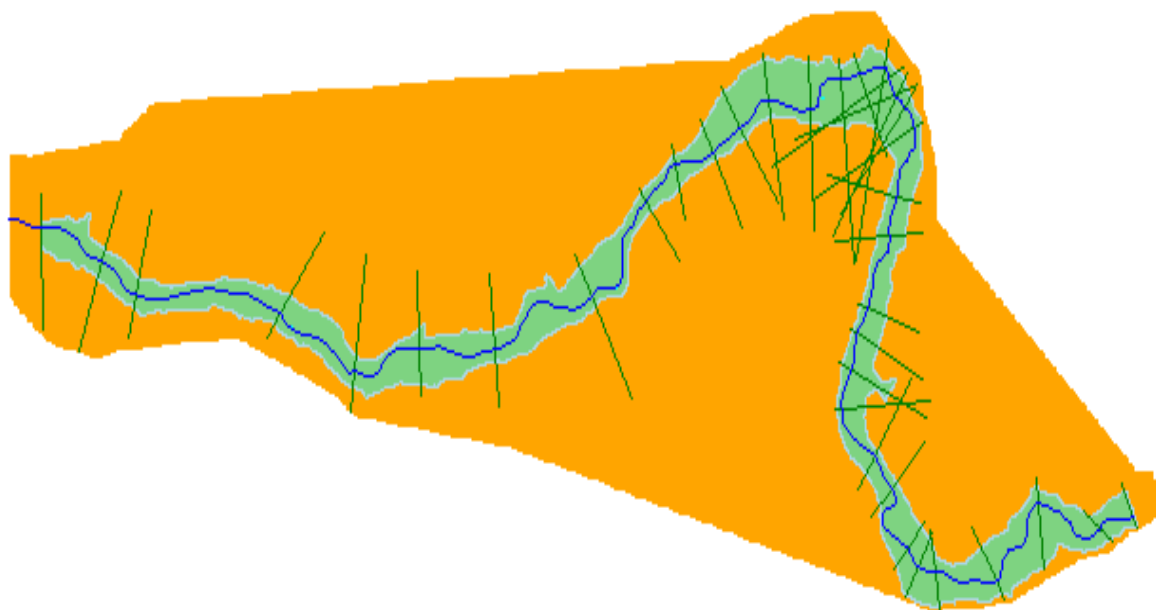


**Rys. 12. Plik o rozszerzeniu .hdr przerobiony na wymagania RAS Mapper**

Źródło: Opracowanie własne

Jak można zauważyć, nastąpił szereg zmian w pliku – po pierwsze wszystkie duże litery zostały zastąpione przez ich małe odpowiedniki, z wyjątkiem sformułowania NODATA. Drugą ze zmian jest zwiększenie odstępu do kolejno w pierwszym wierszu 9 znaków, drugim – 9, trzecim i czwartym – 5, piątym – 3 oraz szóstym – 5. Kolejną ingerencją jest nadanie pustym polom na mapie binarnej wartości -9999, co równa się temu, że nie zostaną one wyświetlone w RAS Mapper. Ostatnią ze zmian jest wprowadzenie dodatkowego szóstego wiersza

porządkującego kolejność układania danych. Tak spreparowany plik należy zapisać i wrócić do HEC-RAS. W programie tym korzystając z menu GIS Tools należy otworzyć okno RAS Mapper. Tam, należy wybrać funkcję Tools—>FloodplainMapping —> New terrain i otworzyć wcześniej skonwertowany plik .flt. Następnie dobrym rozwiązaniem jest sprawdzanie, czy wykonane na początku przekroje interpolują odpowiednio przestrzeń pomiędzy nimi. Można tego dokonać za pomocą funkcji ComputeInterpolationSurface. W przypadku wyświetlenia komunikatu o błędach, należy sprawdzić kierunek linii trasowania oraz to, czy linia ta nie wychodzi w żadnym ze swoich punktów poza powierzchnię utworzoną w AutoCAD. Gdy wszystko się zgadza, należy kliknąć przycisk GenerateLayers i poczekać, aż program obliczy obszar zagrożony zalaniem. Na czas tych obliczeń ma w znacznym stopniu wpływ odstęp siatki ustalony przy eksporcie punktów z AutoCAD, więc nawet kilkunastominutowe obliczenia nie powinny dziwić. Wynik obliczeń zaprezentowany jest na rysunku 13; ze względu na oszczędność miejsca został on obrócony o 90 ° zgodnie z ruchem wskazówek zegara.



**Rys. 13. Obszar zalewowy obliczony w HEC-RAS**

Źródło: Opracowanie własne

Na powyższym planie widać zaznaczoną na pomarańczowo powierzchnię, niebieski obszar zalewowy oraz linie trasowania i przekrojowe. Można oczywiście dołączyć do tego podkład pobrany z mapy rastrowej bądź topograficznej, co zostanie przedstawione w rozdziale 3. Ostatnim etapem niezbędnym do porównania obu analiz jest załadowanie powyższego planu do

AutoCad. Dokonać tego można na szereg różnych sposobów. Najprostszym z nich jest wpisanie w linię komend polecenia MAPIMPORT, a następnie wybór z folderu, w którym wyniki obliczeń były zapisywane, pliku floodmap.shp. Zawiera on linię tworzącą zewnętrzne ramy obszaru zalanego. Następnie w nowo otwartym oknie należy zaznaczyć opcję „importuj regiony jako zamknięte polilinie”. W skutek tej czynności pokaże się region, który będzie zawierał w sobie wyniki analizy. Konfrontując ten wynik z otrzymanymi wcześniej granicami obszaru zalanego utworzonymi w AutoCAD, umożliwia to przeprowadzenie analizy jakości wykonanych badań. Za kluczowe należy uznać różnice rzędnych zalania terenu, które zostaną odczytane z podkładu topograficznego. Dla celów prezentacji wyników dobrze jest też pobrać do programu AutoCAD rastrowy obraz ortofotomapy dla danego terenu. Dokonać tego można w analogiczny sposób w jaki pobrano mapę podkładową TOPO\_50\_92, należy jednak zmienić warstwę, na której program Mapo Tero będzie poszukiwał danych.

### **3. Wyniki i dyskusja**

Poniższe wyniki są przedstawione w trzech częściach, w pierwszym nastąpi krótkie przypomnienie obszaru, jaki jest zagrożony zalaniem, według analizy wykonanej w AutoCAD Civil 3D 2012. Drugi przedstawi dane opracowane za pomocą HEC-RAS, w trzecim natomiast nastąpi porównanie pomiędzy dwoma modelami. Dyskusja nad wiarygodnością wyników oraz metodami ich poprawy znajdzie się na końcu rozdziału.

#### **3.1. Wyniki analizy przeprowadzonej w programie AutoCAD Clivil 3D 2012**

Pełny opis wyników wraz z ich dyskusją znajduje się w poprzedniej publikacji [1], w tej części pracy zostanie przedstawiony jedynie skrótowy opis. Najważniejszym parametrem opisującym analizowany obszar są rzędne zalania terenu, które wahają się od 62.5 m n.p.m. w punktach odległych od zapory o ponad 80 hektometrów do 73 m n.p.m. w pobliżu zapory.



Został on przedstawiony na rysunku 13, który analogicznie jak rysunek 12 został obrócony o 90°.



**Rys. 14. Wynik analizy wykonanej w AutoCAD Civil 3D 2012**

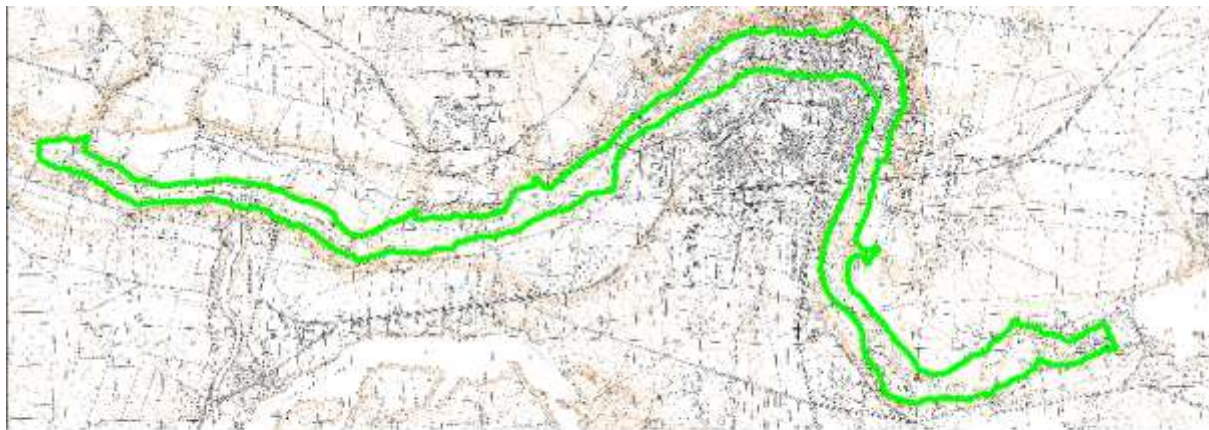
Źródło: Wykorzystanie GIS w analizach przeciwpowodziowych (Borsuk, Opyrchal 2013)

Teren miasta zgodnie z powyższą analizą w przypadku katastrofy zostanie zalany do rzędnej 69 m n.p.m., a szczególnie cenny rynek miasta znajdzie się pod wodą na głębokość około 2 metrów. Poza tym, znaczna część miasta narażona jest na podobne skutki katastrofy. Ze względu na ukształtowanie terenu oraz fakt, że Koronowo leży w zakolu rzeki Brdy, ochrona ludności poprzez budowę wałów przeciwpowodziowych nie wydaje się być możliwa do zastosowania. Bliskość zapory, która chroni miasto przed corocznym ryzykiem powodzi, także przemawia za rezygnacją z tej formy ochrony. Należy również zauważyć, że wartości rzędnej zalania dla końców analizowanego obszaru, które znajdują się na utworzonej powierzchni terenu, a leżą poza obszarem pokrytym przekrojami, zostały ekstrapolowane przez program, co daje pewien pogląd na zagrożenie.

### **3.2. Wyniki analizy przeprowadzonej w programie HEC-RAS**



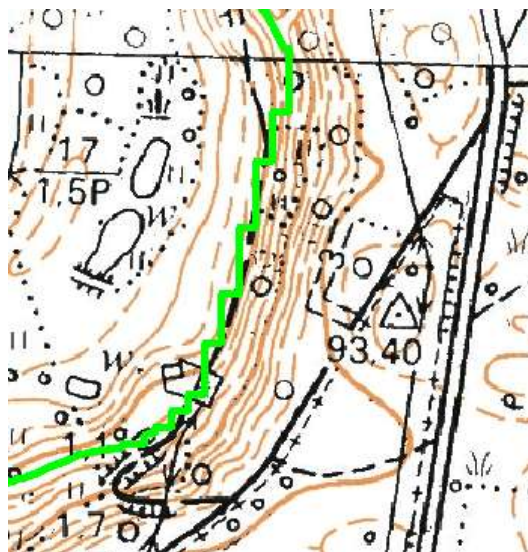
Wyniki przedstawiono na rysunku 15, należy zaznaczyć że HEC-RAS nie ekstrapoluje żadnych wyników. Obszar zalany więc nie będzie wyznaczony za pomocą dwóch linii, lecz będzie miał charakter zamkniętego poligonu.



**Rys. 15. Wynik analizy wykonanej w HEC-RAS**

Źródło: Opracowanie własne na podstawie danych z [www.geoportal.gov](http://www.geoportal.gov)

W analizie wykonanej w programie HEC-RAS rzędne zalanego terenu wahają się od 72.5 m n.p.m w pobliżu zapory do 62 m n.p.m w dolnym odcinku analizowanego obszaru. Należy również zauważyć pewne niedoskonałości wynikowego obszaru. Poza wspomnianym już brakiem ekstrapolacji zdarzają się nietypowe, mało płynne granice, jak na przykład ta na rysunku 16.



**Rys. 16. Wynik analizy wykonanej w HEC-RAS**

Źródło: Opracowanie własne na podstawie danych z [www.geoportal.gov](http://www.geoportal.gov)

Może to wynikać z wielokrotnej konwersji danych, którą musiały one przejść zanim trafiły na arkusz wynikowy. Należy także zauważyć, iż sytuacje takie występują wyłącznie na obszarach, gdzie następuje nagły zwrot biegu rzeki połączony z dużym nachyleniem terenu. Jednak pomimo tych wad, wynik uzyskany w HEC-RAS można uznać za zadowalający. Samo miasto Koronowo, zgodnie z powyższymi planami, zostanie w przypadku katastrofy zalane do rzędnych pomiędzy 69 m n.p.m. na północy miasta do 70 m n.p.m. na południu. Wydaje się to mało prawdopodobne ponieważ północ miasta leży bliżej zapory, więc powinna być narażona na wyższy stan wód, jednak należy pamiętać, że na południowym krańcu dolina zwęża się, podnosząc chwilowo stan wód.

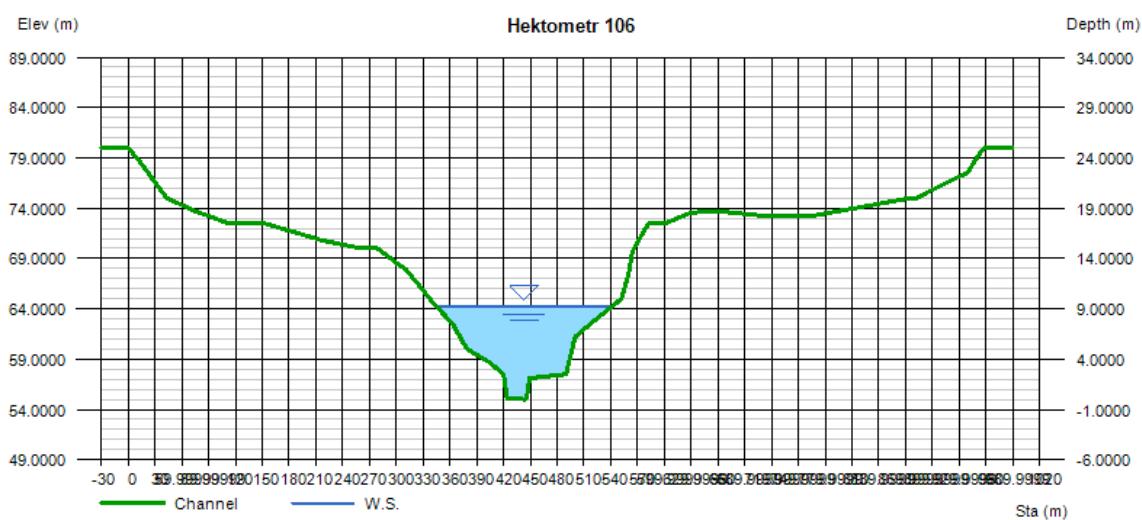
Analizę wykonaną w HEC-RAS można w znaczny sposób uwiarygodnić. Pozwalają na to narzędzia opisywane w tej pracy, a pominięte dodano ze względu na jej ograniczony zakres oraz cel, którym jest jej porównanie z wynikami uzyskanymi w AutoCAD. Pierwszym ze sposobów powinno być użycie niestałego modelu przepływu, pozwoliłby on na lepsze oddanie schematu propagacji fali powodziowej. Woda wylewająca się ze zbiornika nie płynie w sposób stały – jak założono to w tej analizie, ale prędkość wypływu zmienia się z czasem, niestały model pozwoliłby na wierne oddanie piku na krzywej przepływu powstałego w skutek katastrofy. Kolejnym proponowanym rozwiązaniem jest wzięcie pod uwagę dławiącego działania mostów i innych konstrukcji przyrzecznych. HEC-RAS umożliwia wprowadzanie tego typu danych i z pewnością poprawiłyby one jakość analizy. Używając zaawansowanych opcji istnieje nawet możliwość obliczania przepływów w zależności od wariantu katastrofy zapory, co na pewno będzie jednym z tematów przyszłych opracowań autora, gdyż daje ono dużo większe możliwości niż przedstawione tu analizy. Dzięki narzędziom ukrytym w panelu opcji można się także pokusić o zmianę sposobów liczenia współczynników szorstkości i poprawę w ten sposób wiarygodności. Reasumując analizę należy uznać za udaną i jej wynik może służyć do porównania z modelem zaprezentowanym w autorskiej publikacji [1].

### **3.3. Porównanie wyników analizy przeprowadzonej w programie HEC-RAS i AutoCAD Civil 3D**

Jak można było przeczytać w powyższych rozdziałach i zaobserwować na rysunkach 14 i 15, wyniki analiz przeprowadzonych w obu programach są bardzo podobne. Jednak pomimo

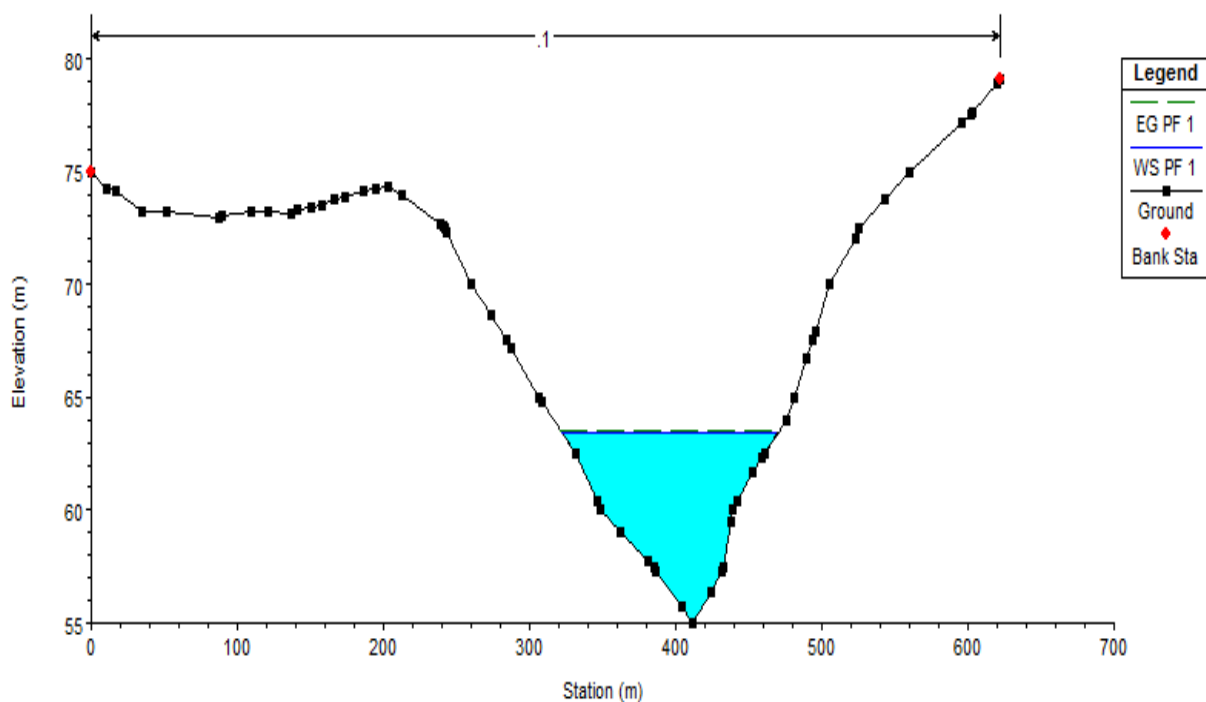
tych samych założeń, które są w znacznym stopniu ograniczające dla HEC-RAS, pojawiły się pewne rozbieżności. Na kluczowym dla analizy terenie miasta Koronowo, wyniki różnią się o około metr wysokości i to na obszarze najcenniejszym ze względu na obecność zabytków, to znaczy rynku miasta i jego okolic. Z jednej strony nie wydaje się to dużo, ale z drugiej nie może zostać pozostawione bez komentarza. Na pozostałych terenach, w większości przypadków, rzędna zalania terenu jest również wyższa dla danych opracowanych w HEC-RAS. Wyjątek stanowią obszary w bezpośrednim sąsiedztwie zapory, gdzie wyższe stany wód prognozuje AutoCAD Civil 3D. Wydaje się jednak, że większe zaufanie powinno się pokładać w oprogramowaniu HEC-RAS, a analizę tam przeprowadzoną należy bez wątplenia uznać za dokładniejszą. Głównymi powodami, na podstawie których można wysnuć ten wniosek, są typowo przeciwpowodziowe przeznaczenie programu oraz fakt, że zastosowano w nim o wiele więcej przekrojów. Czas, jaki jest potrzebny na wprowadzanie danych do Hydraflow jest tak duży, że wykorzystanie wielu przekrojów w HEC-RAS jest znacznie prostsze oraz szybsze, a co za tym idzie, również tańsze. W drugiej analizie, użyto ich ponad dwukrotnie więcej, a zwiększenie ich ilości jeszcze bardziej nie nastęczyłoby trudności. Jediną wadą HEC-RAS jest problematyczne wprowadzanie danych w przypadku, gdy nie istnieje gotowa powierzchnia; należy robić to ręcznie wzorując się na podkładzie mapowym, co jednak nie jest zbyt dokładne.

Poniżej na rysunkach 17 i 18 przedstawiono porównanie stanów wód uzyskanych na 106 hektometrze licząc od podnóża zapory, a więc na jednym z ostatnich, dla których przeprowadzana była analiza.



**Rys. 17. Przekrój na 106 hektometrze wykonany w Hydraflow**

Źródło: Opracowanie własne



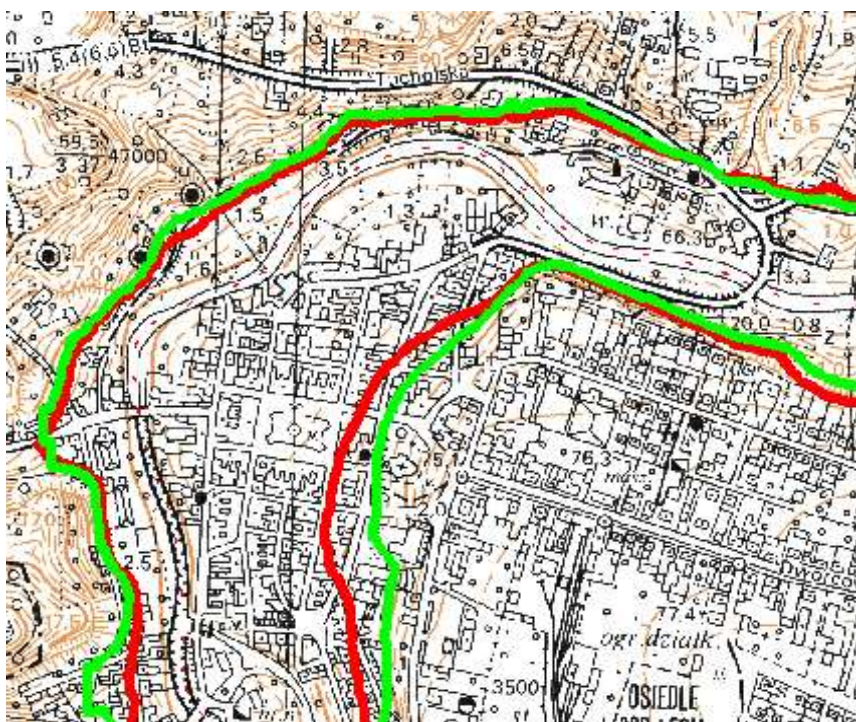
**Rys. 18. Przekrój na 106 hektometrze wykonany w HEC-RAS**

Źródło: Opracowanie własne

Jak widać, przekroje nie odbiegają od siebie w znaczny sposób, widoczne różnice, wynikają z tego, że przekrój w HEC-RAS musi zawierać się w granicach powierzchni, więc siłą rzeczy nie odbiega tak daleko od linii trasowania. Kolejną zmianą jest inne ukształtowanie dna rzeki, które wynika z przyjętych założeń; w Hydraflow dane wprowadzane były ręcznie, natomiast HEC-RAS sam ustalał głębokość rzeki. W obu przypadkach woda sięga w okolice 64 m n.p.m., natomiast rozbieżności na osi poziomej wynikają z wspomnianych wcześniej różnic w długości przekrojów.

Kolejną porównywaną częścią analizy jest obszar miasta Koronowa zagrożony zalaniem. Poniżej na rysunkach 19, 20 zaprezentowano rzuty na podkład TOPO\_50\_92 i Ortofoto. Na podstawie tego porównania można stwierdzić, że różnice w wysokości rzędnej, o których była mowa wcześniej, stanowią jednak poważny problem.





**Rys. 19. Obszar zagrożony zalaniem na podkładzie TOPO**

Źródło: Opracowanie własne na podstawie [www.geoportal.gov](http://www.geoportal.gov)



**Rys. 20. Obszar zagrożony zalaniem na podkładzie Ortofoto**

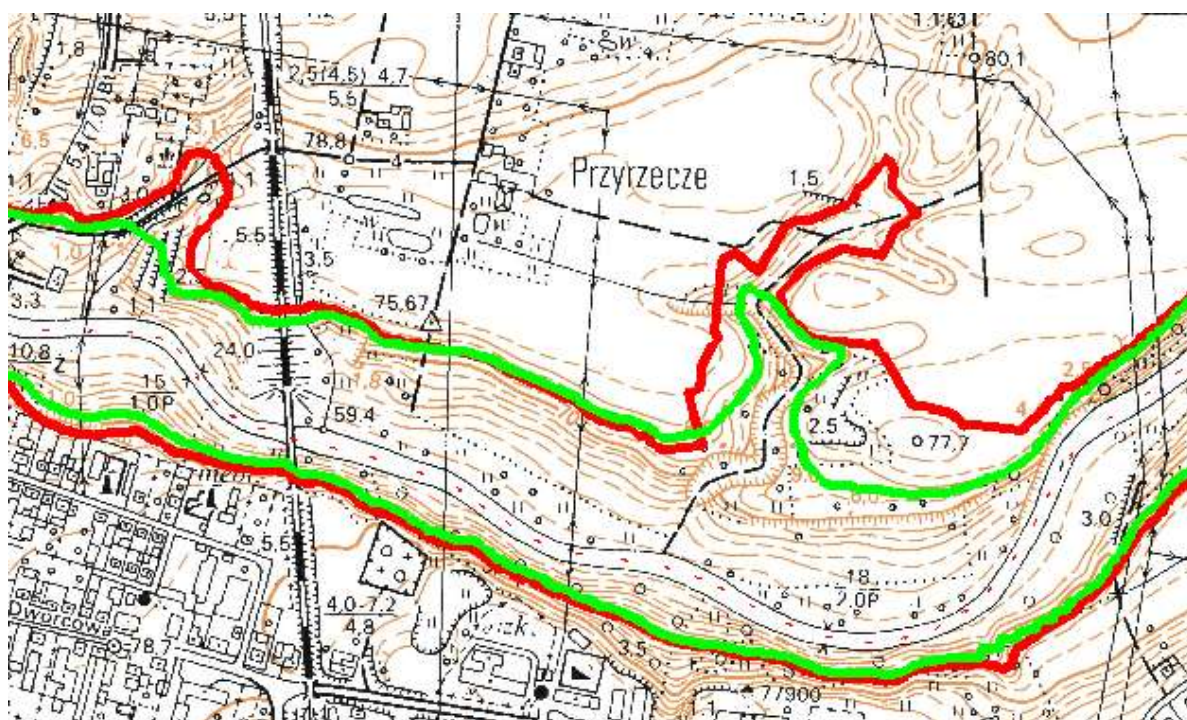
Źródło: Opracowanie własne na podstawie [www.geoportal.gov](http://www.geoportal.gov)

Na powyższych rysunkach granice obszaru zagrożonego zalaniem obliczonego za pomocą HEC-RAS zostały oznaczone na zielono. Analogiczne granice, które są wynikiem pracy z AutoCAD Civil 3D mają kolor czerwony. Czerwone punkty obrazują linię trasowania będącą podstawą do analizy. W małej skali, linie wciąż przebiegają bardzo blisko siebie, jednak w kluczowym fragmencie miasta oddalają się o pewną odległość. Plan na podkładzie Ortofoto



pokazuje, że zagrożona zalaniem według HEC-RAS jest jedna przecznica ulic więcej. Nie wydaje się to dużą wartością, ale należy pamiętać, że w tym przypadku obszary położone niżej w przypadku katastrofy nie zostaną zalane do 2 metrów, a do 2,5 – 3 m, co skutkuje zagrożeniem dla kolejnego piętra budynków. Niemniej jednak, obie analizy należy uznać za udane i powtarzalność wyników świadczy o ich poprawnym przeprowadzeniu.

Należy jednak pamiętać, że nie w każdym miejscu analizy są one zgodne ze sobą, co ilustruje przykład przedstawiony na rysunku 21.. Nie świadczy to bynajmniej o błędach w procedurze, lecz o tym, że na terenach płaskich o mocno pofalowanym gruncie mogą wystąpić nieścisłości w interpolowaniu powierzchni.



Rys. 21. Obszary generujące wątpliwości

Źródło: Opracowanie własne na podstawie [www.geoportal.gov](http://www.geoportal.gov)

Jak można zauważyć, w przypadkach, gdy istnieją boczne doliny, wyniki uzyskane w HEC-RAS mają niższą wartość niż te z AutoCAD Civil 3D. Prawdopodobnie jest to skutkiem wielokrotnej konwersji danych, która doprowadza do wygładzenia nieciągłości.

### 3.4. Dyskusja nad możliwościami zastosowań programów

Każda z powyższych metod dała zadowalający efekt, jednak czas, jakiego wymaga wprowadzenie danych do Hydraflow sugeruje, że analiza wykonana w HEC-RAS jest bardziej

efektywna. Zaprezentowana powyżej metoda mieszana, czyli wykonanie powierzchni w AutoCAD Civil 3D, a obliczeń w HEC-RAS, wydaje się tańszym i bardziej dokładnym rozwiązaniem. Co więcej, pomimo tego, że aktualna literatura [8] twierdzi, że wspieranie HEC-RAS za pomocą oprogramowania CAD i GIS jest czasochłonne i wymaga jego dużej znajomości, udało się pokazać, że jest to wykonalne bez większych problemów. Oczywiście, najpierw musi być stworzona odpowiednia instrukcja, jaka jest zaprezentowana w rozdziale 2.5.3. Interesującą wydaje się też opcja rozwinięcia analizy o przepływ niestały, co, jak sugeruje RZGW w Krakowie [9] jest najlepszym dostępnym narzędziem hydroinformatycznym. Metodyka zastosowanych obliczeń jest zgodna z obecnie obowiązującym trendami [6, 8]. Zgodnie z ostatnio stosowaną praktyką [9], wyniki opracowań stanowią podstawę dla budowy lub modernizacji systemów ostrzegania przed nadejściem fali powodziowej wywołanej katastrofą w dolinie poniżej obiektu, a także materiał informacyjny dla służb kryzysowych, pozwalający na zaplanowanie szczegółów akcji ewakuacyjnej, na wypadek ewentualnej katastrofy zapory. Oczywiście analiza mogłaby być bardziej wiarygodna poprzez zastosowanie w wymienionych wyżej narzędziach dodatkowych parametrów, takich jak: uwzględnienie oporu generowanego przez mosty, dywersyfikację współczynników szorstkości oraz zmianę metody ich wprowadzania, zastosowanie zamiast ręcznego modelowania powierzchni terenu skaningu laserowego i wykorzystanie Numerycznego Modelu Terenu oferowanego przez CODGiK. Poza tym prezentacja wyników ze względu na formę pracy nie spełnia wymaganych przez prawodawcę norm [10]. Brakuje między innymi odpowiedniej skali, format planów jest nie odpowiedni, a podkład mapowy nie zachowuje odpowiedniej rozdzielczości. Jednak zastosowanie się do tego typu wymagań prowadziłoby do znacznego zwiększenia objętości pracy, w szczególności należałoby dodać około 10 arkuszy mapowych, które nie spełniają wymagań redakcyjnych, więc ta część została pominięta. Poza tym celem nie była dokładna analiza terenu, a przedstawienie i porównanie narzędzi, które mogą służyć jej wykonaniu. Zaprezentowany model ze względu na użycie darmowego odpowiednika oprogramowania w pewnym stopniu odbiega od metodyki prezentowanej przez RZGW [11]. Niemniej jednak, narzędzia OpenSource pomimo tego, że czasami sprawiają pewne trudności, powinny być brane pod uwagę w planowaniu przyszłych analiz powodziowych. Wcześniej zaprezentowany [1] model pomimo tego, że poprawny, w miarę możliwości powinien być zastąpiony poprzez użycie HEC-RAS wsparte jedynie AutoCAD Civil 3D [5].

#### 4. Wnioski

1. Modele wykorzystujące jedynie pakiet AutoCAD Civil 3D i HEC-RAS przy wsparciu AutoCAD dały podobny wynik, różnica nie była większa niż 1 metr wysokości wody;
2. Wykonanie analizy przy użyciu HEC-RAS zajmuje mniej czasu i jest dokładniejsze;
3. Stworzone plany dają dobry pogląd na zagrożenie i po dostosowaniu do norm prawnych mogą służyć jako informacje dla służb terenowych;
4. Darmowe oprogramowanie służące do tego typu analiz, jakim jest HEC-RAS, powinno być rozważane jako zamiennik komercyjnych programów;
5. Oprogramowanie CAD z powodzeniem może służyć jako wsparcie dla analiz wykonywanych w HEC-RAS.

#### Literatura:

1. Ł. Borsuk L. Opyrchał: *Wykorzystanie GIS w analizach przeciwpowodziowych – na przykładzie analizy katastrofy zapory w Pieczyskach*; II międzynarodowa konferencja naukowa – Inżynieria Środowiska Młodym Okiem – Białystok 2013
2. B.Osiński, L.Opyrchał: *Ocena stanu technicznego i stopnia bezpieczeństwa budowli hydrotechnicznych stopnia Koronowo za rok 2011*, AGH, karków 2012.
3. Ambrożewski Z. J.: *50 lat zbiornika i elektrowni wodnej Koronowo*<http://ambrozewski.blog.pl/id,329487692,title,50-lat-zbiornika-i-elektrowni-wodnej-Koronowo,index.html> stan na 26 II 2014
4. VenTe Chow: *Open-Channel Hydraulics*, Mc Graw – Hill Book, New York, 1959.
5. Bodzionny M. Baziak B.: *AutoCAD Civil 3D jako narzędzie wspomagające w obliczeniach Hydrologicznych*; Czasopismo Techniczne Politechniki Krakowskiej Zeszyt 4 rok 2012
6. R.Radoń, M.Piórecki: *Metodyka analiz zagrożeń powodziowych powstałych w wyniku katastrof budowli piętrzących*, w *Bezpieczeństwo zapór – nowe wyzwania*, s. 81-87, IMGW, Warszawa 2011 r.
7. Methods H. Dyhouse G. Hatchett J. Benn J.: *Foodplain Modeling Using HEC-RAS*; Bentley Institute Press 2007.
8. M.Szydłowski (red.), *Matematyczne modelowanie hydraulicznych skutków awarii zapór wodnych*, Monografie Komitetu Gospodarki Wodnej PABN, Warszawa, 2003 r.
9. VenTe Chow: *Open-Channel Hydraulics*, Mc Graw – Hill Book, New York, 1959.



10. R.Radoń, M.PióreckiK.Kępski : *Próba standaryzacji podejścia do analiz zapór: RZGW w Krakowie 2012*
11. Rozporządzenie Ministra Środowiska, Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej, Ministra Administracji i Cyfryzacji oraz Ministra Spraw Wewnętrznych z dnia 21 grudnia 2012 r. w sprawie opracowania map zagrożenia powodziowego i map ryzyka powodziowego (Dz. U. z 2013 r. poz. 104)
12. Metodyka opracowania map zagrożenia powodziowego, opracowanie wykonane na zlecenie KZGW, sfinansowane ze środków NFOŚiGW, zrealizowane przez DHI Polska w składzie: A. Borowicz, J. Kwiatkowski, J. Spatka, E. Zeman, 2009;