MONOGRAFIE KOMITETU INŻYNIERII ŚRODOWISKA
POLSKA AKADEMIA NAUK
vol. 146

METODA WYZNACZANIA ZASIĘGU STREF ZAGROŻENIA POWODOWANEGO PRZEZ ROZSZCZELNIENIE PODZIEMNYCH PRZEWODÓW WODOCIĄGOWYCH

Małgorzata Iwanek

LUBLIN 2018

POLSKA AKADEMIA NAUK
KOMITET INŻYNIERII ŚRODOWISKA

MONOGRAFIE

Nr 146

METODA WYZNACZANIA ZASIĘGU STREF ZAGROŻENIA POWODOWANEGO PRZEZ ROSZCZELNIENIE PODZIEMNYCH PRZEWODÓW WODOCIĄGOWYCH

Małgorzata Iwanek

LUBLIN 2018

Recenzenci:
Prof. dr hab. inż. Janusz Jeżowiecki
Prof. dr hab. inż. Marian Kwietniewski

ISBN 978-83-63714-46-8

Spis treści

Wykaz ważniejszych oznaczeń stosowanych w rozprawie ... 6
Symbole łacińskie ... 6
Symbole greckie ... 9
1. Wstęp ... 11
2. Studia literaturowe ... 13
2.1. Zjawisko sufozji jako skutek wypływu wody z podziemnej infrastruktury wodociągowej ... 13
2.2. Fizyczny aspekt wypływu wody z podziemnego przewodu wodociągowego ... 18
2.2.1. Ciśnieniowy przepływ wody w sieci wodociągowej ... 19
2.2.2. Wypływ wody przez otwór z rurociągu do gruntu ... 21
2.2.3. Przepływ wody w ośrodku porowatym ... 25
2.3. Podstawy geometrii fraktalnej ... 29
2.3.1. Fraktale i ich właściwości ... 30
2.3.2. Wymiar fraktalny ... 33
2.3.3. Zastosowanie geometrii fraktalnej ... 37
3. Teza, cele i zakres pracy ... 45
4. Metody badawcze ... 47
4.1. Analiza podobieństwa zjawiska rzeczywistego i odpowiadającego mu modelu fizycznego ... 47
4.2. Określenie fizycznych i hydraulicznych parametrów gruntów użytych w badaniach ... 54
4.3. Fizyczna symulacja awarii podziemnego przewodu wodociągowego w warunkach laboratoryjnych ... 56
4.3.1. Budowa stanowiska badawczego ... 57
4.3.2. Przebieg doświadczenia ... 60
4.3.3. Statystyka opisowa i normalność rozkładów danych ... 63
4.3.4. Analiza wpływu wybranych parametrów na miejsce wypływu wody na powierzchnię gruntu po awarii wodociągu ... 65
4.3.5. Wykorzystanie funkcji Ripleya do oceny przestrzennego rozkładu otworów sufozyjnych ... 66

5. Wyniki analizy podobieństwa oraz badań laboratoryjnych wraz z dyskusją ... 68
5.1. Wyniki analizy podobieństwa zjawisk ... 68
5.1.1. Wybór parametrów najbardziej wpływających na badane zjawisko ... 68
5.1.2. Wyznaczenie liczb kryterialnych i postaci funkcji opisującej analizowany problem ... 73
5.2. Parametryzacja gruntów wykorzystanych w badaniach ... 74
5.3. Wyniki fizycznej symulacji awarii podziemnego przewodu wodociągowego w warunkach laboratoryjnych ... 78
5.3.1. Podstawowa analiza statystyczna danych uzyskanych w wyniku eksperymentu ... 78
5.3.2. Wpływ wybranych parametrów na odległość wypływu wody na powierzchnię terenu od miejsca rozszczelnienia przewodu ... 83
5.3.3. Ocena przestrzennego rozkładu otworów sufozyjnych ... 89
5.3.4. Podsumowanie wyników fizycznej symulacji awarii podziemnego przewodu wodociągowego w warunkach laboratoryjnych ... 92
6. Nowa metoda określania promienia strefy wypływu wody na powierzchnię terenu po rozszczelnieniu przewodu wodociągowego ... 95
6.1. Charakterystyka struktury geometrycznej stanowiącej przedmiot badań ... 95
6.1.1. Ocena fraktalnego charakteru zbioru punktów odpowiadających miejscom wypływu wody na powierzchnię terenu ... 95
6.1.2. Teoretyczny układ punktów ... 99
6.1.3. Podsumowanie charakterystyki analizowanej struktury geometrycznej ... 102
6.2. Wymiar fraktalny zaproponowanej struktury geometrycznej i związane z nim parametry ... 103
6.3. Metoda Monte Carlo jako narzędzie do budowy hipotetycznej populacji ... 109
6.4. Wykorzystanie geometrii fraktalnej i symulacji Monte Carlo do wyznaczenia wielkości strefy wypływu wody po awarii wodociągu ... 111

6.4.1. Sprawdzenie zgodności rozkładów prawdopodobieństwa prób hipotetycznych populacji 112
6.4.2. Analiza maksymalnych wartości liczb pseudolosowych wygenerowanych w poszczególnych próbach 113
6.4.3. Wymiar fraktalny hipotetycznych struktur liniowych 117
6.4.4. Analiza parametru R_{fr} charakteryzującego hipotetyczne struktury liniowe 118
6.4.5. Określenie promienia strefy wypływu wody na powierzchnię terenu po rozszczelnieniu podziemnego wodociągu 123
6.4.6. Ocena nowej metody wyznaczania promienia strefy wypływu wody w oparciu o wyniki badań laboratoryjnych 131
6.5. Podsumowanie wyznaczania wielkości strefy wypływu wody po awarii wodociągu z wykorzystaniem nowej metody 134
7. Weryfikacja wyników badań teoretycznych w oparciu o pomiary w rzeczywistych warunkach 138
7.1. Badania terenowe 138
7.2. Weryfikacja wyników analizy podobieństwa zjawisk 149
7.3. Weryfikacja nowej metody określania promienia strefy wypływu wody na powierzchnię terenu wskutek rozszczelnienia przewodu wodociągowego 158
8. Podsumowanie pracy i wnioski końcowe 162
9. Bibliografia 166

Wykaz ważniejszych oznaczeń stosowanych w rozprawie

Symbole łacińskie

A	– powierzchnia dowolnie wybranego elementu układu rzeczywistego [m^2]
A'	– powierzchnia elementu modelu odpowiadającego elementowi o powierzchni A w układzie rzeczywistym [m^2]
A_{ob}	– powierzchnia obszaru badań w warunkach laboratoryjnych [cm^2]
A_L	– powierzchnia nieszczelności [cm^2]
a	– wymiar obszaru ograniczającego położenie otworów sufozyjnych, równoległy do osi odciętych [m]
b	– wymiar obszaru ograniczającego położenie otworów sufozyjnych, równoległy do osi rzędnych [m]
C_d	– współczynnik wydatku otworu [-]
CV	– współczynnik zmienności [%]
c_{ij}	– współczynnik korekcyjny uwzględniający tzw. efekt brzegowy
D	– średnica wewnętrzna przewodu [m]
D_b	– wymiar pudełkowy [-]
$D_b(W_N)$	– wymiar pudełkowy zbioru W_N [-]
DN	– średnica nominalna przewodu [mm]
d	– średnica ziaren gruntu [m]
d_{ij}	– odległość między i-tym a j-tym punktem [m]
d_x	– średnica ziaren gruntu, które wraz z mniejszymi stanowią x% wagowych badanej próbki [m]
$F1,\ldots,F5$	– zbiór wartości R_w uzyskanych w badaniach laboratoryjnych podczas symulacji wypływu wody przez nieszczelność o polu powierzchni odpowiednio 2,83, 4,71 , 9,42, 15,07, 18,84 cm^2
H	– wysokość ciśnienia w przewodzie wodociągowym [m H_2O]
$H1,\ldots,H7$	– zbiór wartości R_w uzyskanych w badaniach laboratoryjnych podczas symulacji wypływu z przewodu o wysokości ciśnienia hydraulicznego odpowiednio 3,0, 3,5, 4,0, 4,5, 5,0, 5,5, 6,0 m H_2O
h	– ciśnienie ssące gruntu [m H_2O]
$I(d_{ij})$	– funkcja przyjmująca wartość 0 lub 1 według zależności (4.16) [-]
I_s	– wskaźnik zagęszczenia gruntu [-]
K	– współczynnik przewodnictwa hydraulicznego w warunkach niepełnego nasycenia profilu gruntowego wodą [m/s]
$K(r)$	– funkcja Ripleya

$\widehat{K}(r)$	– estymator funkcji Ripleya
KR	– przedział (obszar) krytyczny
K_s	– współczynnik filtracji [m/s]
L	– bezwymiarowy wykładnik związany z krętością porów w gruncie [-]
l_{odc}	– długość dowolnie wybranego odcinka w układzie rzeczywistym [m]
$l_{odc}{}'$	– długość odcinka w modelu [m], odpowiadającego rzeczywistemu odcinkowi o długości l_{odc}
l	– odległość pomiędzy rozpatrywanymi przekrojami w równaniu Bernoulliego [m]
N	– liczebność zbioru, próby, danych
$N_\delta(W_N)$	– liczba zbiorów wypukłych o średnicy co najwyżej δ, pokrywających zbiór W_N
$\mathbb{N}$	– zbiór liczb naturalnych
N_r	– liczba przyrostów jednostkowych $r_{fr\ i}$
n	– współczynnik empiryczny będący miarą rozkładu wielkości porów w gruncie [-]
n_w	– liczba punktów (miejsc wypływu wody na powierzchnię) tworzących analizowany zbiór fraktalny
$n_{w\ CV}$	– najmiejsza liczebność punktów, dla której współczynnik zmienności parametru R_{fr} nie przekracza 5%
$n_{w\ gr}$	– graniczna wartość n_w, spełniająca zależność (6.6)
$n_{w\ i}$ i $n_{w\ i+1}$	– dwa kolejne elementy zbioru {50, 100, 200, 300, … , 900, 1000, 1500, 2000, 3000, 4000, 5000}, $i \in \{1, \ldots, 15\}$
$n_{w\ \Delta}$	– najmiejsza liczebność punktów, dla której istotnie zmniejsza się przyrost średniej wartości R_{fr} ze wzrostem liczebności punktów
$n_{w\ \Delta}$’	– liczebność $n_{w\ \Delta}$ wytypowana do oceny statystycznej
n_{ws}	– liczba punktów tworzących strukturę fraktalną, dla których $R_w \leq R_s$
$n_{ws\ 0,5}$	– liczba punktów tworzących strukturę fraktalną, dla których $R_w \leq R_{s\ 0,5}$
$n_{ws\ 1,0}$	– liczba punktów tworzących strukturę fraktalną, dla których $R_w \leq R_{s\ 1,0}$
P	– porowatość ośrodka gruntowego [%]
pF	– logarytm dziesiętny z wartości ciśnienia ssącego h gruntu wyrażonego w cm H_2O
p_i	– wielkość fizyczna
r	– promień analizowanego otoczenia punktu [m]
R^2	– współczynnik determinacji [-]
$\overline{r_{fr}}$	– średni przyrost jednostkowy parametru R_{fr} [cm]

$r_{fr\,i}$	– jednostkowy przyrost parametru R_{fr} odpowiadający kolejnym liczebnościom hipotetycznych struktur liniowych ($i \in \{1, \ldots, 15\}$) [cm]
R_{fr}	– parametr charakteryzujący teoretyczna strukturę liniową [cm]
$R_{fr\,i}$	– wartość R_{fr} struktury o liczebności punktów $n_{w\,i}$ [cm]
R_{fr-gr}	– parametr R_{fr} dla struktury o liczebności punktów $n_{w\,gr}$ [cm]
$[\![R_{fr-gr}]\!]$	– cecha (część całkowita) liczby R_{fr-gr} [m]
$\lceil R_{fr-gr} \rceil$	– cecha górną liczby R_{fr-gr} [m]
R_s	– promień strefy wypływu wody na powierzchnię terenu po awarii podziemnego wodociągu [m]
$R_{s\,0,5}$	– promień R_s podany z dokłdnością do 0,5 m
$R_{s\,1,0}$	– promień R_s podany z dokłdnością do 1,0 m
R_w	– pozioma odległość miejsca wypływu wody na powierzchnię terenu od nieszczelności w uszkodzonym przewodzie wodociągowym [cm]
$(R_w)_{max}$	– odległość punktu naeżącego do teoretycznej struktury liniowej, najbardziej oddalonego od początku osi odciętych [cm]
$(R_w)_{\max 5-}$	– największa wielokrotność 5 mniejsza od $(R_w)_{max}$ [cm]
$(R_w)_{\max 5+}$	– najmniejsza wielokrotność 5 większa od $(R_w)_{max}$ [cm]
SD	– odchylenie standardowe
SG	– skład granulometryczny gruntu
SL	– stopień liniowego pokrycia struktury laboratoryjnej przez promień strefy [%]
$SL_{0,5}$	– stopień liniowego pokrycia odpowiadający $R_{s\,0,5}$ [%]
$SL_{1,0}$	– stopień liniowego pokrycia odpowiadający $R_{s\,1,0}$ [%]
SP	– stopień punktowego pokrycia struktury laboratoryjnej przez promień strefy [%]
$SP_{0,5}$	– stopień punktowego pokrycia odpowiadający $R_{s\,0,5}$ [%]
$SP_{1,0}$	– stopień punktowego pokrycia odpowiadający $R_{s\,1,0}$ [%]
$S(\theta)$	– człon źródłowy lub upustowy [1/s]
t	– czas [s]
t_{stat}	– statystyka w teście *t*-Studenta
U	– wskaźnik różnoziarnistości [-]
$\bar{u}$	– prędkość średnia w przekroju poprzecznym strumienia [m/s]
V_w	– ilość wody zużytej podczas symulowanej awarii [m^3]
V	– objętość dowolnie wybranego elementu układu rzeczywistego [m^3]
V'	– objętość elementu modelu odpowiadającego elementowi o objętości V w układzie rzeczywistym [m^3]

W – statystyka w teście Shapiro-Wilka

W_N – niepusty, ograniczony podzbiór skończenie wymiarowej przestrzeni rzeczywistej z metryką euklidesową

W_n – zbiór punktów odpowiadających miejscom wypływu wody na powierzchnię terenu w n-tym kroku powstawania struktury geometrycznej

W_1 – zbiór punktów odpowiadających miejscom wypływu wody na powierzchnię terenu w pierwszym kroku powstawania struktury geometrycznej

w_{1i} – jeden z punktów (i-ty) tworzących strukturę geometryczną w pierwszym kroku (element zbioru W_1)

w_{Nj} – jeden z punktów (j-ty) dodawanych do struktury geometrycznej w N-tym kroku (element zbioru W_n)

z – pionowa odległość obiektu od przyjętego poziomu odniesienia (pionowa współrzędna kartezjańska) [m]

Symbole greckie

α – współczynnik empiryczny zależny od ciśnienia wejścia powietrza w gruncie [1/m]

α_A – skala podobieństwa powierzchni [-]

α_H – skala podobieństwa wysokości ciśnienia hydraulicznego w przewodzie [-]

α_{K_s} – skala podobieństwa współczynnika filtracji [-]

α_V – skala podobieństwa objętości [-]

α_U – skala podobieństwa różnoziarnistości [-]

α_l – skala podobieństwa długości [-]

α_t – skala podobieństwa czasu [-]

α_θ – skala podobieństwa wilgotności [-]

δ – średnica zbiorów (pudełek) wykorzystanych do pokrycia zbioru A (w szczególności długość boku oczka siatki) [m]

ΔCV – różnica między skrajnymi wartościami współczynnika zmienności [%]

$\Delta r_{fr\,i}$ – różnica między jednostkowymi przyrostami parametru R_{fr} [cm]

ΔSD – różnica między skrajnymi wartościami odchylenia standardowego

θ – zawartość wody w gruncie (wilgotność gruntu), definiowana jako stosunek objętości wody zawartej w gruncie do całkowitej objętości gruntu [m^3/m^3]

θ_r – resztowa zawartość wody [m^3/m^3]
θ_s – zawartość wody w nasyconym profilu gruntowym [m^3/m^3]
$\kappa_1, \ldots, \kappa_{78}$ – estymowane parametry
λ – współczynnik oporów liniowych [-]
μ_0 – oczekiwana wartość przyrostu jednostkowego r_{fr} [-]
ν – kinematyczny współczynnik lepkości cieczy [m^2/s]
π_j – liczba kryterialna ($j \in \mathbb{N}$)
ρ – gęstość cieczy [kg/m^3]
φ – funkcja liczbowa argumentów bezwymiarowych (liczb kryterialnych)
φ_s – wysokość hydrauliczna strumienia wody w gruncie [m H_2O]
Ψ – ciśnieniowy równoważnik potencjału wody w gruncie [m H_2O]

1. Wstęp

Wypływ cieczy z przewodu ciśnieniowego do ośrodka porowatego jest powszechnie spotykanym zjawiskiem. Może występować podczas awarii podziemnych systemów transportujących ciecze, na przykład sieci wodociągowych.

Awarie przewodów wodociągowych i związane z nimi niepożądane wypływy wody towarzyszą eksploatacji sieci dystrybucyjnych na całym świecie przez cały okres ich użytkowania. Dzięki sprawnemu zarządzaniu systemem wodociągowym oraz podejmowaniu właściwych decyzji i czynności eksploatacyjnych, można ograniczyć liczbę awarii, nie można ich jednak całkowicie wyeliminować. Główną przyczyną faktu, że awarie sieci wodociągowych są nieuniknione, jest to, że bardzo często mają one charakter losowy.

Niepożądane wypływy z przewodów wodociągowych nie tylko powodują straty wody, ale mogą również stanowić zagrożenie bezpieczeństwa ludzi i mienia. Dotyczy to zwłaszcza aglomeracji miejskich, gdzie wodociągi zlokalizowane są w pasach drogowych, jako element licznej infrastruktury podziemnej oraz gdzie występuje zwarta zabudowa. Niebezpieczeństwo wynika z możliwości wymywania przez wodę cząstek ze szkieletu gruntowego podczas awarii podziemnego przewodu, co może doprowadzić do powstawania pustych przestrzeni pod powierzchnią gruntu i tworzenia zapadlisk terenu (zjawisko sufozji). Przypadki takie niejednokrotnie miały miejsce na całym świecie i wciąż są odnotowywane. W Polsce czynnikiem zwiększającym ryzyko wystąpienia rozpatrywanego problemu jest występowanie gruntów podatnych na zjawisko sufozji, zwłaszcza w pasie wyżyn lessowych oraz na terenach górskich, a także wysoki w porównaniu z innymi krajami europejskimi wskaźnik jednostkowej intensywności uszkodzeń sieci wodociągowych. W przypadku wodociągów zbudowanych z tradycyjnych rur stalowych wartość tego wskaźnika przekracza 1 uszkodzenie/km/rok, a na terenach szkód górniczych bez względu na materiał przewodów przekracza nawet 5 uszkodzeń/km/rok. Biorąc pod uwagę funkcję przewodów, największą awaryjnością charakteryzują się przyłącza wodociągowe, dla których jednostkowa intensywność uszkodzeń jest porównywalna z intensywnością uszkodzeń przewodów ułożonych na terenach szkód górniczych (Kwietniewski i in., 2011).

Wśród propozycji ograniczenia niebezpiecznych i kosztownych skutków zjawiska sufozji po ewentualnej awarii wodociągu jest zachowanie w pobliżu przewodów tzw. stref wypływu, w obrębie których możliwy jest wypływ wody na powierzchnię terenu po wystąpieniu nieszczelności w przewodzie. Określenie wymiarów stref wypływu jest trudnym zadaniem ze względu na złożoność rozpatrywanego zjawiska. Mnogość czynników wpływających na położenie miejsca wypływu wody na powierzchnię terenu wskutek wypływu z przewodu ciśnieniowego sprawia, że położenie to ma charakter chaotyczny. Do określenia wymiarów stref ochronnych konieczne jest więc wykorzystanie zaawansowanych metod naukowych. Jedną z możliwości, jakie oferuje współczesna nauka w przypadku analizy zbiorów chaotycznych lub *quasi*-chaotycznych jest geometria fraktalna.

2. Studia literaturowe

Problem awaryjności przewodów wodociągowych, jak również zjawisko sufozji są zagadnieniami szeroko opisywanymi w literaturze w różnych aspektach. Stosunkowo rzadko są jednak ze sobą wiązane.

2.1. Zjawisko sufozji jako skutek wypływu wody z podziemnej infrastruktury wodociągowej

Sufozja, nazywana również erozją wewnętrzną, jest procesem uwarunkowanym przepływem wody przez grunt wewnętrznie niestabilny. Wskutek tego przepływu drobne cząstki mogą być odrywane od szkieletu gruntowego i przemieszczane wraz z wodą w porach gruntu, powodując powstawanie pustych przestrzeni pod powierzchnią terenu (Pavlov, 1898). W gruncie ulegającym sufozji wypłukane cząstki gruntu przemieszczają się w kierunku zgodnym lub zbliżonym do kierunku przepływu wody. Zmieniają się niektóre cechy fizyczne takiego gruntu – np. zwiększa się jego porowatość i współczynnik filtracji (Wieczysty, 1982, Ke i Takahashi, 2012).

Aby proces sufozji mógł wystąpić, muszą być równocześnie spełnione dwa warunki. Pierwszy, tzw. warunek geometryczny, dotyczy cech fizycznych gruntu, zaś drugi, hydrauliczny – przepływu wody.

Grunt spełnia geometryczny warunek sufozji, jeżeli ma taki skład granulometryczny i wielkości porów na tyle duże, by możliwe było utworzenie wewnątrz gruntu kanalików, wzdłuż których mogłyby przemieszczać się drobne cząstki (Kovács i Ujfaludi, 1983). Opracowane na przestrzeni lat i wciąż stosowane metody określania geometrycznego warunku sufozji (Terzaghi, 1939, USACE 1953, Kovács, 1971, Kezdi, 1979, Kovács i Ujfaludi, 1983, Kenney i Lau 1985, Kenney i Lau 1986, Burenkova 1993, Li i Fannin 2008) wymagają znajomości charakterystycznych średnic d_x ziaren gruntu (np. d_{10}, d_{15}, d_{50}), oznaczających średnicę tych ziaren, które wraz z mniejszymi stanowią x% wagowych badanej próbki. Średnice te określa się na podstawie krzywej uziarnienia gruntu. W 1892 r. Hazen wprowadził tzw. średnice miarodajne d_{10} i d_{60} (Hazen, 1892). Chociaż późniejsze badania wykazały, że nie są to jedyne średnice, na podstawie których można uzyskać informacje o zachowaniu się cząstek gruntu, niemniej wciąż są one powszechnie wykorzystywane w charakterystyce ośrodków porowatych (np. Brix et al., 2001, Molle et al., 2005, Harouiya et al., 2011, Jeż-Walkowiak, 2013). Prostsze metody oceny podatności gruntu na sufozję ograniczają się do wykorzystania średnic miarodajnych w postaci wskaźnika różnoziarnistości U (Istomina, 1957, Lubochkov, 1965), definiowanego jako:

$$U = \frac{d_{60}}{d_{10}} \tag{2.1}$$

Zestawienie wybranych zależności określających wewnętrzną stabilność gruntu, oznaczających, że grunt nie spełnia geometrycznego warunku wystąpienia sufozji, przedstawia tabela 2.1.

Tab. 2.1. Warunki stabilności wewnętrznej gruntu według wybranych metod

L.p.	Źródło literaturowe	Zależność	Wyjaśnienie symboli
1	Istomina, 1957	$U < 10$	W tekście
2	Kenney i Lau, 1985, 1986	$F < G$	F – procent masowy ziaren o średnicy d i mniejszej, G – procent masowy ziaren o średnicy większej od d i mniejszej od $4 \cdot d$
3	Terzaghi, 1939, 1943	$\frac{d_{15-f}}{d_{85-s}} < 4$ oraz $5 < \frac{d_{15-f}}{d_{15-s}} < 20$	d_{15-f} – średnica ziaren frakcji grubszej (szkieletu gruntowego), które wraz z mniejszymi stanowią 15% wagowych badanej próbki [m] d_{85-s} i d_{15-s} – średnice ziaren frakcji drobnej (cząstek wymywanych), które wraz z mniejszymi stanowią odpowiednio 85% i 15% wagowych badanej próbki [m]
4	USACE, 1953	$\frac{d_{50-f}}{d_{50-s}} \leq 25$	Analogicznie jak w p. 3, lecz 50% zamiast 15%
5	Kezdi, 1979	$G > 15\%$	Jak w p. 2
6	Burenkova, 1993	$0{,}75 \log\left(\frac{d_{90}}{d_{15}}\right) + 1 < \frac{d_{90}}{d_{60}}$ oraz $\frac{d_{90}}{d_{60}} < 1{,}86 \log\left(\frac{d_{90}}{d_{15}}\right) + 1$	W tekście
7	Li i Fannin, 2008	$F < G$ dla $F \leq 15\%$ $G > 15\%$ dla $F > 15\%$	Jak w p. 2

Drugi, hydrauliczny warunek wystąpienia sufozji jest spełniony, jeżeli w wewnętrznie niestabilnym gruncie przepływa woda z prędkością na tyle dużą, by spowodować oderwanie się cząstek od szkieletu gruntowego. Sprawdzenie hydraulicznego warunku występowania sufozji wymaga wyznaczenia krytycznej prędkości przepływu wody w gruncie, przy której cząstki są wymywane ze szkieletu gruntowego. W stosowanych od wielu lat metodach prędkość tę określa się na podstawie formuł empirycznych (Tab. 2.2), w zależności od współczynnika filtracji gruntu K_s (Sichardt, 1928, Abramov, 1952, Schmieder, 1966, Kovács i Ujfaludi, 1983). Szczegóły odnośnie zestawionych metod sprawdzania warunków geometrycznego i hydraulicznego znaleźć można w pracy (Iwanek, 2014). Jeżeli prędkość przepływu wody w gruncie sufozyjnym przekracza wartość krytyczną, najważniejszym problemem staje się opis zmian poszczególnych faz ośrodka gruntowego (stałej, ciekłej i gazowej) w czasie (Popielski, 2000).

Tab. 2.2. Wybrane zależności określające hydrauliczny warunek wystąpienia sufozji

L.p.	Źródło literaturowe	Zależność	Wyjaśnienie symboli
1	Sichardt, 1928	$u_{kr} = \frac{1}{15}\sqrt{K_s}$	u_{kr} – prędkość krytyczna [m/s] K_s – współczynnik filtracji [m/s]
2	Abramov, 1952	$u_{kr} = 3{,}2 \cdot 10^{-2} \cdot \sqrt[3]{K_s}$	Jak w p. 1
3	Schmieder, 1966	$u_{kr} = 5{,}0 \cdot 10^{-2} \cdot \sqrt[4]{K_s}$	Jak w p. 1
4	Kovács i Ujfaludi, 1983	$u_{kr}^{(1)} = 0{,}098 \cdot {K_s}^{0{,}356}$ $u_{kr}^{(2)} = \frac{1}{3} \cdot \left(1 \pm \frac{1}{3}\right) \cdot \sqrt[3]{K_s}$	$u_{kr}^{(1)}$– pierwsza prędkość krytyczna oznaczająca początek ruchu drobnych cząstek [cm/s] $u_{kr}^{(2)}$– druga prędkość krytyczna oznaczająca tworzenie się mikrotuneli w szkielecie gruntowym [cm/s]

Zjawisko sufozji jest szczególnie niebezpieczne na terenach zurbanizowanych, ponieważ tereny te charakteryzują się większą niż obszary niezurbanizowane gęstością zaludnienia, bardziej zwartą i często wyższą zabudową, a także występowaniem infrastruktury przemysłowej (Khomenko, 2009, Colombo i in., 2014). Powstające wskutek sufozji obniżenia lub zapadliska powierzchni terenu mogą więc na tych obszarach prowadzić do katastrof budowlanych, stwarzających nie tylko zagrożenie dla życia ludzi, ale również powodujących znaczne straty ekonomiczne (Ragozin, 1994, Kuliczkowski i Kuliczkowska, 2005, 2008, Gutiérrez i in., 2008, Waltham, 2008, Khomenko, 2009). Ryzyko wystąpienia zjawiska sufozji na terenach zurbanizowanych najczęściej wiąże się z występowaniem infrastruktury wodociągowej i kanalizacyjnej (Ellis i in., 2003, Khomenko, 2009, Karpf i in., 2011), ponieważ eksploatacji tych systemów towarzyszą awarie związane z wypływami wody lub ścieków do gruntu. Niepożądane wypływy występują nawet w prawidłowo zarządzanych i eksploatowanych sieciach przez cały okres ich użytkowania, stanowiąc problem przedsiębiorstw wodociągowych i kanalizacyjnych na całym świecie, zarówno w krajach rozwijających się, jak i rozwiniętych (Berardi i in., 2008, Puust i in., 2010, Kwietniewski, 2011, Li i in., 2011, Islam i in., 2012, Guo i in., 2013, Van Thienen i in., 2013, Sala i Kołakowski, 2014, Kabir i in., 2015).

Woda wypływająca pod ciśnieniem przez nieszczelność z wodociągu, może wypłukiwać cząstki gruntu, prowadząc do sufozji. Jeżeli wypływ charakteryzuje się dużym natężeniem, to zmiany struktury gruntu charakterystyczne dla zjawiska sufozji uwidaczniają się bardzo szybko. Przykładem może być awaria magistrali wodociągowej, skutkująca gwałtownym wypływem wody, często niemal natychmiast widocznym na powierzchni terenu. Skutki mniejszych wycieków, np. z przyłączy wodociągowych, o ile awaria nie zostanie usunięta, mogą ujawniać się na powierzchni terenu w postaci obniżeń stopniowo, dopiero po pewnym czasie (zazwyczaj po stu kilkudziesięciu dnach – Piechurski, 2013). Obniżenia te są zazwyczaj mniejsze niż w przypadku awarii magistral. Niebezpieczne są jednak sytuacje, gdy wypływ wody z przewodu jest nieduży, trudny do wykrycia, na powierzchni terenu nie są widoczne żadne zmiany, a woda znajduje łatwy odpływ, np. w postaci nieszczelności w przewodzie kanalizacyjnym (Błażejewski i Maćkowski, 2009). Wówczas, jeżeli wyciek nie ustaje, woda wypłukuje coraz więcej cząstek gruntu, pusta przestrzeń pod powierzchnią terenu powiększa się i może powstać niebezpieczne zapadlisko. Problem ten może być tym bardziej godny uwagi, że awaryjność przyłączy wodociągowych w Polsce jest znacznie większa niż przewodów rozdzielczych i magistralnych (Kwietniewski i Rak, 2010, Piechurski, 2010, Bergel, 2012, Rak i in., 2013).

Szerokie w ostatnich kilkunastu latach zainteresowanie problemem awaryjności przewodów wodociągowych oraz potrzeba ograniczenia niepożądanych wypływów wody związanych z awariami znajdują odzwierciedlenie w literaturze. Podejmuje się próby prognozowania awaryjności systemów wodociągowych wykorzystując metody matematyczne i numeryczne, m.in. sztuczne sieci neuronowe, zbiory rozmyte, algorytmy genetyczne (Iwanejko, 2008, Xu i in., 2011, Tchórzewska-Cieślak, 2011, Harvey i in., 2014, Birek i in., 2014, Kutyłowska, 2015, 2017, Scheidegger i in., 2015, Boryczko i Pasierb, 2017). Poszukuje się coraz lepszych sposobów wykrywania i lokalizacji miejsc wycieków (Aksela i in., 2009, Bimpas i in., 2010, Covas i Ramos, 2010, Al-Ghamdi, 2011, Romano i Kapelan, 2013, Fiorini Morosini i in., 2014, Gamboa-Medina i in., 2014, Mirats-Tur i in., 2014, Pérez i in., 2014, Sala i Kołakowski, 2014, Miszta-Kruk i in., 2015, Okeya i in., 2015) oraz metod ich ograniczania (Araujo et al., 2006, Fujimura, 2007, Fontana i in., 2012, Xin i in., 2015, Karadirek, 2016, Karathanasi i in., 2016). Wciąż udoskonala się metody oceny stanu technicznego przewodów wodociągowych – zarówno bezpośrednie (Kwietniewski i in., 2005, Kuliczkowski, 2011, Demirci i in., 2012, Liu i Kleiner, 2013, Kuliczkowska, 2016), jak i pośrednie (Liemberger, 2005, Lambert i in., 2014, Lenzi i in., 2014, Piechurski, 2014). Zagadnienia te przedstawiane są zazwyczaj w aspekcie konieczności ograniczenia strat wody, nie zmienia to jednak faktu, że odpowiednio wczesne wykrycie niepożądanego wypływu wody z sieci dystrybucyjnej lub możliwości wystąpienia takiego wypływu może zapobiec niebezpiecznym zmianom struktury gruntu będącym skutkiem zjawiska sufozji. Przytoczone działania są więc bardzo ważne pod względem społecznym, ekonomicznym i ekologicznym. Nie są one jednak w stanie w pełni wyeliminować problemu awarii sieci wodociągowych. Nie można całkowicie zapobiec ich występowaniu, ponieważ są powodowane wieloma czynnikami, nie zawsze zależnymi od człowieka i nie zawsze możliwymi do przewidzenia, często o charakterze losowym (Denczew i Królikowski, 2002, Hotloś, 2009, Islam i in, 2012, Romano i Kapelan, 2013, Laucelli i in., 2014, Rezaei i in., 2015). Ponadto ograniczenia technicznych i finansowych możliwości wielu przedsiębiorstw wodociągowych sprawiają, że najnowsze metody wykrywania i kontroli wycieków nie dla wszystkich są dostępne, a renowacja lub wymiana przewodów o niezadowalającym stanie technicznym nie może zostać od razu przeprowadzona (Alvisi i Franchini, 2009, Kwietniewski, 2011, Sala i Kołakowski, 2014). Jednocześnie w kraju brakuje ogólnie przyjętej strategii odnowy przewodów wodociągowych. Można więc przypuszczać, że niepożądane wypływy wody z sieci dystrybucyjnych spowodowane awariami będą stanowić aktualny problem jeszcze przez wiele lat, uzasadnione jest więc podejmowanie wszelkich działań zmierzających do ograniczenia ich negatywnych skutków. Jedną z propozycji jest wprowadzenie tzw. stref wypływu wokół takich miejsc na wodociągu, w których wystąpienie awarii stanowiłoby szczególne zagrożenie dla otaczającej go infrastruktury (Kowalski i Jaromin, 2010, Iwanek i in., 2014, Iwanek i in., 2016a). Metoda ta ma na celu ograniczenie po ewentualnej awarii skutków związanych z sufozją gruntu, stanowi więc inne podejście niż zapobieganie awariom, przy czym należy podkreślić, że obydwa podejścia wzajemnie się uzupełniają.

2.2. Fizyczny aspekt wypływu wody z podziemnego przewodu wodociągowego

Wypływ wody z podziemnego przewodu ciśnieniowego jest zjawiskiem bardzo złożonym, charakteryzowanym przez szereg różnych, często zależnych od siebie, niejednokrotnie zmiennych w czasie lub przestrzeni parametrów. Trudności nawarstwiają się, gdy woda przepływając przez ośrodek gruntowy wypłukuje jego cząstki. Zagadnienie przepływu wody wraz z cząstkami stałymi przez grunt jest przedmiotem badań naukowców na całym świecie od wielu lat (np. McDowell-Boyer i in., 1986, Ronen, i in., 1992, Jacobsen i in., 1997, Jarvis i in., 1999, Dikinya i in., 2006, Alvarez i in., 2007, El Serafy i in., 2008), lecz zdecydowanie częściej w aspekcie rozprzestrzeniania się zanieczyszczeń niż zmian struktury gruntu. Badanie wypłukiwania i transportu cząstek przez wodę w gruncie wymaga rozwiązania szeregu problemów z różnych dziedzin nauki. Jest to proces złożony i postępujący w czasie (Vlahović, 1986, Puzyrewski i Sawicki, 1998, Błażejewski i Maćkowski, 2007). Niemniej wciąż podejmowane są próby opracowania równań opisujących przepływ wody powodujący zmiany struktury gruntu, a coraz doskonalsze narzędzia w postaci programów komputerowych dają lepsze niż niegdyś możliwości analiz bardzo złożonych procesów.

Rozpatrując problem rozszczelnienia podziemnego przewodu wodociągowego, można wyróżnić trzy podstawowe, powiązane ze sobą procesy: ciśnieniowy przepływ wody w przewodzie zamkniętym, wypływ wody przez otwór w przewodzie do gruntu oraz przepływ wody w ośrodku porowatym (gruncie). Do podstawowych zależności opisujących ruch płynu w każdym z wymienionych procesów należy równanie ciągłości przepływu. Równanie to wynika z zasady zachowania masy i można je przedstawić w postaci różniczkowej jako (Puzyrewski i Sawicki, 1998, Mitosek, 2001):

$$\frac{d\rho}{dt} + div\ (\rho \boldsymbol{u}) = 0 \tag{2.2}$$

gdzie: $\boldsymbol{u}$ – wektor prędkości płynu [m/s], t – czas [s], ρ – gęstość cieczy [kg/m^3].

Dla płynu nieściśliwego (ρ = const) zależność (3.2) upraszcza się (Mitosek, 2001):

$$div\ \boldsymbol{u} = 0 \tag{2.3}$$

Oprócz równania ciągłości, do zależności opisujących ruch płynu należą równania Naviera – Stokesa. Ogólną ich postać można przedstawić w formie wektorowej jako (Puzyrewski i Sawicki, 1998, Mitosek, 2001):

$$\frac{d\boldsymbol{u}}{dt} = \boldsymbol{F_{jm}} - \frac{1}{\rho} \cdot grad\ p + \nu \cdot \nabla^2 \boldsymbol{u} + \frac{\nu}{3} \cdot grad\ div\ \boldsymbol{u} \tag{2.4}$$

gdzie: $\boldsymbol{F_{jm}}$ – wektor jednostkowej siły masowej [m/s^2], p – ciśnienie (średnia naprężeń normalnych działających na element płynu w trzech płaszczyznach) [Pa], ν – kinematyczny współczynnik lepkości cieczy [m^2/s].

Przy założeniach, że płyn jest nielepki (ν = 0) i barotropowy ($\rho = \rho(p)$), a ruch jest wyłącznie potencjalny (rot $\boldsymbol{u}$ = 0), ustalony i odbywa się w jednorodnym polu grawitacyjnym, równanie ogólne (2.4) upraszcza się i można dla niego wyznaczyć całkę postaci (Mitosek, 2001):

$$\frac{u^2}{2} + g \cdot z + \int \frac{dp}{\rho} = C \tag{2.5}$$

gdzie: u – prędkość płynu [m/s] przepływającego przez elementarny przekrój strumienia, g – przyśpieszenie ziemskie [m/s^2], z – pionowa współrzędna kartezjańska [m], C – stała [m^2/s^2].

Dla płynu nieściśliwego (ρ = const.) po podzieleniu przez g, całka (2.5) przyjmuje formę znaną jako równanie Bernoulliego (1738):

$$z + \frac{p}{\rho \cdot g} + \frac{u^2}{2 \cdot g} = const \tag{2.6}$$

W zależności od warunków przepływu oraz cech płynu równanie (2.6) można uogólnić (Puzyrewski i Sawicki, 1998).

2.2.1. Ciśnieniowy przepływ wody w sieci wodociągowej

Woda płynąca przewodem pod ciśnieniem ma jednoznacznie określony główny kierunek ruchu. Zmiany warunków przepływu w płaszczyźnie prostopadłej do głównego kierunku można pominąć i przyjąć w praktycznych obliczeniach hydraulicznych model jednowymiarowy (Mitosek, 2001).

Ciecze zazwyczaj można traktować jako płyny nieściśliwe, nie można jednak pominąć ich lepkości (Jeżowiecka-Kabsch i Szewczyk, 2001). Podczas ruchu wody jako płynu lepkiego występują naprężenia styczne skierowane przeciwnie do kierunku przepływu, powodujące powstawanie oporów tarcia (Puzyrewski i Sawicki, 1998). W rezultacie dla płynu lepkiego lewa strona równania (2.6) nie jest stała, lecz maleje o wartość h_s, nazywaną wysokością strat ciśnienia, wysokością strat energetycznych lub wysokością strat hydraulicznych (Mitosek, 2001, Jeżowiecka-Kabsch i Szewczyk, 2001), obejmującą opory liniowe i miejscowe.

Ponadto prędkość przepływu płynu lepkiego zmienia się w przekroju poprzecznym strumienia, niezmienna pozostaje natomiast w całym przekroju energia potencjalna. Dlatego jako prędkość przepływu jednowymiarowego przyjmuje się średnią prędkość $\bar{u}$ w przekroju poprzecznym strumienia, definiowaną równaniem (Jeżowiecka-Kabsch i Szewczyk, 2001, Mitosek, 2001):

$$\bar{u} = \frac{Q}{A_s} = \frac{1}{A_s} \cdot \iint_{A_s} u \, dA_s \tag{2.7}$$

gdzie: Q – objętościowe natężenie przepływu [m^3/s], A_s – przekrój poprzeczny strumienia [m^3].

Zastąpienie prędkości u cieczy przepływającej przez elementarny przekrój strumienia o powierzchni dA_s prędkością średnią $\bar{u}$ wymaga wprowadzenia współczynnika korygującego α_C, nazywanego współczynnikiem Coriolisa lub współczynnikiem Saint-Venanta, określonego zależnością (Jeżowiecka-Kabsch i Szewczyk, 2001):

$$\alpha_C = \frac{\iint_{A_s} u^3 \, dA_s}{\bar{u}^3 \cdot A_s} \tag{2.8}$$

Uwzględniając przedstawione powyżej uwagi, rozpatrując przepływ cieczy rzeczywistej między dwoma przekrojami poprzecznymi strumienia, równanie (2.6) można uogólnić do postaci zwanej równaniem Bernoulliego dla płynu rzeczywistego (Jeżowiecka-Kabsch i Szewczyk, 2001, Mitosek, 2001):

$$z_1 + \frac{p_1}{\rho \cdot g} + \frac{\alpha_1 \cdot \bar{u}_1^2}{2 \cdot g} = z_2 + \frac{p_2}{\rho \cdot g} + \frac{\alpha_2 \cdot \bar{u}_2^2}{2 \cdot g} + h_s \tag{2.9}$$

gdzie: z_1, z_2 – odległości rozpatrywanych przekrojów strumienia od przyjętego poziomu odniesienia (wysokość geometryczna) [m], p_1, p_2 – ciśnienia wewnątrz przewodu w rozpatrywanych przekrojach [Pa], $\bar{u}_1$, $\bar{u}_2$ – średnie prędkości przepływu wody w rozpatrywanych przekrojach [m/s], α_{C1}, α_{C2} – współczynniki Coriolisa w rozpatrywanych przekrojach.

Przewody tranzytowe, magistralne i rozdzielcze mają długość znacznie większą od średnicy i charakteryzują się znacznie mniejszymi lokalnymi stratami ciśnienia w porównaniu do strat liniowych. Dlatego przy obliczaniu przewodów długich można pominąć straty lokalne (Larock et al., 2000). Dla przewodu o niezmiennej średnicy, uwzględniając wzór Darcy-Weisbacha do wyznaczenia strat liniowych (Weisbach, 1845, Darcy, 1857) oraz zakładając, że współczynnik Coriolisa jest w przybliżeniu równy 1 dla przepływu turbulentnego w przewodzie o przekroju kołowym (Mitosek, 2001, Mays, 2010), przepływ wody w wodociągu można więc opisać równaniem (2.9) przekształconym do postaci:

$$z_1 + \frac{p_1}{\rho \cdot g} = z_2 + \frac{p_2}{\rho \cdot g} + \lambda \cdot \frac{l}{D} \cdot \frac{\bar{u}^2}{2 \cdot g} \tag{2.10}$$

gdzie: λ – współczynnik oporów liniowych [-], l – odległość pomiędzy rozpatrywanymi przekrojami [m], D – średnica wewnętrzna przewodu [m], $\bar{u}$ – średnia prędkość przepływu wody w przewodzie [m/s], pozostałe oznaczenia jak we wzorze (2.9).

2.2.2. Wypływ wody przez otwór z rurociągu do gruntu

Wskutek wystąpienia nieszczelności woda może wypływać z przewodu ciśnieniowego do gruntu z różną intensywnością. Wypływy o natężeniu nieprzekraczającym 0,25–0,5 m^3/h są najtrudniejsze do wykrycia. Likwidacja małych wypływów nie zawsze jest opłacalna. Duże wypływy wykrywane są stosunkowo łatwo i od razu podejmowane są prace w celu ich usunięcia. Wypływy o średnim natężeniu zazwyczaj wymagają interwencji ze strony operatora sieci, ale nie zawsze usuwane są od razu, chociażby ze względu na czas potrzebny na ich lokalizację (Lambert i Morrison, 1996, Buchberger i Nadimpalli, 2004, Eliades i Polycarpou, 2012, Piechurski, 2013).

W obliczeniach hydraulicznych wypływ przez nieszczelność w przewodzie wodociągowym często traktowany jest jak wypływ swobodny przez mały otwór w dnie otwartego zbiornika napełnionego do wysokości H (m.in. Ferrante, 2012, Ferrante i in., 2014, Schwaller i Van Zyl, 2014). Aby obliczyć prędkość wypływu przez taki otwór, stosuje się równanie Bernoulliego (2.9), zakładając pierwszy przekrój poprzeczny strumienia na poziomie zwierciadła wody w zbiorniku, zaś drugi – bezpośrednio za otworem. Można wówczas przyjąć, że $p_1 = p_2 = p_{at}$ (p_{at} – ciśnienie atmosferyczne), $\alpha_{C2} \approx 1$ oraz $\bar{u}_1 \approx 0$ (Mitosek, 2001). Dla wypływu cieczy przez otwór równanie (2.9) przyjmuje więc postać:

$$z_1 = z_2 + \frac{\bar{u}_2^2}{2 \cdot g} + \zeta \cdot \frac{\bar{u}_2^2}{2 \cdot g} \tag{2.11}$$

gdzie: ζ – współczynnik oporów miejscowych dla otworu [-].

Wstawiając prędkość $\bar{u} = \bar{u}_2$ wyznaczoną z zależności (2.8) do zależności (2.6) oraz uwzględniając zjawisko kontrakcji, można wyznaczyć objętościowe natężenie wypływu wody przez otwór z zależności znanej jako prawo Torricellego (Torricelli, 1644):

$$Q = C_d \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H} \tag{2.12}$$

gdzie: C_d – współczynnik wydatku otworu [-], A – powierzchnia otworu [m^2], H – wysokość ciśnienia [m H_2O] odpowiadająca różnicy $z_1 - z_2$; w badaniach przepływu wody w przewodach ciśnieniowych, dla których udział wysokości prędkości $\frac{\bar{u}^2}{2 \cdot g}$ w wysokości energii przepływu jest znikomy, wysokość H traktowana jest jako wysokość ciśnienia w tych przewodach (Ferrante i in., 2014).

Otwór wypływowy w przewodzie może mieć różny kształt i różne pole powierzchni. Jego wielkość może również zwiększać się w czasie, np. wskutek wzrostu ciśnienia w przewodzie (Lambert, 2001), czego nie uwzględnia zależność (2.12). Cassa i in. (2010) wykazali, że dla różnych kształtów otworów i dla różnych materiałów przewodów funkcja opisująca przyrost powierzchni otworu wraz ze wzrostem ciśnienia w przewodzie jest zależnością liniową i zaproponowali modyfikację równania (2.12) do postaci:

$$Q = C_d \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot (A_0 \cdot H^{0,5} + m \cdot H^{1,5}) \tag{2.13}$$

gdzie: A_0 – początkowa powierzchnia nieszczelności [m^2], m – współczynnik kierunkowy prostej charakteryzującej zależność liniową $A(H) = m \cdot H + A_0$.

Zależności (2.12) i (2.13) opisują wypływ wody przez otwór swobodny, przez który ciecz wypływa do ośrodka gazowego. Jeżeli woda wypływa z przewodu zagłębionego pod powierzchnią terenu, znaczenie może mieć ciśnienie pochodzące od gruntu. Zakładając położenie przekrojów takie samo jak dla zależności (2.11) i przyjmując wynikające z tego uproszczenia oraz uwzględniając ciśnienie pochodzące od gruntu p_{gr}, równanie (2.9) można zapisać w postaci:

$$z_1 = z_2 + \frac{p_{gr}}{\rho \cdot g} + \frac{\bar{u}_2^2}{2 \cdot g} + \zeta \cdot \frac{\bar{u}_2^2}{2 \cdot g} \tag{2.14}$$

Z równania (2.14) wynika uzupełniona postać równania Torricellego:

$$Q = C_d \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot \left(H - \frac{p_{gr}}{\rho \cdot g}\right)} \tag{2.15}$$

Na konstrukcje posadowione pod powierzchnią terenu oddziałuje parcie bierne, czyli odpór gruntu wskutek działania ciężaru konstrukcji, parcie spoczynkowe, występujące gdy konstrukcja nie zmienia swojego położenia, lub parcie czynne (aktywne), jeśli na skutek jego działania konstrukcja lub jej element przemieści się w kierunku od gruntu (Pisarczyk, 2010). Bazując na analizach oddziaływania gruntu na uszczelnienie połączenia przewodu kanalizacyjnego ze studzienką (Ciukszo i in., 2015), poprzez analogię można przyjąć, że dominującą siłą działającą na przewód wodociągowy od gruntu jest parcie spoczynkowe. Ciśnieniem p_{gr} działającym na przewód wodociągowy jest więc ciśnienie pochodzące od parcia spoczynkowego wyznaczane z zależności (PN-B-03010:1983, PN-EN 1997-1:2008):

$$p_{gr} = \gamma_{f1} \cdot \left(\gamma' \cdot z_w + q_n + \sum_{i=1}^{n_{gr}} (\gamma_{gr\,i} \cdot h_{gr\,i}) \cdot cos\,\varepsilon \right) \cdot K_0 \tag{2.16}$$

gdzie: γ_{f1} – współczynnik wg PN-B-03010:1983 [-], γ' – ciężar objętościowy gruntu nawodnionego [N/m^3], z_w – wysokość zwierciadła wody gruntowej nad otworem w przewodzie [m], q_n – obciążenie naziomu [N/m^2], $\gamma_{gr\,i}$ – ciężar objętościowy i-tej warstwy gruntu [N/m^3], $h_{gr\,i}$ – miąższość i-tej warstwy gruntu [m], n_{gr} – liczba warstw gruntu, ε – kąt nachylenia naziomu w stosunku do poziomu [°], K_0 – współczynnik parcia spoczynkowego gruntu [-] według wzoru:

$$K_0 = [0{,}5 - \xi_1 + (0{,}1 + 2 \cdot \xi_1) \cdot (5 \cdot I_s - 4{,}15) \cdot \xi_2] \cdot (1 + 0{,}5 \cdot tan\,\varepsilon) \tag{2.17}$$

gdzie: ξ_1 – współczynnik zależny od rodzaju gruntu zasypowego [-], ξ_2 – współczynnik określający technologię układania i zagęszczania zasypki [-], I_s – wskaźnik zagęszczenia gruntu [-].

Przy założeniu, że przewód ułożony jest powyżej zwierciadła wody gruntowej (z_w = 0), w gruncie jednorodnym $\left(\sum_{i=1}^{n_{gr}}(\gamma_{gr\,i} \cdot h_{gr\,i}) = \gamma_{gr} \cdot h_{gr}\right)$, poza jezdnią ($q_n = 0$), powierzchnia terenu nad otworem w przewodzie jest pozioma

($\varepsilon = 0°$) oraz przyjmując $\gamma_{f1} = 1$ (PN-B-03010:1983), zależność (2.16) upraszcza się do postaci:

$$p_{gr} = \gamma_{gr} \cdot h_{gr} \cdot K_0 \tag{2.18}$$

gdzie: γ_{gr} – ciężar objętościowy jednorodnego gruntu, w którym ułożony jest przewód [N/m^3], h_{gr} – miąższość gruntu powyżej otworu w przewodzie [m].

Uwzględniając równania (2.15) i (2.18) oraz zależność między gęstością a ciężarem właściwym, objętościowe natężenie wypływu wody z przewodu do gruntu przez otwór określa wzór:

$$Q = C_d \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot \left(H - \frac{\rho_{gr}}{\rho} \cdot h_{gr} \cdot K_0\right)} \tag{2.19}$$

gdzie: ρ_{gr} – gęstość gruntu, w którym ułożony jest przewód [kg/m^3].

Rozpatrując szczególny przypadek wodociągu ułożonego na głębokości 1,8 m w gruncie o gęstości $2{,}65 \cdot 10^3$ kg/m^3, współczynnikach $\xi_1 = 0{,}15$ i $\xi_2 = 0{,}95$ według PN-B-03010:1983 oraz $I_s = 0{,}95$, odjemna w nawiasie we wzorze (2.19) (wysokość ciśnienia pochodzącego od gruntu) wynosi 2,8 m H_2O. Jest to wielkość znacznie mniejsza od wysokości ciśnienia występującej w sieciach wodociągowych ($H = 20 \div 60$ m H_2O) i dlatego wpływ ciśnienia pochodzącego od gruntu na natężenie wypływu wody z podziemnego wodociągu jest zazwyczaj pomijany (np. Cassa i in., 2010, Ferrante, 2012). Podobny wniosek przedstawiony jest w publikacjach (van Zyl i in., 2013, van Zyl, 2014).

International Water Assossiation (IWA) zaleca stosowanie ogólnej zależności między natężeniem wypływu wody z wodociągu przez nieszczelność a ciśnieniem panującym w wodociągu, postaci (Lambert, 2001, Thornton, 2003, Thornton i Lambert, 2005):

$$Q = C1 \cdot H^{N1} \tag{2.20}$$

gdzie: $C1$ i $N1$ – parametry wyznaczane empirycznie.

Wzór ten może być wykorzystywany zarówno w skali lokalnej podczas badań pojedynczych wypływów wody z przewodów ciśnieniowych w laboratorium, jak i w skali globalnej do analizy strat wody w rzeczywistej sieci wodociągowej (Ferrante i in., 2014). Ogólną zależność (2.20) można przekształcić do postaci (2.12) tylko w pewnych warunkach (Lambert, 2001, Farley i Trow, 2003, Ferrante i in., 2014, Franchini i Lanza, 2014). Wykładnik $N1$ w równaniu (2.20) może przyjmować wartości z przedziału 0,4 ÷ 2,79, głównie w zależności od materiału rury oraz kształtu otworu, na co wskazują opublikowane wyniki badań (Farley i Trow, 2003, Greyvenstein i van Zyl, 2005, Cassa i in., 2010, Al-Ghamdi i in., 2011, Schwaller i Zyl, 2014). Wartość zbliżoną do 0,5 jak w zależności (2.12) przyjmuje się dla nieszczelności w kształcie koła w rurach stalowych i z PVC-U (Greyvenstein i van Zyl, 2005, Al-Ghamdi i in., 2011, De Paola i Giugni, 2012).

Podobnie jak w przypadku prawa Torricellego (2.12), również wykorzystując ogólną zależność (2.20) nie uwzględnia się wpływu ciśnienia pochodzącego od gruntu na wartość Q. Znaczenie może mieć jednak przepuszczalność gruntu, charakteryzowana współczynnikiem filtracji. Uwzględnienie współczynnika filtracji jednorodnego ośrodka porowatego, do którego wypływa woda z rozszczelnionego przewodu, powoduje zmniejszenie współczynnika C_d , a więc również wartości parametru $C1$, o 11,3% w porównaniu z przypadkiem, gdy przewód badawczy całkowicie jest zanurzony w wodzie (Fox i in., 2016). Wykazano również, że wraz ze wzrostem współczynnika filtracji wykładnik N1 dąży do jedności (Noack i Ulanicki, 2006).

Podsumowując, spośród przedstawionych zależności do określania objętościowego natężenia wypływu wody przez otwór w podziemnym wodociągu obecnie najczęściej wykorzystuje się wzory (2.13) i (2.20), będące uogólnionymi formami prawa Torricellego, zazwyczaj traktując wypływ jako swobodny.

2.2.3. Przepływ wody w ośrodku porowatym

Po wypłynięciu przez otwór z przewodu dystrybucyjnego woda zaczyna przemieszczać się w gruncie – naturalnym ośrodku porowatym ze złożonym, niejednorodnym układem porów o różnym polu przekroju poprzecznego. Taki układ porów sprawia, że prędkość poszczególnych cząstek przemieszczającej się w gruncie wody jest różna pod względem wartości i kierunku oraz zmienna w czasie (Pisarczyk, 2001). Określenie tej prędkości jest praktycznie niemożliwe. Do obliczeń przyjmuje się więc tzw. prędkość filtracji. Jest to umowna prędkość, z jaką woda przemieszczałaby się w gruncie, gdyby jej przepływ występował w całym przekroju gruntu, a nie tylko w porach (Mitosek, 2001, Pisarczyk, 2001).

W zależności od prędkości wypływu przez otwór z przewodu wodociągowego, woda przemieszcza się w gruncie ruchem laminarnym lub turbulentnym. Rodzaj przepływu określa się za pomocą liczby Reynoldsa definiowanej jako (Jeżowiecka-Kabsch i Szewczyk, 2001):

$$Re = \frac{u_f \cdot d_{10}}{\nu} \tag{2.21}$$

gdzie: Re – liczba Reynoldsa, u_f – prędkość filtracji [m/s], d_{10} – średnica miarodajna ziaren gruntu, oznaczająca średnicę tych ziaren, które wraz z mniejszymi stanowią 10% wagowych badanej próbki [m], ν – kinematyczny współczynnik lepkości wody (w ogólnym przypadku – płynu filtrującego) [m^2/s].

Woda przepływa przez ośrodek gruntowy ruchem laminarnym, jeżeli liczba Reynoldsa nie przekracza wartości granicznej równej 1 (np. Jeżowiecka-Kabsch i Szewczyk, 2001). Niektórzy autorzy przyjmują dla ruchu laminarnego $Re < 5$ (np. Walden i Stasiak, 1971, Mitosek, 2001, Szling i Pacześniak, 2005) lub $Re < 7$ (Puzyrewski i Sawicki, 1998). Wieczysty (1982) opierając się na wynikach badań Schneebeliego (1955) twierdzi, że przepływ w gruncie pozostaje laminarny do wartości liczby Reynoldsa bliskiej 100, natomiast $Re = 1$ lub $Re = 5$ oznaczają graniczne wartości stosowalności podstawowego prawa filtracji (Darcy, 1856), zwanego prawem Darcy'ego:

$$u_f = -K_s \cdot grad\ \varphi_s \tag{2.22}$$

gdzie: K_s – współczynnik filtracji gruntu [m/s], φ_s – wysokość hydrauliczna strumienia wody w gruncie [m H_2O].

Prawo Darcy'ego w oryginalnej postaci zostało opracowane dla strefy nasyconej na drodze empirycznej. Można je jednak wyprowadzić teoretycznie z równania Naviera – Stokesa (2.4), pomijając w równaniu człony nieliniowe ze względu na założenie, że ruch płynu w porach ośrodka jest powolny (Puzyrewski i Sawicki, 1998). Wykorzystując zasadę zachowania pędu prawo Darcy'ego zostało z czasem zmodyfikowane, tak by można było stosować je również w ośrodkach nienasyconych (np. Zaradny, 1990). Rozszerzoną na strefę nienasyconą postać prawa Darcy'ego można przedstawić jako (Widomski i in., 2013b):

$$u_f = -K \cdot \nabla \Psi \tag{2.23}$$

gdzie: K – współczynnik przewodnictwa hydraulicznego w warunkach niepełnego nasycenia profilu gruntowego wodą [m/s], Ψ – ciśnieniowy równoważnik potencjału wody w gruncie [m H_2O], czyli wyrażony w jednostkach ciśnienia potencjał wody, określający pracę potrzebną do usunięcia jednostkowej masy wody poza zasięg pola sił utrzymujących tę wodę w gruncie (Kowalik, 2001, 2007).

Równanie ciągłości przepływu (2.3) oraz rozszerzone prawo Darcy'ego (2.23) stały się podstawą wyprowadzenia równania ruchu wody w porowatych ośrodkach nienasyconych, znanego jako równanie Richardsa (Richards, 1931). Można je przedstawić w postaci (np. Zaradny, 1990, 1993,Widomski i in., 2013b):

$$\frac{\delta\theta}{\delta t} = \nabla(K \cdot \nabla\Psi) - S(\theta) \tag{2.24}$$

gdzie: θ – zawartość wody w gruncie (wilgotność gruntu), definiowana jako stosunek objętości wody zawartej w gruncie do całkowitej objętości gruntu [m^3/m^3], t – czas [s], $S(\theta)$ – człon źródłowy lub upustowy [1/s].

Współczynnik przewodnictwa hydraulicznego K bardzo często wyznacza się wykorzystując algorytm opracowany przez van Genuchtena w oparciu o zależności podane przez Mualema (Mualem, 1976, van Genuchten, 1980). Metoda ta wymaga wyznaczenia dla gruntu krzywej retencji wodnej (tzw. krzywej *pF*) określającej wzajemną relację między wilgotnością θ a ciśnieniem ssącym gruntu h. Ciśnienie ssące wyraża siłę, z jaką wiązana jest woda w gruncie i przyjmuje wartości mniejsze od ciśnienia atmosferycznego. Zmienia się w bardzo szerokim zakresie – od 0 m H_2O w ośrodku nasyconym (pory całkowicie wypełnione wodą) do 10^5 m H_2O w gruncie suchym. Ze względów praktycznych krzywą retencji wodnej przedstawia się więc w skali półlogarytmicznej (Zaradny, 1990, Widomski i in., 2013b). Logarytm dziesiętny z wartości ciśnienia ssącego h gruntu wyrażonego w cm H_2O oznacza się symbolem *pF*:

$$pF = log\, h \tag{2.25}$$

Krzywą retencji wodnej aproksymuje się za pomocą funkcji zaproponowanej przez Mualema (1976):

$$\theta = \frac{\theta_s - \theta_r}{[1 + (\alpha \cdot h)^n]^{\left(1-\frac{1}{n}\right)}} + \theta_r \tag{2.26}$$

gdzie: θ_s – zawartość wody w nasyconym profilu gruntowym, gdy wszystkie pory gruntu wypełnione są wodą [m^3/m^3], θ_r – resztowa zawartość wody [m^3/m^3], α (α > 0) – współczynnik zależny od ciśnienia wejścia powietrza [1/m], n (n > 1) – bezwymiarowy współczynnik będący miarą rozkładu wielkości porów.

Aproksymacja krzywej *pF* za pomocą funkcji (2.26) umożliwia wyznaczenie parametrów α i n, które wprowadza się do zależności van Genuchtena (1981), pozwalającej obliczyć współczynnik przewodnictwa hydraulicznego *K*:

$$K = K_s \cdot \left[\frac{1}{1+(\alpha \cdot h)^n}\right]^{\left(1-\frac{1}{n}\right)L} \cdot \left\{1 - \left[\frac{(\alpha \cdot h)^n}{1+(\alpha \cdot h)^n}\right]^{\left(1-\frac{1}{n}\right)}\right\}^2 \tag{2.27}$$

gdzie: L – bezwymiarowy wykładnik związany z krętością porów.

W warunkach naturalnych woda przepływa w porach gruntu najczęściej z prędkościami na tyle małymi, że $Re < 5$ (Wieczysty, 1982), stąd bardzo szerokie zastosowanie zależności (2.22)–(2.27) w praktyce hydrologicznej i hydrogeologicznej. W badaniach wypływu wody z podziemnego wodociągu wskutek awarii wykorzystuje się prawo Darcy'ego (2.22) (Walski i in., 2006, Fox i i in., 2016). Jednak w gruntach z dużymi porami lub szczelinami może dojść do przepływu turbulentnego, zwanego fluacją, dla którego prawo Darcy'ego, a związku z tym również równanie Richardsa, nie ma zastosowania. Dla przepływu turbulentnego prawo filtracji można przestawić w postaci (np. Wieczysty, 1982):

$$grad\ \varphi = \frac{u_f}{K_s} \cdot \left(1 + \alpha_n \cdot u_f\right) \tag{2.28}$$

gdzie: α_n – współczynnik nieliniowości filtracji obliczany z zależności:

$$\alpha_n = \frac{a_0}{P^2} \cdot \sqrt{\frac{K_s}{\nu \cdot g}} \tag{2.29}$$

gdzie: P – porowatość ośrodka gruntowego [%], a_0 – współczynnik liczbowy wynoszący 0,11 dla $K_s > 0{,}01$ m/s, 0,18 dla $K_s = 0{,}005$ m/s i 0,3 dla $K_s < 0{,}005$ m/s.

Jeżeli woda przepływa przez grunt wewnętrznie niestabilny, tzn. podatny na zjawisko sufozji, to matematyczny opis przepływu znacznie komplikuje się. Próby uwzględnienia w takim opisie zjawiska sufozji podejmowane są od wielu lat z zastosowaniem coraz nowszych osiągnięć nauki. Przykładem może być wykorzystanie tzw. modelu RNG *k-ε*, czyli modelu *k-ε* przepływu turbulentnego, zmodyfikowanego na podstawie teorii grupy renormalizacji, polegającej na ocenie celowości grupowania modeli fizycznych w równoważne sobie postacie (Yakhot i Orszag, 1986, Kissi i in. 2012). Innym przykładem jest zastosowanie modelu Cam-clay (Roscoe i Burland, 1968), jednego z modeli teorii stanu krytycznego, wykorzystywanego w analizie wytrzymałości konstrukcji, z równoczesnym uwzględnieniem lokalnych zmian wskaźnika porowatości gruntu (Popielski, 2000, Popielski i in., 2002). Do opisu zjawisk wewnętrznej erozji można również wykorzystać metodę PFM (ang. *particles flow method*), polegającą na rozwiązaniu równań drugiej zasady dynamiki ruchu prostoliniowego (Newtona) i ruchu obrotowego, dla każdej cząstki poruszającej się w badanym profilu równocześnie (Patankar, 1980, Zou i in., 2013). Kolejne przykłady to opracowanie modelu filtracji mieszaniny wieloskładnikowej z wykorzystaniem kinetycznego modelu zmian porowatości (Khuzhaerov, 1994), budowa modelu w oparciu o założenie, że mieszaninę wody i cząstek stałych można traktować jak ośrodek ciągły (Vardoulakis i in., 1996, Papamichos i in., 2001, Wan i Wang, 2002), opracowanie matematycznego modelu przepływu cząstek z ośrodka wewnętrznie niestabilnego do ośrodka stabilnego (Nikiforov, 2000), czy też próba sformułowania zależności matematycznej dla piasków ilastych w oparciu o założenie, że wielkość powierzchni ulegającej erozji wewnętrznej zależy od zawartości frakcji ilastej oraz że ilość odrywających się cząstek ilastych zależy od gradientu hydraulicznego (Bonelli i Marot, 2008). Do najnowszych osiągnięć w opisie zjawisk związanych z sufozją należy wykorzystanie metody siatkowej Boltzmanna (ang. *LBM – Lattice Boltzmann Method*) (Abdelhamid i El Shamy, 2015, Wang i in., 2017).

Pomimo trudności wynikających ze złożoności problemu, naukowcy nieustannie podejmują próby opisu zjawisk związanych z wymywaniem cząstek ze szkieletu gruntowego, wykorzystując coraz doskonalsze narzędzia w postaci programów komputerowych oraz najnowsze osiągnięcia nauki. Jedną z dziedzin wiedzy, której możliwości w tym zakresie są jeszcze niezbadane, jest geometria fraktalna.

2.3. Podstawy geometrii fraktalnej

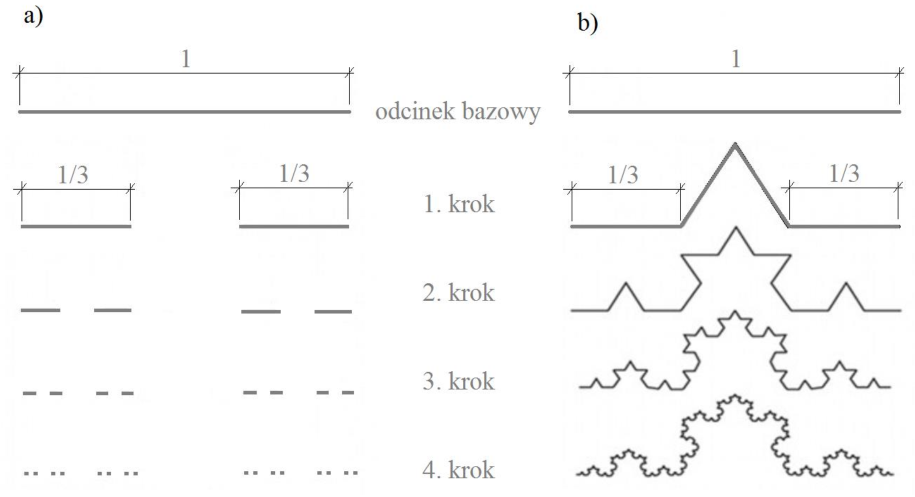
Geometria fraktalna jako nauka zapoczątkowana została w drugiej połowie XX wieku pracami matematyka polskiego pochodzenia, pracującego we Francji i w USA, Benoita Mandelbrota (1967, 1975, 1977, 1982), chociaż zbiory geometryczne posiadające cechy podane przez Mandelbrota opisano już wcześniej (np. Cantor, 1883, von Koch, 1906, Sierpiński, 1916, Julia, 1918). Nowe podejście do odzwierciedlania geometrii kształtów naturalnych od razu wzbudziło zainteresowanie wielu badaczy (np. Orford i Whalley, 1983, Peitgen i Richter, 1986, Barnsley, 1988, Feder, 1988, Devaney, 1990, Falconer 1990, Briggs, 1992), zyskując coraz większą popularność.

2.3.1. Fraktale i ich właściwości

Pojęcie „fraktal" wprowadził Mandelbrot w swojej fundamentalnej pracy „The Fractal Geometry of Nature" (1982), by opisać obiekty tak nieregularne, że nie można ich odzwierciedlić w oparciu o tradycyjną geometrię (Falconer, 1990). Zgodnie z podaną przez niego definicją fraktal jest obiektem składającym się z części podobnych w pewnym stopniu do całego obiektu. Definicja ta określa podstawową właściwość fraktali, jaką jest samopodobieństwo. Inne cechy fraktali to (Falconer, 1990):

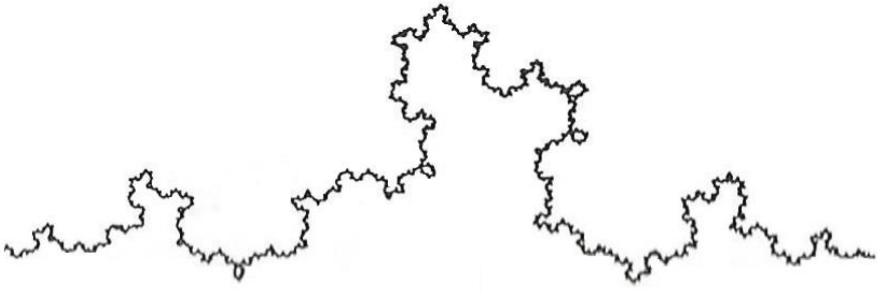
- struktura nietrywialna (zawiła) w każdej skali,
- rekursywna procedura budowy – powtarzanie tych samych czynności w kolejnych krokach,
- trudność opisu za pomocą pojęć klasycznej geometrii,
- opis analityczny wymagający wykorzystania zależności rekurencyjnych zamiast wzorów matematycznych,
- niemal każdy nieskończenie mały element składa się z bardzo dużej liczby innych elementów oddzielonych przestrzeniami o zmiennych wymiarach.

Fraktale charakteryzujące się ścisłym samopodobieństwem nazywane są klasycznymi lub deterministycznymi. Proces ich konstrukcji, polegający na powtarzaniu tych samych działań w oparciu o ściśle opracowany algorytm, prowadzony jest nieskończenie długo. Jednym z najprostszych, a zarazem najwcześniej opisanych fraktali deterministycznych jest zbiór Cantora (Rys. 2.1.a)). Powstaje on poprzez podział jednostkowego odcinka bazowego, zwanego inicjatorem (Nowak, 1992) lub aksjomatem (Kowalski, 2011), na 3 odcinki równej długości i usunięcie środkowego (1. krok). Pozostałe dwa odcinki (każdy o długości 1/3) dzieli się również na 3 odcinki równej długości i usuwa środkowy (2. krok), otrzymując 4 odcinki o długości 1/9. Czynności te kolejno się powtarza – w n-tym kroku otrzymuje się 2^n odcinków o długości $1/3^n$ (Cantor, 1883). Bardzo podobnie konstruuje się fraktal znany jako krzywa von Kocha (1906) (Rys. 2.1.b)). Różnica polega jedynie na zastąpieniu usuniętego środkowego odcinka dwoma bokami trójkąta równobocznego, jaki powstałby, gdyby środkowy odcinek nie został usunięty. Poza wymienionymi, do najbardziej znanych fraktali zaliczyć można trójkąt Sierpińskiego (1915), dywan Sierpińskiego (1916), zbiór Julii (1918), kostkę (gąbkę) Mengera (1926).



Rys. 2.1. Cztery pierwsze kroki konstrukcji a) zbioru Cantora, b) krzywej von Kocha

Wiele fraktali wykazuje samopodobieństwo w pewnym stopniu, tzn. składa się z części, które przypominają całość, ale nie jest zachowane ścisłe geometryczne podobieństwo. Takie fraktale (nazywane niekiedy probabilistycznymi – np. Nowak, 1992, lub losowymi – np. Ratajczak, 1998) charakteryzują się samopodobieństwem przybliżonym lub statystycznym (Falconer, 1990, Hassan i Kurths, 2002, Barnsley i in., 2005). Przykład takiego fraktala pokazany został na Rys. 2.2. Jest to odmiana krzywej van Kocha, w której rzut monetą decydował, po której stronie dzielonego odcinka dodawane były 2 nowe odcinki w każdym powtórzeniu (Falconer, 1990). Samopodobieństwo statystyczne dotyczy głównie fraktali występujących w naturze – np. linii brzegowych, łańcuchów górskich, systemów rzecznych, chmur, gałęzi drzew czy układów naczyń krwionośnych. W przypadku obiektu rzeczywistego proces konstrukcji odzwierciedlającego go fraktala nie może być prowadzony nieskończenie długo, musi wystąpić dolne i górne ograniczenie (Pfeifer, 1984), a ponadto dobudowywanie kolejnych elementów zbioru ma charakter losowy (Nowak, 1992).



Rys. 2.2. Probabilistyczna odmiana krzywej von Kocha (Falconer, 1990)

Fraktale można konstruować za pomocą systemu funkcji iterowanych (przekształceń zwężających; IFS – ang. *iterated function system*), postaci $\{f_1, ..., f_n\}$, gdzie $f_i : X \rightarrow X$ jest przekształceniem zwężającym (kontrakcją) dla $i = 1, ..., n$, natomiast X – domkniętym podzbiorem skończenie wymiarowej przestrzeni rzeczywistej $\mathbb{R}^n$ z metryką euklidesową. Zdefiniowany w ten sposób układ IFS wyznacza tzw. operator Hutchinsona (1981), określony na zwartym i niepustym podzbiorze S zbioru X, jako:

$$H(S) = \bigcup_{i=1}^{n} f_i(S) \tag{2.30}$$

Dla układu IFS można opisać atraktor AT, czyli zbiór, do którego zmierzają trajektorie o początkach w różnych miejscach przestrzeni. Do opisu wykorzystuje się ciąg rekurencyjny postaci:

$$\begin{cases} H_0(S) = S \\ H_k(S) = H\big(H_{k-1}(S)\big), \qquad k \geq 1 \end{cases} \tag{2.31}$$

Atraktor AT jest granicą powyższego ciągu, co można zapisać jako:

$$AT = \lim_{k \to \infty} H_k(S) \tag{2.32}$$

Tak opisany atraktor często jest fraktalem, nazywanym również dziwnym atraktorem (Barnsley, 1993, Gdawiec i Kotarski, 2008, Martyn, 2011).

Przedstawiona deterministyczna postać układu IFS wiąże się z koniecznością wyznaczenia i zapamiętania współrzędnych bardzo dużej liczby punktów, dlatego łatwiej jest wykorzystać jego probabilistyczną odmianę (Krupski i Cader, 2005). W probabilistycznym algorytmie IFS (IFSP – ang. *iterated function system with probabilities*) każdemu odwzorowaniu f_i przyporządkowuje się prawdopodobieństwo p_i spełniające warunki:

$$\forall\, i \in \{1,2,\dots,n\}\;\; p_i \geq 0 \tag{2.33}$$

$$\sum_{i=1}^{n} p_i = 0 \tag{2.34}$$

Operator Hutchinsona uzupełniony jest o zależność:

$$H(\mu) = \sum_{i=1}^{n} p_i f_i\,(\mu) \tag{2.35}$$

gdzie μ oznacza miarę prawdopodobieństwa pewnego mierzalnego zbioru $P = P(X)$ (Barnsley i in., 2005, Krupski i Cader, 2005).

Każde odwzorowanie f_i jest przekształceniem afinicznym, takim jak izometria czy jednokładność, lub złożeniem dowolnej liczby takich przekształceń. W przypadku f_i najczęściej jest to translacja, rotacja lub powiększenie (Kowalski, 2011).

2.3.2. Wymiar fraktalny

Bardzo ważnym parametrem charakteryzującym fraktal jest jego wymiar. Pojęcie wymiaru w przestrzeni euklidesowej jest jednoznacznie określone i intuicyjnie wyczuwalne, jednak zastosowanie go w odniesieniu do fraktali prowadzi do sprzeczności (Peitgen i in., 1997). Dlatego pojawienie się w geometrii zbiorów o charakterze fraktalnym sprawiło, że wielu wybitnych matematyków (m.in. A. S. Besicovich, L. E. J. Brouwer, F. Hausdorff, A. N. Kołmogorow, K. Menger, H. Minkowski, P. Urysohn) podjęło dyskusję na temat wymiaru, wskutek czego powstało szereg różnych definicji tego pojęcia. W geometrii fraktalnej najczęściej spotyka się wymiar Hausdorffa, wymiar pudełkowy (pojemnościowy, objętościowy, Minkowskiego) oraz wymiar samopodobieństwa jako wersje fraktalnego wymiaru Mandelbrota, ale należy pamiętać, że nie są to jedyne wymiary, na podstawie których można charakteryzować fraktale (Peitgen i in., 1997). Nie zawsze każdy wymiar ma sens w odniesieniu do analizowanego zbioru, czasem wszystkie wymiary są możliwe do zastosowania, a ich wartości mogą się pokrywać lub różnić. Dlatego ważne jest, by w geometrii fraktalnej porównywać ze sobą wymiary obiektów obliczone taką samą metodą (Peitgen i in., 1997, Popławski i in., 2015).

Wymiar fraktalny określa, w jakim stopniu zbiór geometryczny wypełnia przestrzeń, która go ogranicza, i może być wyrażony liczbą niecałkowitą (Mandelbrot, 1982).

Do określenia wymiarowości fraktali Mandelbrot wykorzystał uproszczoną definicję wymiaru sformułowaną przez Hausdorffa (1918). Jeżeli rodzina zbiorów otwartych $\{U_1, U_2, U_3 \ldots\}$ jest pokryciem otwartym zbioru $W_N \subseteq \mathbb{R}^n$, czyli spełniony jest warunek:

$$W_N \subset \bigcup_{i=1}^{\infty} U_i \tag{2.36}$$

to dla dowolnych dodatnich liczb rzeczywistych s i ε można zdefiniować wyrażenie $h_\varepsilon^s(W_N)$:

$$h_\varepsilon^s(W_N) = \left\{\sum_{i=1}^{\infty} diam(U_i)^s \,\middle|\, \begin{matrix} \{U_1, U_2, \ldots\} - pokrycie\ otwarte \\ zbioru\ W_N, takie\ że\ diam(U_i) < \varepsilon \end{matrix} \right\} \tag{2.37}$$

gdzie $diam(U_i)$ oznacza średnicę zbioru U_i definiowaną jako:

$$diam(U_i) = sup\{d(x, y) | x, y \in U_i\} \tag{2.38}$$

gdzie $d(x, y)$ jest odległością euklidesową punktów x i y w przestrzeni $\mathbb{R}^n$.

Granica $h^s(W_N)$ wyrażenia (2.37) nazywana jest s-wymiarową miarą Hausdorffa zbioru W_N. Hausdorff wykazał, że dla dowolnego zbioru W_N istnieje taka liczba $D_H(W_N)$, że spełniona jest zależność:

$$h_s(W_N) = \begin{cases} \infty & dla\ s < D_H(W_N) \\ 0 & dla\ s > D_H(W_N) \end{cases} \tag{2.39}$$

co można zapisać jako:

$$D_H(W_N) = inf\{s | h_s(W_N) = 0\} = sup\{s | h_s(W_N) = \infty\} \tag{2.40}$$

Tak zdefiniowaną liczbę $D_H(W_N)$ nazywamy wymiarem Hausdorffa (Falconer, 1990, Peitgen i in., 1997, Zmeskal i in., 2003).

Wymiar Hausdorffa zbioru o charakterze fraktalnym jest nie mniejszy od wymiaru topologicznego tego zbioru (Kudrewicz, 2015). Wymiar topologiczny zbioru F określa się indukcyjnie jako równy –1 wtedy i tylko wtedy, gdy F jest zbiorem pustym oraz równy n_N wtedy i tylko wtedy, gdy dla każdego punktu $x \in F$ i dla każdego otoczenia U_x punktu x istnieje niepusty zbiór V spełniający warunki (Kudrewicz, 2015):

- $x \in V \subset U_x$
- wymiar przecięcia zbioru F z brzegiem zbioru V jest nie większy niż $n_N - 1$,
- n_N jest najmniejszą liczbą naturalną spełniającą poprzedni warunek.

Wymiar Hausdorffa ma duże znaczenie teoretyczne, jednak w praktyce jest bardzo trudny do zastosowania (Peitgen i in., 1997), zwłaszcza w odniesieniu do fraktali o samopodobieństwie statystycznym (Zhou i Feng, 2004). Dlatego w obliczeniach często stosuje się wymiar pudełkowy, mający ścisły związek z wymiarem Hausdorffa i często (choć nie zawsze) pokrywający się z nim. O popularności wymiaru pudełkowego decyduje prostota i możliwość automatyzacji przeprowadzanych obliczeń, a także możliwość empirycznej estymacji jego wartości (Falconer, 1990, Peitgen i in., 1997). Zapewne praktyczne znaczenie wymiaru pudełkowego w geometrii fraktalnej sprawiło, że często pojęcie wymiaru fraktalnego odnoszone jest właśnie do niego.

Definicja wymiaru pudełkowego powstała w oparciu o prace Minkowskiego (1901, 1903) i Kołmogorowa (1941, 1958, 1959). Jeżeli W_N jest niepustym, ograniczonym podzbiorem przestrzeni $\mathbb{R}^n$, a $N_\delta(W_N)$ oznacza liczbę zbiorów wypukłych o średnicy co najwyżej δ („pudełek"), pokrywających zbiór W_N, to dolny i górny wymiar pudełkowy zbioru W_N definiowane są odpowiednio jako (Falconer, 1990):

$$D_b^{inf}(W_N) = \liminf_{\delta \to 0} \frac{\log N_\delta(W_N)}{-\log \delta} \tag{2.41}$$

$$D_b^{sup}(W_N) = \limsup_{\delta \to 0} \frac{\log N_\delta(W_N)}{-\log \delta} \tag{2.42}$$

Jeśli między zależnościami (2.41) i (2.42) zachodzi równość, to definicję wymiaru pudełkowego można przedstawić w postaci (Falconer, 1990, Peitgen i in., 1997, Kudrewicz, 2015):

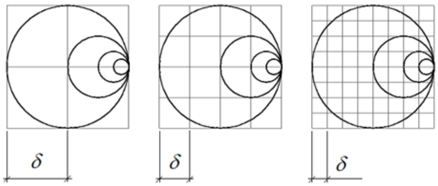
$$D_b(W_N) = \lim_{\delta \to 0} \frac{\log N_\delta(W_N)}{-\log \delta} \tag{2.43}$$

Istnieje szereg równoważnych definicji wymiaru pudełkowego (Kudrewicz, 2015). Jeżeli granica podana w zależności (2.43) istnieje, to wyrażenie $N_\delta(W_N)$ może oznaczać (Falconer, 1990):

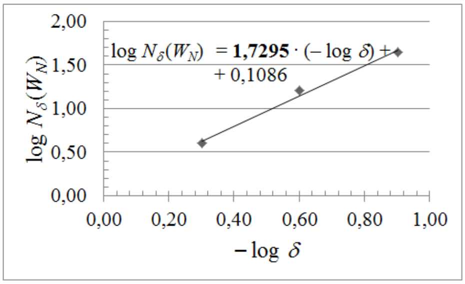
- najmniejszą liczbę domkniętych kul o promieniu δ potrzebnych do pokrycia zbioru W_N,
- najmniejszą liczbę sześcianów o boku długości δ potrzebnych do pokrycia zbioru W_N,
- liczbę oczek siatki o boku δ przecinających lub pokrywających zbiór W_N,

– najmniejszą liczbę zbiorów o średnicy co najwyżej δ potrzebnych do pokrycia zbioru W_N,
– największą liczbę rozłącznych kul o promieniu δ o środku zawartym w zbiorze W_N.

Dla celów praktycznych, wyznaczając wymiar pudełkowy zbioru wygodnie jest posługiwać się metodą graficzną. Polega ona na aproksymacji linią prostą wykresu funkcji $\log N_\delta(W_N)$ w zależności od $-\log\delta$. Współczynnik kierunkowy otrzymanej prostej odpowiada wymiarowi pudełkowemu (Peitgen i in., 1997, Kowalski, 2011, Omiotek, 2011). Zasada wyznaczania wymiaru pudełkowego metodą graficzną przedstawiona została na Rys.2.3.



δ	$N_\delta(W_N)$	$-\log\delta$	$\log N_\delta(W_N)$	$D_b(W_N)$
0,500	4	0,3010	0,6021	
0,250	16	0,6021	1,2041	1,7295
0,125	44	1,2041	1,6434	



Rys. 2.3. Wyznaczanie wymiaru pudełkowego zbioru W_N – okręgów wewnętrznie stycznych (opracowanie własne)

Kolejnym wymiarem mającym zastosowanie w geometrii fraktalnej jest wymiar samopodobieństwa. Jeśli zbiór składa się z m elementów stanowiących pomniejszoną kopię całości ze współczynnikiem redukcji *red*, to wymiar samopodobieństwa D_s można określić wzorem (Falconer, 1990, Peitgen i in., 1997):

$$D_s = -\frac{\log m}{\log red} \tag{2.44}$$

Wymiar samopodobieństwa ma ograniczone zastosowanie, ponieważ może być określony wyłącznie dla zbiorów ściśle samopodobnych (Falconer, 1990).

Fraktale mogą być obiektami płaskimi (jak np. dywan Sierpińskiego) lub przestrzennymi (jak np. kostka Mengera). Nie oznacza to jednak, że są to obiekty odpowiednio 2- lub 3-wymiarowe (wymiar pudełkowy dywanu Sierpińskiego wynosi 1,892789, a kostki Mengera 2,726833), lecz że są one osadzone w przestrzeni dwuwymiarowej lub trójwymiarowej (Montusiewicz, 2012).

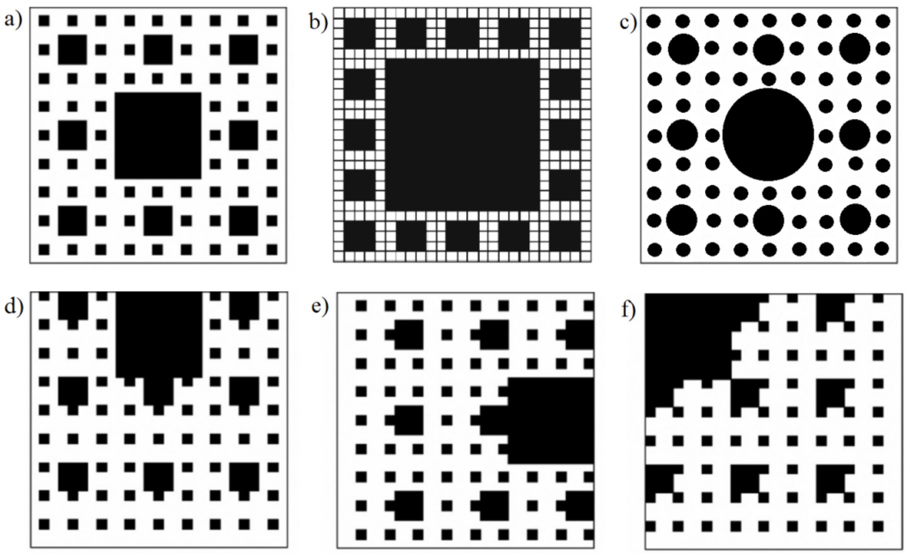
2.3.3. Zastosowanie geometrii fraktalnej

Zbiory fraktalne znalazły bardzo szerokie zastosowanie. Wykorzystywane są w niemal wszystkich dziedzinach – od grafiki komputerowej i informatyki, poprzez mechanikę, elektronikę, architekturę, urbanistykę, materiałoznawstwo, technikę, astrofizykę, agrofizykę, statystykę, geografię, biologię, medycynę, psychologię, genetykę, ekonomię i zarządzanie po film i muzykę (m.in. Bryja i Martan, 2011, Kowalski, 2011, Hoffmann i Mikołajczyk, 2004, Klepacz i Żółtowska, 2014). Jest to niewątpliwie związane z jednej strony z rozwojem sprzętu komputerowego i metod programowania, z drugiej zaś z nowymi możliwościami, jakie niesie geometria fraktalna. Wobec tak dużej różnorodności zastosowań zbiorów fraktalnych, w ramach niniejszej rozprawy omówione zostaną tylko te, które są najbardziej zbliżone do podjętej tematyki – wykorzystanie teorii fraktali w rozwiązywaniu zagadnień związanych z przepływem wody w ośrodkach porowatych oraz z pracą systemów wodociągowych.

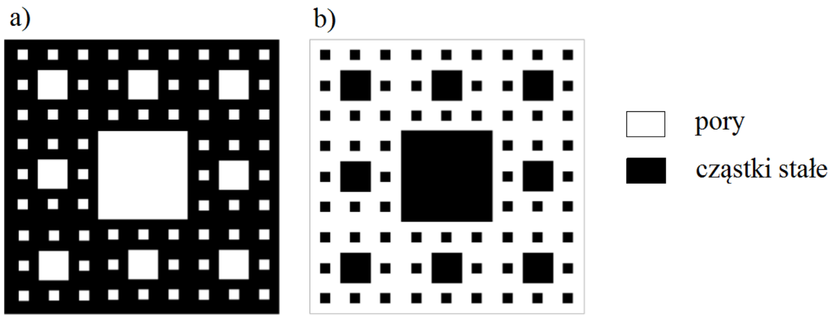
Fraktalny charakter ośrodków porowatych został potwierdzony już na przełomie lat 80. i 90. ubiegłego wieku (m.in. Friesen i Mikula, 1987, Ahl i Niemeyer, 1989, Tyler i Wheatcraft, 1989, Tyler i Wheatcraft, 1990, Young i Crawford, 1991, Bartoli i in., 1991, Garrison i in., 1992, Perfect i in., 1992, Garrison i in., 1993, Peyton i in., 1994). Young i Crawford (1992) wykazali, że wykorzystanie geometrii fraktalnej do opisu profilu glebowego daje lepsze rezultaty niż wykorzystanie metod statystycznych, zwłaszcza w zakresie opisu krętości porów.

W badaniach fizycznych i hydraulicznych parametrów gruntów w przestrzeni trójwymiarowej ośrodek może być przedstawiony jako kostka Mengera (np. Rieu i Sposito, 1991, Such, 2012), natomiast w przestrzeni dwuwymiarowej ośrodek porowaty często jest odzwierciedlany jako dywan Sierpińskiego (Rys. 2.7) (Sierpiński, 1916) w postaci oryginalnej (Yu i Li, 2001, Li i Yu, 2011, Luo i in., 2014, Wang in., 2014) lub zmodyfikowanej (Perfect i in., 2006, Chen i in., 2015, Jin i in., 2015, Khabbazi i in., 2015). Rzadziej wykorzystuje się modele oparte na innych klasycznych fraktalach – trójkącie Sierpińskiego (Yu i Li, 2001, Yu i Cheng, 2002) lub krzywej von Kocha (Shepard, 1993). W badaniach przepływu wody przez grunty heterogeniczne lepiej jest wykorzystywać modele probabilistyczne (Ghanbarian i in., 2013).

Za pomocą modelu fraktalnego najczęściej odzwierciedlana jest przestrzeń porowa (tzw. porowy model fraktalny), choć Crawford i Matsui (1996) twierdzą, że dokładniejsze wyniki daje odzwierciedlenie szkieletu gruntowego (tzw. masowy model fraktalny). Natomiast Xu i Dong (2004) wykazali, że do badania przepuszczalności ośrodków nienasyconych można wykorzystać właściwości fraktalne zarówno porów, jak i części stałych ośrodka. Dywan Sierpińskiego może być modelem zarówno porowym, jak i masowym (Ghanbarian i in., 2013, Xu, 2015) (Rys. 2.8).



Rys. 2.7. Model fraktalny struktury porów gruntu (3. krok konstrukcji) na podstawie dywanu Sierpińskiego: a) postać oryginalna (Sierpiński, 1916), b) postać zaproponowana przez Jin i in. (2015), c) postać zaproponowana przez Khabbazi i in. (2015), d) i e) postać zaproponowana przez Chen i in. (2015), f) postać zaproponowana przez Perfect i in. (2008) oraz Chen i in. (2015)



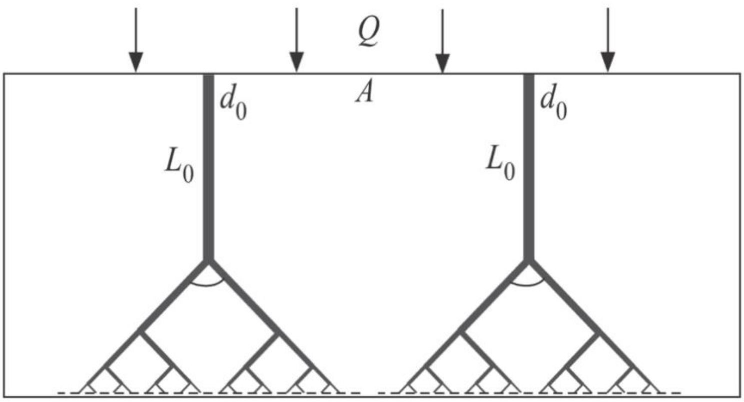
Rys. 2.8. Dywan Sierpińskiego (3. krok) jako model fraktalny ośrodka gruntowego (Xu, 2015): a) masowy, b) porowy

Z rodzajem modelu fraktalnego związany jest jego wymiar. Analizując ośrodki porowate można wyróżnić 3 wymiary fraktalne: masowy D_m, porowy D_V i powierzchniowy D_S, określające ilościowo odpowiednio objętość części stałej próbki gruntu, objętość porów i powierzchnię na granicy części stałe/pory (Giménez i in., 1997). Wymiary te podlegają prawu potęgowemu postaci (Peitgen i in., 1997):

$$y_f \propto red^{D_f} \tag{2.45}$$

gdzie *red* – stopień redukcji (współczynnik skali), y_f – długość, powierzchnia lub objętość zbioru fraktalnego, D_f – wymiar fraktalny, w szczególnym przypadku masowy D_m, porowy D_V lub powierzchniowy D_S (Giménez i in., 1997).

Naturalne ośrodki porowate charakteryzowane są skomplikowaną siecią kapilar (Richards, 1931), do opisu których można wykorzystać szczególną postać zbiorów fraktalnych – tzw. struktury drzewiaste (Lorente i Bejan, 2006, Bejan i Lorente, 2007, Wang i Yu, 2011, Miguel, 2015, Tan i in., 2015b, Khrennikov i in., 2016). Struktury te powstają poprzez dołączanie do odcinka bazowego w poszczególnych iteracjach kolejnych „odgałęzień" – odcinków poddanych przekształceniom afinicznym (Rys. 2.9.). Struktury drzewiaste mogą być wykorzystane w modelach szczelin w gruntach popękanych (Alalaimi i in., 2015), a także w badaniu gruntów o podwójnej (złożonej) porowatości, w których woda przemieszcza się w układzie szczelin oraz w porach między szczelinami (Xu i in., 2008).



Rys. 2.9. Przykład struktury drzewiastej jako modelu szczelinowego ośrodka porowatego (Xu, 2015) (Q – ilość wody infiltrującej na powierzchni A, L_0 i d_0 – odpowiednio długość i średnica pierwszej szczeliny – odcinka bazowego)

Nie zawsze podczas badania przepływu wody przez ośrodek porowaty zachodzi konieczność odzwierciedlania go za pomocą teoretycznych fraktali. Można wyznaczyć wymiar fraktalny geometrycznej struktury ośrodka, jeżeli tylko struktura ta ma charakter zbioru fraktalnego. W przypadku gruntów można w uproszczeniu przyjąć, że mają one charakter zbiorów fraktalnych, jeżeli spełniają warunki (Yu i Li, 2001):

$$\frac{\lambda_{min}}{\lambda_{max}} < 10^{-2} \tag{2.46}$$

$$\left(\frac{\lambda_{min}}{\lambda_{max}}\right)^{D_f} = 0 \tag{2.47}$$

gdzie λ_{min} i λ_{max} oznaczają odpowiednio najmniejszą i największą średnicę porów [m], D_f – wymiar fraktalny.

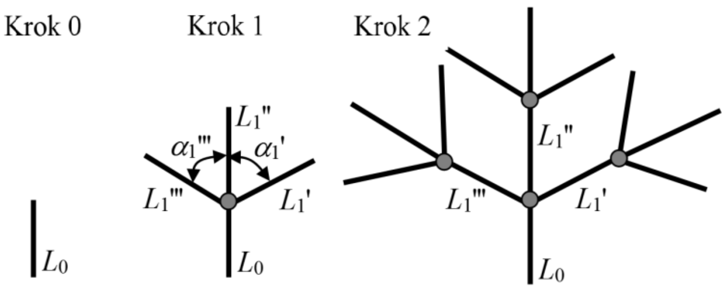
Z analizą przepływu wody w gruncie wiąże się konieczność wyznaczenia jego fizycznych i hydraulicznych parametrów. Opisane w literaturze wyniki badań pokazują, że istnieją zależności między wymiarem fraktalnym a tymi parametrami. Przykładowo, Millán i in. (2003) wykazali, że w badanych przez nich próbkach gruntu wraz ze wzrostem zawartości części ilastych masowy wymiar fraktalny również rośnie, natomiast wzrost zawartości piasku w gruncie wiąże się z mniejszą wartością wymiaru fraktalnego. Bayat i in. (2013) udowodnili, że traktując grunt jako strukturę fraktalną i wykorzystując charakteryzujące go parametry, m. in. wymiar fraktalny, jako dane wejściowe do modeli sztucznych sieci neuronowych, znacząco zwiększa się dokładność estymacji krzywych *pF*. Bazując na prawie potęgowym (zależność (2.45)) wykazano, że porowy wymiar fraktalny może być wykorzystany nie tylko do wyznaczania porowatości gruntu (Wu i Yu, 2007), lecz również przepuszczalności w stanie nasyconym lub nienasyconym (Xiao i in., 2012, Tan i in., 2014, 2015a, Wang i in., 2015, Miao i in., 2014, 2015, Li i in., 2016). Wymiar fraktalny struktury geometrycznej porów może być także pomocny w przewidywaniu dróg łatwego przepływu (Hatano i Booltink, 1992, Baveye i in., 1998), określaniu erozyjności gleb (Ahmadi i in., 2011) czy stopnia ich degradacji (Xu i in., 2013).

Geometria fraktalna stała się więc bardzo pomocnym narzędziem wykorzystywanym zarówno do charakterystyki skomplikowanych mikrostruktur ośrodków porowatych, jak i w teoretycznych analizach określających zasady przepływu cieczy przez te ośrodki. W ostatnich 10 latach zakres zainteresowania geometrią fraktalną poszerzył się o zagadnienia związane z projektowaniem i eksploatacją sieci wodociągowych. Biorąc pod uwagę układ przewodów w sieciach, do ich odwzorowywania wykorzystuje się struktury drzewiaste.

Badania przeprowadzone przez Kowalskiego (2011) wykazały, że geometra fraktalna umożliwia nie tylko opis i klasyfikację struktur sieci wodociągowych, ale również ułatwia ocenę ich niezawodności, daje nowe możliwości rozwiązywania problemów trasowania i wymiarowania wodociągów, a także pozwala na lokalizowanie punktów pomiarowych (jakości, ciśnienia i natężenia przepływu wody) do monitoringu sieci (Kowalski, 2010, Kowalski, 2011, Kowalski i Kowalska, 2011, Kowalski i in., 2014, Kowalski i in., 2015). Sieci wodociągowe w tym przypadku zostały odwzorowane za pomocą struktur drzewiastych według formuły rekurencyjnej (Kowalski, 2011):

$$\begin{cases} odcinek\ bazowy\colon\ L_0, \\ L_{i+1} \rightarrow \begin{cases} a \cdot L_i,\ \alpha' \\ b \cdot L_i, \alpha'' \\ c \cdot L_i, \alpha''' \end{cases} \end{cases} \tag{2.48}$$

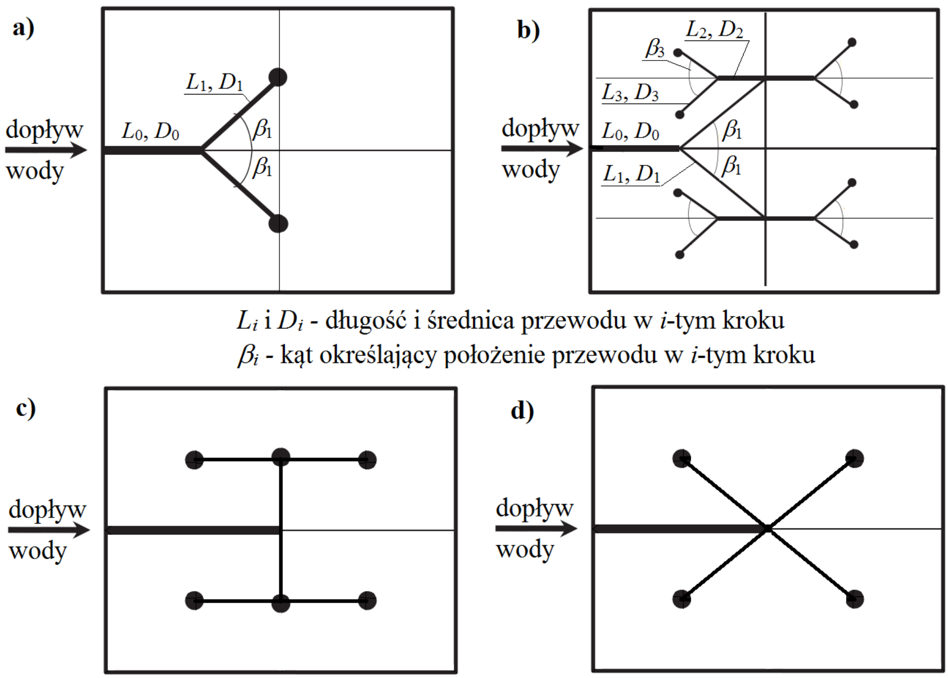
gdzie L_i – długość i-tego odcinka (i = 0, 1, 2, …), a, b, c – długości odcinków powstających w $i + 1$ kroku, α', α'', α''' – kąty opisujące położenie odcinków powstających w $i + 1$ kroku względem odcinka poprzedzającego, przy czym nowo powstające odcinki łączą się z końcem odcinka poprzedzającego. Jeśli $a = b = c$ oraz $\alpha' = -\alpha'''$ i $\alpha'' = 0$, to struktura wyznaczona zgodnie z formułą (2.48) jest strukturą symetryczną (Rys. 2.4).



Rys. 2.4. Pierwsze dwa kroki powstawania symetrycznej struktury drzewiastej (Kowalski, 2011)

Jeśli parametry a, b, c przyjmują wartości losowe z przedziału <0, +∞), kąty α', α'', α''' przyjmują wartości losowe z przedziału (–π, π) lub co najmniej jeden z odcinków zostaje wykluczony z dalszych przekształceń ze względu na zerową wartość jednego z parametrów a, b, c, to uzyskana struktura drzewiasta jest niesymetryczna. W przypadku przewodów wodociągowych długości odcinków i kąty zależą od układu i długości ulic, pod którymi układane są te przewody (Kowalski, 2011).

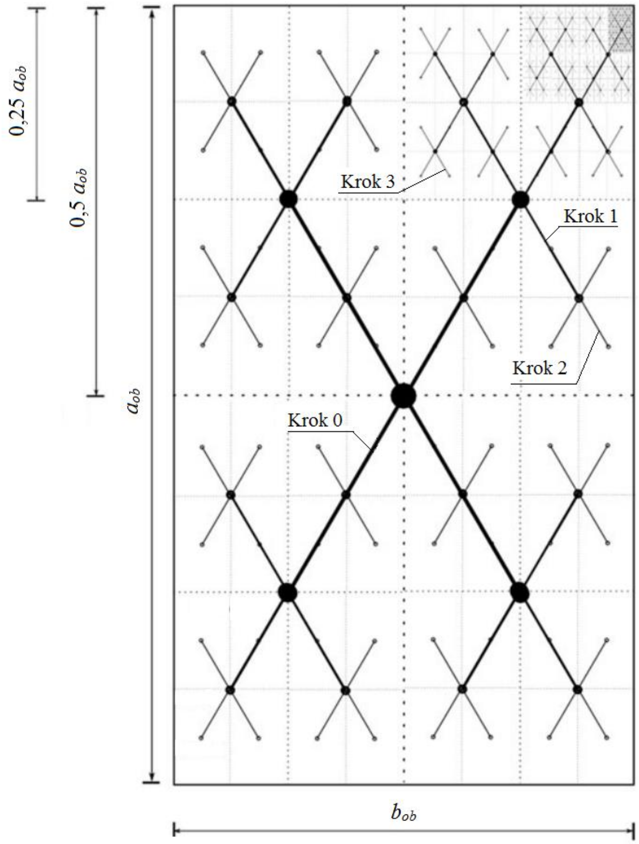
Geometria fraktalna znalazła również zastosowanie w zagadnieniach optymalizacji systemów dystrybucji wody (Bieupoude i in., 2011, Azoumah i in., 2012). Układ przewodów został odwzorowany z wykorzystaniem trzech rodzajów struktur drzewiastych: w kształcie litery „Y”, „T” oraz „X” (Rys. 2.5).



Rys. 2.5. Schemat budowy modelu sieci odpowiadającego strukturze drzewiastej (Azoumah i in., 2012): a) w kształcie „Y” – 1. krok, b) w kształcie „Y” – 2 pierwsze kroki, c) w kształcie „T” – 1. krok, d) w kształcie „X” – 1. krok

Przyjęto, że zasilany obszar ma kształt prostokąta z punktem zasilającym znajdującym się w połowie jednego z jego boków. Z punktu zasilającego wyprowadzony jest przewód bazowy, który w przypadku pierwszej z wymienionych struktur rozgałęzia się symetrycznie na dwa przewody o mniejszej średnicy (tworząc literę „Y”), tak by zasilić środki dwóch prostokątów, jakie powstałyby przez podzielenie całego obszaru prostą zawierająca przewód bazowy. Długości przewodów zależą od przyjętej miary kąta, pod którym odchodzą odgałęzienia od przewodu bazowego. W kolejnym kroku do końców odgałęzień dołącza się kolejne 4 układy przewodów w kształcie litery „Y" (po 2 do każdego odgałęzienia) tak, że pierwszy dołączany przewód w każdym układzie jest równoległy do przewodu bazowego, a odgałęzienia z niego wychodzące zasilają środki każdego z ośmiu prostokątów powstałych przez podział każdego z powstałych w pierwszym kroku dwóch prostokątów na cztery za pomocą odcinków łączących środki przeciwległych boków. Schemat powstawania modelu sieci odpowiadającej strukturze „Y" pokazany został na Rys. 2.5.a) i b) . Struktura w kształcie litery „T" budowana była w ten sam sposób, co struktura „Y", przy czym w każdym powtórzeniu przyjmowano miarę kąta odgałęzienia równą 90^{o} (Rys. 2.5.c)). W przypadku struktury „X" tok postępowania jest analogiczny z tą różnicą, że przewód bazowy i pozostałe przewody w kolejnych powtórzeniach rozgałęziały się nie na 2, lecz na 4 przewody (Rys. 2.5.d)).

Struktura „X" wykorzystana została również do odwzorowania sieci wodociągowych w pracy (Pauliuk i in., 2014). Autorzy założyli, że obszar, na którym występuje odbiór wody ma kształt prostokąta o wymiarach $a_{ob} \times b_{ob}$, z punktem zasilania znajdującym się w jego środku i z równomiernym rozbiorem wody na całym obszarze. Łącząc środki przeciwległych boków prostokąta, obszar ten można podzielić na 4 jednakowe prostokąty. Podobnie można postąpić z każdym z otrzymanych w ten sposób prostokątów, tworząc 16 jednakowych prostokątów, które również można podzielić. Budowa fraktalnego modelu sieci wodociągowej rozpoczyna się od wyznaczenia zbioru bazowego (inicjatora). Tworzą go 4 przewody magistralne wychodzące z punktu zasilania, a kończące się w środku każdego z czterech prostokątów, powstałych po podzieleniu obszaru, co daje układ przewodów w kształcie litery „X". W pierwszym kroku przekształceń do każdego z czterech końców zbioru bazowego dodawane są 4 nowe odcinki w ten sposób, że jeden koniec nowego odcinka jest końcem figury bazowej, a drugi jest środkiem jednego z 16 jednakowych prostokątów powstałych wskutek opisanego wcześniej podziału obszaru (do bazowego „iksa" dołączone są cztery mniejsze „iksy"). Czynności te powtarzane są w kolejnych krokach do aż etapu, w którym nowe dołączane odcinki odpowiadać będą przyłączom domowym (Rys. 2.6.).



Rys. 2.6. Schemat powstawania „iksowej” struktury sieci wodociągowej z zasileniem w środku obszaru (Pauliuk i in., 2014)

Wykorzystanie geometrii fraktalnej zarówno w badaniach przepływu wody w ośrodkach porowatych, jak i w analizie pracy oraz w opisie systemów wodociągowych nie ustaje, o czym świadczą najnowsze publikacje (m.in. Diao i in., 2017, Di Nardo i in., 2017, Shen i in., 2018, Xia i in., 2018, Xiao i in., 2018). Z jednej strony potwierdza to skuteczność geometrii fraktalnej jako narzędzia badawczego, z drugiej zaś pozwala przypuszczać, że dziedzina ta posiada niewykorzystane jeszcze możliwości, których odkrywanie nie tylko jest wyzwaniem dla naukowców, ale przede wszystkim może doprowadzić do rozwiązania niewyjaśnionych dotychczas problemów.

3. Teza, cele i zakres pracy

Analiza literatury dotyczącej problemu wypływu wody z podziemnego przewodu wodociągowego, a także ocena stanu wiedzy na temat geometrii fraktalnej, pozwoliły przyjąć następującą główną tezę badawczą rozprawy:

Promień strefy wypływu wody na powierzchnię terenu po wystąpieniu nieszczelności w podziemnym przewodzie wodociągowym można opisać z wykorzystaniem teorii geometrii fraktalnej.

Głównym celem naukowym sformułowanym w oparciu o powyższą tezę było opracowanie metody wyznaczania na powierzchni terenu promienia strefy, w obrębie której może nastąpić wypływ wody po rozszczelnieniu podziemnego przewodu wodociągowego.

Do osiągnięcia powyższego celu konieczna była realizacja celów szczegółowych, które objęły:

- ocenę rodzaju przestrzennego rozkładu punktów odpowiadających miejscom wypływu wody na powierzchnię terenu wskutek rozszczelnienia przewodu wodociągowego,
- ocenę fraktalnego charakteru struktur geometrycznych utworzonych przez punkty odpowiadające miejscom wypływu wody na powierzchnię terenu,
- opracowanie metody przekształcenia struktury fraktalnej osadzonej w przestrzeni 2-wymiarowej na strukturę osadzoną w przestrzeni 1-wymiarowej.

Praktycznym zastosowaniem metody wyznaczania na powierzchni terenu promienia strefy wypływu może być wykorzystanie jej do określenia strefy bezpieczeństwa wzdłuż wodociągu na terenie zurbanizowanym, w obrębie której decyzje odnośnie zagospodarowania podejmowałby eksploatator wodociągu.

Osiągnięcie przyjętych celów wymagało:

- analizy aktualnego stanu wiedzy na temat fizycznego aspektu wypływu wody z podziemnego przewodu wodociągowego do gruntu, z uwzględnieniem zjawiska sufozji, oraz rozpoznania możliwości wykorzystania geometrii fraktalnej do opisu analizowanych zagadnień,
- przeprowadzenia badań laboratoryjnych obejmujących fizyczną symulację awarii wodociągu, wraz z podstawową analizą statystyczną uzyskanych wyników, oraz określenie fizycznych parametrów gruntów wykorzystanych w badaniach,

– dokonania oceny fraktalnego charakteru struktury geometrycznej zbudowanej z punktów odpowiadających miejscom wypływu wody na powierzchnię terenu,
– opracowania nowej metody określania promienia strefy wypływu wody na powierzchnię terenu wskutek rozszczelnienia podziemnego przewodu wodociągowego, z wykorzystaniem wymiaru fraktalnego,
– weryfikacji opracowanej metody w oparciu o wyniki badań terenowych.

Ostatnim etapem pracy było jej podsumowanie i sformułowanie wniosków końcowych.

4. Metody badawcze

Realizacja przyjętych celów pracy wymagała przeprowadzenia badań doświadczalnych w warunkach laboratoryjnych, polegających na przeprowadzeniu fizycznej symulacji awarii podziemnego wodociągu (wykonano 4 serie badań). Badania te poprzedzone były analizą podobieństwa zjawisk (modelowego i rzeczywistego) wspomaganą symulacją komputerową. Ponadto w czasie, gdy były wykonywane fizyczne symulacje awarii, równolegle określane były parametry gruntu wykorzystywanego w badaniach. Uzyskane wyniki fizycznych symulacji awarii podziemnego wodociągu, po ocenie statystycznej, stały się podstawą opracowania nowej metody przewidywania zasięgu wypływu wody na powierzchnię terenu wskutek niepożądanego wypływu wody z przewodu wodociągowego do gruntu.

4.1. Analiza podobieństwa zjawiska rzeczywistego i odpowiadającego mu modelu fizycznego

Fizyczne modelowanie procesów i zjawisk rzeczywistych znajduje szerokie zastosowanie w rozwiązywaniu różnego rodzaju problemów technicznych, zwłaszcza złożonych i wieloaspektowych, a także takich, których bezpośrednie badanie w warunkach naturalnych jest trudne lub niemożliwe (Jeżowiecka-Kabsch i Szewczyk, 2001). Budowę stanowiska doświadczalnego powinna poprzedzać analiza z wykorzystaniem teorii podobieństwa zjawisk fizycznych. Celem tej analizy jest z jednej strony jak najlepsze odzwierciedlenie warunków rzeczywistych na stanowisku badawczym, z drugiej zaś taki dobór badanych parametrów, by możliwe było przeprowadzenie doświadczenia. Teoria podobieństwa umożliwia również właściwą interpretację wyników uzyskanych w trakcie eksperymentu.

Zjawiska rzeczywiste i modelowe są traktowane jako podobne, jeśli przebiegają w obszarach geometrycznie podobnych oraz pola wszystkich opisujących zjawisko wielkości fizycznych są do siebie podobne (Jeżowiecka-Kabsch i Szewczyk, 2001). W mechanice płynów wyróżnia się następujące podstawowe rodzaje podobieństwa: geometryczne, kinematyczne, dynamiczne oraz cieplne (Jeżowiecka-Kabsch i Szewczyk, 2001, Mitosek, 2001, Kubrak i Kubrak, 2010). To ostatnie, ze względu ograniczony związek z podjętym tematem, zostanie w niniejszej pracy pominięte.

Podobieństwo geometryczne jest zachowane wtedy, gdy odpowiadające sobie wymiary liniowe układu rzeczywistego i jego fizycznego modelu są względem siebie proporcjonalne. Skalę podobieństwa geometrycznego α_l, zwaną również skalą liniową lub skalą długości określa zależność:

$$\alpha_l = \frac{l_{odc}'}{l_{odc}} \tag{4.1}$$

gdzie: l_{odc} – długość dowolnie wybranego odcinka w układzie rzeczywistym [m], l_{odc}' – długość odcinka w modelu [m], odpowiadającego odcinkowi o długości l_{odc}, wybranemu w układzie rzeczywistym.

Z zachowania skali długości wynika skala podobieństwa powierzchni (zależność (4.2)) oraz skala podobieństwa objętości (zależność (4.3)):

$$\alpha_A = \frac{A'}{A} = \frac{l_{odc}'^2}{l_{odc}^2} = \alpha_l^2 \tag{4.2}$$

$$\alpha_V = \frac{V'}{V} = \frac{l_{odc}'^3}{l_{odc}^3} = \alpha_l^3 \tag{4.3}$$

gdzie: A i V oznaczają odpowiednio powierzchnię i objętość dowolnie wybranego elementu układu rzeczywistego, natomiast A' i V' odpowiadające im parametry w modelu.

Podobieństwo kinematyczne wymaga zachowania przede wszystkim podobieństwa pól prędkości. Warunek ten jest spełniony, gdy podobny jest przebieg linii prądu w przepływie rzeczywistym i w jego modelu fizycznym, co zazwyczaj ma miejsce, jeśli zachowane są warunki podobieństwa dynamicznego (Jeżowiecka-Kabsch i Szewczyk, 2001).

Podobieństwo dynamiczne układu rzeczywistego i jego fizycznego modelu zachodzi wtedy, gdy zachowane jest podobieństwo geometryczne, a ponadto stosunki odpowiadających sobie sił są stałe (Kubrak i Kubrak, 2010). Rozwiązanie problemu podobieństwa dynamicznego prowadzi do sformułowania bezwymiarowych liczb kryterialnych (liczb podobieństwa, kryteriów podobieństwa), które dla zjawisk podobnych mają jednakowe wartości (Jeżowiecka-Kabsch i Szewczyk, 2001, Mitosek, 2001). W zależności od tego, czy znane są równania opisujące zjawisko, czy nie, liczby te można wyprowadzić wykorzystując jeden z dwóch sposobów: analizując postać równań opisujących zjawisko w przepływie rzeczywistym i modelowym lub przeprowadzając analizę wymiarową, wykorzystując znajomość zbioru wielkości fizycznych koniecznych i wystarczających, by opisać przebieg zjawiska (Jeżowiecka-Kabsch i Szewczyk, 2001). Przeprowadzone wcześniej badania (Iwanek i Malesińska, 2015) wykazały, że ze względu na złożoność zjawiska, kryteria podobieństwa przy fizycznym modelowaniu awarii podziemnego wodociągu powinny być określone w oparciu o analizę wymiarową.

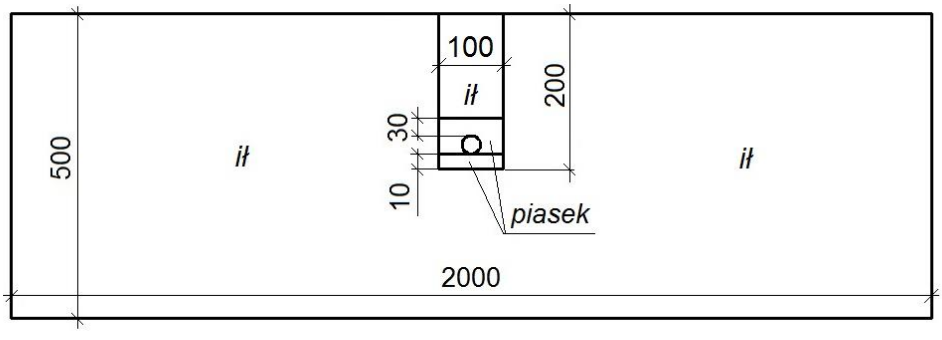
Analiza wymiarowa przeprowadzona w ramach niniejszej pracy przebiegała według typowej metodyki, której szczegółowy schemat algebraiczny, obejmujący definicje, twierdzenia, a także ich interpretację, znaleźć można w pracy Drobota (1954). Aby możliwe było przeprowadzenie analizy wymiarowej, konieczne było wybranie *N*-elementowego zbioru parametrów wymiarowych $\{p_i\}_{RED}$ charakteryzujących badane zjawisko. Kolejne etapy objęły następujące działania:

- określenie bazy wymiarowej parametrów *N*-elementowego zbioru $\{p_i\}_{RED}$,
- wybór spośród *N* parametrów *k* wielkości fizycznych wymiarowo niezależnych,
- sprawdzenie wymiarowej niezależności wybranych *k* elementów,
- wyrażenie wymiarów pozostałych $N - k$ parametrów za pomocą wymiarów wielkości fizycznych wymiarowo niezależnych,
- ustalenie postaci liczb kryterialnych dla rozpatrywanego zjawiska,
- określenie wstępnej postaci funkcji $f(\{p_i\}_{RED})$ na podstawie twierdzenia Buckinghama (1914).

Zgodnie z przyjętą metodyką, analiza wymiarowa została poprzedzona wyborem parametrów najbardziej wpływających na analizowane zjawisko. W trakcie badań literaturowych (rozdział 2.2.) wykazano, że awaria podziemnej sieci wodociągowej polegająca na wystąpieniu nieszczelności jest zjawiskiem bardzo złożonym, charakteryzowanym przez szereg różnych, często zależnych od siebie, niejednokrotnie zmiennych w czasie lub przestrzeni parametrów. Wyznaczenie liczb kryterialnych oraz określenie postaci funkcji opisującej zjawisko musi być poprzedzone rozpoznaniem fizycznej strony zjawiska awarii wodociągu w gruncie oraz wyborem parametrów, które należy wziąć pod uwagę w badaniach, tak by z jednej strony możliwe było przeprowadzenie fizycznej symulacji zjawiska, z drugiej zaś by uzyskać wiarygodne wyniki badań. Biorąc pod uwagę analizę zjawiska wypływu wody z podziemnego rurociągu przeprowadzoną w rozdziale 2.2. oraz uwzględniając parametry występujące w zależnościach (2.1), (2.10), (2.13), (2.22), (2.24), (2.27)–(2.29) utworzono 25-elementowy zbiór argumentów $\{p_i\}$ (i = 1, …, 25) funkcji f opisującej zjawisko wypływu wody z podziemnego przewodu wodociągowego.

Jednoczesne uwzględnienie w badaniach laboratoryjnych awarii podziemnej sieci wodociągowej dwudziestu pięciu różnorodnych parametrów jest praktycznie niemożliwe. Bazując na zasadzie Pareto można stwierdzić, że niewielka grupa czynników – około 20%, wpływa w sposób decydujący na przebieg zjawiska (Pareto, 1964). Wynika z tego, że w badaniach laboratoryjnych wypływu wody z podziemnego wodociągu i poprzedzającej je analizie wymiarowej wystarczy rozpatrywać 20% elementów zbioru $\{p_i\}$, tworzących *N*-elementowy zbiór $\{p_i\}_{RED}$.

Wybór parametrów, których wpływ na analizowane zjawisko jest największy, przeprowadzony został z wykorzystaniem dwóch rodzajów badań – literaturowych i modelowych. Najpierw na podstawie przeglądu literatury na temat procesów towarzyszących wypływowi wody z podziemnego wodociągu, w aspekcie wzajemnych powiązań między parametrami, odrzucono te elementy zbioru parametrów $\{p_i\}$, których wpływ na rozpatrywane zjawisko okazał się najmniej istotny, tworząc zbiór $\{p_i\}_{RED\ 1}$. Pozostałe parametry (elementy zbioru $\{p_i\}_{RED\ 1}$) poddane zostały analizie na podstawie badań modelowych. W tym celu przeprowadzona została komputerowa symulacja awarii podziemnego wodociągu w programie FEFLOW v. 5.3 (WASY Institute for Water Resources Planning System Research Ltd., Niemcy) dla różnych wartości badanych argumentów (bez weryfikacji empirycznej). Zbudowany w programie 2-wymiarowy model podstawowy o szerokości 20 m i głębokości 5 m objął przekrój poprzeczny wykopu wraz z przewodem oraz obszar wokół wykopu (Rys. 4.1.). Przyjęto, że wodociąg ma średnicę ϕ 200 mm i ułożony został na 10 cm podsypce piaskowej, w obsypce piaskowej sięgającej 30 cm ponad wierzch rury, w wykopie o szerokości 1,0 m i głębokości 2,0 m. Założono, że powyżej obsypki wykop zasypany został rodzimym gruntem ilastym.



Rys. 4.1. Schemat modelu profilu gruntowego wraz z przewodem ułożonym w wykopie (wymiary podane w cm)

Dane wejściowe w modelu podstawowym stanowiły hydrauliczne parametry gruntów wykorzystanych w komputerowej symulacji – iłu i piasku, przyjęte na podstawie literatury (Kirkland i in., 1992) – Tab. 4.1.

Tab. 4.1. Hydrauliczne parametry gruntów wykorzystanych w symulacji komputerowej na podstawie Kirkland i in. (1992) (K_s – współczynnik filtracji, θ_s – wilgotność w stanie pełnego nasycenia, α i n – empiryczne parametry krzywej retencji wodnej)

Parametr	Jednostka	Ił	Piasek
K_s	10^{-4} m/s	0,01516	0,62620
θ_s	m^3/m^3	0,4686	0,3658
α	1/m	1,040	2,800
n	-	1,395	2,239

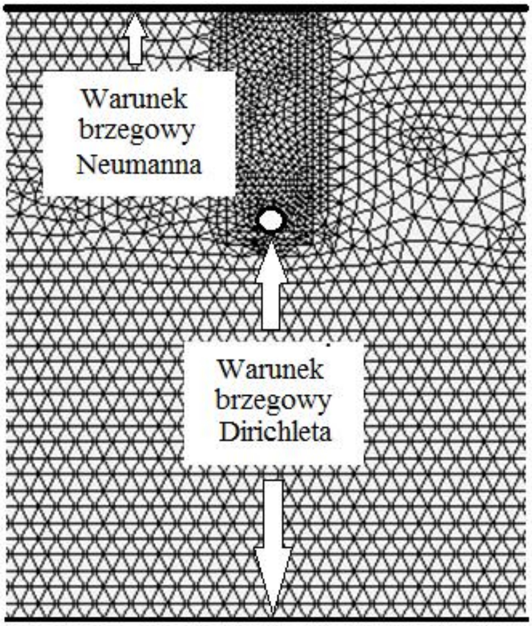
W modelu podstawowym jako warunek początkowy we wszystkich węzłach przyjęto wilgotność gruntu dla $pF = 2$ na krzywej retencji wodnej (zdefiniowanej w rozdziale 2.2.3.): dla iłu 0,402 m^3/m^3, a dla piasku 0,118 m^3/m^3. Są to wartości odpowiadające tzw. polowej pojemności wodnej, czyli maksymalnej ilości wody, która może być zatrzymana przez grunt w strefie aeracji, pomimo siły ciężkości.

Jako górny warunek brzegowy w modelu podstawowym przyjęto parowanie z powierzchni terenu 0,002 m/d (warunek Neumanna). Dolny warunek brzegowy (warunek Dirichleta) wynosił $pF = 2$ (ciśnienie ssące gruntu dla polowej pojemności wodnej). Warunek Dirichleta przyjęto również w miejscu wypływu wody z przewodu, uwzględniając ciśnienie hydrauliczne w jego wnętrzu – w modelu podstawowym 40 m H_2O (0,4 MPa) (Rys. 4.2.).

Aby określić wpływ elementów zbioru $\{p_i\}_{RED\,1}$ na rozpatrywane zjawisko, sprawdzano, czy wprowadzona do modelu podstawowego zmiana ich wartości spowoduje istotną zmianę czasu wypływu wody na powierzchnię terenu po wystąpieniu nieszczelności w wodociągu. W tym celu przeprowadzono serie symulacji wypływu wody z przewodu zmieniając w modelu podstawowym w każdej serii wartości jednego z analizowanych parametrów. Liczba serii odpowiadała liczbie sprawdzanych parametrów. Zmiana czasu oceniona została na podstawie z zależności:

$$\delta = \frac{t_{max} - t_{min}}{t_{max}} \cdot 100\% \qquad (4.4)$$

gdzie t_{max} i t_{min} oznaczają odpowiednio największą i najmniejszą wartość czasu wypływu wody na powierzchnię terenu, uzyskaną podczas jednej serii komputerowych symulacji rozszczelnienia przewodu wodociągowego, przy zmianie wartości jednego z rozpatrywanych parametrów.



Rys. 4.2. Fragment siatki elementów skończonych z zaznaczonymi warunkami brzegowymi

Zmianę czasu uznano za istotną, jeśli wartość parametru δ przekroczyła 10%. Przeprowadzona ocena pozwoliła ustalić postać zredukowanego zbioru parametrów $\{p_i\}_{RED}$ stanowiących argumenty funkcji *f* opisującej zjawisko wypływu wody z podziemnego przewodu wodociągowego.

Wyznaczenie zbioru wielkości fizycznych $\{p_i\}_{RED}$ mających największy wpływ na zjawisko wypływu wody z przewodu wodociągowego do gruntu umożliwiło przeprowadzenie analizy wymiarowej. Zależność stanowiącą podstawę przeprowadzanej analizy, opisującą odległość miejsca wypływu wody na powierzchnię terenu od nieszczelności w uszkodzonym przewodzie wodociągowym (R_w), można przedstawić w postaci:

$$R_w = f(\{p_i\}_{RED}) \tag{4.5}$$

Funkcja f jest wymiarowo niezmiennicza, czyli bez względu na wybór układu jednostek wartość funkcji f jest zawsze tą samą wielkością fizyczną. Ponadto funkcja f jest wymiarowo jednorodna, co oznacza, że jeżeli każdy z argumentów p_i funkcji f zostanie pomnożony przez dowolną liczbę dodatnią, to wartość funkcji zmieni się wyłącznie pod względem wielkości, a nie charakteru fizycznego. Funkcja f spełnia więc podstawowe postulaty analizy wymiarowej.

Pierwszym krokiem analizy było określenie bazy wymiarowej argumentów p_i funkcji f. Jednostka każdego argumentu została zapisana w układzie SI, a następnie wyrażona za pomocą jednostek podstawowych (np. jednostka siły, niuton, wyrażona byłaby jako iloczyn jednostki masy (kg) i jednostki długości (m) podzielony przez kwadrat jednostki czasu (s^2)). Jednostki podstawowe, za pomocą których przedstawiono wymiary wszystkich N elementów zbioru $\{p_i\}_{RED}$, utworzyły bazę wymiarową argumentów p_i funkcji f.

Jeśli bazę wymiarową utworzyło k jednostek podstawowych, to spośród N wszystkich argumentów funkcji f najwyżej k może być wymiarowo niezależnych. Wybrano więc k spośród N elementów zbioru $\{p_i\}_{RED}$, a następnie sprawdzono ich wymiarową niezależność poprzez obliczenie wyznacznika utworzonego z wykładników przy wymiarach wybranych k elementów, wyrażonych za pomocą jednostek podstawowych. Jeśli wartość wyznacznika była różna od 0, to oznaczało, że wybrane k elementy są wymiarowo niezależne.

Kolejnym etapem analizy wymiarowej było wyrażenie wymiarów pozostałych $N - k$ wielkości za pomocą wymiarów wybranych parametrów wymiarowo niezależnych, na podstawie wzoru:

$$[p_j] = [p_1^q \cdot p_2^r \cdot \ldots \cdot p_k^s] \tag{4.6}$$

gdzie: p_j – jeden z pozostałych $N - k$ parametrów ($j = k + 1, k + 2, \ldots, N$), p_1, $p_2, \ldots, p_k$ – parametry wymiarowo niezależne, q, r, s – liczby rzeczywiste, nawias kwadratowy oznacza wymiar parametru lub wyrażenia w nim zapisanego.

Wykładniki q, r, s wyznaczono w ten sposób, że w zależności (4.6) za $[p_j]$, $[p_1]$, $[p_2]$, …, $[p_k]$ podstawiono ich wymiary zapisane za pomocą jednostek podstawowych, a następnie przyrównano wykładniki przy każdej z jednostek podstawowych występujących po obu stronach zależności (4.6), tworząc układ k równań. Rozwiązanie tego układu pozwoliło wyznaczyć wartości wykładników q, r, s. Bazując na definicji wymiaru wyznaczono $N - k$ liczb kryterialnych π_j postaci:

$$\pi_j = \frac{p_j}{p_1^q \cdot p_2^r \cdot \ldots \cdot p_k^s} \tag{4.7}$$

Wyznaczone w ten sposób liczby kryterialne nie tylko pozwoliły rozwiązać problem podobieństwa dynamicznego, ale zostały również wykorzystane do określenia ogólnej postaci funkcji charakteryzującej analizowane zjawisko w oparciu o twierdzenie π (Buckingham, 1914).

Twierdzenie π, sformułowane przez Buckinghama w 1914 r. mówi o tym, że jeżeli w wymiarowo niezmienniczej i jednorodnej danej funkcji część argumentów stanowią argumenty wymiarowo niezależne, a pozostałe są od nich wymiarowo zależne, to dana funkcja ma postać iloczynu, w którym czynnikami są wszystkie argumenty wymiarowo niezależne danej funkcji, każdy podniesiony do potęgi rzeczywistej, oraz pewna funkcja liczbowa argumentów bezwymiarowych (liczb kryterialnych), niezależna od argumentów wymiarowo niezależnych danej funkcji. Potęgi rzeczywiste argumentów wymiarowo niezależnych również nie zależą od tych argumentów, nie zależą również od liczb kryterialnych.

Zależność (4.5) spełnia warunki określone w twierdzeniu π Buckinghama, można więc zapisać ją w postaci:

$$R_w = \varphi(\{\pi_j\}) \cdot p_1^Q \cdot p_2^R \cdot \ldots \cdot p_k^S \tag{4.8}$$

gdzie: Q, R, S – liczby rzeczywiste obliczane analogicznie jak wykładniki q, r, s.

Zależność (4.8) została wykorzystana w dalszej części pracy do analizy wpływu argumentów zbioru $\{p_i\}_{RED}$ na miejsce wypływu wody na powierzchnię gruntu po awarii wodociągu, według metodyki podanej w rozdziale 4.3.4.

4.2. Określenie fizycznych i hydraulicznych parametrów gruntów użytych w badaniach

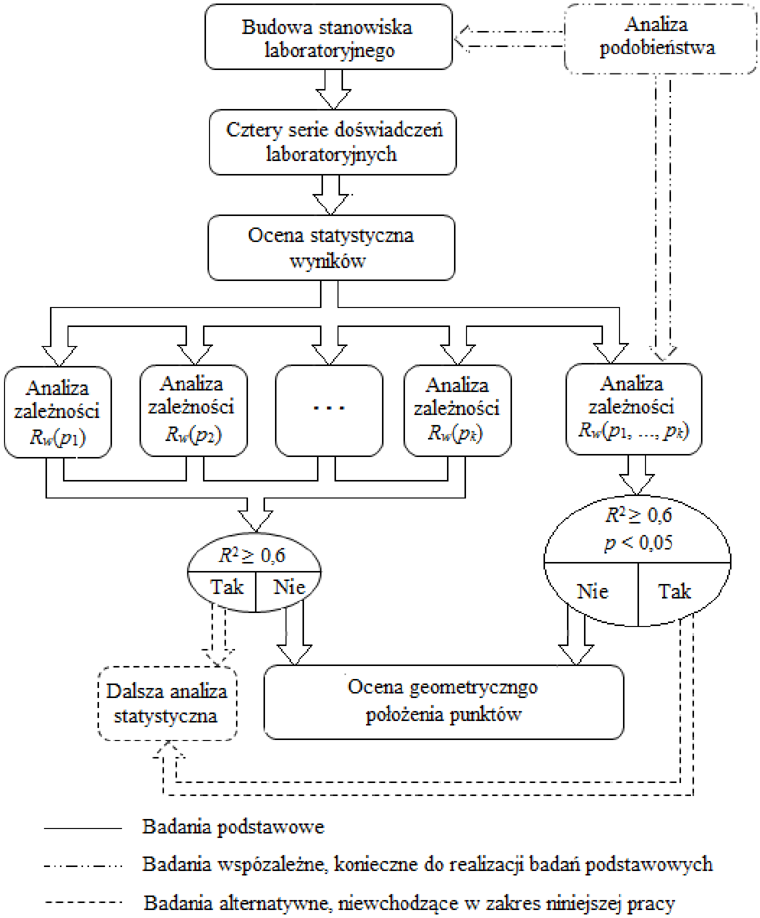
Z budową stanowiska laboratoryjnego do fizycznej symulacji awarii podziemnego wodociągu wiązała się nie tylko konieczność przeprowadzenia analizy podobieństwa zjawisk, ale również parametryzacja ośrodków gruntowych użytych do budowy stanowiska. W badaniach laboratoryjnych wykorzystano 8 różnych gruntów piaszczystych o nazwach roboczych „S”, „T1”, „T1r”„T2”, „L1”, „L2”, „L3” i „L4”. Grunty te były wykorzystane jako podsypka i do zasypania przewodu w obrębie wykopu – różne grunty wykorzystano w różnych wariantach doświadczenia: w pierwszej serii grunt „S”, w drugiej również grunt „S” oraz grunty „T1” i „T1r”, w trzeciej grunty „S”, „L1”, „L2” i „L3” oraz w czwartej grunty „L4” i „T2”. Ponadto grunt „S” stanowił otoczenie wykopu we wszystkich wariantach doświadczenia. Grunty „T1r” i „T1” były wykorzystane podczas badań terenowych na obiekcie OT1, a grunt „T2” na obiekcie OT2. Grunty „T1r” i „T2” to grunty rodzime w miejscach badań terenowych.

Aby scharakteryzować grunty pod względem fizycznym i hydraulicznym, wyznaczono następujące parametry:

– skład granulometryczny – określony na podstawie analizy sitowej według normy PN-B-04481:1988, aktualnej w momencie rozpoczęcia badań, wykorzystując kolejno sita z kwadratowymi oczkami o długości boku odpowiednio 6,3; 5,6; 4,0; 3,15; 2,0; 1,4; 1,0; 0,8; 0,5; 0,25; 0,125; 0,063; 0,05 i 0,04 mm,
– wskaźnik różnoziarnistości – obliczony według wzoru (2.1) z wykorzystaniem wyników analizy sitowej,
– wskaźnik zagęszczenia – wyznaczony za pomocą aparatu Proctora według normy PN-B-04481:1988 – metoda I (3 warstwy gruntu w tzw. małym cylindrze, 25 uderzeń ubijaka lekkiego)
– wilgotność aktualna – wstępnie mierzona przed każdą symulacją awarii miernikiem TDR (EASY-TEST, Lublin, Polska), następnie określana metodą wagową według normy PN-B-04481:1988,
– porowatość gruntu – w przypadku gruntu „S” w pierwszej serii badań wykonano oznaczenie za pomocą kolby Le Chateliera (Myślińska, 1998), dla pozostałych gruntów przyjęto, że porowatość jest równa wilgotności gruntu w stanie pełnego nasycenia wodą,
– współczynnik filtracji – dla gruntu „S” w pierwszej serii badań oznaczony za pomocą przepuszczalnościomierza GeoN – Sondy BAT (Geonordic AB, Szwecja), w pozostałych gruntach za pomocą laboratoryjnego przepuszczalnościomierza stałociśnieniowego (Zawadzki i Olszta, 1981),
– krzywa *pF* – wartości współczynników empirycznych α i n krzywej *pF* oszacowano za pomocą nieliniowej estymacji funkcji Mualema według wzoru (2.26) metodą najmniejszych kwadratów, wykorzystując do minimalizacji funkcji strat procedurę Hooke'a -Jeevesa przemieszczania układu; obliczenia przeprowadzono przy użyciu programu Statistica 10 (StatSoft) na poziomie istotności 0,05; podstawę estymacji stanowiły wyniki pomiarów laboratoryjnych wilgotności gruntu dla zakresu ciśnień 0 ÷ 100 cm H_2O z użyciem bloku pyłowego (Olszta i Zawadzki, 1991),
– przepuszczalność gruntu w stanie nienasyconym – obliczona według zależności van Genuchtena według wzoru (2.27) z wykorzystaniem współczynników empirycznych α i n wyznaczonych dla krzywej *pF*.

4.3. Fizyczna symulacja awarii podziemnego przewodu wodociągowego w warunkach laboratoryjnych

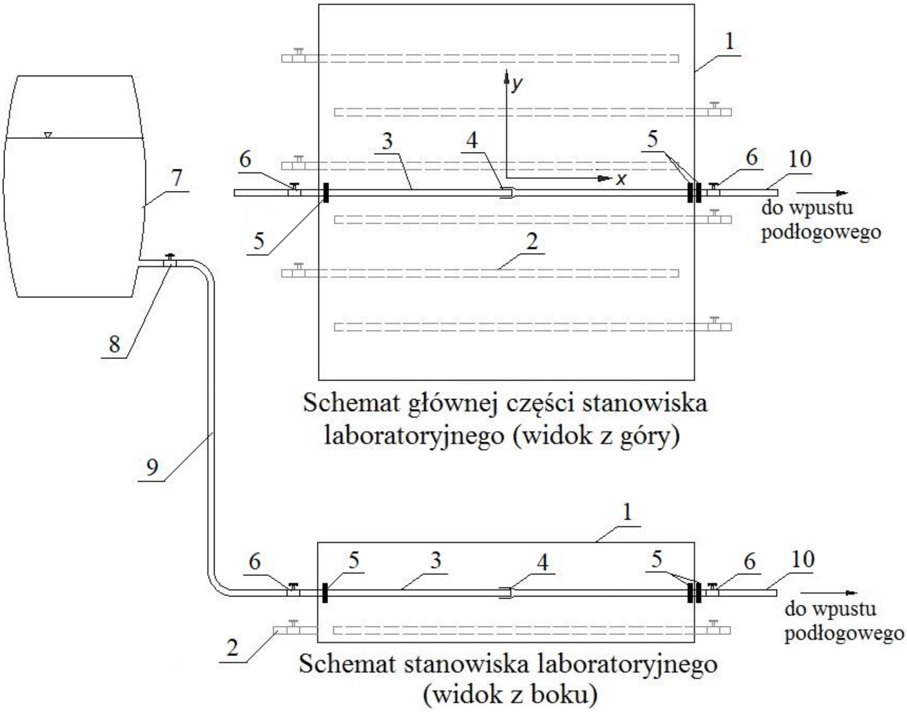
Przeprowadzenie fizycznej symulacji awarii przewodu wodociągowego w laboratorium wymagało zaprojektowania i zbudowania stanowiska badawczego. Uzyskane w eksperymentach wyniki poddane zostały analizie statystycznej. Etapy badań laboratoryjnych i analizy uzyskanych wyników przedstawia Rys. 4.3.



Rys. 4.3. Schemat przebiegu badań laboratoryjnych dotyczących symulacji awarii podziemnego przewodu wodociągowego wraz z analizą statystyczną wyników

4.3.1. Budowa stanowiska badawczego

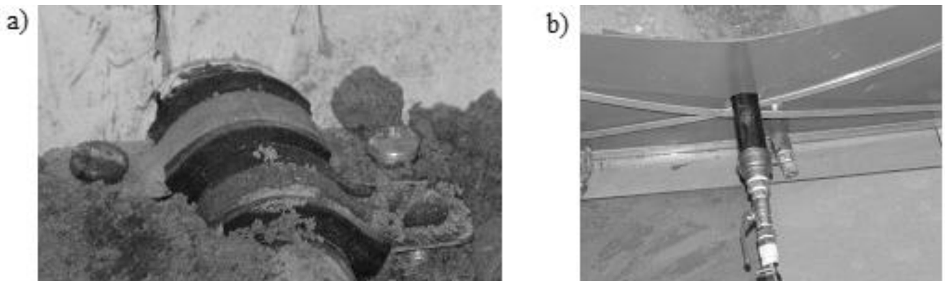
Zgodnie z założeniami przyjętymi do przeprowadzenia analizy podobieństwa zjawisk (rozdział 5.1.1.), stanowisko zostało wykonane w skali 1:10 względem naturalnych wymiarów obiektu. Schemat stanowiska przedstawia na Rys. 4.4.



Rys. 4.4. Schemat stanowiska laboratoryjnego (Iwanek i in., 2016): 1 – skrzynia wypełniona piaskiem, 2 – układ drenażowy (przewody drenażowe z zaworami odcinającymi), 3 – przewód badawczy, 4 – połączenie kielichowe, 5 – obejma, 6 – zawór odcinający przy skrzyni, 7 – zbiornik zasilający, 8 – zawór odcinający przy zbiorniku, 9 – przewód elastyczny, 10 – przewód odpływowy

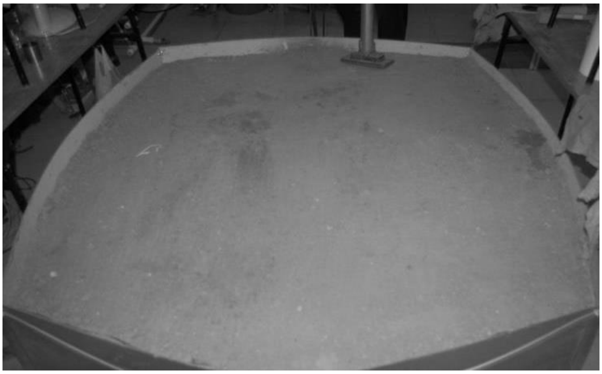
Pierwszą zbudowaną, a zarazem podstawową częścią stanowiska badawczego była otwarta na górze skrzynia (1) o wymiarach dna 150 cm × 150 cm i wysokości 50 cm. Konstrukcję skrzyni stanowił stelaż z aluminiowych kątowników i płaskowników. Do stelaża przykręcone zostały płyty warstwowe Al-PE-Al (nazwa handlowa: PLABOND), o grubości 3 mm. Dno skrzyni przykryte zostało 2 cm warstwą zgęszczonego piasku, na której ze spadkiem w kierunku ściany skrzyni ułożono 6 polietylenowych przewodów drenażowych (2) o średnicy zewnętrznej 22 mm. Końcówki przewodów drenażowych zostały wysunięte poza skrzynię przez otwory w jej ścianach (po 3 w jednej parze przeciwległych ścian) i zakończone zaworami kulowymi. Pozostała część skrzyni wypełniona została 5 cm warstwami piasku, zagęszczonymi za pomocą ręcznych ubijaków według ustalonych procedur (opisanych w rozdziale 4.3.2.), by uzyskać jak największą jednorodność ośrodka.

Kolejnym ważnym elementem stanowiska laboratoryjnego był przewód badawczy (3) ułożony w wykopie w centralnej części skrzyni, równolegle do dwóch jej ścian, na 2 cm podsypce z zagęszczonego piasku, przesianego wcześniej przez sito o średnicy oczek 1 mm. Przewód badawczy (3) składał się z dwóch odcinków rur, połączonych ze sobą w połowie długości skrzyni połączeniem kielichowym (4). Rozłączenie połączenia symulowało awarię wodociągu. Aby wielkość rozszczelnienia kielicha (4) podczas wykonywania powtórzeń eksperymentu była jednakowa, na przewodzie od strony zasilenia w odległości 1,5 cm od ściany skrzyni po stronie wewnętrznej założona została obejma (5) o średnicy odpowiadającej średnicy przewodu (Fot. 4.1.a). Obejmy zamontowano również na części przewodu za połączeniem kielichowym (biorąc pod uwagę kierunek przepływu wody), zarówno od strony wewnętrznej jak i zewnętrznej skrzyni tuż przy jej ścianie, tak by uniemożliwić ewentualne przesunięcie tej części przewodu podczas wykonywania eksperymentu. Na przewodzie badawczym zamontowano 2 zawory odcinające (6): przed skrzynią od strony zasilenia (Fot. 4.1.b)) i za skrzynią od strony odpływu.



Fot. 4.1. Elementy stanowiska laboratoryjnego: a) obejma zapewniająca jednakową szerokość szczeliny po każdym rozszczelnieniu przewodu, b) kulowy zawór odcinający na wejściu przewodu do skrzyni

Przewód wodociągowy (badawczy) był przykryty 3 cm warstwą obsypki, wykonaną w ten sam sposób i z tego samego materiału co podsypka. Kolejne 3 cm warstwy wypełniające wykop wykonano z nieprzesianego piasku ręcznie je ubijając. Przykrycie przewodu wynosiło 18 cm. Skrzynia z zamontowanym i zasypanym przewodem wodociągowym, gotowa do przeprowadzenia symulacji awarii przedstawiona została na Fot. 4.2.



Fot. 4.2. Skrzynia przygotowana do przeprowadzenia fizycznej symulacji awarii wodociągu

Przewód wodociągowy zasilany był wodą ze zbiornika (7) o pojemności 100 dm^3, wyposażonego w króciec z zaworem odcinającym (8) według Rys. 4.4. (Fot. 4.3.). Wysokość, na której ustawiony był zbiornik, oraz poziom znajdującej się w nim wody zależały od wartości przyjętego w doświadczeniu ciśnienia wody w przewodzie.

Fot. 4.3. Zbiornik zasilający

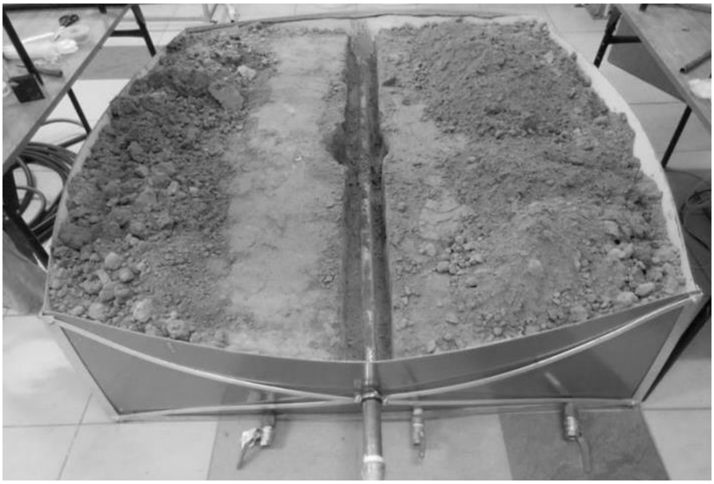
Do zbiornika zasilającego (7) podłączony był przewód elastyczny (9), który łączył ten zbiornik z przewodem badawczym (3). Odpływ wody z przewodu (3) do wpustu podłogowego również odbywał się przewodem elastycznym (10).

Przebieg doświadczeń był rejestrowany w formacie filmowym avi za pomocą dwóch kamer cyfrowych: jednej umieszczonej około 1,5 m nad miejscem awarii i drugiej umieszczonej za skrzynią na wysokości około 2 m. Poza tym wyniki każdego eksperymentu dokumentowane były w postaci cyfrowych zdjęć. Do wstępnego pomiaru czasu wypływu wody na powierzchnię gruntu użyto stopera, docelowo do analiz wykorzystano czas określony na podstawie analizy klatek filmu.

4.3.2. Przebieg doświadczenia

Na opisanym w rozdziale 4.3.1. stanowisku laboratoryjnym, w okresie od października 2013 r. do września 2016 r., wykonano 4 serie doświadczeń, których charakterystykę przedstawiono w tabeli 4.2. Każda seria składała się z wariantów, w których zmieniane były wartości wybranych parametrów. Łącznie wykonano 561 eksperymentów.

Przed każdym powtórzeniem eksperymentu konieczne było odpowiednie przygotowanie stanowiska badawczego ze względu na zmianę analizowanych paramentów w poszczególnych wariantach oraz ze względu na zakończenie każdego eksperymentu odkopaniem przewodu (wykonaniem wykopu) – Fot. 4.4.



Fot. 4.4. Przewód wodociągowy odkryty po zakończonym eksperymencie

Tab. 4.2. Charakterystyka serii badań laboratoryjnych wycieku wody z podziemnego przewodu wodociągowego (A_L – powierzchnia nieszczelności, H – wysokość ciśnienia hydraulicznego w przewodzie, SG – skład granulometryczny gruntu, I_s – wskaźnik zagęszczenia, θ – wilgotność gruntu, K_s – współczynnik filtracji)

Nr serii	Zmieniane parametry	Liczba warian.	Liczba powtórzeń w wariancie	Cel badań
1	A_L, H	44	3	- Rozpoznanie problemu - Ukierunkowanie dalszych badań - Wstępne określenie wpływu zmienianych parametrów na lokalizację miejsca wypływu wody na powierzchni
2	A_L, H	30	10 w I wariancie[1)] 7 w pozostałych wariantach	- Weryfikacja empiryczna wyników analizy wymiarowej - Analiza wpływu wybranych parametrów na lokalizację miejsca wypływu wody na powierzchni - Określenie charakteru przestrzennego rozmieszczenia otworów sufozyjnych - Wykorzystanie wyników badań do budowy struktury fraktalnej - Ocena nowej metody wyznaczania strefy wypływu
3	SG, I_s, θ, K_s	10	min. 7	- Analiza wpływu wybranych parametrów na lokalizację miejsca wypływu wody na powierzchni - Wykorzystanie wyników badań do budowy struktury fraktalnej - Ocena nowej metody wyznaczania strefy wypływu
4	SG, I_s, K_s	15	min. 7	- Analiza wpływu wybranych parametrów na lokalizację miejsca wypływu wody na powierzchni - Wykorzystanie wyników badań do budowy struktury fraktalnej - Weryfikacja empiryczna wyników analizy wymiarowej - Ocena nowej metody wyznaczania strefy wypływu

[1)] Większa niż w pozostałych wariantach liczba powtórzeń eksperymentu wynikała z konieczności obliczenia uzasadnionej statystycznie minimalnej liczebności prób

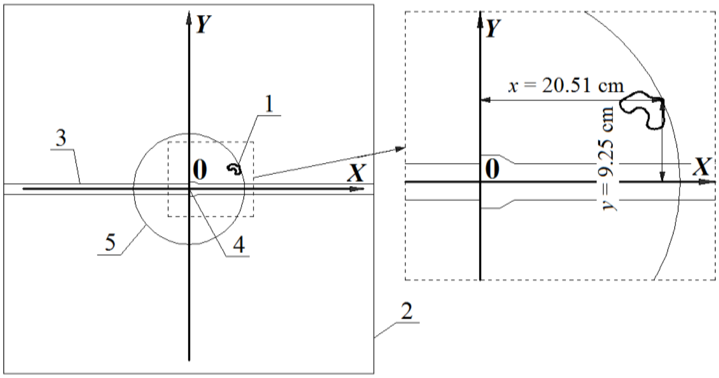
Każde powtórzenie eksperymentu składało się więc z prac przygotowawczych i fizycznej symulacji awarii. Przygotowanie stanowiska przebiegało według następującego schematu:

- wykonanie 2 cm warstwy podsypki zagęszczonej ubijakiem ręcznym w wykopie; aby uzyskać jednakowe zagęszczenie na całej długości wykopu w każdym powtórzeniu eksperymentu, użyto ubijaka ręcznego o wadze 9 kg i polu podstawy 264 cm^2 puszczając go swobodnie jednakową liczbę razy z takiej samej wysokości na warstwę podsypki,
- montaż przewodu wodociągowego – połączenie dwóch odcinków rur za pomocą kielicha z uszczelnieniem taśmą teflonową,
- zasypanie wykopu 3 cm warstwami zagęszczonymi analogicznie jak podsypka,
- pobór próbek gruntu w celu potwierdzenia uzyskanego stopnia zagęszczenia,
- ustawienie zbiornika zasilającego na wysokości zapewniającej osiągnięcie przyjętego ciśnienia w przewodzie wodociągowym i uzupełnienie w zbiorniku wody powyżej założonej wysokości napełnienia,
- włączenie kamer cyfrowych, by nagrać przebieg doświadczenia.

Po przygotowaniu stanowiska do badań przystępowano do fizycznej symulacji awarii polegającej na rozszczelnieniu przewodu wodociągowego. Zakres podjętych czynności obejmował:

- odpowietrzenie instalacji poprzez otworzenie wszystkich zaworów,
- zamknięcie zaworu (6) (według Rys. 4.4.) za skrzynią (zgodnie z kierunkiem przepływu wody),
- sprawdzenie położenia zwierciadła wody w zbiorniku i ewentualnie uzupełnienie wody do założonego poziomu lub otworzenie zaworu (6) za skrzynią do momentu aż zwierciadło wody w zbiorniku obniży się do przyjętego poziomu,
- rozszczelnienie przewodu poprzez pociągnięcie do oporu (spowodowanego obejmą (5) według Rys. 4.4) części rury wystającej ze skrzyni od strony zasilenia, w kierunku przeciwnym do kierunku przepływu wody, powodując powstanie szczeliny w miejscu połączenia kielichowego,
- pomiar czasu od chwili rozszczelnienia przewodu wodociągowego do momentu wypływu wody na powierzchnię gruntu,
- określenie położenia miejsca wypływu wody na powierzchnię terenu względem nieszczelności w przewodzie wodociągowym,
- pobór próbek gruntu wypełniającego skrzynię do pomiaru jego podstawowych parametrów hydraulicznych i fizycznych,
- odkopanie rozszczelnionego przewodu wodociągowego.

Położenie otworów sufozyjnych określone zostało za pomocą współrzędnych kartezjańskich (x, y) przy założeniu, że początek układu współrzędnych znajduje się bezpośrednio nad miejscem wypływu wody z rury. Przyjęto, że punktem charakteryzującym każdy z otworów jest miejsce na otworze najbardziej oddalone od nieszczelności w przewodzie wodociągowym (Rys. 4.5.). Kształty i rozmiary otworów analizowane były w ramach odrębnych prac Iwanek i in. (2016c, 2017).



Rys. 4.5. Lokalizacja otworu sufozyjnego (przykład dla 9. powtórzenia eksperymentu dla przypadku H = 3 m H_2O i A_L = 4,71 cm^2 w II serii badań): 1 – otwór sufozyjny na powierzchni piasku, 2- skrzynia wypełniona piaskiem, 3 – przewód wodociągowy, 4 – miejsce na powierzchni piasku położone bezpośrednio nad nieszczelnością (początek układu współrzędnych), 5 – okrąg określający położenie punktu na otworze sufozyjnym, najbardziej oddalonego od miejsca nieszczelności

Odległości $|x|$ i $|y|$ wstępnie były mierzone na stanowisku laboratoryjnym za pomocą 3 m taśmy mierniczej. Dokładniejsze określenie odległości przeprowadzane było na podstawie zdjęć cyfrowych z wykorzystaniem programu AutoCAD 14 (Autodesk, Inc.).

4.3.3. Statystyka opisowa i normalność rozkładów danych

Wyniki badań eksperymentalnych, przeprowadzonych według metodyki podanej w rozdziale 4.3.2. na stanowisku opisanym w rozdziale 4.3.1., poddane zostały analizie statystycznej. Zgodnie z przyjętym schematem (Rys. 4.3.) rozpoczęto od oceny statystycznej wyników (wykorzystując statystykę opisową) i sprawdzenia charakteru ich rozkładu.

Statystyka opisowa umożliwiła podsumowanie zbioru danych – wyników badań eksperymentalnych, oraz sformułowanie podstawowych wniosków na temat zbioru. W ramach statystyki opisowej w niniejszej pracy wyznaczono podstawowe miary położenia – średnią arytmetyczną i medianę, oraz podstawowe miary zróżnicowania – odchylenie standardowe i rozstęp. Obliczenia przeprowadzono w programie Statistica 13.1 (StatSoft, Inc.). Inne statystyki opisowe (dolny i górny kwartyl, współczynnik zmienności, skośność, kurtozę), wyznaczone dla zbiorów danych uzyskanych w różnych seriach doświadczeń, znaleźć można w pracach Iwanek i in. (2014, 2016a, 2016b, 2016d).

Po obliczeniu podstawowych statystyk opisowych sprawdzono charakter rozkładu danych za pomocą testu Shapiro-Wilka, uważanego w ostatnich latach za jeden z najlepszych w analizie prób o niedużej liczebności (Maliński, 2015). Istotą testu było wyznaczenie statystyki W dla uporządkowanego rosnąco zbioru danych (obserwacji) zgodnie z zależnością:

$$W = \frac{\left[\sum_i a_i(N)(x_{N-i+1} - x_i)\right]^2}{\sum_{j=1}^{n} \left(x_j - \bar{x}\right)^2} \tag{4.9}$$

gdzie: $a_i(N)$ – współczynnik zależny od liczności próby N, odczytywany z tablic statystycznych, $\bar{x}$ – średnia arytmetyczna próby, j – kolejne obserwacje w danej próbie, i – kolejne różnice pomiędzy obserwacjami skrajnymi, $x_{N-i+1} - x_i$ – różnica między obserwacjami skrajnymi, przy czym:

$$x_{N-i+1} - x_i = \begin{cases} i = 1, \dots, \dfrac{N}{2} & dla\ N\ parzystego \\ i = 1, \dots, \dfrac{N-1}{2} & dla\ N\ nieparzystego \end{cases} \tag{4.10}$$

Podobnie jak w przypadku statystyki opisowej, obliczenia przeprowadzono wykorzystując program Statistica 13.1. Poziom istotności przyjęto równy 0,05. Jeżeli obliczona wartość poziomu prawdopodobieństwa p dla statystyki W była mniejsza niż przyjęty poziom istotności testu, to uzyskane wyniki były istotne statystycznie, co w teście Shapiro-Wilka oznacza, że rozkład analizowanej zmiennej jest różny od normalnego. Dla $p < 0,05$ hipoteza o zgodności z rozkładem normalnym była więc odrzucana, dla $p > 0,05$nie było podstaw do odrzucenia tej hipotezy. Im większa była wartość liczbowa statystyki W, tym większe było dopasowanie rozkładu empirycznego do rozkładu normalnego (Sobczyk, 2007).

4.3.4. Analiza wpływu wybranych parametrów na miejsce wypływu wody na powierzchnię gruntu po awarii wodociągu

Po wyznaczeniu statystyk opisowych i sprawdzeniu charakteru rozkładu danych (wyników fizycznej symulacji awarii) przeprowadzono analizę wpływu wybranych parametrów na miejsce wypływu wody na powierzchnię gruntu po awarii wodociągu. Analizie poddane zostały parametry będące elementami zbioru $\{p_i\}_{RED}$ (rozdział 4.1.), które jako mające największe znaczenie w badaniu awarii podziemnego wodociągu, były zmieniane w poszczególnych wariantach badań laboratoryjnych. Zgodnie ze schematem przedstawionym na Rys. 4.3., analiza wpływu wybranych parametrów na miejsce wypływu wody na powierzchnię gruntu po awarii wodociągu składała się z dwóch niezależnych części. W jednej z nich przeprowadzono klasyczną analizę regresji i korelacji dwóch zmiennych – badanego parametru (każdego oddzielnie) i poziomej odległości miejsca wypływu wody na powierzchnię terenu od miejsca rozszczelnienia przewodu wodociągowego (R_w), opisanej zależnością:

$$R_w = \sqrt{x^2 + y^2} \tag{4.11}$$

gdzie x i y – współrzędne określające położenie otworu sufozyjnego (Rys. 4.5.).

Podczas analizy regresji brane były pod uwagę 4 funkcje: liniowa, wykładnicza, logarytmiczna i potęgowa.

W drugiej części analizy podjęto próbę określenia związku z odległością R_w wszystkich badanych parametrów jednocześnie. Jako podstawę badań przyjęto wyznaczoną na podstawie twierdzenia Buckinghama zależność (4.8), opisującą odległość R_w jako iloczyn nieznanej funkcji φ znanych argumentów bezwymiarowych (liczb kryterialnych wyznaczonych z zależności (4.7)) i znanych czynników wymiarowych (wyznaczonych według metodyki podanej w rozdziale 4.1.). Postać nieznanej funkcji φ była zakładana – łącznie przyjęto 16 postaci funkcji. Wartości nieznanych współczynników w analizowanych funkcjach (przyjętych postaciach funkcji φ) szacowano za pomocą nieliniowej estymacji metodą najmniejszych kwadratów, na podstawie wyników pomiarów odległości R_w oraz czasów t wypływu wody na powierzchnię terenu uzyskanych podczas fizycznych symulacji wypływu wody przez nieszczelność o powierzchni 18,84 cm^2 w II, III i IV serii badań laboratoryjnych. Do minimalizacji funkcji strat wykorzystywano jedną z sześciu procedur – quasi-Newtona, Sympleksu, Hooke'a-Jeevesa przemieszczania układu, Hooke'a-Jeevesa i quasi-Newtona, Rosenbrocka poszukiwania układu oraz Rosenbrocka i quasi-Newtona. O wyborze jednej z wymienionych metod w pierwszej kolejności decydowała ocena istotności szacowanych współczynników (poziom prawdopodobieństwa p dla każdego współczynnika powinien być mniejszy od 0,05 i jak najmniejszy), a w drugiej wartość współczynnika korelacji R (powinna być jak najbliższa 1). Obliczenia przeprowadzono przy użyciu programu Statistica 13.1 (StatSoft).

Zgodnie z przyjętym schematem badań (Rys. 4.3.), gdyby na podstawie analizy regresji i korelacji udało się znaleźć takie zależności między odległością R_w a każdym z badanych parametrów, że $R^2 \geq 0{,}6$ lub jeśli na podstawie nieliniowej estymacji metodą najmniejszych kwadratów udałoby się określić wstępną postać zależności między odległością R_w a wszystkimi badanymi parametrami jednocześnie, dla której $R^2 \geq 0{,}6$ oraz poziom prawdopodobieństwa p każdego z szacowanych współczynników w tej zależności byłby mniejszy niż 0,05, wówczas kontynuowane byłyby analizy statystyczne w kierunku znalezienia funkcji jak najlepiej opisującej odległość R_w z uwzględnieniem tych wybranych parametrów. W przeciwnym wypadku (jak miało to miejsce w prezentowanych w ramach niniejszej pracy badaniach) zdecydowano się zrezygnować z poszukiwania zależności między fizycznymi parametrami charakteryzującymi zjawisko wypływu wody na powierzchnię terenu wskutek awarii wodociągu i podjąć próbę geometrycznego opisu zjawiska. Wymagało to określenia charakteru rozkładu przestrzennego otworów sufozyjnych.

4.3.5. Wykorzystanie funkcji Ripleya do oceny przestrzennego rozkładu otworów sufozyjnych

Ocena przestrzennego rozkładu otworów sufozyjnych przeprowadzona została w oparciu o wyniki drugiej serii badań laboratotoryjnych. Zastosowaną metodą badawczą była analiza z wykorzystaniem funkcji Ripleya, nazywanej również funkcją K (Ripley, 1977). Zgodnie z ideą tej metody otwory sufozyjne potraktowane zostały jako punkty geometryczne na płaszczyźnie. Przyjęto, że punktem charakteryzującym każdy z otworów jest miejsce na otworze najbardziej oddalone od nieszczelności w przewodzie wodociągowym, opisane za pomocą współrzędnych kartezjańskich (x, y) według zasad opisanych w rozdziale 4.3.2., przedstawionych na Rys. 4.5.

Położenie otworów sufozyjnych analizowane było wewnątrz prostokątnego obszaru, którego środek (miejsce przecięcia przekątnych) pokrywał się z początkiem układu współrzędnych. Wymiary prostokąta określne zostały według zależności:

$$a = 2 \cdot max\{|x_i|\} \tag{4.12}$$

$$b = 2 \cdot max\{|y_i|\} \tag{4.13}$$

gdzie: a i b – wymiar obszaru równoległy odpowiednio do osi X i Y, x_i i y_i – współrzędne i-tego punktu $(i \in \{1, \ldots, N\}$, N – całkowita liczba zaobserwowanych punktów).

Analiza oparta o funkcję Ripleya polegała na sprawdzeniu, czy rozkład punktów wewnątrz zdefiniowanego powyżej obszaru jest realizacją homogenicznego procesu Poissona, czyli czy rozmieszczenie punktów jest idealnie losowe. Funkcję Ripleya dla takiego rozmieszczenia wyraża zależność:

$$K(r) = \pi \cdot r^2 \tag{4.14}$$

gdzie: r – promień analizowanego otoczenia punktu.

Statystyka, która najczęściej jest wykorzystywana do estymacji funkcji $K(r)$, ma postać:

$$\widehat{K}(r) = \frac{A_{ob}}{N^2} \cdot \sum_{i=1}^{N} \sum_{j=1, j \neq i}^{N} \left[{c_{ij}}^{-1} \cdot I(d_{ij}) \right] \tag{4.15}$$

gdzie: A_{ob} – powierzchnia obszaru badań, N – liczba wszystkich punktów występujących wewnątrz obszaru, c_{ij} – współczynnik korekcyjny uwzględniający tzw. efekt brzegowy, d_{ij} – odległość między i-tym i j-tym punktem, $I(d_{ij})$ – funkcja definiowana jako:

$$I(d_{ij}) = \begin{cases} 1 \;\; jeżeli \; d_{ij} \leq r \\ 0 \;\; jeżeli \; d_{ij} > r \end{cases} \tag{4.16}$$

Przyjęto, że współczynnik korekcyjny $c_{ij} = 1$, jeżeli cały okrąg o promieniu d_{ij} (o środku w punkcie i, przechodzący przez punkt j) był zawarty w analizowanym obszarze. W przeciwnym wypadku, c_{ij} obliczany był jako stosunek długości części okręgu zawartej wewnątrz obszaru do długości całego okręgu (Goreaud i Pélissier, 2000, Dixon, 2002).

Wartości estymatora $\widehat{K}(r)$, obliczone według zależności (4.15) dla rozkładów punktów uzyskanych w badaniach laboratoryjnych, zostały porównane z teoretycznymi wartościami funkcji $K(r)$. Równość $\widehat{K}(r) = K(r)$ oznaczała losowe rozmieszczenie punktów wewnątrz obszaru. Jeśli $\widehat{K}(r) > K(r)$, to rozmieszczenie miało charakter skupiskowy. Zależność $\widehat{K}(r) < K(r)$ świadczyła natomiast o regularnym rozmieszczeniu punktów wewnątrz badanego obszaru. Statystyczna istotność wyników porównań oceniana była za pomocą testu t-Studenta (Krysicki i in., 1999).

Obliczenia mogą być przeprowadzane dla dowolnie przyjętych wartości promienia r, zazwyczaj jednak zakłada się jego maksymalną wartość jako równą połowie krótszego boku prostokąta stanowiącego obszar badań (Dixon, 2002) i tak również przyjęto w prezentowanej pracy.

5. Wyniki analizy podobieństwa oraz badań laboratoryjnych wraz z dyskusją

Podstawę analiz umożliwiających osiągnięcie celu niniejszej pracy stanowiły wyniki fizycznych symulacji awarii wodociągu uzyskane podczas badań laboratoryjnych. Badania te musiały być poprzedzone analizą podobieństwa zjawisk, której wyniki nie tylko były potrzebne do prawidłowej budowy stanowiska laboratoryjnego, ale również miały wpływ na wybór parametrów uwzględnianych w fizycznych symulacjach awarii przewodu wodociągowego.

5.1. Wyniki analizy podobieństwa zjawisk

Zgodnie z przyjętą metodyką (rozdział 4.1.), podobieństwo modelu fizycznego odzwierciedlającego awarię sieci wodociągowej w warunkach laboratoryjnych do rzeczywistego zjawiska awarii, określone zostało na podstawie skal podobieństwa geometrycznego oraz kryteriów podobieństwa dynamicznego (które umożliwiły również określenie skal podobieństwa kinematycznego).

Ze względu na możliwości realizacji badań w pomieszczeniu laboratoryjnym o określonych wymiarach ograniczających rozmiar modelu (stanowiska badawczego) jako podstawową skalę modelu przyjęto skalę długości (1:10). Pozostałe skale podobieństwa geometrycznego ustalono według wzorów (4.2) i (4.3). Uzyskane wyniki zestawiono w tabeli 5.1.

Tab. 5.1. Zestawienie skal podobieństwa geometrycznego

Rodzaj skali podobieństwa	Symbol	Wartość
długości	α_l	1:10
powierzchni	α_A	1:100
objętości	α_V	1:1000

5.1.1. Wybór parametrów najbardziej wpływających na badane zjawisko

Wyznaczenie kryteriów podobieństwa dynamicznego poprzedzone było wyborem tych spośród parametrów wpływających na rozpatrywany proces, których znaczenie można uznać za najistotniejsze. Zgodnie z metodyką podaną w rozdziale 4.1. utworzony został zbiór argumentów $\{p_i\}$ funkcji *f* opisującej analizowane zjawisko, postaci:

$$\{p_i\} = \begin{Bmatrix} U, z, l, H, D, \bar{u}, \lambda, \rho, g, A_L, C_d, \theta, t, \\ \varphi_s, \Psi, S(\theta), K_s, h, L, \alpha, n, \theta_s, \theta_r, \nu, P \end{Bmatrix} \tag{5.1}$$

gdzie: U – wskaźnik różnoziarnistości gruntu [-], z – odległość rozpatrywanego przekroju wodociągu od przyjętego poziomu odniesienia [m], l – odległość pomiędzy rozpatrywanymi przekrojami [m], H – wysokość ciśnienia hydraulicznego wewnątrz przewodu [m H_2O], D – średnica wewnętrzna przewodu [m], $\bar{u}$ – prędkość przepływu wody w rurze [m/s], λ - współczynnik oporów liniowych, ρ – gęstość wody [kg/m^3], g – przyśpieszenie ziemskie [m/s^2], A – powierzchnia nieszczelności [m^2], C_d – współczynnik wydatku otworu [-], θ – zawartość wody w gruncie [m^3/m^3], t – czas, [s], φ_s – wysokość hydrauliczna strumienia wody w gruncie [m H_2O], Ψ – ciśnieniowy równoważnik potencjału wody w gruncie [m H_2O], $S(\theta)$ – człon źródłowy lub upustowy [1/s], K_s – współczynnik filtracji [m/s], h – wysokość ciśnienia ssącego [m], L – bezwymiarowy wykładnik związany z układem porów, α – współczynnik zależny od ciśnienia wejścia powietrza [m^{-1}], n –współczynnik będący miarą rozkładu wielkości porów [-], θ_s – zawartość wody w nasyconym profilu gruntowym [m^3/m^3], θ_r – resztowa zawartość wody [m^3/m^3], ν – współczynnik lepkości kinematycznej wody [m^2/s], P – porowatość ośrodka gruntowego [%].

Uwzględnienie odpowiedniej liczby czynników wpływających na badany proces stanowi największą trudność przy przeprowadzaniu analizy wymiarowej. Przyjęcie zbyt małej liczby parametrów może sprawić, że powstały opis zjawiska nie będzie wiarygodny. Natomiast zbyt duża liczba parametrów może uniemożliwić rozwiązanie problemu. Dlatego bazując na zasadzie Pareto wybrano 20%, czyli 5 z 25 parametrów, kierując się przy wyborze wynikami analizy literaturowej oraz symulacji komputerowej.

Zgodnie z przyjętą metodyką (rozdział 4.1.), pierwszym etapem wyboru parametrów była analiza literaturowa. W badaniach przyjęto, że awaria wodociągu związana jest z występowaniem nieszczelności o stałym i znanym polu powierzchni. Założenie to pozwoliło uznać, że na prędkość wypływu wody z wodociągu, spośród parametrów związanych z przepływem wody w przewodzie, wpływa przede wszystkim wysokość ciśnienia hydraulicznego H w wodociągu (Lambert, 2001, Thornton, 2003, Ferrante i in., 2014, van Zyl, 2014). Argumenty $l, d, \bar{u}, \lambda, \gamma, A, C_d$ potraktowano więc jako mniej istotne i pominięto w dalszych rozważaniach. Potencjał wody w gruncie Ψ utożsamiany jest z wysokością ciśnienia ssącego h (Zaradny, 1990, Kowalik, 2001, 2007, Widomski i in., 2013b), można więc zapisać $\Psi = h$. Pominięty został również człon źródłowy lub upustowy $S(\theta)$ występujący w równaniu Richardsa (3.24), tak jak to często ma miejsce w praktyce (np. Pop i in., 2004, Schneid i in., 2004, Kuráž i in. 2010, Cao, 2014, Kuráž i in. 2014). Parametr L związany z układem połączeń porów w gruncie bywa estymowany i przyjmuje wówczas różne wartości (np. Tuli i in., 2005, Schaap i van Genuchten, 2006, Iwanek i in., 2007, Iwanek i in., 2010), jednak w gruntach mineralnych najczęściej przyjmuje się zaproponowaną przez Mualema (1976) stałą wartość 0,5 (np. Ippish i in., 2006, Lazarovitch i in., 2007, Zhang i in., 2007, Rezaei i in. , 2013, Siyal i in., 2013, Widomski i in., 2013a, b) i tak również postąpiono w niniejszej pracy. Podobnie za przykładem niektórych autorów (np. Tuli, 2005, Widomski i in., 2015) założono stałą wartość resztowej zawartości wody w gruncie $\theta_r = 0$, choć zgodnie z fizycznym sensem tego parametru, przyjmuje on wartości dodatnie, jednak są one bardzo zbliżone do 0. Z założeniem $\theta_r = 0$ wiązało się przyjęcie $P = \theta_s$, również często stosowane w praktyce (np. Sławiński i in., 2004, Rezaei i in., 2013, Widomski i in., 2015). Ponadto uwzględniając, że przyśpieszenie ziemskie ma stałą wartość i zakładając, że badania będą prowadzone dla ustalonego zagłębienia wodociągu (stała wartość *z*) oraz ustalonego położenia zwierciadła wody gruntowej (stała wartość $h \approx \varphi_s$) o niezmiennej temperaturze (stała wartość v), ograniczono liczbę elementów p_i zbioru (5.1) i sprowadzono go do postaci:

$$\{p_i\}_{RED\ 1} = \{U, H, \theta, t, K_s, \alpha, n, \theta_s\} \tag{5.2}$$

Liczba elementów zbioru $\{p_i\}_{RED\ 1}$ stanowiła 32% liczby elementów zbioru $\{p_i\}$. Zgodnie z zasadą Pareto oznaczało to, że liczbę parametrów zbioru $\{p_i\}_{RED\ 1}$ można jeszcze bardziej ograniczyć. W tym celu przeprowadzono analizę opartą na symulacji komputerowej.

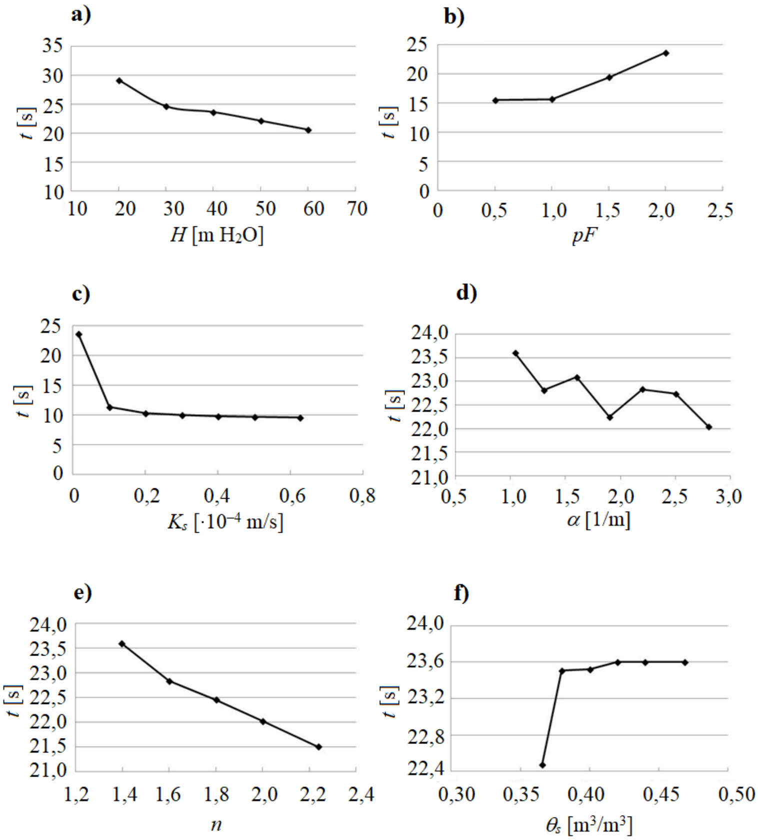
Komputerowa symulacja wypływu wody z podziemnego wodociągu w programie FEFLOW dla różnych wartości poszczególnych elementów zbioru $\{p_i\}_{RED\ 1}$ (oprócz czasu *t*) miała na celu określenie wpływu tych parametrów na wartość t.

Aby określić wpływ wysokości ciśnienia hydraulicznego *H* w podziemnym przewodzie wodociągowym na czas wypływu wody na powierzchnię terenu od chwili rozpoczęcia wypływu z przewodu, przeprowadzono symulacje awarii zmieniając wartości *H* w modelu podstawowym (zbudowanym według opisu podanego w rozdziale 4.1.) w zakresie spotykanym w sieciach wodociągowych – od 20 do 60 m H_2O. Analogicznie postąpiono w przypadku wilgotności gruntu, zmieniając jej wartość w całym profilu od odpowiadającej $pF = 2$ (czyli dla polowej pojemności wodnej gruntu według definicji w rozdziale 4.1.) do odpowiadającej $pF = 0$, czyli dla pełnego nasycenia profilu gruntowego wodą (Tab. 5.2.).

Tab. 5.2. Wilgotność aktualna badanych gruntów dla wybranych wartości *pF*

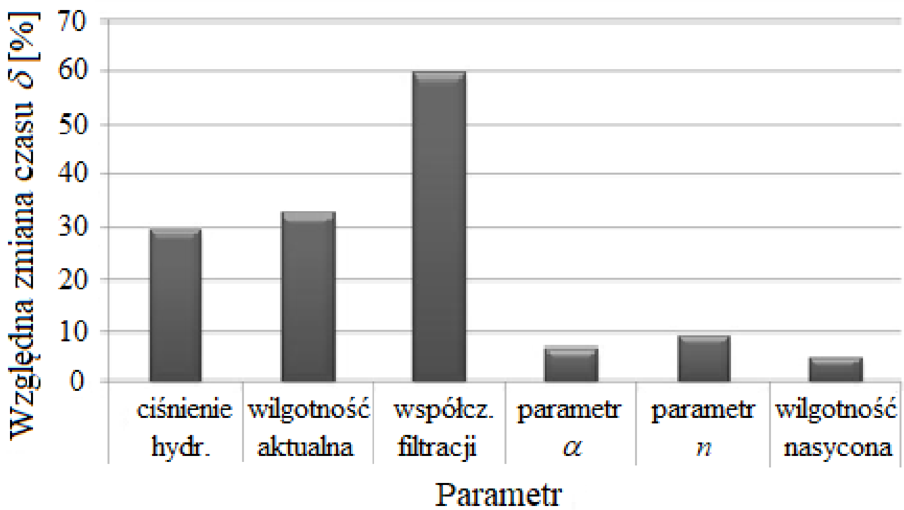
Rodzaj gruntu	Wilgotność aktualna θ [m^3/m^3]				
	dla *pF*=2	dla *pF*=1,5	dla *pF*=1	dla *pF*=0,5	dla *pF*=0
Ił	0,402	0,449	0,464	0,468	0,469
Piasek	0,118	0,275	0,356	0,365	0,366

Podobnie postąpiono także w przypadku współczynnika filtracji, parametrów α i n oraz wilgotności gruntu w stanie nasycenia, zmieniając kolejno wymienione parametry gruntu rodzimego od wartości charakterystycznych dla iłu do wartości charakterystycznych dla piasku. Wyniki symulacji przeprowadzonych według metodyki opisanej w rozdziale 4.1. przedstawiono na Rys. 5.1.



Rys. 5.1. Wykresy zależności czasu wypływu wody na powierzchnię (t) od: a) wysokości ciśnienia hydraulicznego w przewodzie (H), b) wilgotności aktualnej (θ) gruntu rodzimego i obsypki odpowiadającej wybranym wartościom pF (według tab.5.2), c) współczynnika filtracji gruntu rodzimego K_s, d) parametru α gruntu rodzimego, e) parametru n gruntu rodzimego, f) wilgotności gruntu rodzimego w stanie nasycenia (θ_s)

Wpływ rozpatrywanych parametrów na czas wypływu wody na powierzchnię terenu po awarii podziemnego wodociągu, oceniony na podstawie zależności (4.4), okazał się największy w odniesieniu do wysokości ciśnienia hydraulicznego w wodociągu, wilgotności aktualnej gruntu i współczynnika filtracji gruntu rodzimego – w przypadkach tych względna zmiana czasu przekroczyła 25% (Rys. 5.2.). Wyraźnie mniejszy wpływ na czas wypływu wody wykazały parametry α i n oraz wilgotność gruntu w stanie pełnego nasycenia. Względna zmiana czasu dla tych wielkości nie przekroczyła 10%.



Rys. 5.2. Względna różnica między maksymalną i minimalną wartością czasu wypływu wody na powierzchnię terenu uzyskana w komputerowej symulacji awarii wodociągu dla rozpatrywanych parametrów

Na podstawie analiz przeprowadzonych w oparciu o przegląd literatury i symulację komputerową awarii podziemnego wodociągu, zbiór 25 parametrów $\{p_i\}$ ostatecznie sprowadzono do postaci 5-elementowej:

$$\{p_i\}_{RED} = \{H, \theta, t, K_s, U\} \tag{5.3}$$

5.1.2. Wyznaczenie liczb kryterialnych i postaci funkcji opisującej analizowany problem

Z przeprowadzonych w rozdziale 5.1.2. rozważań wynika, że równanie (4.5) opisujące odległość miejsca wypływu wody na powierzchnię terenu po powstaniu nieszczelności o stałym, znanym polu powierzchni w wodociągu ułożonym na ustalonej głębokości, można zapisać w postaci:

$$R_w = f(H, \theta, t, K_s, U) \tag{5.4}$$

Bazę wymiarową tworzą w tym przypadku 2 jednostki: metr i sekunda, więc spośród argumentów funkcji f co najwyżej 2 mogą być wymiarowo niezależne (Drobot, 1954). Postępując zgodnie z metodyką podaną w rozdziale 4.1. założono, że są to argumenty H i K_s, i potwierdzono to założenie obliczając wartość wyznacznika utworzonego przez wykładniki potęg przy poszczególnych elementach bazy wymiarowej:

$$\begin{vmatrix} 1 & 1 \\ 0 & 1 \end{vmatrix} = 1 \tag{5.5}$$

Ponieważ wyznacznik był różny od 0, więc argumenty H i K_s okazały się wymiarowo niezależne. Zgodnie z zasadami analizy wymiarowej dla wymiarowo niezależnych argumentów H i K_s ustalono liczby kryterialne π_1, π_2 i π_3 dla rozpatrywanego zjawiska postaci:

$$\pi_1 = \theta \tag{5.6}$$

$$\pi_2 = U \tag{5.7}$$

$$\pi_3 = \frac{t \cdot K_s}{H} \tag{5.8}$$

Na podstawie ustalonych wartości liczb kryterialnych π_1 i π_2 przyjęto, że w badaniach laboratoryjnych można użyć gruntu o tej samej wilgotności i wskaźniku różnoziarnistości, co grunt rzeczywisty, co w praktyce sprowadza się do wykorzystania tego samego gruntu. Oznacza to, że skale podobieństwa wilgotności α_θ, różnoziarnistosci gruntu α_U i współczynnika filtracji α_{Ks} są jednakowe:

$$\alpha_\theta = \alpha_U = \alpha_{Ks} = 1 \tag{5.9}$$

Ponieważ jako podstawowa została przyjęta skala długości wynosząca 1:10, zatem również skala wysokości ciśnienia hydraulicznego w przewodzie α_H ma tę samą wartość:

$$\alpha_H = 1:10 \tag{5.10}$$

Z zależności (5.8), (5.9) i (5.10)wynika więc skala czasu α_t:

$$\alpha_t = 1:10 \tag{5.11}$$

Uzyskane wyniki analizy wymiarowej, po weryfikacji empirycznej (której rezultaty przedstawiono w dalszej części pracy – rozdział 7.2.), stanowiły podstawę projektu stanowiska laboratoryjnego do fizycznych symulacji awarii podziemnego wodociągu i interpretacji wyników tych symulacji.

Ostatnim etapem analizy wymiarowej było zastosowanie twierdzenia π, co pozwoliło zapisać zależność (5.4) w postaci:

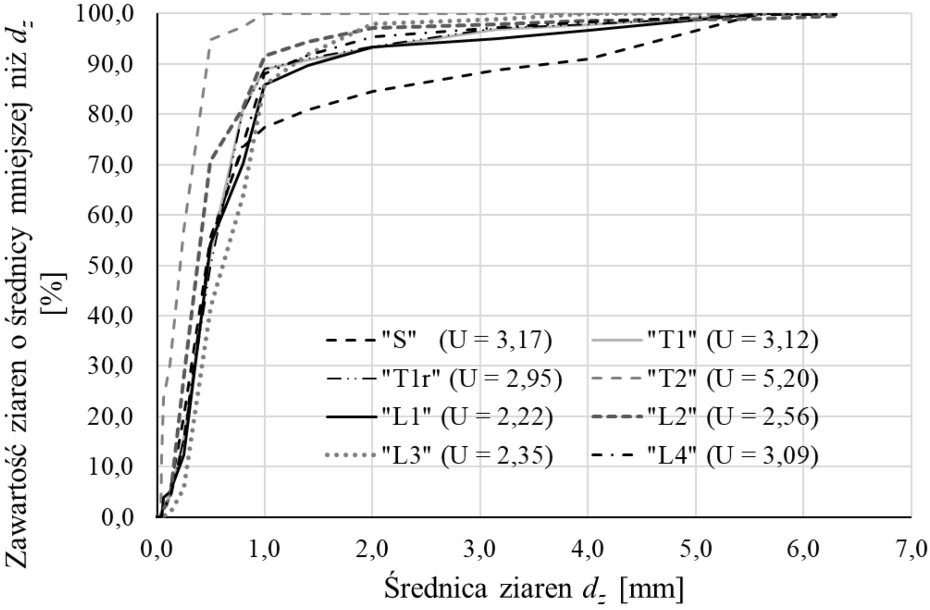
$$R_w = \varphi\left(\theta, U, \frac{t \cdot K_s}{H}\right) \cdot H \tag{5.12}$$

W dalszej części pracy (rozdział 5.3.2.), wzór (5.12) stał się podstawą analizy wpływu parametrów zbioru $\{p_i\}_{RED}$ według zależności (5.3) na wartość R_w.

5.2. Parametryzacja gruntów wykorzystanych w badaniach

Z budową stanowiska laboratoryjnego do fizycznej symulacji wypływu wody z podziemnego wodociągu wiązała się nie tylko konieczność przeprowadzenia analizy wymiarowej, ale również wyznaczenie fizycznych i hydraulicznych parametrów gruntów użytych na stanowisku. Na początku każdej z serii badań według tabeli 4.2. określany był skład granulometryczny wykorzystywanych gruntów. Posłużył on do sporządzenia krzywych uziarnienia, na podstawie których obliczone zostały wskaźniki różnoziarnistości U każdego z gruntów. Uzyskane wyniki przedstawione zostały na Rys. 5.3. Na podstawie normy PN-EN ISO 14688-2:2006 grunt „T2” zaliczony został do piasków drobnych (FSa), a pozostałe badane grunty – do piasków średnich (MSa).

Pomiary i obliczenia niezbędne do wyznaczenia pozostałych parametrów wykonywane były równolegle z przeprowadzaniem fizycznej symulacji awarii wodociągu. W tabeli 5.3. zestawione zostały wyznaczone w kolejnych seriach badań wartości wskaźnika zagęszczenia, wilgotności aktualnej, porowatości oraz współczynnika filtracji.

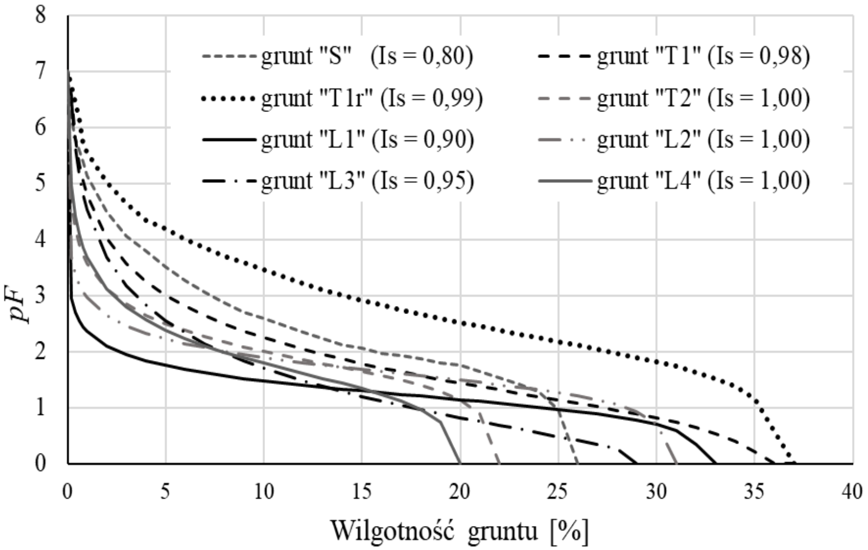


Rys. 5.3. Krzywe uziarnienia oraz wskaźniki różnoziarnistości gruntów wykorzystanych na stanowisku laboratoryjnym do symulacji awarii wodociągu

Tab. 5.3. Wartości wskaźnika zagęszczenia (I_s), wilgotności aktualnej (θ), porowatości (P) i współczynnika filtracji (K_s)

Nr serii	Rodzaj gruntu	I_s [-]	θ [% obj.]	P [% obj.]	K_s [10^{-4} m/s]
1	„S” w wykopie	0,93 ÷ 0,94	3,89 ÷ 5,20	26,56	1,40
2	„S” w wykopie	0,93 ÷ 0,94	8,22 ÷ 12,11	28,29	1,49
	„T1”	0,96 ÷ 0,98	5,53 ÷ 6,71	36,94	3,70
	„T1r”	0,98 ÷ 0,99	7,05 ÷ 8,29	36,12	3,34
3	„S” w wykopie	0,70 ÷ 0,90	2,10 ÷ 7,80	27,48 ÷ 38,88	0,65 ÷ 0,93
	„L1”	0,90	2,20 ÷ 11,02	32,44	2,82
	„L2”	0,90 ÷ 1,00	3,71 ÷ 11,49	30,55 ÷ 42,84	1,32 ÷ 2,37
	„L3”	0,85 ÷ 0,95	3,20 ÷ 11,22	35,01 ÷ 38,35	1,55 ÷ 2,62
4	„L4”	0,64 ÷ 1,00	2,78 ÷ 8,48	19,93 ÷ 24,44	0,62 ÷ 2,77
	„T2”	0,89 ÷ 1,00	2,51 ÷ 11,20	18,22 ÷ 23,05	0,63 ÷ 2,11
1 ÷ 4	„S” poza wykopem	0,93 ÷ 0,94	3,89 ÷ 5,20	26,56	1,40

Krzywe pF dla wybranych wskaźników zagęszczenia I_s wykorzystanych w badaniach gruntów przedstawiono na Rys. 5.4. Parametry α i n krzywej pF według wzoru (2.26) dla wszystkich zagęszczeń, wraz z ich oceną statystyczną, zestawiono w tabelach 5.4.a) i 5.4.b). Wartości poziomu prawdopodobieństwa p_α i p_n zbliżone do 0 oraz wartości współczynnika determinacji R^2 bliskie 1 świadczyły o poprawności oszacowania parametrów α i n krzywej pF.



Rys. 5.4. Wybrane krzywe retencji wodnej (pF) gruntów wykorzystanych na stanowisku laboratoryjnym do symulacji awarii wodociągu

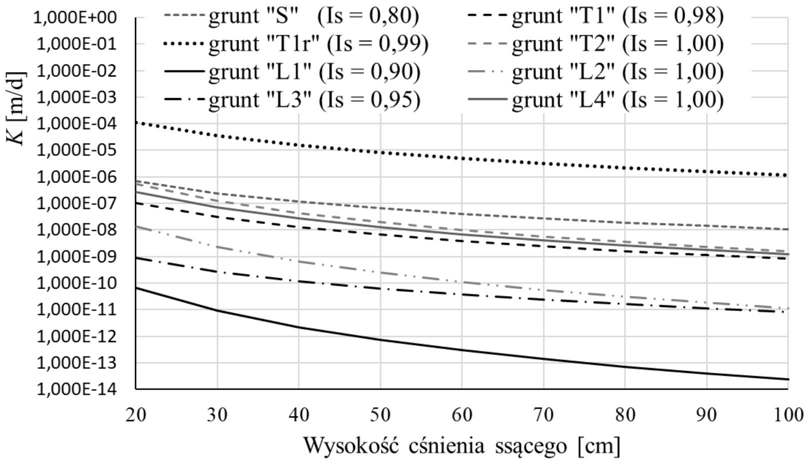
Tab. 5.4.a) Wartości parametrów α i n krzywej pF dla gruntów „S", „T1", „T1r" i „T2" (R^2 – współczynnik determinacji, p_α, p_n – poziom prawdopodobieństwa odpowiednio dla parametru α i n)

Rodzaj gruntu	I_s [-]	α [1/m]	n [-]	p_α	p_n	R^2
„S"	0,70	6,7970	1,22424	0,01487	0,00000	0,97
	0,80	6,7620	1,23108	0,00299	0,00000	0,98
	0,90	2,1742	1,13328	0,20039	0,00000	0,99
„T1"	0,98	15,150	1,39300	0,04010	0,00000	0,97
„T1r"	0,99	1,6620	1,33400	0,00610	0,00000	0,97
„T2"	1,00	2,9677	1,65173	0,03120	0,00000	0,82

Tab. 5.4.b) Wartości parametrów α i n krzywej pF dla gruntów „L1”, „L2”, „L3” i „L4” (oznaczenia jak w tabeli 5.4.a))

Rodzaj gruntu	I_s [-]	α [1/m]	n [-]	p_α	p_n	R^2
„L1”	0,90	8,5810	2,17315	0,00000	0,00000	0,98
„L2”	0,90	1,4767	1,32960	0,00000	0,00000	0,99
	0,95	4,5302	1,28130	0,00000	0,00000	0,99
	1,00	3,7990	1,96429	0,00000	0,00000	0,99
„L3”	0,85	4,6478	1,39943	0,00292	0,00000	0,99
	0,90	9,9157	1,35773	0,00000	0,00000	0,99
	0,95	6,6846	1,35465	0,00037	0,00000	0,99
„L4”	0,70	9,4950	1,49679	0,00001	0,00000	0,99
	0,75	12,546	1,47775	0,02880	0,00000	0,97
	0,80	9,9820	1,36547	0,04773	0,00000	0,98
	0,85	5,7376	1,66215	0,00000	0,00000	0,99
	0,90	5,2075	1,77522	0,00000	0,00000	0,98
	0,95	1,6620	1,33400	0,00210	0,00000	0,97
	1,00	5,3001	1,54020	0,00000	0,00000	0,99

Wyznaczone parametry α i n pozwoliły określić zależność współczynnika przepuszczalności gruntu w stanie nienasyconym od wysokości ciśnienia ssącego gruntu. Przykładowe wykresy zaprezentowane zostały na Rys. 5.5.



Rys. 5.5. Wykresy zależności przewodnictwa hydraulicznego od ciśnienia ssącego dla gruntów wykorzystanych na stanowisku laboratoryjnym do symulacji awarii wodociągu

5.3. Wyniki fizycznej symulacji awarii podziemnego przewodu wodociągowego w warunkach laboratoryjnych

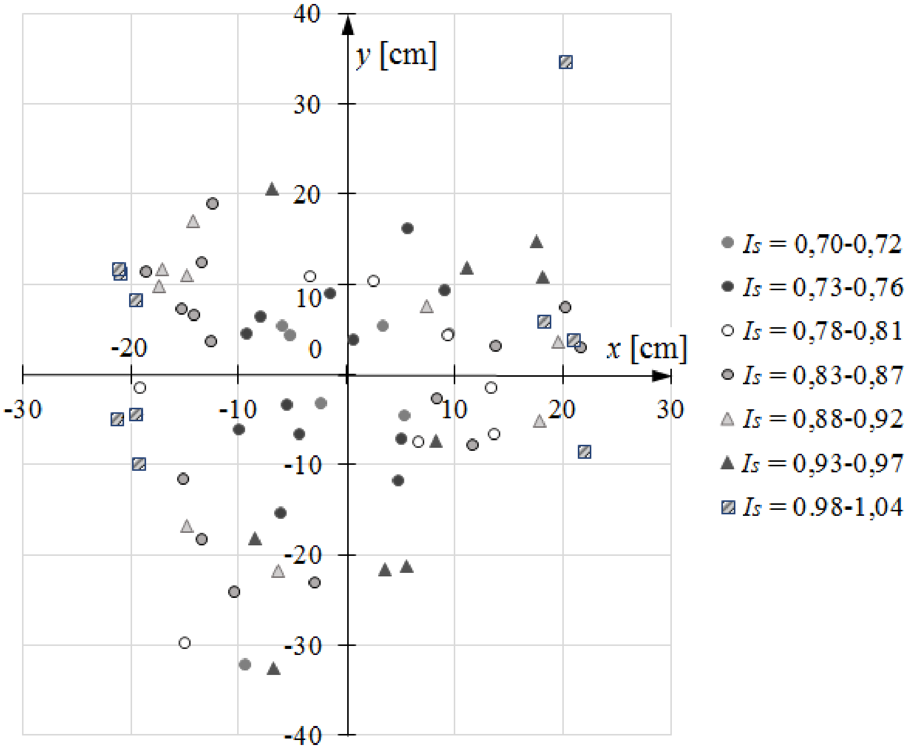
W trakcie badań laboratoryjnych, w czterech seriach (Tab. 4.2.) przeprowadzono łącznie 561 udanych fizycznych symulacji awarii podziemnego wodociągu, z czego w pierwszej serii – 91, w drugiej – 267, w trzeciej – 86 i w czwartej – 117. Zgodnie z informacjami podanymi w tabeli 4.2. pierwsza seria fizycznych symulacji awarii podziemnego wodociągu miała charakter wstępny. Wyniki tej serii badań wraz z dyskusją zostały opublikowane w pracach Iwanek i in. (2014, 2016a, 2016c), dlatego zostały pominięte w niniejszej rozprawie.

5.3.1. Podstawowa analiza statystyczna danych uzyskanych w wyniku eksperymentu

Zbiory danych uzyskanych w poszczególnych seriach fizycznych symulacji awarii podziemnego wodociągu obejmowały odległość miejsca wypływu wody na powierzchnię terenu od miejsca nieszczelności w przewodzie – wartości bezwzględne współrzędnych (x, y) według Rys. 4.6., i czas t tego wypływu od momentu wystąpienia awarii. Przykładowy rozkład punktów reprezentujących otwory sufozyjne powstałe dla różnych wartości wskaźnika zagęszczenia w czwartej serii fizycznych symulacji awarii wodociągu (DN = 6 mm, H = 4,0 m H_2O, grunt „L4") przedstawiono na Rys. 5.6.

Podstawową analizę statystyczną danych uzyskanych w drugiej serii badań dla gruntu „S", łącznie z określeniem charakteru rozkładu tych zbiorów, znaleźć można w pracach Iwanek i in. (2016b, 2016d). Podstawową analizę statystyczną wyników uzyskanych w drugiej serii dla gruntów „T1" i „T1r" oraz wyników uzyskanych w dwóch pozostałych seriach, wykonaną z wykorzystaniem statystyki opisowej według metodyki podanej w rozdziale 4.3.3., zestawiono w tabelach 5.5.–5.9. W tabelach tych podane zostały również wyniki testu Shapiro-Wilka (S-W) sprawdzającego charakter rozkładu uzyskanych wyników – wartość statystyki W i poziomu prawdopodobieństwa p.

Liczba analizowanych danych podana w tabelach nie odpowiada liczbie powtórzeń eksperymentu z powodu odrzucenia wartości skrajnych, znacznie odbiegających od pozostałych. Ponadto w przypadku danych x i y może być większa, ponieważ niejednokrotnie w jednym powtórzeniu eksperymentu woda wypływała na powierzchnię gruntu w kilku (od jednego do pięciu) miejscach.



Rys. 5.6. Przykładowy rozkład punktów reprezentujących otwory sufozyjne powstałe w wybranych wariantach czwartej serii fizycznych symulacji awarii wodociągu (*DN*= 6 mm, *H* = 4,0 m H_2O, grunt „L4")

Tab. 5.5. Podstawowe statystyki dla danych uzyskanych w drugiej serii fizycznych symulacji awarii wodociągu dla gruntów „T1" i „T1r" (*DN* = 6 mm, *H* = 3,9 m H_2O)

Parametr	Grunt	I_s	Liczba danych	Średnia aryt.	Mediana	Odch. stand.	Rozstęp	Test S-W	
								W	*p*
$|x|$ [cm]	„T1"	0,98	7	5,51	5,60	3,09	9,90	0,9692	0,8927
$|y|$ [cm]			5	7,60	8,13	1,42	3,54	0,8876	0,3452
t [s]			6	2,55	2,55	0,47	1,31	0,9544	0,7761
$|x|$ [cm]	„T1r"	0,99	9	9,72	10,45	3,48	10,62	0,9421	0,6043
$|y|$ [cm]			9	22,70	23,58	9,81	29,51	0,9716	0,9079
t [s]			7	1,84	1,80	0,28	0,77	0,9325	0,5995

Tab. 5.6. Podstawowe statystyki dla danych uzyskanych w trzeciej serii fizycznych symulacji awarii wodociągu (*DN* = 40 mm, *H* = 4,0 m H_2O)

Parametr	Grunt	I_s	Liczba danych	Średnia aryt.	Mediana	Odch. stand.	Rozstęp	Test S-W	
								W	*p*
$\|x\|$ [cm]	„S”	0,70	7	43,33	37,80	15,84	39,70	0,7067	0,0003
		0,80	11	20,01	20,00	6,50	17,40	0,9130	0,1503
		0,90	15	14,68	15,00	1,89	8,79	0,9236	0,4226
$\|y\|$ [cm]		0,70	7	32,97	34,70	10,37	28,80	0,9480	0,4930
		0,80	12	16,88	13,00	10,03	29,10	0,7829	0,0172
		0,90	13	14,24	14,60	4,96	17,90	0,9801	0,9647
t [s]		0,70	8	3,86	3,70	0,86	2,66	0,9391	0,6052
		0,80	6	4,71	4,60	0,82	2,55	0,7037	0,0016
		0,90	8	47,09	43,60	20,19	59,93	0,8935	0,2521
$\|x\|$ [cm]	„L1”	0,90	14	8,57	8,70	1,94	7,90	0,9759	0,9443
$\|y\|$ [cm]			14	9,09	9,05	3,59	14,30	0,9351	0,3590
t [s]			13	5,64	7,34	2,92	10,20	0,7805	0,0040
$\|x\|$ [cm]	„L2”	0,90	8	12,00	12,80	2,26	5,80	0,8852	0,2128
		0,95	9	13,31	13,30	1,62	5,00	0,9303	0,4846
		1,00	9	16,52	16,80	2,56	8,40	0,9533	0,7257
$\|y\|$ [cm]		0,90	8	11,00	10,60	4,31	12,20	0,9113	0,3632
		0,95	9	12,68	13,00	5,21	18,20	0,9688	0,8841
		1,00	9	5,31	5,70	1,95	4,60	0,9453	0,6384
t [s]		0,90	8	8,19	7,89	2,04	5,90	0,9419	0,6297
		0,95	8	9,90	9,77	2,70	7,00	0,8865	0,2170
		1,00	8	11,21	10,73	2,38	7,89	0,9570	0,7810
$\|x\|$ [cm]	„L3”	0,85	8	9,49	9,30	3,45	11,10	0,9917	0,9973
		0,90	8	8,45	8,80	4,21	14,70	0,9221	0,4473
		0,95	8	6,90	6,80	2,88	7,70	0,9229	0,4537
$\|y\|$ [cm]		0,85	8	12,58	12,70	3,45	10,70	0,9375	0,5866
		0,90	7	14,70	14,50	2,45	6,60	0,9455	0,6886
		0,95	8	8,50	9,20	2,58	7,90	0,9238	0,4614
t [s]		0,85	8	11,96	11,70	3,50	10,85	0,9616	0,8256
		0,90	8	13,65	12,60	3,02	7,82	0,8095	0,0362
		0,95	8	14,73	12,70	6,25	19,07	0,7163	0,0032

Tab. 5.7. Podstawowe statystyki dla danych uzyskanych w czwartej serii fizycznych symulacji awarii wodociągu dla gruntu „T2” (I_s = 1,0, H = 4,0 m H_2O, DN – średnica nominalna przewodu)

Parametr	DN [mm]	Liczba danych	Średnia aryt.	Mediana	Odch. stand.	Rozstęp	Test S-W	
							W	p
$\|x\|$ [cm]	10	13	23,69	22,01	5,80	17,21	0,8985	0,1276
	20	14	18,01	17,85	1,55	5,35	0,9687	0,8584
$\|y\|$ [cm]	10	12	12,70	12,81	4,48	13,60	0,9491	0,7020
	20	12	6,17	5,75	3,75	12,32	0,9427	0,6376
t [s]	10	10	8,96	8,54	1,79	8,67	0,9440	0,5985
	20	12	6,88	6,19	2,81	10,64	0,8276	0,0483

Tab. 5.8. Podstawowe statystyki dla danych uzyskanych w czwartej serii fizycznych symulacji awarii wodociągu o średnicy DN = 6 mm (grunt „L4”, H = 4,0 m H_2O)

Parametr	I_s	Liczba danych	Średnia aryt.	Mediana	Odch. stand.	Rozstęp	Test S-W	
							W	p
$\|x\|$ [cm]	0,70÷0,72	7	5,89	5,30	2,53	6,99	0,8972	0,3146
	0,73÷0,76	12	5,84	5,55	2,81	9,47	0,9454	0,5712
	0,78÷0,81	8	10,34	10,30	5,53	16,82	0,9512	0,7237
	0,83÷0,87	14	14,38	13,60	3,51	13,20	0,9522	0,5593
	0,88÷0,92	7	16,50	17,00	1,81	5,30	0,8535	0,0815
	0,93÷0,97	9	7,23	6,90	2,20	7,48	0,8673	0,1149
	0,98÷1,04	10	20,31	20,65	1,09	3,70	0,9424	0,5794
$\|y\|$ [cm]	0,70÷0,72	6	4,61	4,55	0,83	2,47	0,8589	0,1855
	0,73÷0,76	9	6,25	6,50	2,00	6,31	0,9057	0,1880
	0,78÷0,81	7	6,05	6,50	3,66	9,72	0,9102	0,3975
	0,83÷0,87	13	10,38	7,70	6,12	19,80	0,7821	0,0184
	0,88÷0,92	9	11,57	11,00	5,63	18,16	0,9588	0,7857
	0,93÷0,97	8	15,76	16,45	5,07	14,33	0,9474	0,6614
	0,98÷1,04	9	7,62	8,30	2,78	7,90	0,9225	0,4136
t [s]	0,70÷0,72	5	3,69	4,10	0,69	1,83	0,7076	0,0045
	0,73÷0,76	6	8,30	7,27	4,85	11,56	0,7846	0,0477
	0,78÷0,81	6	10,72	10,10	6,68	17,00	0,8359	0,1204
	0,83÷0,87	6	26,09	26,47	21,24	36,95	0,8738	0,2419
	0,88÷0,92	6	44,52	42,05	35,34	101,7	0,8993	0,3697
	0,93÷0,97	5	79,73	75,90	41,21	122,60	0,9151	0,3529
	0,98÷1,04	5	102,45	92,00	45,16	139,69	0,8399	0,0434

Tab. 5.9. Podstawowe statystyki dla danych uzyskanych w czwartej serii fizycznych symulacji awarii wodociągu o średnicy $DN = 40$ mm (grunt „L4”, $H = 4,0$ m H_2O)

Parametr	I_s	Liczba danych	Średnia aryt.	Mediana	Odch. stand.	Rozstęp	Test S-W	
							W	p
$\lvert x \rvert$ [cm]	0,68÷0,72	6	9,50	9,20	5,07	10,80	0,8971	0,3572
	0,78÷0,82	7	4,15	4,60	1,38	4,00	0,8530	0,1021
	0,83÷0,85	9	9,41	8,80	1,38	3,50	0,8436	0,0634
	0,88÷0,92	6	6,92	6,75	3,49	8,90	0,8468	0,1484
	0,95÷0,96	7	10,07	9,20	3,19	8,20	0,8896	0,2726
	0,99÷1,02	6	19,52	19,55	3,54	11,20	0,9604	0,8224
$\lvert y \rvert$ [cm]	0,68÷0,72	7	10,31	10,90	3,09	9,30	0,9230	0,4923
	0,78÷0,82	7	10,47	10,50	1,72	5,10	0,9658	0,8669
	0,83÷0,85	11	9,48	9,50	3,32	11,50	0,9257	0,3687
	0,88÷0,92	6	5,05	4,20	2,11	6,10	0,7163	0,0091
	0,95÷0,96	6	7,22	7,10	2,72	5,10	0,8683	0,2597
	0,99÷1,02	6	6,26	6,30	2,62	7,10	0,8487	0,1536
t [s]	0,68÷0,72	7	6,62	6,53	3,45	11,12	0,8781	0,2603
	0,78÷0,82	7	3,40	3,28	0,72	2,21	0,9666	0,8729
	0,83÷0,85	7	3,46	3,21	0,59	1,79	0,8703	0,1869
	0,88÷0,92	5	4,37	3,57	1,28	3,38	0,7674	0,0227
	0,95÷0,96	7	4,67	4,73	1,04	3,04	0,9507	0,7358
	0,99÷1,02	5	5,02	4,73	0,74	1,94	0,8928	0,3712

Dane x, y i t, uzyskane we wszystkich seriach badań laboratoryjnych, w zdecydowanej większości przypadków charakteryzowały się dużym rozproszeniem (wysoka wartość odchylenia standardowego i rozstępu), co było wynikiem złożoności zjawiska wypływu wody do gruntu z przewodu ciśnieniowego oraz wpływu różnorodnych, niejednokrotnie zmiennych w czasie lub powiązanych ze sobą parametrów, co wykazano w rozdziale 2.2. Pomimo dużego rozproszenia wyników pomiarów (danych w poszczególnych zbiorach), tylko w nielicznych przypadkach – 13 z 81 zbiorów, rozkład danych okazał się inny niż normalny: dla jednego zbioru danych x (Tab. 5.6.), dla 3 zbiorów danych y (Tab. 5.6., 5.8. i 5.9.) oraz dla 9 zbiorów danych t (Tab. 5.6.–5.9.). W przypadkach tych wartość poziomu prawdopodobieństwa p dla statystyki W była mniejsza niż poziom istotności testu, wynoszący 0,05, hipoteza o zgodności z rozkładem normalnym była więc odrzucana.

Względna różnica między średnią arytmetyczną a medianą (odniesiona do wartości średniej) dla danych o rozkładzie normalnym mieściła się w zakresie

0,05% ÷ 9,97% i wynosiła średnio 3,93%, natomiast dla danych o rozkładzie innym niż normalny zakres ten wnosił 2,16% ÷ 25,80%, a średnia wartość względnej różnicy była równa 13,60%.

Z grupy rozkładów innych niż normalne 3 okazały się symetryczne – wszystkie dla danych t (dla gruntu „S" I_s = 0,8 oraz dla gruntu „L3" I_s = 0,9 i I_s = 0,95 – Tab. 5.6.), jeden prawostronnie asymetryczny – również dla danych t (dla gruntu „L4" I_s = 0,70 ÷ 0,72 – Tab. 5.8.), pozostałe zaś lewostronnie asymetryczne. W przypadku danych o rozkładzie normalnym oraz innym niż normalny, ale symetrycznym, jako wartość reprezentatywną do dalszych obliczeń przyjęto średnią arytmetyczną, natomiast w przypadku rozkładów asymetrycznych – medianę.

Podsumowując podstawową analizę statystyczną, wyniki pomiarów x, y i t uzyskane w poszczególnych seriach badań charakteryzowały się dużym rozproszeniem, ale mimo to zdecydowana większość danych x, y i t miała rozkład normalny. Wśród zbiorów o rozkładzie innym niż normalny przeważały rozkłady lewostronnie asymetryczne. Zgodnie z oczekiwaniami, różnice między średnią arytmetyczną a medianą dla zbiorów danych o rozkładzie normalnym były wyraźnie mniejsze niż w przypadku zbiorów o rozkładzie innym niż normalny.

5.3.2. Wpływ wybranych parametrów na odległość wypływu wody na powierzchnię terenu od miejsca rozszczelnienia przewodu

Zgodnie z przyjętym planem badań (Rys. 4.4.), kolejnym etapem analizy statystycznej wyników fizycznej symulacji awarii wodociągu było badanie wpływu parametrów stanowiących elementy zbioru $\{p_i\}_{RED}$ określonego zależnością (5.3) na odległość wypływu wody na powierzchnię terenu od miejsca wycieku z wodociągu – R_w według zależności (4.11). W rozdziale przedstawiono wyniki uzyskane rozpatrując każdy z parametrów zbioru $\{p_i\}_{RED}$ niezależnie od siebie (Tab. 5.10.-5.14.) oraz analizując wpływ wszystkich parametrów zbioru $\{p_i\}_{RED}$ równocześnie.

Tab. 5.10. Podsumowanie wyników analizy regresji i korelacji dla zależności $R_w(H)$

Model	Powierzchnia nieszczelności [cm²]							
	4,71		9,42		15,07		18,84	
	Trend	R^2	Trend	R^2	Trend	R^2	Trend	R^2
wykładniczy	rosnący	0,1194	malejący	0,1144	rosnący	0,3850	malejący	0,0786
liniowy		0,1186		0,1140		0,4006		0,0713
logarytmiczny		0,1394		0,0858		0,3885		0,0529
potęgowy		0,1418		0,0864		0,3809		0,0607

Pierwszą wielkością ze zbioru $\{p_i\}_{RED}$, której wpływ na wartość R_w poddano analizie niezależnie od pozostałych parametrów, była wysokość ciśnienia H w przewodzie badawczym. Do analizy wykorzystano wyniki II serii badań laboratoryjnych dla czterech różnych powierzchni nieszczelności przewodu ułożonego w gruncie „S" (Tab. 5.10). Najwyższa zgodność dopasowania analizowanych modelu do danych empirycznych wystąpiła w przypadku wypływu wody przez nieszczelność o powierzchni 15,07 cm^2, wskazując, że im wyższe ciśnienie H tym większa wartość R_w. Zależność ta nie została jednak potwierdzona zadowalającym dopasowaniem żadnego z modeli funkcji (najwyższa wartość współczynnika determinacji R^2 osiągnięta dla modelu liniowego, dla powierzchni nieszczelności 15,07 cm^2, nie przekroczyła 0,5), a ponadto dla pozostałych przypadków powierzchni nieszczelności w ogóle nie wystąpiło dopasowanie żadnego z modeli ($R^2 < 0,15$). Na podstawie przeprowadzonych analiz nie można więc rozpoznać rodzaju zależności między odległością R_w a wysokością ciśnienia hydraulicznego H.

Tab. 5.11. Podsumowanie wyników analizy regresji i korelacji dla zależności $R_w(\theta)$

Model	Rodzaj badanego gruntu							
	„S"		„L1"		„L2"		„L3"	
	Trend	R^2	Trend	R^2	Trend	R^2	Trend	R^2
wykładniczy	malejący	0,4407	rosnący	0,0048	rosnący	0,4874	rosnący	0,2079
liniowy		0,3740		0,0341		0,5138		0,1451
logarytmiczny		0,2990		0,0203		0,4307		0,2617
potęgowy		0,3431		0,0021		0,4152		0,3748

W następnej kolejności analizowana była zależność odległości R_w od wilgotności gruntu θ (Tab. 5.11.) w oparciu o wyniki uzyskane w trzeciej serii badań laboratoryjnych dla czterech różnych rodzajów gruntu zagęszczonych do stopnia I_s = 0,9. Dla gruntu „L1" nie udało się osiągnąć dopasowania żadnego z analizowanych modeli do danych empirycznych ($R^2 \approx 0$), a dla pozostałych gruntów dopasowanie było niezadowalające. Przeprowadzone analizy nie pozwoliły więc określić rodzaju zależności między odległością R_w a wilgotnością gruntu, podobnie jak w przypadku ciśnienia hydraulicznego w przewodzie badawczym.

Tab. 5.12. Podsumowanie wyników analizy regresji i korelacji dla zależności $R_w(U)$

Model	Trend	R^2
wykładniczy	rosnący	0,2976
liniowy		0,2985
logarytmiczny		0,3380
potęgowy		0,3403

W tabeli 5.12. zestawiono wyniki analizy wpływu wskaźnika różnoziarnistości gruntu U na odległość R_w, przeprowadzonej na podstawie rezultatów trzeciej serii badań laboratoryjnych (przy wilgotności gruntu θ = 5,1÷8,3%). Zaobserwowano zwiększenie wartości R_w wraz ze wzrostem U, przy czym najlepszym dopasowaniem do danych laboratoryjnych charakteryzował się model potęgowy, nie było to jednak dopasowanie zadowalające (R^2 = 0,34). Podobnie jak w przypadku wcześniej badanych parametrów, nie udało się jednoznacznie określić zależności między R_w a U.

Współczynnik filtracji gruntu K_s był kolejnym parametrem, którego wpływ na odległość R_w był przedmiotem analizy (Tab. 5.13.). Podstawę badań stanowiły wyniki uzyskane podczas IV serii badań laboratoryjnych (przy wilgotności gruntu θ = 3,5÷6,2%) dla dwóch znacznie różniących się powierzchni nieszczelności: 2,83 cm^2 i 18,84 cm^2. W przypadku mniejszej nieszczelności (2,83 cm^2) zaobserwowano, że wraz ze wzrostem przepuszczalności gruntu maleje odległość R_w, lecz współczynnik determinacji z zakresu 0,39 ÷ 0,47 świadczy o niezadowalającym dopasowaniu każdego z analizowanych modeli. W przypadku większej nieszczelności (18,84 cm^2), pomimo stwierdzonego trendu malejącego, trudno mówić o jakimkolwiek dopasowaniu modeli, gdyż R^2 dla modelu wykładniczego i liniowego był bliski 0, a dla modelu logarytmicznego i potęgowego nie przekroczył wartości 0,16.

Tab. 5.13. Podsumowanie wyników analizy regresji i korelacji dla zależności $R_w(K_s)$

Model	Powierzchnia nieszczelności [cm^2]			
	2,83		18,84	
	Trend	R^2	Trend	R^2
wykładniczy	malejący	0,4492	malejący	0,0233
liniowy		0,3936		0,0215
logarytmiczny		0,4713		0,1587
potęgowy		0,4733		0,1496

Ostatnim parametrem ze zbioru $\{p_i\}_{RED}$ badanym niezależnie od pozostałych parametrów w aspekcie wpływu na wartość R_w był czas t wypływu wody na powierzchnię terenu od chwili wystąpienia wycieku. Do analizy wykorzystano wszystkie rezultaty II, III i IV serii badań laboratoryjnych, uzyskane łącznie dla 55 różnych wariantów. Podsumowanie wyników analizy zależności $R_w(t)$ przedstawione zostało w tabeli 5.14. Zgodnie z oczekiwaniami, dla zdecydowanej większości analizowanych przypadków (42 spośród 55) dopasowywane modele wykazywały trend rosnący, przy czym należy podkreślić, że dobre dopasowanie wszystkich analizowanych modeli ($R^2 > 0,8$) wystąpiło tylko dla jednego z 33 przypadków, zadowalające ($0,8 > R^2 > 0,6$) dla modelu potęgowego w 4 przypadkach, wykładniczego i logarytmicznego w dwóch oraz liniowego w 1 przypadku. Dla pozostałych przypadków dopasowanie było bardzo słabe lub nie było go wcale. W 13 z 55 przypadków analizowane modele wykazywały trend malejący, ale we wszystkich przypadkach stwierdzono brak dopasowania do danych empirycznych – w 1 wariancie współczynnik determinacji był równy 0,12 dla modelu wykładniczego, w pozostałych przypadkach nie przekroczył 0,1. Zależność $R_w(t)$ była jedyną, dla której znaleziono modele o zadowalającym dopasowaniu, jednak liczba wariantów z tymi modelami była znikoma w porównaniu z liczbą wariantów, dla których nie udało się osiągnąć dopasowania modelu do danych empirycznych.

Tab. 5.14. Podsumowanie wyników analizy regresji i korelacji dla zależności $R_w(t)$ (min, max – wartości odpowiednio minimalne i makymalne)

Model	Trend	R^2			Liczba przypadków			
		min	max	średnia	$R^2 < 0,1$	$R^2 > 0,5$	$R^2 > 0,6$	$R^2 > 0,8$
wykładniczy	rosnący	0,0007	0,8243	0,2578	6	4	3	1
liniowy		0,0151	0,8697	0,2802	7	5	2	1
logarytmiczny		0,0070	0,8521	0,2818	8	7	3	1
potęgowy		0,0008	0,8153	0,2704	9	5	5	1
wykładniczy	malejący	0,0006	0,1209	0,0495	5	0	0	0
liniowy		0,0029	0,0905	0,0385	6	0	0	0
logarytmiczny		0,0007	0,0551	0,0192	6	0	0	0
potęgowy		0,0000	0,0646	0,0255	6	0	0	0

Przeprowadzone badania nie wykazały zadowalającej jakości dopasowania do danych empirycznych żadnego z analizowanych modeli funkcji (wykładniczego, liniowego, logarytmicznego, potęgowego) podczas rozpatrywania każdej z zależności $R_w(H)$, $R_w(\theta)$, $R_w(U)$, $R_w(K_s)$ i $R_w(t)$ oddzielnie, niezależnie od siebie. Zgodnie z przyjętą metodyką badań (rozdział 4.3.4.), podjęto jeszcze próbę określenia związku z odległością R_w jednocześnie wszystkich parametrów wchodzących w skład zbioru $\{p_i\}_{RED}$ według zależności (5.3), przyjmując jako podstawę badań wzór (5.12). Postać nieznanej funkcji $\varphi\left(\theta, U, \frac{t \cdot K_s}{H}\right)$ występującej we wzorze (5.12) była zakładana z wykorzystaniem wybranych podstawowych funkcji elementarnych: wykładniczej, potęgowej i logarytmicznej, poddanych działaniom algebraicznym. Pozostałe podstawowe funkcje elementarne pominięto – wymierną ze względu na ograniczenie wykładników do postaci liczb naturalnych, trygonometryczne z powodu ograniczenia przeciwdziedziny do przedziału $\langle -1, 1\rangle$ (w przypadku funkcji sin i cos) lub wykluczenia z dziedziny niektórych wartości (w przypadku funkcji tg i ctg) oraz cyklometryczne również ze względu na zawężoną dziedzinę. Ostatecznie analizy przyjęto następujące postacie zależności (5.12):

$$R_w = \left(\kappa_1 \cdot \theta^{\kappa_2} + \kappa_3 \cdot U^{\kappa_4} + \kappa_5 \cdot \left(\frac{t \cdot K_s}{H}\right)^{\kappa_6}\right) \cdot H \tag{5.13}$$

$$R_w = \kappa_7 \cdot \theta^{\kappa_8} \cdot U^{\kappa_9} \cdot \left(\frac{t \cdot K_s}{H}\right)^{\kappa_{10}} \cdot H \tag{5.14}$$

$$R_w = \left(\kappa_{11} \cdot \theta^{\kappa_{12}} + \kappa_{13} \cdot U^{\kappa_{14}} \cdot \left(\frac{t \cdot K_s}{H}\right)^{\kappa_{15}}\right) \cdot H \tag{5.15}$$

$$R_w = \left(\kappa_{16} \cdot \theta^{\kappa_{17}} \cdot U^{\kappa_{18}} + \kappa_{19} \cdot \left(\frac{t \cdot K_s}{H}\right)^{\kappa_{20}}\right) \cdot H \tag{5.16}$$

$$R_w = \left(\kappa_{21} \cdot \theta^{\kappa_{22}} \cdot U^{\kappa_{23}} \cdot \left(\frac{t \cdot K_s}{H}\right)^{\kappa_{24}} + \kappa_{25}\right) \cdot H \tag{5.17}$$

$$R_w = \left(\kappa_{26} \cdot {\kappa_{27}}^{\theta} + \kappa_{28} \cdot {\kappa_{29}}^{U} + \kappa_{30} \cdot {\kappa_{31}}^{\left(\frac{t \cdot K_s}{H}\right)} + \kappa_{32}\right) \cdot H \tag{5.18}$$

$$R_w = \left(\kappa_{33} \cdot ln\,\theta + \kappa_{34} \cdot ln\,U + \kappa_{35} \cdot ln\left(\frac{t \cdot K_s}{H}\right) + \kappa_{36}\right) \cdot H \tag{5.19}$$

$$R_w = \left(\kappa_{37} \cdot log_2\,\theta + \kappa_{38} \cdot log_2\,U + \kappa_{39} \cdot log_2\left(\frac{t \cdot K_s}{H}\right) + \kappa_{40}\right) \cdot H \tag{5.20}$$

$$R_w = \left(\kappa_{41} \cdot log\,\theta + \kappa_{42} \cdot log\,U + \kappa_{43} \cdot log\left(\frac{t \cdot K_s}{H}\right) + \kappa_{44}\right) \cdot H \tag{5.21}$$

$$R_w = \kappa_{45} \cdot \theta^{\kappa_{46}} \cdot {\kappa_{47}}^{\theta} \cdot U^{\kappa_{48}} \cdot {\kappa_{49}}^{U} \cdot \left(\frac{t \cdot K_s}{H}\right)^{\kappa_{50}} \cdot {\kappa_{51}}^{\left(\frac{t \cdot K_s}{H}\right)} \cdot H \tag{5.22}$$

$$R_w = \left(\kappa_{52} \cdot \theta^{\kappa_{53}} \cdot {\kappa_{54}}^{\theta} \cdot U^{\kappa_{55}} \cdot {\kappa_{56}}^{U} + \left(\frac{t \cdot K_s}{H}\right)^{\kappa_{57}} \cdot {\kappa_{58}}^{\left(\frac{t \cdot K_s}{H}\right)}\right) \cdot H \tag{5.23}$$

$$R_w = \left({\kappa_{59}}^{\theta} \cdot U^{\kappa_{60}} \cdot {\kappa_{61}}^{U} + \left(\frac{t \cdot K_s}{H}\right)^{\kappa_{62}} \cdot {\kappa_{63}}^{\left(\frac{t \cdot K_s}{H}\right)}\right) \cdot H \tag{5.24}$$

$$R_w = \left(\kappa_{64} \cdot \theta^{\kappa_{65}} \cdot {\kappa_{66}}^{\theta} \cdot \left(\frac{t \cdot K_s}{H}\right)^{\kappa_{67}} \cdot {\kappa_{68}}^{\left(\frac{t \cdot K_s}{H}\right)} + U^{\kappa_{69}} \cdot {\kappa_{70}}^{U}\right) \cdot H \tag{5.25}$$

$$R_w = \left(\kappa_{71} \cdot \theta^{\kappa_{72}} \cdot {\kappa_{73}}^{\theta} + \kappa_{74} \cdot U^{\kappa_{75}} \cdot {\kappa_{76}}^{U} \cdot \left(\frac{t \cdot K_s}{H}\right)^{\kappa_{77}} \cdot {\kappa_{78}}^{\left(\frac{t \cdot K_s}{H}\right)}\right) \cdot H \tag{5.26}$$

gdzie: κ_1, …, κ_{78} – estymowane parametry.

Jedynie dla funkcji postaci (5.14) poziom prawdopodobieństwa *p* (*p*-wartość) był mniejszy od 0,05 dla wszystkich estymowanych parametrów, jednak współczynnik determinacji $R^2 = 0{,}254$ świadczył o niezadowalającym dopasowaniu zależności (5.14) do danych empirycznych. Najlepsze, chociaż wciąż niezadowalające dopasowanie ($R^2 = 0{,}411$) uzyskała funkcja (5.26), lecz w tym przypadku estymacja parametrów κ_{71}, κ_{74} i κ_{76} nie dała wiarygodnych wyników (*p*-wartość przekroczyła 0,05 i wyniosła odpowiednio 0,077, 0,283 i 0,123). Nieco słabszym dopasowaniem ($R^2 = 0{,}407$) charakteryzował się model (5.17), lecz w tym przypadku dla jednego z estymowanych parametrów – κ_{21}, poziom prawdopodobieństwa *p* był większy od 0,05 ($p = 0{,}751$). Uwzględniając wartości estymowanych parametrów, wspomniane najlepsze po względem dopasowania zależności (5.14), (5.17) i (5.26) mają odpowiednio postać:

$$R_w = 0{,}5678 \cdot \theta^{-0{,}4937} \cdot U^{2{,}9239} \cdot \left(\frac{t \cdot K_s}{H}\right)^{0{,}1449} \cdot H \tag{5.14a}$$

$$R_w = \left(0{,}0032 \cdot \theta^{-0{,}7636} \cdot U^{9{,}1254} \cdot \left(\frac{t \cdot K_s}{H}\right)^{0{,}5562} + 3{,}1570\right) \cdot H \tag{5.17a}$$

$$R_w = \Big(1{,}6562 \cdot \theta^{1{,}5480} \cdot 0{,}7100^{\theta} +$$

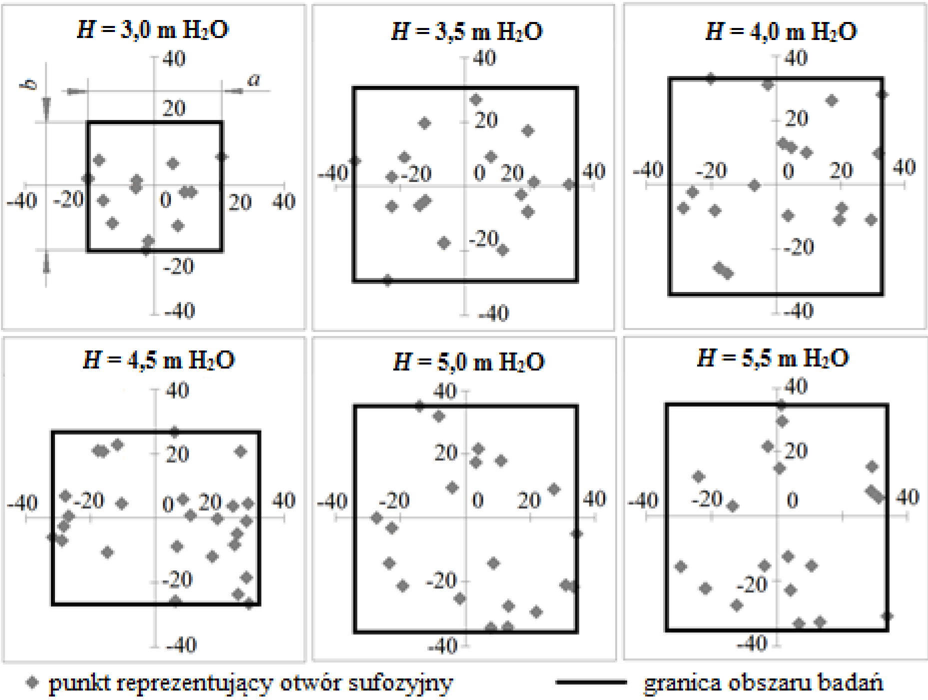
$$+ 0{,}0008 \cdot U^{19{,}8289} \cdot 0{,}0112^{U} \cdot \left(\frac{t \cdot K_s}{H}\right)^{0{,}7241} \cdot 0{,}8903^{\left(\frac{t \cdot K_s}{H}\right)}\Big) \cdot H \tag{5.26a}$$

W przypadku funkcji (5.13), (5.18), (5.24) i (5.25) nie można było ocenić estymacji parametrów z powodu złego uwarunkowania macierzy korelacji zmiennych objaśniających (niezależnych). Dla pozostałych modeli współczynnik determinacji mieścił się w zakresie 0,158 ÷ 0,375 i dla co najmniej jednego z estymowanych parametrów wystąpiło $p > 0{,}05$.

Podsumowując, nie udało się znaleźć funkcji określającej wpływ wysokości ciśnienia hydraulicznego w przewodzie, wilgotności, wskaźnika różnoziarnistości i współczynnika filtracji gruntu oraz czasu wypływu wody na powierzchnię terenu na odległość miejsca tego wypływu względem miejsca wycieku z przewodu, ani rozpatrując poszczególne parametry oddzielnie, ani uwzględniając wszystkie parametry jednocześnie. Współczynnik determinacji tylko w nielicznych przypadkach przekroczył wartość 0,5 – co świadczy o braku dopasowania analizowanych zależności teoretycznych do danych empirycznych. Dlatego, zgodnie z przyjętym planem pracy (Rys. 4.3.), kolejnym etapem badań była analiza położenia punktów odpowiadających miejscom wypływu wody w aspekcie geometrycznym, z pominięciem zależności fizycznych. Analiza ta polegała na sprawdzeniu, czy punkty odpowiadające miejscom wypływu wody mają rozkład regularny, dający się opisać za pomocą równań matematycznych.

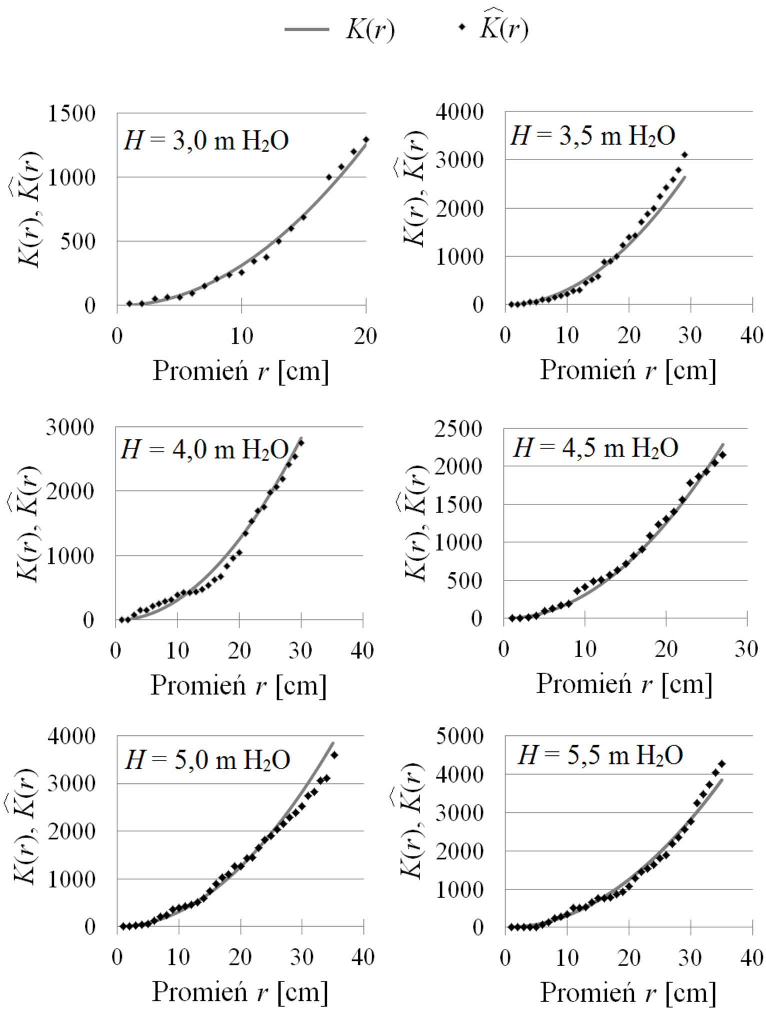
5.3.3. Ocena przestrzennego rozkładu otworów sufozyjnych

Rozkład punktów reprezentujących otwory sufozyjne oraz granice obszaru badań, wyznaczone według zależności (4.12) i (4.13), przedstawione zostały na Rys. 5.7. Nie zaobserwowano żadnej zależności między wielkością obszaru badań a wysokością ciśnienia w przewodzie badawczym. Najmniejszy obszar badań został wyznaczony dla przypadku wysokości ciśnienia $H = 3{,}0$ m H_2O. Największą powierzchnię obszaru uzyskano dla przypadku, $H = 5{,}0$ m H_2O, jednak była to wartość niewiele większa od powierzchni dla przypadków H = 4,0 i 5,5 m H_2O.



Rys. 5.7. Przestrzenny rozkład otworów syfozyjnych uzyskanych w badaniach laboratoryjnych dla różnych wysokości ciśnienia hydraulicznego w przewodzie badawczym

Zgodnie z metodyką przedstawioną w rozdziale 4.3.5. do analizy charakteru rozkładu przestrzennego otworów sufozyjnych wykorzystano funkcję Ripleya. Uzyskane wyniki analizy przedstawione zostały na Rys.5.8. Wizualna ocena wykresów wskazuje pewne rozbieżności w dopasowaniu estymowanych punktów do wykresu funkcji $K(r)$ sugerując występowanie skupisk lub regularność rozkładu punktów. Aby ocenić statystyczną istotność tych rozbieżności wykonany został test *t*-Studenta, który wykazał, że na poziomie istotności 0,05 nie ma podstaw do odrzucenia hipotezy $\widehat{K}(r) = K(r)$ – dla wszystkich rozpatrywanych przypadków wysokości ciśnienia w przewodzie badawczym wartość statystyki t_{stat} znajdowała się poza obszarem krytycznym KR (Tab. 5.15.). Można więc stwierdzić, że rozmieszczenie punktów odpowiadających miejscom wypływu wody na powierzchnię terenu po awarii podziemnego wodociągu dla wszystkich analizowanych przypadków ma charakter losowy.



Rys. 5.8. Wykresy funkcji $K(r)$ według zależności (4.14) oraz $\widehat{K}(r)$ według zależności (4.15) dla sześciu zbiorów punktów uzyskanych w badaniach laboratoryjnych dla różnych wysokości ciśnienia w przewodzie badawczym

Tab. 5.15. Wyniki testu *t*-Studenta

H, m H_2O	Średnia wartość $\widehat{K}(r)/K(r)$	Oczekiwana wartość $\widehat{K}(r)/K(r)$	t_{stat}	Obszar krytyczny KR
3,0	1,05	1	0,9696	$(-\infty, -2{,}10\rangle \cup \langle 2{,}10, +\infty)$
3,5	0,97	1	-0,7306	$(-\infty, -2{,}06\rangle \cup \langle 2{,}06, +\infty)$
4,0	1,21	1	1,8071	$(-\infty, -2{,}05\rangle \cup \langle 2{,}05, +\infty)$
4,5	1,06	1	1,7693	$(-\infty, -2{,}06\rangle \cup \langle 2{,}06, +\infty)$
5,0	1,02	1	0,5965	$(-\infty, -2{,}04\rangle \cup \langle 2{,}04, +\infty)$
5,5	0,99	1	0,3566	$(-\infty, -2{,}04\rangle \cup \langle 2{,}04, +\infty)$

5.3.4. Podsumowanie wyników fizycznej symulacji awarii podziemnego przewodu wodociągowego w warunkach laboratoryjnych

Fizyczna symulacja wypływu wody z przewodu wodociągowego do gruntu, przeprowadzona została na stanowisku laboratoryjnym w skali 1:10 w czterech seriach dla 99 wariantów różniących się między sobą warunkami hydraulicznymi panującymi w przewodzie badawczym (różne wartości wysokości ciśnienia hydraulicznego), powierzchnią otworu, przez który woda wypływała do gruntu oraz parametrami gruntów wykorzystanych w badaniach – wskaźnikiem zagęszczenia, wilgotnością, współczynnikiem filtracji oraz składem granulometrycznym charakteryzowanym wskaźnikiem różnoziarnistości. Seria I, obejmująca 44 warianty, służyła wstępnemu rozpoznaniu problemu i ukierunkowaniu dalszych badań, i jej wyniki nie były analizowane w ramach niniejszej pracy. Wyniki uzyskane w pozostałych seriach pozwoliły utworzyć dla różnych, zależnych od wariantu warunków, zbiory danych określających:

- miejsca wypływu wody na powierzchnię terenu (odległości równoległe i prostopadłe do przewodu badawczego) względem miejsca na powierzchni terenu znajdującego się wprost nad nieszczelnością w przewodzie,
- czasy wypływu wody na powierzchnię terenu od momentu wystąpienia symulowanej awarii (rozszczelnienia przewodu badawczego).

Dane uzyskane dzięki eksperymentom poddane zostały analizie statystycznej, składającej się z trzech głównych etapów:

- podstawowej oceny danych, polegającej na obliczeniu wybranych statystyk opisowych (średniej arytmetycznej, mediany, odchylenia standardowego i rozstępu) oraz określeniu charakteru rozkładu danych (z wykorzystaniem testu Shapiro-Wilka),

– oceny wpływu wybranych parametrów (zmienianych w różnych wariantach badań laboratoryjnych) na poziomą odległość miejsca wypływu wody na powierzchnię terenu od nieszczelności w przewodzie, przy czym wpływ ten był analizowany dla poszczególnych parametrów oddzielnie, niezależnie od siebie (analiza regresji i korelacji) oraz dla wszystkich parametrów równocześnie (nieliniowa estymacja metodą najmniejszych kwadratów współczynników funkcji, której ogólna postać była wyznaczona w oparciu o twierdzenie Buckinghama),
– oceny przestrzennego rozkładu otworów sufozyjnych (z wykorzystaniem funkcji Ripleya).

Podstawowa analiza statystyczna wykazała duże rozproszenie wyników badań laboratoryjnych względem średnich, co było najprawdopodobniej skutkiem złożoności zjawiska wypływu wody z przewodu ciśnieniowego do gruntu. Zdecydowana większość zbiorów danych (84% wszystkich) charakteryzowała się rozkładem normalnym. Wśród pozostałych najwięcej było rozkładów lewostronnie asymetrycznych (11% wszystkich), stwierdzono również występowanie rozkładów symetrycznych innych niż normalny (4% wszystkich) i jednego prawostronnie asymetrycznego (1% wszystkich). W przypadku rozkładów symetrycznych (w tym normalnych) jako wartość reprezentatywną w dalszych obliczeniach przyjmowano średnią arytmetyczną, a w pozostałych medianę.

W drugim etapie analizy statystycznej oceniany był wpływ wybranych w ramach analizy wymiarowej parametrów (ciśnienia hydraulicznego w przewodzie badawczym, wilgotności gruntu, wskaźnika różnoziarnistości, współczynnika filtracji gruntu oraz czasu wypływu wody na powierzchnię terenu od początku awarii) na odległość otworów sufozyjnych od miejsca na powierzchni wprost nad nieszczelnością w przewodzie. Uwzględniając w badaniach każdy z wymienionych parametrów oddzielnie, niezależnie od siebie, za pomocą analizy regresji i korelacji z wykorzystaniem funkcji wykładniczej, liniowej, logarytmicznej i potęgowej, dla żadnego parametru oprócz czasu nie uzyskano zadowalającego dopasowania analizowanych teoretycznych funkcji do danych empirycznych. Czas był jedynym parametrem, dla którego uzyskano zadowalające dopasowanie (współczynnik determinacji $R^2 > 0,6$) przynajmniej jednej z czterech funkcji teoretycznych, ale tylko dla pięciu z 55 analizowanych zbiorów wartości czasu. Dla pozostałych zbiorów nie udało się osiągnąć dopasowania lub było ono słabe. Można więc stwierdzić, że rozpatrując każdy z wymienionych parametrów oddzielnie, nie udało się znaleźć jednoznacznej zależności między żadnym z nich a poziomą odległością miejsca wypływu wody na powierzchnie terenu względem położenia nieszczelności w przewodzie badawczym.

Poszukując związku między odległością otworów sufozyjnych od nieszczelności w przewodzie a wszystkimi wybranymi parametrami równocześnie, przyjęto 16 zależności na bazie ogólnej postaci funkcji, określonej w oparciu o twierdzenie Buckinghama podczas analizy wymiarowej. Nieznane współczynniki występujące w tych zależnościach były szacowane na drodze nieliniowej estymacji metodą najmniejszych kwadratów, a poprawność oszacowania oceniana była za pomocą poziomu prawdopodobieństwa p (p-wartości) dla każdego współczynnika oraz za pomocą współczynnika determinacji R^2. W wyniku analizy 16 zależności, dla żadnej z nich nie udało się oszacować współczynników tak, by równocześnie spełnione były warunki $p < 0{,}05$ dla każdego współczynnika i $R^2 > 0{,}6$. Tylko dla jednej funkcji wszystkie oszacowane współczynniki charakteryzowały się $p < 0{,}05$, lecz funkcja ta nie wykazała dopasowania do danych empirycznych ($R^2 = 0{,}254$). Największą wartością współczynnika determinacji ($R^2 = 0{,}411$) charakteryzowała się zależność, dla której 3 z 8 estymowanych współczynników nie spełniały warunku $p < 0{,}05$. Podobnie jak w przypadku indywidualnej analizy przeprowadzonej dla każdego z wybranych parametrów mających związek ze zjawiskiem wypływu wody z podziemnego wodociągu, również uwzględniając te parametry równocześnie, nie udało się znaleźć zależności funkcyjnej opisującej ich wpływ na poziomą odległość między otworem sufozyjnym a miejscem wypływu wody z podziemnego przewodu wodociągowego.

Wobec trudności w znalezieniu opisu matematycznego wspomnianej odległości z wykorzystaniem zależności fizycznych, postanowiono przeanalizować położenie otworów sufozyjnych na powierzchni terenu w aspekcie geometrycznym. W trzecim etapie analiz statystycznych dokonano więc oceny przestrzennego rozkładu punktów odpowiadających tym otworom, wykorzystując w badaniach funkcję Ripleya, charakterystyczną dla idealnie losowego rozkładu punktów. Analiza polegała na porównaniu wartości estymatora funkcji Ripleya, obliczonych dla rozkładów punktów empirycznych, z teoretycznymi wartościami funkcji. Za pomocą testu *t*-Studenta wykazano, że dla wszystkich rozpatrywanych (sześciu) przypadków rozkładów punktów uzyskanych w badaniach laboratoryjnych, pomiędzy wartościami funkcji Ripleya i jej estymatora zachodziła równość. Oznaczało to, że rozkład punktów empirycznych w obrębie badanego obszaru charakteryzuje się losowością i trudno go opisać wykorzystując pojęcia klasycznej geometrii euklidesowej. W przypadku układów chaotycznych, do których zaliczają się zbiory rozmieszczonych losowo punktów, można próbować szukać rozwiązań problemów w oparciu o geometrię fraktalną.

6. Nowa metoda określania promienia strefy wypływu wody na powierzchnię terenu po rozszczelnieniu przewodu wodociągowego

Dotychczas opisane w literaturze próby wyznaczenia tzw. stref wypływu wody po awarii podziemnego wodociągu wykorzystywały analizy statystyczne bazujące na przedziałach tolerancji (Iwanek i in., 2014, 2016, 2018) oraz symulacje komputerowe (Kowalski i Jaromin, 2010, Iwanek i in., 2015, Suchorab i in., 2016). Opisane działania pozwoliły na określenie wstępnych, szacunkowych wymiarów stref, które można traktować wyłącznie orientacyjnie. W ramach niniejszej pracy, wobec trudności znalezienia funkcyjnej zależności określającej relacje między odległością otworu sufozyjnego od miejsca rozszczelnienia przewodu a wybranymi wielkościami fizycznymi związanymi z wypływem wody z przewodu ciśnieniowego do gruntu (rozdział 5.3.2.), podjęto próbę geometrycznego opisu zasięgu wypływu wody na powierzchnię terenu po awarii podziemnego przewodu. Ze względu na wykazaną losowość rozkładu punktów odpowiadających miejscom wypływu (rozdział 5.5.3.) zaproponowana została nowa metoda, w której wykorzystuje się elementy geometrii fraktalnej.

6.1. Charakterystyka struktury geometrycznej stanowiącej przedmiot badań

Zbiór punktów reprezentujących miejsca wypływu wody na powierzchnię terenu po awarii podziemnego wodociągu (według Rys. 4.6.) tworzy pewną strukturę geometryczną, którą – podobne jak wiele innych struktur występujących w naturze – trudno jest opisać w oparciu o klasyczne pojęcia geometrii euklidesowej. W niniejszym rozdziale przeanalizowano więc jej budowę i cechy w aspekcie geometrii fraktalnej.

6.1.1. Ocena fraktalnego charakteru zbioru punktów odpowiadających miejscom wypływu wody na powierzchnię terenu

Do prawidłowej oceny fraktalnego charakteru zbioru punktów reprezentujących miejsca wypływu wody na powierzchnię terenu konieczne było sprawdzenie, czy zbiór ten posiada właściwości charakterystyczne dla fraktali, przedstawione w rozdziale 3.3.1. W tym celu poddano analizie proces powstawania tego zbioru, określono znaczenie losowego charakteru rozkładu punktów oraz sprawdzono, czy zbiór można uznać za samopodobny.

Struktura utworzona przez zbiór punktów odpowiadających otworom sufozyjnym powstawała stopniowo. W następujących po sobie krokach, odpowiadających kolejnym powtórzeniom eksperymentu w laboratorium, do zbioru dodawane były kolejne punkty – jak wykazały badania laboratoryjnie mogło ich być od 1 do 5. Czynność ta była powtarzana w każdym kroku. Analizowana struktura podlegała więc rekursywnej procedurze budowy, co jest jedną z charakterystycznych cech fraktali. Liczba dodawanych punktów oraz ich położenie miały charakter losowy, co z kolei jest znamienne dla fraktali probabilistycznych (Nowak, 1992), jakimi często są obiekty rzeczywiste.

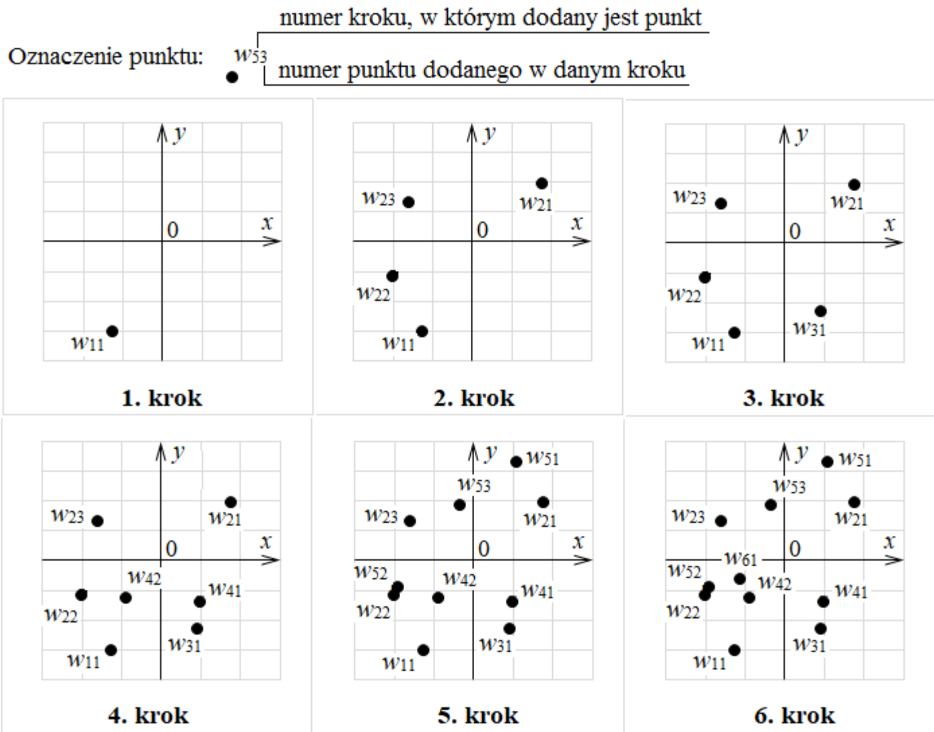
Schemat powstawania struktury przedstawiony został na Rys. 6.1. na przykładzie wyników IV serii badań laboratoryjnych – wariant II (grunt „L4", $I_s = 0{,}75$, DN = 6 mm). Przy konstrukcji fraktali probabilistycznych liczba iteracji (kolejnych kroków) musi być ograniczona (Pfeifer, 1984). W przypadku zbioru punktów wypływu wody liczba iteracji odpowiadała liczbie powtórzeń eksperymentu w laboratorium. Na Rys. 6.1. pokazanych zostało sześć pierwszych kroków powstawania struktury.

Proces powstawania analizowanej struktury geometrycznej, której szczególny przypadek został pokazany na Rys. 6.1., można również przedstawić w ogólnej postaci, zapisując za pomocą zależności rekurencyjnej:

$$\begin{cases} W_1 = \bigcup_{i=1}^{q} w_{1i}, \quad q \in \{1,2,3,4,5\} \\ W_n = W_{n-1} \cup \bigcup_{j=1}^{r} w_{nj}, \quad r \in \{1,2,3,4,5\}, \quad n \geq 2 \end{cases} \tag{6.1}$$

gdzie: W_1, W_n – zbiór punktów odpowiadających miejscom wypływu wody na powierzchnię terenu odpowiednio w pierwszym i w n-tym kroku powstawania struktury, w_{1i} – jeden z punktów (i-ty) tworzących strukturę w pierwszym kroku, w_{nj} – jeden z punktów (j-ty) dodawanych w n-tym kroku.

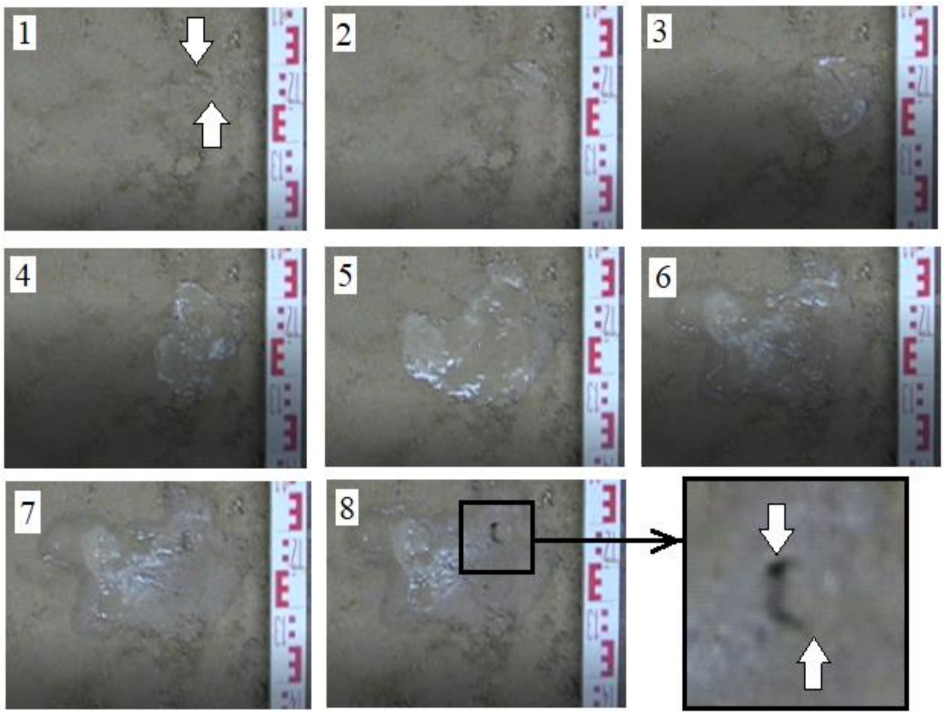
Jak wykazano w rozdziale 5.3.3, w obrębie określonego obszaru punkty odpowiadające otworom sufozyjnym były rozmieszczone losowo. Losowy rozkład punktów sprawił, że ich położenie można było przewidzieć tylko w pewnych granicach z pewnym prawdopodobieństwem – np. założenie, że woda wypłynie na powierzchnię terenu kilka kilometrów od miejsca awarii podziemnego wodociągu charakteryzuje się zerowym prawdopodobieństwem, natomiast bliżej miejsca wycieku prawdopodobieństwo to jest większe (Iwanek i in., 2014, 2016, 2018), niemniej położenie punktów odpowiadających miejscom wypływu wody nie jest oczywiste. Struktura zbudowana z takich punktów stanowiła więc obiekt nietrywialny, podobnie jak fraktale.



Rys. 6.1. Sześć pierwszych kroków powstawania struktury geometrycznej będącej zbiorem punktów odpowiadających miejscom wypływu wody po awarii wodociągu w badaniach laboratoryjnych (seria IV, wariant II)

Znamienną cechą figur geometrycznych stanowiących podzbiór przestrzeni euklidesowej jest to, że po przyjęciu układu współrzędnych można je opisać za pomocą układu klasycznych równań lub nierówności wiążących współrzędne punktów (Empacher i in., 1975). W przypadku analizowanej struktury, losowość położenia miejsc wypływu wody była przyczyną tego, że struktura ta nie dawała się opisać w powyższy sposób. Zbiór punktów odpowiadających miejscom wypływu wody na powierzchnię terenu wskutek wycieku z podziemnego wodociągu posiadał więc jeszcze jedną cechę charakterystyczną dla fraktali – trudność opisu za pomocą pojęć klasycznej matematyki.

Analizując nagrane w laboratorium filmy pokazujące moment wypływu wody na powierzchnię gruntu, można było zauważyć, że wbrew temu, co dostrzegało oko ludzkie, woda nie wypływała na całej powierzchni otworu sufozyjnego równocześnie, lecz w pewnych miejscach otworu pojawiała się najpierw, a dopiero ułamek sekundy później w innych częściach pozostałej powierzchni tworzącego się otworu sufozyjnego (Fot. 6.1.).



Fot. 6.1. Kolejne klatki z wybranego nagrania wypływu wody na powierzchnię gruntu podczas badań laboratoryjnych. Strzałki pokazują niezauważone „na żywo" miejsca wypływu w chwili początkowej (klatka nr 1) i 2,11 s później, po ukształtowaniu się otworu sufozyjnego (klatka nr 8)

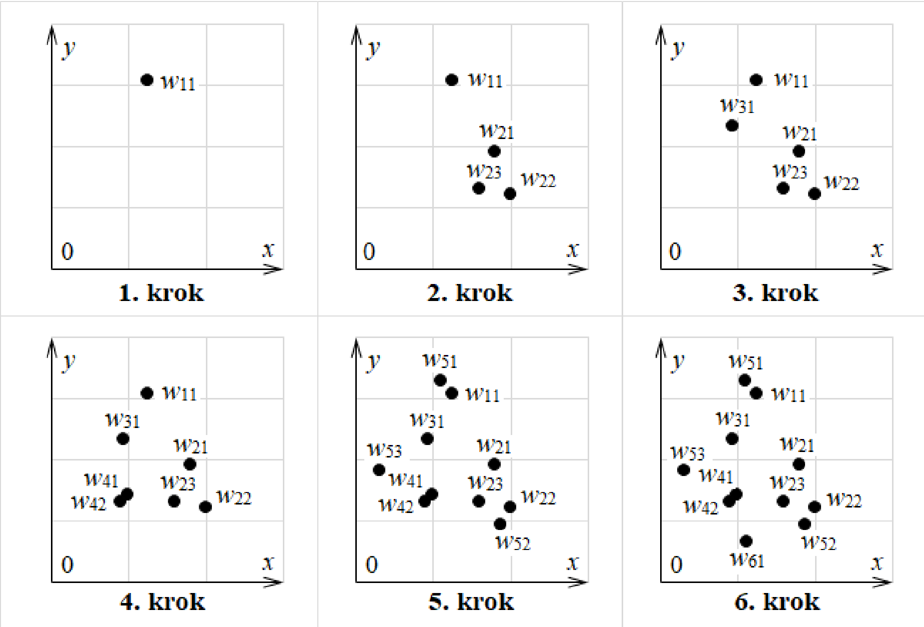
W ten sposób po powiększeniu obrazu, zamiast jednego punktu odpowiadającego otworowi sufozyjnemu uzyskiwano zazwyczaj kilka (zawsze co najmniej jeden) punktów odpowiadających miejscom, w których woda wypływała w pierwszej kolejności. Możliwe było powiększanie obrazu aż do chwili, gdy okazywało się, że woda wypływa najpierw przez otwarte pory, a moment później pokonuje opór cząstek stałych, tworząc otwór sufozyjny. Można więc powiedzieć, że po powiększeniu fragmentu struktury utworzonej ze zbioru punktów odpowiadających miejscom wypływu wody na powierzchnię gruntu, uzyskiwało się obraz podobny do całości. Oznacza to, że struktura charakteryzowała się samopodobieństwem, czyli podstawową cechą fraktali. Nie było to jednak ścisłe podobieństwo geometryczne, lecz przybliżone, znamienne dla fraktali probabilistycznych.

Podsumowując przedstawione rozważania dotyczące budowy struktury, losowego rozkładu punktów i samopodobieństwa, można stwierdzić, że struktura geometryczna utworzona przez zbiór punktów odpowiadających otworom sufozyjnym powstałym po fizycznej symulacji awarii wodociągu spełnia warunki stawiane fraktalem probabilistycznym. Posiada podstawową cechę charakterystyczną dla fraktali, jaką jest samopodobieństwo, a ponadto ma nietrywialną strukturę, powstaje w oparciu o rekursywną procedurę budowy, nie daje się opisać za pomocą pojęć klasycznej geometrii oraz wymaga wykorzystania zależności rekurencyjnych w opisie analitycznym. Ponieważ dobudowywanie kolejnych elementów zbioru ma charakter losowy, proces konstrukcji nie jest prowadzony nieskończenie długo, a samopodobieństwo jest przybliżone, struktura ma cechy fraktali probabilistycznych.

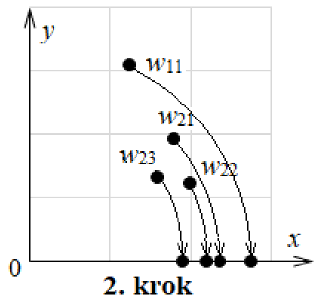
6.1.2. Teoretyczny układ punktów

W 561 fizycznych symulacjach awarii wodociągu przeprowadzonych w laboratorium uzyskano łącznie 748 otworów sufozyjnych. Dziesięć z nich pojawiło się na osi x (czyli wprost nad przewodem badawczym) oraz 11 na osi y (na prostej prostopadłej do przewodu, przechodzącej przez nieszczelność). Spośród pozostałych 727 otworów 174 znalazły się w pierwszej ćwiartce układu współrzędnych, 190 w drugiej, 194 w trzeciej i 169 w czwartej. Na tej podstawie można było stwierdzić, że prawdopodobieństwo wypływu wody jest niemal takie samo w każdej z ćwiartek z układu współrzędnych – odpowiednio 0,24, 0,26, 0,27 i 0,23 w kolejnych ćwiartkach, co jest związane z zachowaniem powtarzalności warunków gruntowych w każdej z ćwiartek na stanowisku laboratoryjnym. Oznaczało to, że punkt (0, 0) na powierzchni terenu położony wprost nad nieszczelnością w przewodzie może być traktowany jako środek obszaru ograniczającego położenie otworów sufozyjnych, a strefa wypływu, stanowiąca przedmiot badań, będzie figurą środkowosymetryczną ze środkiem symetrii w punkcie (0, 0). W badaniach zasięgu wypływu wody na powierzchnię terenu po awarii wodociągu można więc było uprościć analizę poprzez ograniczenie rozważań do I ćwiartki układu współrzędnych, jednak biorąc pod uwagę również punkty z pozostałych ćwiartek (ze względu na wykazaną losowość rozkładu punktów – rozdział 5.3.3.). W tym celu punkty z III ćwiartki układu współrzędnych poddano symetrii środkowej względem początku układu współrzędnych, a punkty z IV i II ćwiartki – symetrii osiowej względem odpowiednio osi x i y. Powstawanie teoretycznej struktury, odpowiadającej rzeczywistemu układowi przedstawionemu na Rys. 6.1., pokazano na Rys. 6.2. W ten sposób utworzony został teoretyczny układ punktów o dodatnich współrzędnych, nazwany teoretyczną strukturą płaszczyznową.

Na potrzeby niniejszej pracy założono, że strefa wypływu ma kształt koła jako jednej z podstawowych figur środkowosymetrycznych. Założenie to pozwoliło przyjąć do lokalizacji każdego z punktów odpowiadających otworom sufozyjnym tylko jedną odległość – od początku układu współrzędnych, zamiast dwóch – od osi x i y. Ponadto w badaniach ważna była liczba punktów mieszczących się w pewnym ustalonym dowolnie przedziale odległości od początku układu współrzędnych, nie było natomiast ważne położenie punktów względem siebie. W związku z tym, a także biorąc pod uwagę losowość rozkładu punktów (rozdział 5.3.3.) oraz porównywalność prawdopodobieństw wypływu w każdej z ćwiartek układu współrzędnych, można było przekształcić teoretyczną strukturę płaszczyznową tak, by punkty odpowiadające otworom sufozyjnym znalazły się na dodatniej połowie osi x, w niezmienionej odległości od początku układu współrzędnych. W tym celu każdy z punktów poddano obrotowi o stosowny kąt względem punktu (0, 0), tak jak to pokazano na Rys. 6.3. Powstały układ, nazwany teoretyczną strukturą liniową, jest mniej skomplikowaną figurą geometryczną niż układ punktów empirycznych czy teoretyczna struktura płaszczyznowa, a zachowuje wszystkie cechy układu punktów empirycznych, które są istotne w badaniach strefy wypływu wody w kształcie koła.



Rys. 6.2. Sześć pierwszych kroków powstawania teoretycznej struktury płaszczyznowej będącej zbiorem obrazów punktów rzeczywistych (seria IV, wariant II); oznaczenia jak na Rys. 6.1.



Rys. 6.3. Tworzenie teoretycznej struktury liniowej na podstawie teoretycznej struktury płaszczyznowej przedstawionej na Rys. 6.2. w drugim kroku; oznaczenia jak na Rys. 6.1.

Symetrie, którym poddane zostały punkty układu rzeczywistego z II, III i IV ćwiartki oraz obroty teoretycznych punktów z I ćwiartki, nie tylko nie zmieniły położenia punktów względem początku układu współrzędnych, ale również nie zmieniły fraktalnego charakteru uzyskanej struktury geometrycznej. Wszystkie cechy wykazane w rozdziale 6.1.1. jako charakterystyczne dla struktury rzeczywistej, pozostały znamienne również dla teoretycznej struktury liniowej. Niezmieniony pozostał także jej opis rekurencyjny według zależności (6.1). Proponowana struktura spełniła więc warunki stawiane fraktalom probabilistycznym.

6.1.3. Podsumowanie charakterystyki analizowanej struktury geometrycznej

Zbiór punktów odpowiadających otworom sufozyjnym powstającym na powierzchni terenu po awarii podziemnego wodociągu utworzył pewną strukturę geometryczną. Ze względu na losowy rozkład punktów, wykazany w rozdziale 5.3.3., trudno było ją scharakteryzować wykorzystując klasyczne pojęcia geometrii euklidesowej. Przeprowadzone analizy wykazały jednak, że struktura ta posiada cechy fraktala probabilistycznego, takie jak:

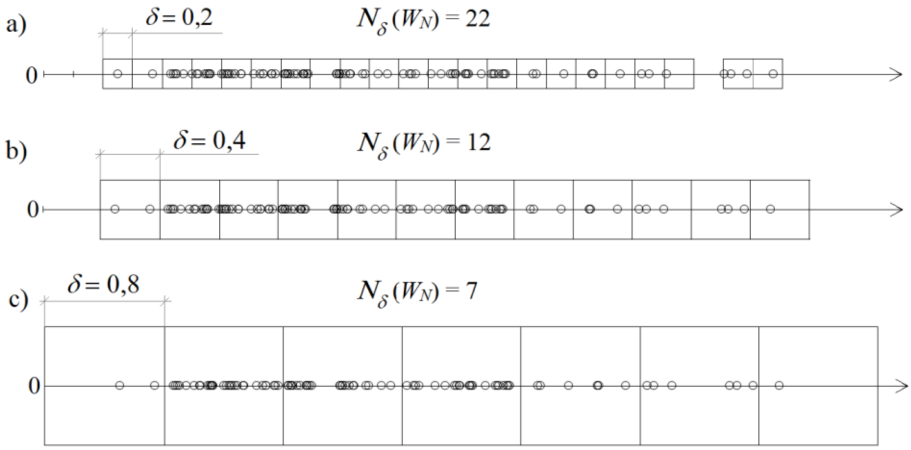
- przybliżone samopodobieństwo,
- nietrywialna budowa,
- rekursywna procedura budowy,
- trudność opisu za pomocą pojęć geometrii euklidesowej,
- zależności rekurencyjne w opisie analitycznym,
- występowanie losowości w kolejnych iteracjach,
- ograniczona liczba iteracji.

Struktura zbudowana z punktów odpowiadających otworom sufozyjnym, powstałym jako skutek fizycznej symulacji awarii wodociągu w laboratorium, okazała się więc zbiorem fraktalnym osadzonym w przestrzeni 2-wymiarowej. Położenie każdego punktu było określone za pomocą współrzędnych kartezjańskich (x, y) układu o początku w punkcie (0, 0), przyjętym nad miejscem nieszczelności w przewodzie wodociągowym. Punkty tworzące strukturę rozmieszczone były we wszystkich ćwiartkach układu współrzędnych, przy czym, jak wykazano, prawdopodobieństwa wypływu wody w każdej z ćwiartek były w przybliżeniu jednakowe.

Z punktu widzenia prowadzonych badań, zmierzających do wyznaczenia zasięgu strefy wypływu wody na powierzchnię terenu po awarii wodociągu, ważna była odległość punktów od początku układu współrzędnych, nieistotne natomiast były odległości między poszczególnymi punktami oraz ich przynależność do ćwiartek układu. Ze względu na losowość położenia punktów oraz porównywalność prawdopodobieństw wypływu wody w poszczególnych ćwiartkach układu, możliwe było uproszczenie analizowanej struktury geometrycznej z postaci osadzonej w przestrzeni 2-wymiarowej do postaci osadzonej w przestrzeni 1-wymiarowej (tzw. teoretycznej struktury liniowej). W tym celu najpierw poddano symetrii osiowej lub środkowej punkty położone poza I ćwiartką układu, tak by ich obrazy znalazły się w tej ćwiartce, a następnie wszystkie punkty (rzeczywiste i obrazy otrzymane w symetriach) znajdujące się w I ćwiartce obrócono względem początku układu współrzędnych. Kąt obrotu dla każdego punktu dobrano indywidualnie, tak by obraz punktu uzyskany w obrocie znalazł się na osi odciętych. Uzyskany w ten sposób zbiór punktów położonych na osi x utworzył teoretyczną strukturę liniową, która zachowała wszystkie cechy charakterystyczne dla fraktali probabilistycznych. Do budowy uproszczonej struktury teoretycznej wykorzystano wyłącznie przekształcenia izometryczne punktów, co oznacza, że odległość każdego punktu struktury od początku układu współrzędnych pozostała niezmieniona w stosunku do odpowiadającej jej odległości dla struktury rzeczywistej, utworzonej w oparciu o wyniki badań laboratoryjnych.

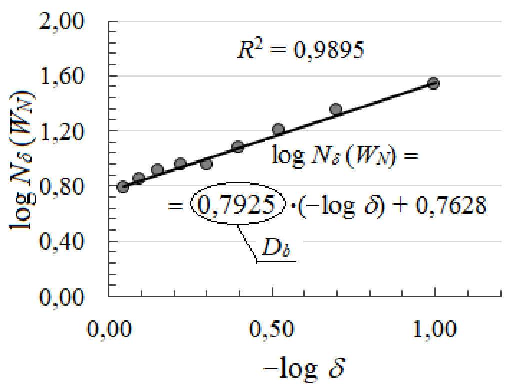
6.2. Wymiar fraktalny zaproponowanej struktury geometrycznej i związane z nim parametry

Jak wykazano w rozdziale 6.1., teoretyczna struktura liniowa okazała się zbiorem o charakterze fraktalnym, możliwe było więc określenie jej wymiarowości. W tym celu, ponieważ struktura miała cechy fraktala probabilistycznego, zgodnie z informacjami podanymi w rozdziale 3.3.2., posłużono się wymiarem pudełkowym (D_b). Zastosowano graficzną metodę jego wyznaczania, której istota przedstawiona została na Rys. 3.3. Przyjęto, że w definicji wymiaru pudełkowego (zależność (3.43)) wyrażenie $N_\delta(W_N)$ oznacza liczbę oczek siatki o boku δ przecinających lub pokrywających strukturę liniową (zbiór W_N). Założono również, że jednostkowe oczko siatki ($\delta = 1$) jest kwadratem o boku długości 10 cm. Aby zbudować wykres funkcji $\log N_\delta(W_N)$ w zależności od $-\log\delta$, co jest istotą wykorzystywanej metody wyznaczania D_b, zliczane były oczka o boku δ z zakresu od 0,1 do 0,9 co 0,1. Rysunek 6.4. przedstawia sposób wyznaczania liczby oczek $N_\delta(W_N)$ w zależności od wartości δ dla struktury liniowej uzyskanej w II serii badań laboratoryjnych dla nieszczelności o powierzchni 18,84 cm^2. Na podstawie wyznaczonych wartości $N_\delta(W_N)$ sporządzony został wykres zależności $\log N_\delta(W_N)$ od $-\log\delta$ dla tej struktury (Rys. 6.5) .



Rys. 6.4. Teoretyczna struktura liniowa utworzona dla wybranych wyników badań laboratoryjnych pokryta siatką z oczkami o boku: a) δ = 0,2, b) δ = 0,4, c) δ = 0,8

δ	$N_\delta(W_N)$	$-\log\delta$	$\log N_\delta(W_N)$
0,9	6	0,046	0,778
0,8	7	0,097	0,845
0,7	8	0,155	0,903
0,6	9	0,222	0,954
0,5	9	0,301	0,954
0,4	12	0,398	1,079
0,3	16	0,523	1,204
0,2	22	0,699	1,342
0,1	34	1,000	1,531



Rys. 6.5. Wykres zależności $\log N_\delta(W_N)$ od $-\log\delta$ wraz z danymi (tabela) i prostą aproksymującą wykres

Wymiar fraktalny określa, w jakim stopniu struktura geometryczna wypełnia ograniczający ją obszar (Mandelbrot, 1982). Cecha ta pozwala przypuszczać, że wymiar fraktalny może być wykorzystany do określenia strefy wypływu wody na powierzchnię terenu po awarii wodociągu. W przypadku analizowanej struktury liniowej obszarem ją ograniczającym jest odcinek, którego jeden koniec pokrywa się z początkiem układu współrzędnych (punktem na powierzchni terenu znajdującym się dokładnie nad miejscem wypływu wody z wodociągu), a drugi jest punktem odpowiadającym najbardziej odległemu od nieszczelności w rurze miejscu wypływu wody na powierzchnię terenu – inaczej mówiąc, jest to odcinek $\langle 0, (R_w)_{max} \rangle$, którego długość $(R_w)_{max}$ jest równa:

$$(R_w)_{max} = \max_{1 \le i \le n_w} \{(R_w)_i | i \in \mathbb{N}\} \tag{6.2}$$

gdzie n_w – liczba punktów (miejsc wypływu wody na powierzchnię) tworzących analizowany zbiór fraktalny, $\mathbb{N}$ – zbiór liczb naturalnych.

Dla struktury liniowej jako obiektu osadzonego w przestrzeni jednowymiarowej, wykorzystując wymiar fraktalny, stosunkowo łatwo można wyznaczyć długość części „pełnej" (oznaczono ją symbolem R_{fr}) w odcinku $\langle 0, (R_w)_{max} \rangle$ jako:

$$R_{fr} = D_b \cdot (R_w)_{max} \tag{6.3}$$

W graficznej interpretacji R_{fr} jest długością odcinka $\langle 0, R_{fr} \rangle$, który może stanowić podstawę wyznaczenia promienia strefy wypływu wody na powierzchnię terenu po awarii wodociągu, dlatego zarówno ten parametr, jak i czynniki tworzącego go iloczynu według zależności (6.3) stanowią przedmiot kolejnych analiz.

Wartości wymiaru pudełkowego oraz długości $(R_w)_{max}$ i R_{fr}, wyznaczone dla struktur liniowych zbudowanych z punktów uzyskanych podczas fizycznych symulacji awarii przewodów wodociągowych w warunkach laboratoryjnych, zostały zestawione w tabelach 6.1. i 6.2. Pod uwagę zostały wzięte wyniki uzyskane w poszczególnych seriach badań, podzielone tylko według różnych powierzchni nieszczelności (2,83 cm^2, 4,71 cm^2, 9,42 cm^2, 15,07 cm^2 i 18,84 cm^2) oraz tylko według wysokości ciśnienia hydraulicznego w przewodzie wodociągowym (3,0 ÷ 6,0 m H_2O). Zbiory tak pogrupowanych wyników (danych do budowy poszczególnych struktur liniowych) nazwane zostały odpowiednio $F1$, $F2$, …, $F5$ oraz $H1$, $H2$, …, $H7$.

Analizując struktury utworzone z punktów odpowiadających miejscom wypływu wody na powierzchnię terenu przy różnych wielkościach nieszczelności w przewodzie (Tab. 6.1.), największą wartość D_b wykazała struktura liniowa dla wartości R_w uzyskanych podczas wypływu wody przez nieszczelność o powierzchni 9,42 cm^2 (zbiór danych $F3$). Fraktal o najmniejszym wymiarze stanowiła struktura odpowiadająca wynikom badań $F1$, uzyskanym podczas wypływu wody przez nieszczelność o najmniejszej powierzchni – 2,83 cm^2. Dla największej nieszczelności (18,84 cm^2) wartości R_w uzyskane w badaniach laboratoryjnych pozwoliły utworzyć zbiór fraktalny o wymiarze D_b = 0,8307. Nie zaobserwowano więc żadnej zależności między powierzchnią nieszczelności w wodociągu a wymiarem fraktalnym struktury liniowej utworzonej z punktów określających odległość wypływu wody na powierzchnię terenu od nieszczelności. Średnia wartość wymiaru wyniosła 0,8232. Największa wartość różniła się od niej o 8,1%, zaś najmniejsza o 6,0%. W tabeli 6.1. zwraca uwagę wysoka, bliska 1, wartość współczynnika determinacji R^2, świadcząca o bardzo dobrym dopasowaniu linii trendu (prostej), na podstawie której określa się wymiar pudełkowy, do danych uzyskanych na podstawie eksperymentu, i równocześnie potwierdzająca poprawność graficznej metody wyznaczania tego wymiaru.

Tab. 6.1. Charakterystyka struktur liniowych dla danych uzyskanych w badaniach laboratoryjnych podzielonych według powierzchni nieszczelności

Zbiór danych	Powierzchnia nieszczelności [cm^2]	Wymiar fraktalny		$(R_w)_{max}$ [cm]	R_{fr} [cm]	n_w
		D_b	R^2			
$F1$	2,83	0,7737	0,9931	44,90	34,74	86
$F2$	4,71	0,7987	0,9970	57,45	45,89	135
$F3$	9,42	0,8902	0,9858	48,90	43,53	109
$F4$	15,07	0,8227	0,9944	56,35	46,36	91
$F5$	18,84	0,8307	0,9967	56,32	46,78	240

Analizując w tabeli 6.1. długość odcinka ograniczającego strukturę liniową ($(R_w)_{max}$), podobnie jak w przypadku D_b obserwuje się brak związku tego parametru z powierzchnią nieszczelności w przewodzie wodociągowym. Największą wartością $(R_w)_{max}$ charakteryzuje się struktura utworzona z punktów zbioru $F2$, a najmniejszą – struktura utworzona z punktów zbioru $F1$, przy czym różnica między nimi jest stosunkowo duża – wynosi 12,55 cm, co stanowi 23,78% średniej wartości $(R_w)_{max}$ dla struktur uzyskanych dla danych podzielonych według powierzchni nieszczelności, równej 52,78 cm. W przypadku analizy długości części „pełnej" struktury, zdecydowanie najmniejszą wartością R_{fr} charakteryzuje się struktura utworzona z punktów zbioru $F1$ (34,74 cm). Długości R_{fr} dla pozostałych struktur w tabeli 6.1. są o około 10 cm większe i porównywalne ze sobą. Średnia wartość R_{fr} dla wszystkich struktur $F1 \div F5$ wynosi 43,46 cm, a rozstęp 12,04 cm (27,70% średniej).

Podobnie jak podczas analizy danych z tabeli 6.1., również badając parametry charakteryzujące struktury powstałe przy podziale danych R_w według wysokości ciśnienia hydraulicznego H w przewodzie wodociągowym (Tab. 6.2.) nie stwierdzono występowania zależności między wartościami D_b, $(R_w)_{max}$ i R_{fr} a H oraz bliską 1 wartość R^2 dla wymiaru pudełkowego. Jednak średnia wartość poszczególnych parametrów dla wszystkich struktur $H1 \div H7$ jest mniejsza niż dla danych z tabeli 6.1., a rozstęp większy. Średnia wartość D_b wynosi 0,7768. Największa wartość (dla zbioru danych $H3$) różni się od średniej o 18,3%, a najmniejsza (dla zbioru $H7$) o 13,2%. Średnia wartość $(R_w)_{max}$ wynosi 50,25 cm, a rozstęp 14,22 cm (28,30% średniej). W przypadku R_{fr} statystyki te wynoszą odpowiednio 39,08 cm i 18,69 cm (47,82%).

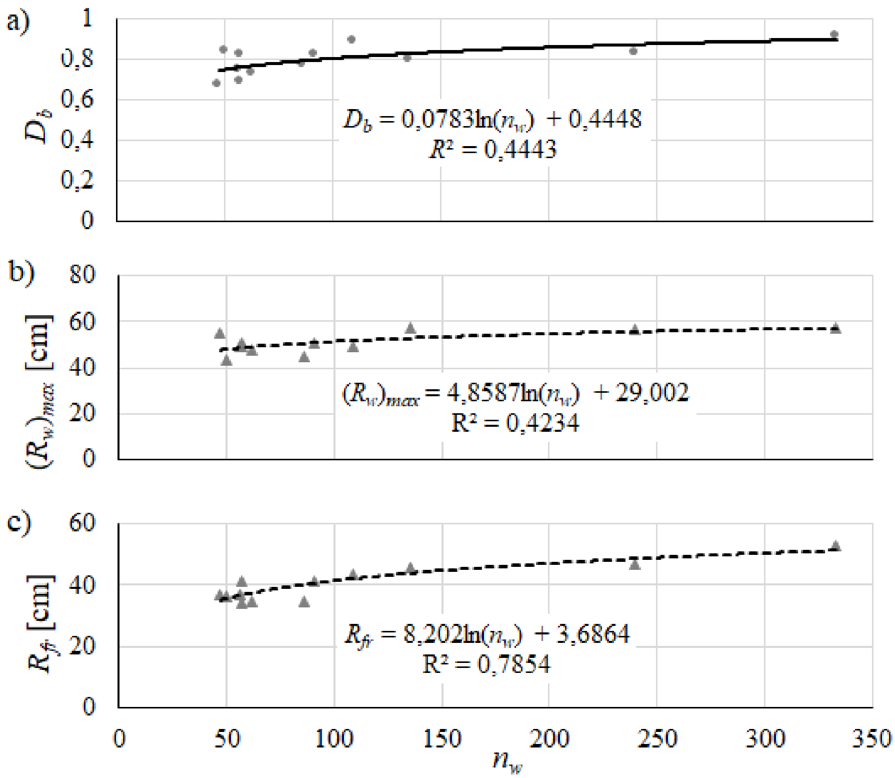
Tab. 6.2. Charakterystyka struktur liniowych dla danych uzyskanych w badaniach laboratoryjnych podzielonych według wysokości ciśnienia hydraulicznego

Zbiór danych	H [m H_2O]	Wymiar fraktalny		$(R_w)_{max}$ [cm]	R_{fr} [cm]	n_w
		D_b	R^2			
$H1$	3,0	0,7524	0,9856	48,90	36,79	56
$H2$	3,5	0,6911	0,9858	49,38	34,12	57
$H3$	4,0	0,9193	0,9990	57,45	52,81	333
$H4$	4,5	0,7333	0,9877	47,64	34,94	62
$H5$	5,0	0,8423	0,9858	43,23	36,41	50
$H6$	5,5	0,8246	0,9927	50,35	41,52	57
$H7$	6,0	0,6746	0,9793	54,80	36,97	47

Liczba punktów n_w tworzących poszczególne struktury liniowe była różna, zarówno w przypadku struktur przedstawionych w tabeli 6.1., jak i 6.2. Kolejnym etapem badań było więc sprawdzenie, czy liczba ta wpływa na wartości D_b, $(R_w)_{max}$ oraz R_{fr} biorąc pod uwagę wszystkie struktury z tabel 6.1. i 6.2. (Rys. 6.6.).

Analizując wykres punktowy przedstawiony na Rys. 6.6.a)., można zauważyć niewielką tendencję wzrostową zależności $D_b(n_w)$, nie potwierdza jej jednak analiza regresji. Żadna z analizowanych linii trendu (wykładnicza, liniowa, logarytmiczna ani potęgowa) nie wykazała zadowalającego dopasowania do punktów empirycznych ($R^2 < 0,5$; najlepsze dopasowanie dla linii logarytmicznej – $R^2 = 0,44$). Bardzo podobne wyniki uzyskano badając zależność $(R_w)_{max}$ od n_w (Rys. 6.6.b)) – spośród analizowanych linii najlepsze dopasowanie wykazała również logarytmiczna linia trendu i również współczynnik determinacji dla tej linii nie przekroczył 0,5 ($R^2 = 0,42$).

Znacznie lepsze dopasowanie linii trendu do danych empirycznych udało się osiągnąć dla zależności $R_{fr}(n_w)$, czyli analizując wpływ liczby otworów n_w na iloczyn rozpatrywanych wcześniej wartości (Rys. 6.6.c). Zaobserwowano wyraźną tendencję wzrostową. Największą wartość współczynnika determinacji uzyskano dla logarytmicznej linii trendu (zgodnie z oczekiwaniami) i ponieważ wartość ta wyraźnie przekroczyła 0,6 ($R^2 = 0,78$), dopasowanie tej linii do danych empirycznych można uznać za zadowalające. Na podstawie powyższych rozważań można więc stwierdzić, że liczba punktów tworzących strukturę liniową wpływa na analizowane parametry, zwłaszcza na wartość R_{fr}.



Rys. 6.6. Wpływ liczby punktów tworzących strukturę liniową na wartość: a) D_b, b) $(R_w)max$, c) R_{fr}

Podsumowując rozdział 6.2., uzyskane w wyniku badań laboratoryjnych punkty odpowiadające otworom sufozyjnym wykorzystane zostały do budowy 12 teoretycznych struktur liniowych. Pięć z nich utworzonych zostało z punktów podzielonych na 5 grup według powierzchni nieszczelności w przewodzie badawczym (punkty zaliczone do jednej grupy powstały wskutek wypływu wody z przewodu badawczego przez nieszczelność o tej samej powierzchni; wszystkie punkty jednej grupy tworzyły jedną strukturę). Analogicznie powstało pozostałych 7 struktur – z punktów podzielonych na 7 grup według wysokości ciśnienia w przewodzie badawczym. Wszystkie utworzone struktury liniowe były zbiorami fraktalnymi (co wykazano w rozdziale 6.1.), wyznaczono więc wymiar fraktalny (pudełkowy) D_b każdej z nich. Ponadto struktury zostały scharakteryzowane jeszcze dwoma parametrami:

- $(R_w)_{max}$, czyli długością najkrótszego odcinka na osi odciętych całkowicie pokrywającego daną strukturę, którego jednym końcem jest punkt 0,
- R_{fr} – iloczynem wymiaru fraktalnego i $(R_w)_{max}$, co dla struktury osadzonej w przestrzeni 1-wymiarowej można interpretować jako długość części odcinka $\langle 0, (R_w)_{max} \rangle$, całkowicie wypełnionej przez strukturę liniową.

Wartości wyznaczonych dla poszczególnych struktur wymiarów D_b mieściły się w zakresie od 0,67 do 0,92, $(R_w)_{max}$ od 43,23 cm do 57,45 cm, a R_{fr} od 34,12 cm do 52,81 cm. Żaden z parametrów nie wykazał zależności od pola powierzchni nieszczelności w przewodzie badawczym, ani od wysokości ciśnienia hydraulicznego w tym przewodzie, stwierdzono natomiast wpływ liczby punktów tworzących każdą ze struktur liniowych na analizowane parametry, zwłaszcza na wartość R_{fr}. Aby ocenić wielkość tego wpływu, należałoby powtórzyć analizę dla większej liczby różnych struktur liniowych (danych empirycznych), zwłaszcza zbudowanych z dużej liczby punktów ($n_w > 150$). Przeprowadzenie badań empirycznych w warunkach laboratoryjnych jest nie tylko czasochłonne, ale również pracochłonne i kosztowne, chociażby ze względu na konieczność kilkukrotnej wymiany zagęszczonego gruntu w otoczeniu uszkodzonego przewodu, wynikającą z wielokrotnego powtarzania doświadczenia. Alternatywą badań empirycznych są symulacje numeryczne. W przypadku punktów reprezentujących miejsca wypływu wody na powierzchnię terenu po awarii wodociągu, których rozmieszczenie charakteryzuje się losowością, najodpowiedniejsze wydają symulacje wykorzystujące metody statystyczne. Do takich metod zalicza się powszechnie stosowana w ostatnich latach metoda Monte Carlo.

6.3. Metoda Monte Carlo jako narzędzie do budowy hipotetycznej populacji

Metoda Monte Carlo należy do klasy algorytmów obliczeniowych wykorzystujących do uzyskania wyników powtarzalne próby losowe (Robert, 2005). Halton (1970) definiuje metodę Monte Carlo jako przedstawienie rozwiązania problemu w postaci parametru pewnej hipotetycznej populacji, którego statystyczne estymatory otrzymywane są z próby tej populacji, zbudowanej jako ciąg liczb losowych. Przeprowadzając obliczenia za pomocą tej metody zazwyczaj buduje się program realizacji jednego zdarzenia losowego, po czym zdarzenie to powtarza się jak największą liczbę razy i uśrednia się wyniki uzyskane w każdym powtórzeniu. Każde powtórzenie powinno być niezależne od pozostałych (Sobol, 2017). Metoda pozwala modelować dowolne zjawiska, zarówno takie, których przebieg zależy od czynników przypadkowych, jak i niezwiązane z przypadkowością, często na tyle złożone, że zbyt trudne jest stosowanie w ich przypadku podejścia analitycznego. Istnieją problemy, dla których metoda ta jest jedynym możliwym do wykorzystania narzędziem obliczeniowym. Powszechność jej stosowania w wielu różnych dziedzinach nauki (matematyka, fizyka, ekonomia, elektronika, robotyka, inżynieria środowiska) wynika z rozwoju technologii komputerowych, dzięki którym pracochłonność modelowania zmiennych losowych znacznie się zmniejszyła (Sobol, 2017).

W przypadku budowy hipotetycznej populacji punktów reprezentujących miejsca wypływu wody na powierzchnię terenu po awarii wodociągu na potrzeby niniejszej pracy, realizacja metody Monte Carlo przebiegała w następujących etapach:

– przyjęcie odległości miejsca wypływu wody na powierzchnię terenu względem miejsca wycieku z przewodu wodociągowego (R_w) jako parametru (zmiennej losowej) stanowiącego podstawowy wyznacznik badanego procesu,
– określenie rozkładu prawdopodobieństwa zmiennej losowej R_w w oparciu o wyniki badań laboratoryjnych,
– zbudowanie modelu symulacyjnego w programie MS Excel, uwzględniającego ustalony rozkład prawdopodobieństwa,
– generowanie liczb pseudolosowych odpowiadających odległości R_w – budowa prób hipotetycznej populacji o różnej (założonej) liczebności,
– analiza uzyskanych wyników.

Jako podstawowy parametr charakteryzujący wypływ wody na powierzchnię terenu po awarii podziemnego wodociągu została przyjęta odległość tego wypływu od miejsca wycieku z rury (R_w). Uzasadnieniem wyboru jest to, że R_w jest jedyną wielkością charakteryzującą położenie poszczególnych punktów w strukturze liniowej. Parametr ten jest zmienną losową przyporządkowującą wypływom wody na powierzchni terenu (zbiorowi zdarzeń elementarnych) liczby rzeczywiste. Nie wiadomo, jaką wartość przyjmie R_w w konkretnym przypadku, ale dzięki wynikom badań laboratoryjnych znane są wartości, jakie może przyjmować (z jakiego przedziału) i możliwe jest oszacowanie prawdopodobieństwa ich wystąpienia. W tym celu wartości R_w uzyskane podczas fizycznej symulacji awarii wodociągu w laboratorium pogrupowane zostały w przedziałach liczbowych $\langle 0, 5\rangle$, $(5, 10\rangle$, $(10, 15\rangle$, … , $((R_w)_{\max 5-}, (R_w)_{\max 5+}\rangle$, gdzie $(R_w)_{\max 5-}$ oznacza największą wielokrotność 5 mniejszą od $(R_w)_{max}$, a $(R_w)_{\max 5+}$ oznacza najmniejszą wielokrotność 5 większą od $(R_w)_{max}$. W interpretacji geometrycznej, odcinek o długości $(R_w)_{\max 5+}$, zawierający strukturę liniową utworzoną z punktów odpowiadających miejscom wypływu wody w badaniach laboratoryjnych, podzielony został na 5-centymetrowe odcinki, w których (nie zawsze we wszystkich) znalazły się poszczególne punkty struktury. Stosunek liczby punktów, których wartość R_w znalazła się w danym przedziale, do całkowitej liczby punktów tworzących strukturę liniową (n_w) oznaczał prawdopodobieństwo przyjęcia przez R_w wartości z danego przedziału. Dla określonego w ten sposób rozkładu prawdopodobieństwa zbudowany został model symulacyjny w programie MS Excel, umożliwiający generowanie liczb pseudolosowych odpowiadających odległości R_w. Do budowy modelu wykorzystane zostały m. in. funkcje LOS(), PODAJ.POZYCJĘ, INDEKS. Uwzględniona została konieczność wielokrotnego powtarzania symulacji i zapamiętania uzyskanych wyników.

Uzyskane wyniki symulacji, będące próbami hipotetycznych populacji R_w, miały postać ciągów liczb pseudolosowych, pod wieloma względami podobnych do liczb prawdziwie losowych, lecz tworzonych za pomocą algorytmu. Zastąpienie liczb losowych pseudolosowymi jest koniecznością wynikającą z tego, że operacje wykonywane przez komputer mają charakter deterministyczny. Obecnie zdecydowana większość obliczeń za pomocą metody Monte Carlo wykonywana jest z wykorzystaniem liczb pseudolosowych (Sobol, 2017).

6.4. Wykorzystanie geometrii fraktalnej i symulacji Monte Carlo do wyznaczenia wielkości strefy wypływu wody po awarii wodociągu

W ramach niniejszej pracy zbudowane zostały próby hipotetycznych populacji R_w dla 12 wariantów zbiorów danych laboratoryjnych – 5 wariantów zbiorów danych podzielonych według powierzchni nieszczelności w przewodzie (zbiory $F1 \div F5$ według oznaczeń z rozdziału 6.2.) i 7 wariantów zbiorów danych podzielonych według wysokości ciśnienia hydraulicznego w przewodzie badawczym (zbiory $H1 \div H7$.). Dla każdego wariantu wygenerowano po 10 prób populacji R_w o liczebności 50, 100, 200, 300, … , 900, 1000, 1500, 2000, 3000, 4000, 5000, czyli łącznie 1920 ciągów liczb pseudolosowych, odpowiadających strukturom liniowym zbudowanym z różnej liczby punktów. Dla każdej struktury wyznaczony został wymiar fraktalny D_b wraz z odpowiadającym mu współczynnikiem determinacji R^2, a także wielkości $(R_w)_{max}$ i R_{fr} odpowiednio według zależności (6.2) i (6.3).

6.4.1. Sprawdzenie zgodności rozkładów prawdopodobieństwa prób hipotetycznych populacji

Pierwszym krokiem w analizie wyników symulacji metodą Monte Carlo było sprawdzenie, że rozkład prawdopodobieństwa wygenerowanych liczb tworzących próby hipotetycznej populacji R_w jest zbliżony do rozkładu „wzorcowego”, obliczonego na podstawie wyników badań laboratoryjnych. Tabela 6.3. przedstawia przykładowe porównanie rozkładów prawdopodobieństw liczb pseudolosowych, uzyskanych dla wariantu odpowiadającego wypływowi wody przez nieszczelność o powierzchni 4,71 cm^2 (zbiór *F*2), dla wybranych prób o różnej liczebności.

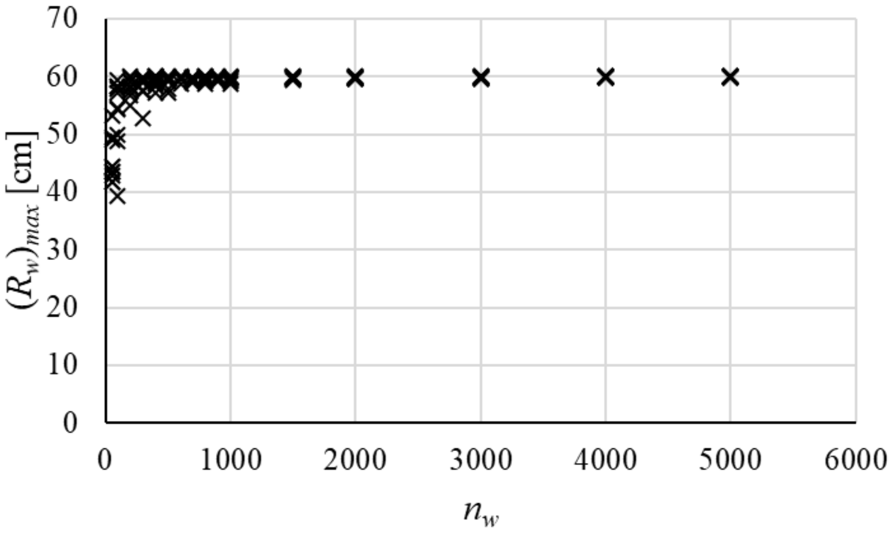
Tab. 6.3. Rozkłady prawdopodobieństwa wartości R_w w wybranych strukturach wygenerowanych dla zbioru danych *F*2

Przedział wartości R_w [cm]	Prawdopodobieństwo „wzorcowe” [%]	Prawdopodobieństwo [%] wystąpienia wygenerowanych wartości R_w w próbach o liczebności					
		50	100	500	1000	3000	5000
⟨0, 5⟩	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
(5, 10⟩	4,44	8,00	8,00	5,00	4,40	4,53	4,18
(10, 15⟩	10,37	12,00	5,00	12,80	9,70	10,43	10,92
(15, 20⟩	11,11	12,00	13,00	9,80	10,20	10,63	10,88
(20, 25⟩	18,52	14,00	19,00	14,80	18,30	18,53	18,66
(25, 30⟩	21,48	22,00	17,00	21,20	20,90	21,30	22,64
(30, 35⟩	18,52	18,00	20,00	18,40	18,70	19,07	17,44
(35, 40⟩	11,11	12,00	15,00	13,60	13,50	11,57	11,08
(40, 45⟩	1,48	0,00	1,00	1,60	1,10	1,23	1,20
(45, 50⟩	0,74	0,00	0,00	0,80	0,60	0,83	0,68
(50, 55⟩	0,74	2,00	1,00	0,60	0,90	0,63	0,82
(55, 60⟩	1,48	0,00	1,00	1,40	1,70	1,23	1,50

Uzyskane rozkłady nie są identyczne, ale bardzo zbliżone do „wzorcowego” – poszczególne wartości różnią się od „wzorcowych” co najwyżej o 5%. Dla wszystkich pozostałych prób we wszystkich wariantach uzyskano analogiczne wyniki do przedstawionych w tabeli 6.3. Zaobserwowano ponadto, że różnice w wartościach prawdopodobieństw wygenerowanych liczb względem „wzorcowych” są nieco większe w próbach o liczności 50-500 – dochodzą do 5%, natomiast w próbach o liczności powyżej 1000 nie przekraczają 3%, przy czym tylko nieliczne są większe niż 1%. Można więc stwierdzić, że rozkłady prawdopodobieństwa wygenerowanych liczb tworzących próby hipotetycznej populacji R_w we wszystkich przypadkach odpowiadają rozkładom „wzorcowym", uzyskanym na podstawie wyników fizycznych symulacji awarii wodociągu podczas badań laboratoryjnych.

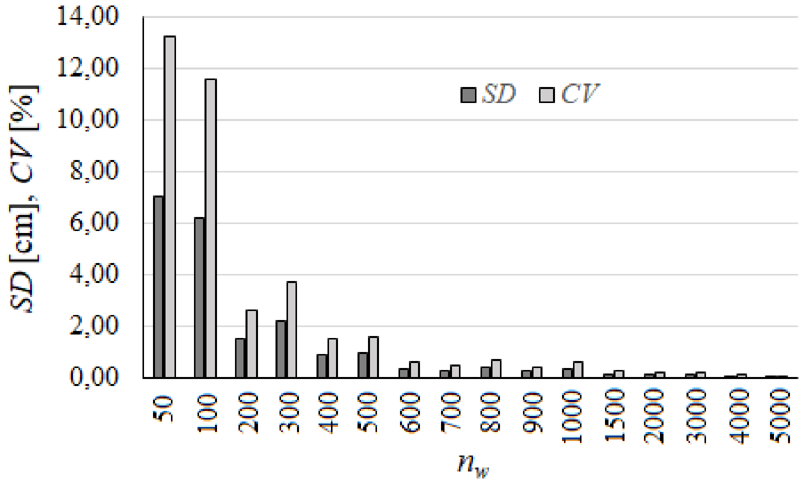
6.4.2. Analiza maksymalnych wartości liczb pseudolosowych wygenerowanych w poszczególnych próbach

W kolejnym etapie analizy wyników symulacji metodą Monte Carlo skoncentrowano się na parametrze $(R_w)_{max}$ jako jednym z trzech parametrów istotnych z punktu widzenia określania zasięgu wypływu wody z uszkodzonego wodociągu (rozdział 6.2.). Na Rys. 6.7. przedstawiono wartości $(R_w)_{max}$ dla wariantu odpowiadającego pod względem rozkładu prawdopodobieństwa wylosowanych wartości R_w wypływowi wody przez nieszczelność o powierzchni 4,71 cm^2 (zbiór danych $F2$). Analizując wykres można zauważyć znacznie większe rozproszenie wyników dla prób mniej licznych w porównaniu z bardziej licznymi – dla 10 wygenerowanych prób hipotetycznej populacji o liczebności 50 empiryczny obszar zmienności (rozstęp) wyniósł 11,37 cm, natomiast dla 10 prób 5000-elementowych – 0,15 cm.



Rys. 6.7. Zależność wygenerowanych wartości $(R_w)_{max}$ od liczebności prób hipotetycznej populacji n_w (dla zbioru danych $F2$)

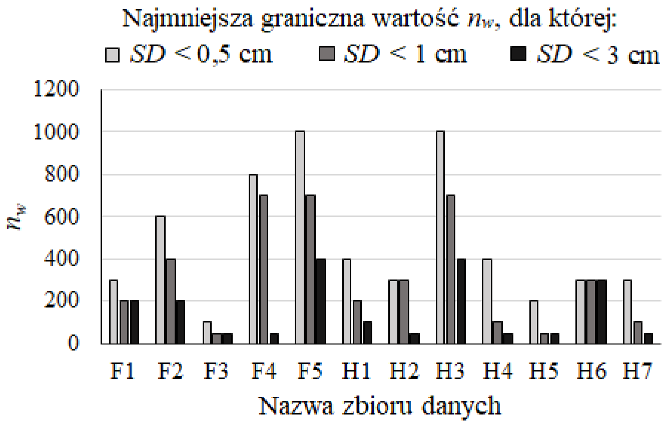
Opisana tendencja ta jest widoczna również na wykresie przedstawiającym zależność odchylenia standardowego SD od liczebności prób n_w (Rys. 6.8.). Dla $n_w = 50$ odchylenie standardowe danych $(R_w)_{max}$ wynosi 7,07 cm, ale już dla $n_w > 300$ nie przekracza 1 cm, a dla $n_w > 3000$ jest mniejsze od 0,1 cm. Stosunek odchylenia standardowego do średniej (współczynnik zmienności CV) przekracza 5% tylko dla $n_w = 50$ i $n_w = 100$, dla pozostałych liczebności zmniejsza się, można więc powiedzieć, że w zdecydowanej większości przypadków wartości $(R_w)_{max}$ są skupione wokół średniej. Jednak ze względu na stosunkowo duże rozproszenie wyników dla $n_w \leq 300$ nie można jednoznacznie określić zależności między $(R_w)_{max}$ a n_w (Rys. 6.7.).



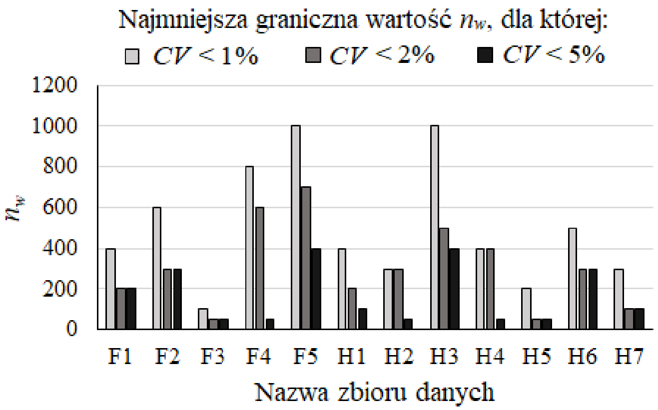
Rys. 6.8. Zależność odchylenia standardowego SD i współczynnika zmienności CV wygenerowanych wartości $(R_w)_{max}$ od liczebności n_w (dla zbioru danych $F2$)

Do przedstawionych na wykresie wartości (Rys. 6.7.) nie udało się dopasować żadnej z analizowanych linii trendu (wykładniczej, liniowej, logarytmicznej, potęgowej). Rozpatrując najmniejszą wartość $(R_w)_{max}$ dla poszczególnych n_w, obserwuje się wzrost wartości $(R_w)_{max}$ ze wzrostem liczebności próby – w stopniu zadowalającym ($R^2 = 0,68$) uzyskano dopasowanie logarytmicznej linii trendu. Bardzo podobną tendencję zaobserwowano dla średnich wartości $(R_w)_{max}$. Natomiast biorąc pod uwagę największe wartości można byłoby przyjąć, że wartość $(R_w)_{max}$ jest stała i nie wpływa na nią liczebność próby.

Podobne wnioski do zaprezentowanych dla wartości $(R_w)_{max}$ wygenerowanych dla zbioru $F2$ nasuwają się podczas analizy tego parametru dla pozostałych zbiorów danych laboratoryjnych. We wszystkich przypadkach empiryczny obszar zmienności $(R_w)_{max}$ dla wartości n_w mniejszych od pewnej wartości (nazwano ją przełomową) jest stosunkowo duży, co sprawia, że nie można jednoznacznie określić charakteru wpływu liczebności prób na wartość analizowanego parametru. Kolejnym etapem badań było więc znalezienie przełomowej wartości n_w poprzez analizę zależności $SD(n_w)$ i $CV(n_w)$ dla wielkości $(R_w)_{max}$ wygenerowanych dla wszystkich zbiorów danych. Za Boguckim (1979) przyjęto, że analizowany parametr charakteryzuje się małą zmiennością, jeśli $CV < 5\%$. Rysunki 6.9. i 6.10. pokazują minimalne wartości n_w, dla których odchylenie standardowe wygenerowanych wartości $(R_w)_{max}$ osiąga wartości mniejsze niż 0,5 cm, 1 cm i 3 cm, a współczynnik zmienności – odpowiadające w przybliżeniu podanym wielkościom odchylenia standardowego wartości mniejsze niż 1%, 2% i 5% w próbach hipotetycznych populacji wygenerowanych dla zbiorów danych $F1 \div F5$ oraz $H1 \div H7$. Najmniejszą liczebnością prób, dla której zarówno odchylenie standardowe nie przekracza 3 cm, jak i współczynnik zmienności nie przekracza 5% dla $(R_w)_{max}$ wygenerowanych w hipotetycznych populacjach odpowiadającym wszystkim zbiorom $F1 \div F5$ oraz $H1 \div H7$, jest $n_w = 400$. Ponadto dla $n_w \geq 400$ w większości przypadków (wszystkich oprócz zbiorów $F4$, $F5$ i $H3$) $SD <$ 1 cm i $CV < 2\%$. Można więc przyjąć, że $n_w = 400$ jest wartością przełomową, zaczynając od której wielkości $(R_w)_{max}$ można uznać za skupione wokół średniej.



Rys. 6.9. Minimalne wartości n_w, dla których odchylenie standardowe wygenerowanego $(R_w)_{max}$ nie przekracza 0,5 cm, 1,0 cm i 3,0 cm



Rys. 6.10. Minimalne wartości n_w, dla których współczynnik zmienności wygenerowanego $(R_w)_{max}$ nie przekracza 1%, 2% i 5%

W tabeli 6.4. zestawiono średnie wartości $(R_w)_{max}$ dla $n_w = 400$ i $n_w \geq 400$. Do porównań wykorzystano moduł różnicy między średnią $(R_w)_{max}$ dla $n_w = 400$ a średnią dla $n_w \geq 400$ odniesiony do średniej dla $n_w \geq 400$. Wartości wyznaczonej w ten sposób względnej różnicy były bardzo małe – największa wartość uzyskana dla populacji odpowiadającej zbiorowi danych *F*5 nieznacznie przekroczyła 2%, w dwóch przypadkach (*H*3 i *H*6) przekroczyła 1%, a w pozostałych była mniejsza niż 1%. Można więc przyjąć, że $n_w = 400$ jest wystarczającą liczebnością populacji, by wyznaczyć wartość $(R_w)_{max}$.

Tab. 6.4. Średnie wartości $(R_w)_{max}$ obliczone dla $n_w = 400$ i $n_w \geq 400$.

Zbiór danych	Średnia $(R_w)_{max}$ [cm] dla		Względna różnica [%]
	$n_w = 400$	$n_w \geq 400$	
*F*1	44,69	44,79	0,23
*F*2	59,23	59,68	0,76
*F*3	49,88	49,95	0,13
*F*4	54,17	54,49	0,59
*F*5	57,68	58,91	2,10
*H*1	49,60	49,85	0,50
*H*2	49,57	49,84	0,54
*H*3	58,27	59,39	1,89
*H*4	49,41	49,82	0,81
*H*5	44,93	44,97	0,07
*H*6	59,04	59,71	1,11
*H*7	54,64	54,87	0,42

6.4.3. Wymiar fraktalny hipotetycznych struktur liniowych

Wykorzystując próby hipotetycznych populacji wartości R_w, wygenerowane z wykorzystaniem metody Monte Carlo z zachowaniem prawdopodobieństwa obliczonego dla danych laboratoryjnych zebranych w zbiorach *F*1, …, *F*5 oraz *H*1, … , *H*7, zbudowano struktury liniowe (nazwano je hipotetycznymi), przy czym liczba punktów tworzących daną strukturę była równa liczebności odpowiadającej jej próby hipotetycznej populacji, a położenie określały wygenerowane wartości R_w. Zgodnie z opisem przedstawionym na początku rozdziału 6.4. utworzono w ten sposób hipotetyczne struktury dla 192 wariantów (kombinacja 16 różnych liczebności prób i 12 zbiorów danych laboratoryjnych potrzebnych do utworzenia „wzorca” rozkładu prawdopodobieństwa). Ponieważ każdy wariant został powtórzony 10-krotnie, łącznie utworzono 1920 hipotetycznych struktur liniowych. Dla każdej z nich wyznaczony został wymiar fraktalny (pudełkowy) D_b. Średnie arytmetyczne D_b dla struktur zbudowanych w tych samych warunkach (dla jednakowego prawdopodobieństwa i liczebności prób) zestawione zostały w tabeli 6.5.

Tab. 6.5. Średnie wartości wymiaru pudełkowego dla hipotetycznych struktur liniowych

n_w	D_b dla struktur liniowych odpowiadającym zbiorom danych:											
	*F*1	*F*2	*F*3	*F*4	*F*5	*H*1	*H*2	*H*3	*H*4	*H*5	*H*6	*H*7
50	0,73	0,71	0,71	0,74	0,65	0,70	0,71	0,70	0,71	0,81	0,69	0,68
100	0,83	0,78	0,83	0,84	0,75	0,82	0,82	0,80	0,81	0,90	0,82	0,83
200	0,88	0,83	0,91	0,91	0,85	0,86	0,87	0,84	0,87	0,93	0,84	0,90
300	0,91	0,84	0,93	0,94	0,87	0,87	0,89	0,89	0,89	0,94	0,86	0,91
400	0,94	0,85	0,94	0,95	0,88	0,88	0,90	0,91	0,89	0,94	0,87	0,92
500	0,95	0,88	0,94	0,96	0,91	0,89	0,91	0,92	0,89	0,94	0,88	0,92
600	0,96	0,90	0,94	0,95	0,91	0,89	0,90	0,93	0,90	0,94	0,88	0,92
700	0,97	0,90	0,94	0,97	0,92	0,89	0,91	0,94	0,90	0,94	0,89	0,92
800	0,97	0,91	0,94	0,97	0,92	0,89	0,91	0,94	0,90	0,94	0,88	0,92
900	0,96	0,91	0,95	0,97	0,92	0,90	0,91	0,95	0,90	0,94	0,88	0,92
1000	0,97	0,91	0,95	0,98	0,93	0,90	0,91	0,96	0,90	0,94	0,88	0,92
1500	0,97	0,92	0,95	0,98	0,95	0,90	0,91	0,97	0,90	0,94	0,89	0,92
2000	0,97	0,93	0,94	0,98	0,96	0,90	0,91	0,97	0,90	0,94	0,89	0,92
3000	0,97	0,93	0,94	0,98	0,96	0,90	0,91	0,97	0,90	0,94	0,89	0,92
4000	0,97	0,93	0,94	0,98	0,97	0,90	0,91	0,97	0,90	0,94	0,89	0,92
5000	0,97	0,93	0,94	0,98	0,97	0,90	0,91	0,97	0,90	0,94	0,89	0,92

Jedyną grupą struktur, których wymiar pudełkowy nie przekracza 0,9 dla żadnej liczebności tworzących ją punktów, są struktury odpowiadające zbiorowi danych *H*6. Z kolei jedyną grupą struktur z D_b zawsze większym od 0,8 jest grupa odpowiadająca H5. Dla wszystkich grup struktur wygenerowanych z tym samym prawdopodobieństwem widać tendencję wzrostową zależności wymiaru D_b od liczebności n_w, przy czym dla mniejszych liczebności przyrost D_b jest większy, a dla większych liczebności wartości wymiaru utrzymują się na stałym poziomie. Wyjątkiem jest grupa struktur odpowiadająca *F*4 – wymiar pudełkowy ma największą wartość dla struktur utworzonych kolejno z 900, 1000 i 1500 punktów. Na uwagę zasługują również grupy odpowiadające *H*5 i *F*5. W grupie struktur odpowiadających zbiorowi danych *H*5 przy dużych liczebnościach prób D_b wciąż rośnie. Jest to równocześnie grupa struktur, dla której zaobserwowano największą różnicę między wartościami wymiaru dla $n_w = 50$ i $n_w = 5000$. Z kolei w drugiej z wymienionych grup wspomniana różnica jest najmniejsza, a ponadto wartość D_b stabilizuje się już zaczynajac od $n_w = 300$.

Wzrost wartości D_b ze wzrostem n_w wynika z budowy struktury liniowej. Im większa jest liczba punktów tworzących hipotetyczną strukturę (czyli im większa liczebność prób hipotetycznej populacji), tym bardziej odcinek $\langle 0, (R_w)_{max} \rangle$ będzie wypełniony, co z kolei przekłada się na większą wartość D_b. Można więc przypuszczać, że dla bardzo dużych liczebności prób będzie zachodzić zależność:

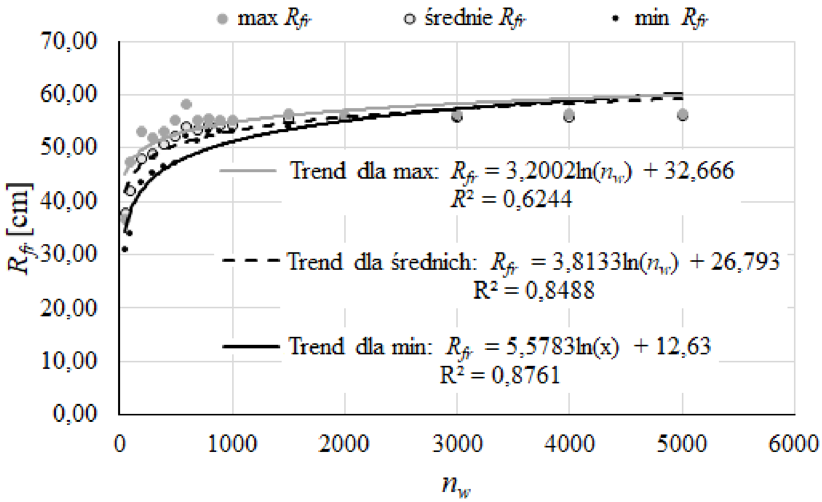
$$\lim_{n_w \to \infty} D_b(n_w) = 1 \tag{6.4}$$

Spośród analizowanych hipotetycznych struktur wymiar pudełkowy najbliższy 1 miały struktury zbudowane z 5000 punktów, odpowiadające pod względem prawdopodobieństwa położenia punktów zbiorom *F*1, *F*5 i *H*3.

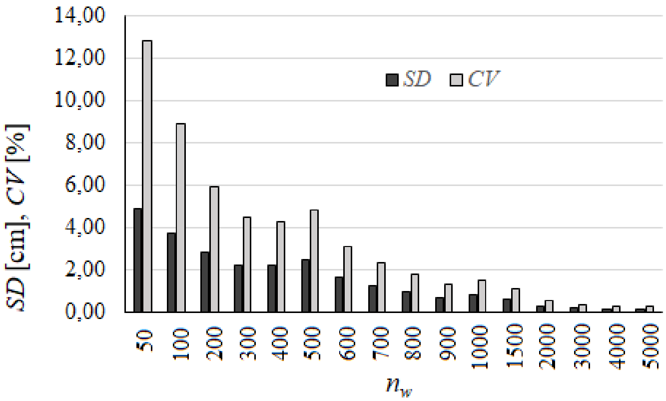
6.4.4. Analiza parametru R_{fr} charakteryzującego hipotetyczne struktury liniowe

Kolejnym analizowanym parametrem była długość R_{fr} części całkowicie wypełniającej odcinek $\langle 0, (R_w)_{max} \rangle$, obliczona z zależności (6.3) dla każdej hipotetycznej struktury wygenerowanej za pomocą metody Monte Carlo. Dla 10 struktur powstałych dzięki powtarzaniu losowania w tych samych warunkach wyznaczone zostały wartości ekstremalne oraz średnia wartość R_{fr} obliczona dwoma sposobami: jako średnia arytmetyczna wartości R_{fr} uzyskanych w kolejnych powtórzeniach oraz analogicznie do zależności (6.3) jako iloczyn średniej arytmetycznej D_b i średniej arytmetycznej $(R_w)_{max}$ dla 10 powtórzeń. Ponieważ różnica między średnimi uzyskanymi tymi sposobami była bardzo mała (nie przekraczała 10^{-1} dla struktur 50-punktowych i 10^{-4} dla struktur 5000-punktowych), do analiz przyjęto tylko średnie arytmetyczne R_{fr} otrzymane w kolejnych powtórzeniach (I sposób).

Uzyskane wyniki obliczeń skrajnych i średnich wartości R_{fr}, uzyskane dla grupy hipotetycznych struktur odpowiadających pod względem rozkładu prawdopodobieństwa położenia tworzących je punktów (wylosowanych wartości R_w) zbiorowi danych $F2$, przedstawia Rys. 6.11. W porównaniu z wartościami $(R_w)_{max}$ analizowanymi w rozdziale 6.4.2., dla danych R_{fr} można zaobserwować wyraźną tendencję rosnącą zarówno analizując wartości skrajne, jak i średnie, przy czym dopasowanie logarytmicznej linii trendu (dającej najlepsze dopasowanie spośród analizowanych linii) dla minimalnych i średnich R_{fr} jest dobre ($R^2 > 0,8$), a dla maksymalnych zadowalające ($R^2 > 0,6$). Podobnie jak w przypadku $(R_w)_{max}$, powyżej pewnej wielkości n_w znacznie zmniejsza się rozstęp wartości R_{fr} oraz zmniejsza się przyrost R_{fr} ze wzrostem n_w. Aby oszacować wartość takiej granicznej liczebności punktów hipotetycznej populacji, przeanalizowano wpływ n_w na odchylenie standardowe i współczynnik zmienności wartości R_{fr} wyznaczonych dla hipotetycznych struktur liniowych odpowiadających zbiorowi danych $F2$ (Rys. 6.12.).



Rys. 6.11. Zależność skrajnych i średnich wartości R_{fr} od liczebności n_w punktów tworzących hipotetyczne struktury liniowe (dla zbioru danych $F2$)



Rys. 6.12. Zależność odchylenia standardowego *SD* i współczynnika zmienności *CV* wartości R_{fr} (zbiór danych *F*2) od liczebności n_w

Dla $n_w = 50$ odchylenie standardowe danych R_{fr} jest największe i wynosi 4,87 cm, następnie dla kolejnych coraz większych n_w stopniowo maleje. Wyjątkami są $n_w = 500$ i $n_w = 1000$, dla których *SD* nieznacznie wzrasta, nie zaburzając jednak ogólnej tendencji malejącej. Dla $n_w > 100$ odchylenie standardowe nie przekracza 3 cm, dla $n_w > 500$ jest mniejsze od 2 cm, a zaczynając od $n_w = 800$ nie przekracza 1 cm. Podobną tendencją malejącą charakteryzuje się zależność $CV(n_w)$. Współczynnik zmienności przekracza 5% tylko dla trzech początkowych liczebności punktów tworzących hipotetyczne struktury, a zaczynając od $n_w = 800$ jest mniejszy od 2%. Można więc uznać, że wartości R_{fr} w zdecydowanej większości przypadków są skupione wokół średniej, a dla $n_w \geq 800$ skupienie to jest bardzo dobre.

Podczas analizy wartości R_{fr} wyznaczonych dla większości grup pozostałych hipotetycznych populacji, nasuwają się wnioski podobne do zaprezentowanych dla populacji odpowiadających pod względem rozkładu prawdopodobieństwa zbiorowi danych *F*2. Zależność $R_{fr}(n_w)$ zazwyczaj wykazuje tendencję rosnącą z logarytmiczną linią trendu, zarówno podczas analizy skrajnych, jak i średnich wartości R_{fr} spośród 10 uzyskanych w powtórzeniach poszczególnych wariantów losowania danych R_w (Tab. 6.6.). Wyjątkiem jest grupa struktur odpowiadających zbiorowi danych *H*5, dla której nie udało się uzyskać dopasowania krzywej dla średnich i minimalnych danych R_{fr} ($R^2 < 0,5$), oraz grupa odpowiadająca zbiorowi *H*1 z brakiem dopasowania linii trendu dla danych maksymalnych. W pozostałych przypadkach dopasowanie zostało osiągnięte, ale różna jest jego jakość – od słabej dla grupy struktur odpowiadających zbiorowi *H*5 do co najmniej dobrej dla grupy odpowiadającej zbiorowi $F5$. W każdym przypadku najsłabsze dopasowanie danych do linii trendu uzyskiwano rozpatrując maksymalne wartości R_{fr}, a najlepsze dla danych minimalnych.

Tab. 6.6. Wartości współczynnika determinacji R^2 dla logarytmicznych linii trendu zależności $R_{fr}(n_w)$

Zbiór danych	R^2 dla linii trendu $R_{fr}(n_w)$		
	min R_{fr}	średnie R_{fr}	max R_{fr}
$F1$	0,7742	0,7288	0,6990
$F2$	0,8761	0,8488	0,6244
$F3$	0,6592	0,5595	0,5118
$F4$	0,7971	0,7311	0,7971
$F5$	0,9221	0,8976	0,8693
$H1$	0,7081	0,6144	0,4766
$H2$	0,6850	0,6553	0,5352
$H3$	0,8214	0,8202	0,7853
$H4$	0,6175	0,5844	0,5155
$H5$	0,5803	0,4925	0,3903
$H6$	0,7630	0,6932	0,5983
$H7$	0,5659	0,5337	0,5381

Średnie wartości parametru R_{fr} z 10 wygenerowanych prób dla wszystkich hipotetycznych struktur liniowych zestawiono w Tab. 6.7. Najmniejszą średnią wartością R_{fr} dla $50 \leq n_w \leq 500$ charakteryzowały się struktury odpowiadające zbiorowi $F1$, a dla $n_w \geq 600$ – struktury odpowiadające $H5$. Z kolei największa średnia wartość R_{fr} została osiągnięta dla struktury odpowiadającej $H6$ przy liczebności $n_w = 50$, dla struktur odpowiadających $H7$ przy liczebności $n_w = 100$ i $n_w = 200$ oraz dla struktur odpowiadających $H3$ przy $n_w \geq 300$.

Podobnie jak w przypadku struktur odpowiadających zbiorowi danych $F2$, także dla wszystkich pozostałych grup struktur, rozstęp wartości R_{fr} jest większy dla struktur składających się z mniejszej liczby punktów, natomiast dla większych n_w wyraźnie maleje dążąc do zera. Stwierdzenie to można przedstawić w postaci matematycznej zależności jako:

$$\lim_{n_w \to \infty} \left(\max_{1 \leq i \leq 10} \left\{ \left(R_{fr}(n_w) \right)_i \middle| i \in \mathbb{N} \right\} - \min_{1 \leq i \leq 10} \left\{ \left(R_{fr}(n_w) \right)_i \middle| i \in \mathbb{N} \right\} \right) = 0 \tag{6.5}$$

Tab. 6.7. Średnie wartości parametru R_{fr} dla hipotetycznych struktur liniowych

n_w	R_{fr} [cm] dla struktur liniowych odpowiadającym zbiorom danych:											
	*F*1	*F*2	*F*3	*F*4	*F*5	*H*1	*H*2	*H*3	*H*4	*H*5	*H*6	*H*7
50	30,18	37,89	34,88	35,91	34,33	32,61	33,80	35,00	32,90	36,13	38,35	35,71
100	34,05	41,92	41,25	42,93	39,87	39,78	39,41	42,78	39,43	40,18	44,89	45,24
200	38,34	48,07	45,55	48,54	45,99	42,51	42,09	47,76	42,95	41,87	48,70	48,67
300	40,55	48,91	46,63	50,66	48,26	43,12	44,14	52,36	43,84	42,28	50,84	49,75
400	42,20	50,64	46,67	51,60	50,60	43,81	44,77	53,07	43,93	42,35	51,21	50,32
500	42,35	52,07	46,78	51,76	52,10	44,27	45,03	54,86	44,33	42,36	52,31	50,44
600	43,19	53,89	46,93	51,34	52,96	44,24	44,99	54,47	44,57	42,39	52,25	50,54
700	43,34	53,37	46,98	52,57	54,37	44,31	45,18	56,01	44,58	42,36	52,86	50,50
800	43,29	54,20	47,07	53,17	53,72	44,46	45,23	55,83	44,71	42,38	52,57	50,53
900	43,06	54,35	47,19	52,91	53,86	44,71	45,40	55,91	44,65	42,37	52,16	50,62
1000	43,38	54,37	47,23	53,48	54,75	44,65	45,38	57,03	44,75	42,37	52,87	50,66
1500	43,50	55,34	47,25	53,43	55,79	44,77	45,49	57,76	44,68	42,39	52,95	50,60
2000	43,73	55,67	47,15	53,66	56,81	44,79	45,54	57,65	44,75	42,40	53,14	50,67
3000	43,67	55,85	47,16	53,82	57,48	44,80	45,56	58,15	44,78	42,41	53,14	50,68
4000	43,66	55,88	47,12	53,95	57,60	44,81	45,53	58,13	44,80	42,40	53,15	50,71
5000	43,64	55,93	47,13	53,94	58,00	44,82	45,56	58,19	44,82	42,41	53,18	50,71

Równocześnie ze wzrostem liczebności punktów tworzących strukturę, obserwuje się znaczne zmniejszenie przyrostu wartości R_{fr} ze wzrostem n_w. Zaczynając od pewnej granicznej wartości n_w (oznaczono ją jako $n_{w\,gr}$) można przyjąć, że nie tylko rozstęp przyjmuje bardzo małą wartość, ale również R_{fr} utrzymuje się niemal na stałym poziomie (dla zbioru danych *F*2 – Rys. 6.11). Pozwala to zapisać zależność (6.5) w przybliżonej postaci:

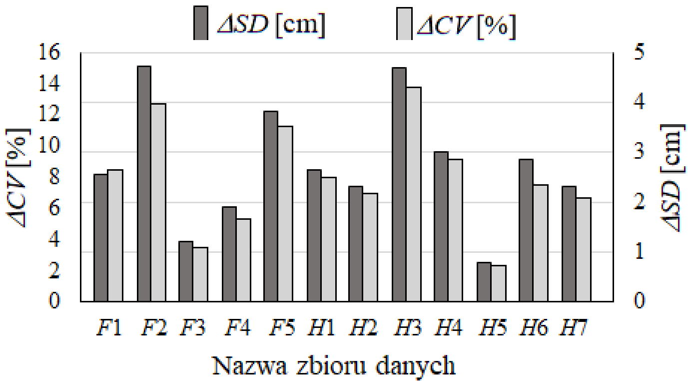
$$\begin{aligned} \forall\, n_w \geq n_{w\,gr} \quad & \max_{1\leq i\leq 10} \left\{ \left(R_{fr}(n_w) \right)_i \middle| i \in \mathbb{N} \right\} \approx \\ & \approx \min_{1\leq i\leq 10} \left\{ \left(R_{fr}(n_w) \right)_i \middle| i \in \mathbb{N} \right\} \approx \; const \end{aligned} \tag{6.6}$$

Znalezienie wartości $n_{w\,gr}$ pozwoliłoby wskazać wystarczającą liczbę punktów do zbudowania struktury liniowej, która może stanowić podstawę wyznaczenia strefy wypływu wody na powierzchnię terenu po awarii podziemnego wodociągu.

Zasięg wypływu wody na powierzchnię terenu po awarii podziemnego wodociągu, wyznaczony w oparciu o badania laboratoryjne i metodę Monte Carlo, odpowiada maksymalnej odległości miejsca wypływu od nieszczelności w przewodzie $((R_w)_{max})$, uzyskanej dla danej próby hipotetycznej populacji odległości R_w. Przyjęcie promienia strefy wypływu wody na powierzchnię równego zasięgowi wypływu wydaje się najprostszym rozwiązaniem, jednak należy pamiętać, że zbyt duża strefa z ograniczonymi możliwościami inwestycyjnymi może stanowić uciążliwość niekoniecznie przekładającą się na bezpieczeństwo ludzi i mienia. Właściwszym rozwiązaniem wydaje się przyjęcie jako promienia strefy wypływu parametru R_{fr} według zależności (6.3), mniejszego niż $(R_w)_{max}$, jednak na tyle dużego, że odcinek $\langle 0, R_{fr} \rangle$ pokrywa większość punktów tworzących daną strukturę liniową. Ze względu na wykazaną zależność R_{fr} od liczebności n_w punktów tworzących strukturę, należy znaleźć wartość granicznej liczebności $n_{w\,gr}$ spełniającej zależność (6.6), pozwalającej zbudować miarodajną strukturę liniową o R_{fr} odpowiadającym promieniowi strefy wypływu wody na powierzchnię terenu po ewentualnym rozszczelnieniu przewodu wodociądowego.

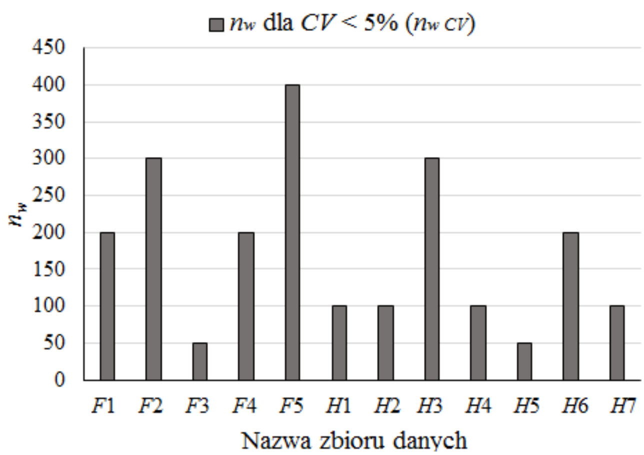
6.4.5. Określenie promienia strefy wypływu wody na powierzchnię terenu po rozszczelnieniu podziemnego wodociągu

Zgodnie z wnioskami przedstawionymi w rozdziale 6.4.4., do wyznaczenia długości promienia strefy wypływu wody na powierzchnię terenu po awarii podziemnego wodociągu konieczne jest znalezienie wartości $n_{w\,gr}$. Należy więc wyznaczyć dla każdej z grup struktur taką liczebność punktów (równą liczebności wygenerowanych prób hipotetycznej populacji), dla których równocześnie spełnione są 2 warunki określone zależnością (6.6): wyznaczone dla danej struktury wartości R_{fr} są skupione wokół średniej i przyrost średniej wartości R_{fr} ze wzrostem liczebności punktów odpowiadających próbie hipotetycznej populacji jest nieistotny statystycznie. Aby spełnić pierwszy warunek, przeanalizowano, jak ze wzrostem n_w zmienia się odchylenie standardowe *SD* i współczynnik zmienności *CV* dla R_{fr} obliczonego dla każdej z 12 grup hipotetycznych struktur odpowiadających różnym zbiorom danych laboratoryjnych. Dla wszystkich grup stwierdzono malejącą tendencję zależności zarówno $SD(n_w)$, jak i $CV(n_w)$, przy czym różnice ΔSD i ΔCV między skrajnymi wartościami tych statystyk (największymi dla n_w = 50 a najmniejszymi dla n_w = 5000) są różne dla poszczególnych grup struktur – od 0,80 cm do 4,70 cm w przypadku odchylenia standardowego i od 2,22% do 13,80% w przypadku współczynnika zmienności (Rys. 6.13).



Rys. 6.13. Różnice między największymi (dla $n_w = 50$) a najmniejszymi (dla $n_w = 5000$) wartościami *SD* i *CV* dla grup teoretycznych struktur liniowych

Biorąc pod uwagę, że dla $CV \leq 5\%$ można uznać zmienność badanego parametru za małą (Bogucki, 1979), na Rys. 6.14. przedstawiono minimalne wartości n_w (oznaczono je $n_{w\,CV}$), dla których współczynnik zmienności parametru R_{fr} nie przekracza 5%. Wartości te spełniają pierwszy z warunków charakteryzujących $n_{w\,gr}$. Największa liczebność $n_{w\ CV} = 400$ uzyskana została dla grupy struktur odpowiadającej zbiorowi F5. Najmniejszą liczebnością $n_{w\,CV} = 50$ charakteryzują się dwie grupy struktur, odpowiadające zbiorom F3 i H5.



Rys. 6.14. Minimalne wartości n_w, dla których współczynnik zmienności parametru R_{fr} wyznaczonego dla hipotetycznych struktur nie przekracza 5%

By określić wartości $n_{w\,gr}$, należy jeszcze sprawdzić drugi warunek – zaczynając od jakich liczebności (oznaczono je $n_{w\Delta}$) istotnie zmniejsza się przyrost średniej wartości R_{fr} ze wzrostem liczebności punktów odpowiadających próbie hipotetycznej populacji. Ta część badań podzielona została na 2 części: najpierw wytypowano wartości $n_{w\Delta}$, a następnie dokonano ich oceny statystycznej. Do wytypowania wartości $n_{w\Delta}$ posłużono się jednostkowymi przyrostami $r_{fr\,i}$ według zależności (6.7) oraz różnicami jednostkowych przyrostów $\Delta r_{fr\,i}$ według zależności (6.8):

$$r_{fr\,i} = \frac{R_{fr\,i+1} - R_{fr\,i}}{n_{w\,i+1} - n_{w\,i}} \tag{6.7}$$

$$\Delta r_{fr\,i} = \left| r_{fr\,i} - r_{fr\,i+1} \right| \tag{6.8}$$

gdzie: $R_{fr\,i}$ i $R_{fr\,i+1}$ – wartości R_{fr} odpowiadające kolejnym liczebnościom $n_{w\,i}$ i $n_{w\,i+1}$ z 16-elementowego zbioru$\{$50, 100, 200, 300, … , 900, 1000, 1500, 2000, 3000, 4000, 5000$\}$, $i \in \{1, \ldots, 15\}$.

Zaobserwowano, że jednostkowe przyrosty $r_{fr\,i}$ maleją ze wzrostem wartości $n_{w\,i}$. Nieliczne przypadki (27 ze 180), dla których $r_{fr\,i} < r_{fr\,i+1}$ nie zakłócają ogólnego trendu malejącego. Aby wytypować $n_{w\Delta}$ założono, że przy zwiększeniu liczebności punktów o 100 wartość R_{fr} może wzrosnąć co najwyżej o 1 cm, dlatego jednostkowe przyrosty i ich różnice obliczane były kolejno zaczynając od $n_{w\,i} = 50$, następnie $n_{w\,i} = 100$ itd. aż do momentu uzyskania wartości $\Delta r_{fr\,i} \leq 10^{-2}$ cm. Najmniejsza wartość $n_{w\,i}$, dla której spełniona była zależność $\Delta r_{fr\,i} \leq 10^{-2}$ cm, traktowana była jako potencjalna wartość $n_{w\Delta}$ i oznaczona $n_{w\Delta}$'. Wstępnie wytypowane w ten sposób wartości $n_{w\Delta}$' poddane zostały ocenie statystycznej. W tym celu zweryfikowano hipotezę, że zaczynając od $n_{w\,i} = n_{w\Delta}$' przyrost jednostkowy $r_{fr\,i}$ jest równy 0, wobec hipotezy alternatywnej, że przyrost ten jest różny od 0.

Do weryfikacji powyższej hipotezy wykorzystana została statystyka t_{stat} postaci (Krysicki i in., 1999):

$$t_{stat} = \frac{\overline{r_{fr}} - \mu_0}{SD} \cdot \sqrt{N_r - 1} \tag{6.9}$$

gdzie: $\overline{r_{fr}}$ – średni przyrost jednostkowy dla analizowanego zakresu liczebności punktów (od $n_{w\Delta}$' do 5000) danej grupy struktur, μ_0 – oczekiwana wartość przyrostu jednostkowego ($\mu_0 = 0$), SD i N_r – odpowiednio odchylenie standardowe [cm] i liczba przyrostów jednostkowych $r_{fr\,i}$ dla analizowanego zakresu liczebności.

Weryfikacja hipotezy na przyjętym poziomie istotności α = 0,05 polegała na sprawdzeniu, czy statystyka t_{stat} należy do przedziału krytycznego (Krysicki i in., 1999):

$$KR = (-\infty, -t_{kr}\rangle \cup \langle t_{kr}, +\infty) \tag{6.10}$$

gdzie: t_{kr} – jest kwantylem rzędu $1 - \frac{1}{2} \cdot \alpha$ rozkładu *t*-Studenta przy N_r – 1 stopniach swobody.

Jeżeli $t_{stat} \notin KR$, to nie ma podstaw do odrzucenia weryfikowanej hipotezy na poziomie istotności α = 0,05.

W pierwszej kolejności przyrosty $r_{fr\,i}$ zostały wyznaczone zaczynając od $n_{w\,i} = n_{w\,\Delta}$'. Jeśli warunek $t_{stat} \notin KR$ nie został spełniony, trzeba było powtórzyć weryfikację dla kolejnej liczebności $n_{w\,i+1} > n_{w\,\Delta}$' aż do momentu spełnienia warunku $t_{stat} \notin KR$. Najmniejsza liczebność $n_{w\,j} \geq n_{w\,\Delta}$', dla której warunek ten jest spełniony, jest wartością $n_{w\,\Delta}$. Końcowe wyniki szacowania $n_{w\,\Delta}$ łącznie z oceną statystyczną zestawiono w tabeli 6.8. W niemal wszystkich przypadkach warunek $t_{stat} \notin KR$ został spełniony już dla $n_{w\,i} = n_{w\,\Delta}$' i można było przyjąć $n_{w\,\Delta} = n_{w\,\Delta}$'. Wyjątek stanowią 2 grupy struktur – odpowiadające zbiorom *F*2 i *F*5, dla których konieczne okazało się powtórzenie obliczeń dla $n_{w\,i+1}$.

Tab. 6.8. Wyniki weryfikacji hipotezy $r_{fr} = 0$ wobec hipotezy alternatywnej $r_{fr} \neq 0$ dla poszczególnych grup hipotetycznych struktur liniowych

Zbiór danych	$n_{w\,\Delta}$'	$n_{w\,\Delta}$	$\overline{r_{fr}}$	*SD*	t_{stat}	*KR*
*F*1	200	200	0,004	0,007	1,847	$(-\infty, -2{,}179\rangle \cup \langle 2{,}179, +\infty)$
*F*2	200	300	0,005	0,008	2,046	$(-\infty, -2{,}201\rangle \cup \langle 2{,}201, +\infty)$
*F*3	400	400	0,000	0,000	2,079	$(-\infty, -2{,}228\rangle \cup \langle 2{,}228, +\infty)$
*F*4	300	300	0,002	0,005	1,625	$(-\infty, -2{,}201\rangle \cup \langle 2{,}201, +\infty)$
*F*5	300	400	0,004	0,007	2,050	$(-\infty, -2{,}228\rangle \cup \langle 2{,}228, +\infty)$
*H*1	200	200	0,001	0,002	1,933	$(-\infty, -2{,}179\rangle \cup \langle 2{,}179, +\infty)$
*H*2	100	100	0,004	0,008	1,823	$(-\infty, -2{,}160\rangle \cup \langle 2{,}160, +\infty)$
*H*3	300	300	0,005	0,008	2,008	$(-\infty, -2{,}201\rangle \cup \langle 2{,}201, +\infty)$
*H*4	200	200	0,001	0,003	1,866	$(-\infty, -2{,}179\rangle \cup \langle 2{,}179, +\infty)$
*H*5	200	200	0,000	0,001	1,176	$(-\infty, -2{,}179\rangle \cup \langle 2{,}179, +\infty)$
*H*6	300	300	0,002	0,004	1,322	$(-\infty, -2{,}201\rangle \cup \langle 2{,}201, +\infty)$
*H*7	200	200	0,002	0,003	1,673	$(-\infty, -2{,}179\rangle \cup \langle 2{,}179, +\infty)$

Wyznaczone wartości $n_{w\Delta}$ mieszczą się w zakresie od 100 do 400. Najmniejszą wartością charakteryzuje się struktura odpowiadająca zbiorowi danych $H2$, natomiast największą charakteryzują się dwie struktury – odpowiadające zbiorom danych $F3$ i $F5$.

Dla wszystkich przedstawionych w tabeli 6.8 wartości $n_{w\Delta}$ spełniony został warunek $t_{stat} \notin KR$, nie ma więc podstaw do odrzucenia weryfikowanej hipotezy $r_{fr} = 0$ na poziomie istotności $\alpha = 0{,}05$. Można wobec tego przyjąć, że zaczynając od $n_w = n_{w\Delta}$ przyrosty wartości R_{fr} ze wzrostem n_w są nieistotne statystycznie. Oznacza to, że $n_{w\Delta}$ jest liczebnością spełniającą drugi warunek określony zależnością (6.6) dla liczebności granicznej $n_{w\,gr}$. Ponieważ liczebność $n_{w\,gr}$ musi spełniać równocześnie obydwa warunki wynikające z zależności (6.6), więc jej wartość jest równa:

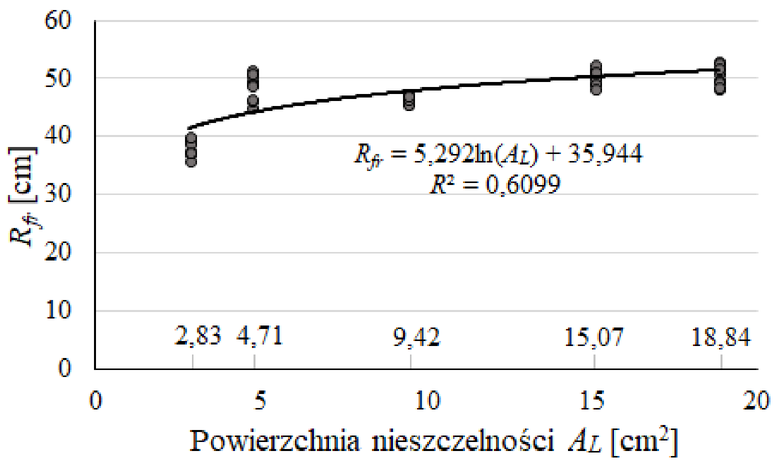
$$n_{w\,gr} = max\,\{n_{w\,CV}, n_{w\,\Delta}\} \tag{6.11}$$

Uzyskane w ten sposób dla poszczególnych struktur liczebności $n_{w\,gr}$ oraz odpowiadające im średnie wartości R_{fr} (oznaczone jako R_{fr-gr}) zestawiono w tabeli 6.9. Ponieważ dla wszystkich zbiorów danych liczebność $n_{w\,CV}$ niewiększa od liczebności $n_{w\Delta}$, więc można przyjąć, że $n_{w\,gr} = n_{w\Delta}$.

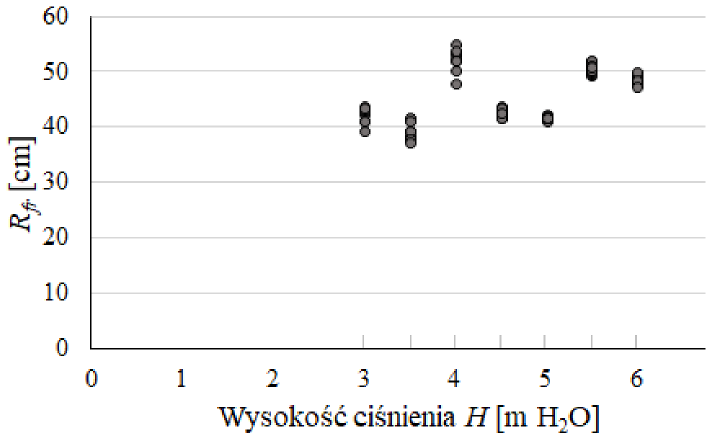
Tab. 6.9. Charakterystyczne liczebności $n_{w\,CV}$, $n_{w\Delta}$ i $n_{w\,gr}$ oraz średnie wartości R_{fr} struktur o liczebności $n_{w\,gr}$ (oznaczone jako R_{fr-gr})

Zbiór danych	$n_{w\,CV}$	$n_{w\Delta}$	$n_{w\,gr}$	R_{fr-gr} [cm]
$F1$	200	200	200	38,34
$F2$	300	300	300	48,91
$F3$	50	400	400	46,67
$F4$	200	300	300	50,66
$F5$	400	400	400	50,60
$H1$	100	200	200	42,51
$H2$	100	100	100	39,41
$H3$	300	300	300	52,36
$H4$	100	200	200	42,95
$H5$	50	200	200	41,87
$H6$	200	300	300	50,84
$H7$	100	200	200	48,67

Analizując teoretyczne struktury liniowe pod kątem ich przydatności do wyznaczenia strefy wypływu wody na powierzchnię terenu po awarii wodociągu, wystarczy ograniczyć się do struktur miarodajnych, czyli struktur zbudowanych z $n_{w\,gr}$ punktów. Analizując średnie wartości R_{fr} struktur miarodajnych, przedstawione w tabeli 6.9., można zauważyć tendencję rosnącą w grupie struktur odpowiadających zbiorom $F1$, …, $F5$, czyli danym podzielonym według powierzchni nieszczelności (od 2,83 do 18,84 cm^2) w ulegającym awarii przewodzie. Tendencja ta jest potwierdzona na wykresie (Rys. 6.15.) uwzględniającym wartości R_{fr} dla wszystkich analizowanych struktur miarodajnych odpowiadających zbiorom $F1$, …, $F5$, utworzonych po 10 powtórzeniach losowania metodą Monte Carlo w tych samych warunkach. Analiza regresji wykazała, że wraz ze wzrostem powierzchni wycieku wzrasta wartość R_{fr}, lecz nie jest to silna zależność. Spośród badanych linii trendu logarytmiczna i potęgowa dają dopasowanie na granicy słabego i zadowalającego ($R^2 = 0,61$) i jest to najlepsze dopasowanie spośród badanych trendów (dla trendu wykładniczego i liniowego $R^2 = 0,5$). Dla wartości R_{fr} struktur miarodajnych odpowiadających zbiorom $H1$, .., $H7$, podzielonym według ciśnienia w nieszczelnym przewodzie, nie zaobserwowano żadnej zależności od wysokości ciśnienia (Rys. 6.16.).



Rys. 6.15. Wartości R_{fr} obliczone dla wygenerowanych struktur miarodajnych odpowiadających zbiorom danych $F1$, .., $F5$



Rys. 6.16. Wartości R_{fr} obliczone dla wygenerowanych struktur miarodajnych odpowiadających zbiorom danych $H1$, .., $H7$

W tabeli 6.10 zestawiono podstawowe statystyki opisowe danych R_{fr} dla struktur miarodajnych. W obrębie poszczególnych przypadków (grup struktur odpowiadających poszczególnym zbiorom danych laboratoryjnych) różnice między skrajnymi wartościami R_{fr} są zróżnicowane – największym rozstępem charakteryzują się struktury odpowiadające zbiorom danych $H3$ (7,01 cm) i $F2$ (6,55 cm), a najmniejszym struktury odpowiadające $H5$ (1,20 cm) i $F3$ (1,75 cm). Wartości R_{fr} są skupione wokół średnich – współczynnik zmienności CV dla wszystkich zbiorów danych jest mniejszy od 5% i tylko w 2 przypadkach stwierdzono $CV > 4\%$. We wszystkich przypadkach stwierdzono, że średnia i mediana są ze sobą porównywalne, co świadczy o symetrii rozkładu danych R_{fr}. Można więc przyjąć, że średnia arytmetyczna R_{fr} jest wartością reprezentatywną danych R_{fr} struktur miarodajnych, może więc odpowiadać promieniowi strefy wypływu wody na powierzchnię po awarii wodociągu.

Analizowane w niniejszym rozdziale wartości R_{fr} charakteryzują miarodajne struktury liniowe zbudowane w oparciu o wyniki badań laboratoryjnych, przeprowadzonych w skali 1:10. Aby można je było wykorzystać do określenia strefy wypływu, należy przenieść je na warunki rzeczywiste. Zgodnie z wynikami analizy wymiarowej (rozdział 5.1.) sprowadza się to do pomnożenia poszczególnych wartości przez 10. Uzyskuje się w ten sposób różne liczby niecałkowite, niewygodne do stosowania w praktyce, dlatego jako długość promienia strefy wypływu R_s proponuje się przyjęcie wyznaczonych dla struktur miarodajnych i przeliczonych na warunki rzeczywiste wartości R_{fr}, zaokrąglonych w zależności od przyjętej dokładności do 0,5 m ($R_{s\,0,5}$) lub do całości ($R_{s\,1,0}$) (Tab. 6.11.).

Tab. 6.10. Podstawowe statystyki opisowe danych R_{fr} dla struktur miarodajnych

Zbiór danych	Średnia [cm]	Mediana [cm]	Max [cm]	Rozstęp [cm]	*SD* [cm]	*CV* [%]
*F*1	38,34	38,31	40,03	4,05	1,38	3,60
*F*2	48,91	49,28	51,72	6,55	2,20	4,50
*F*3	46,67	46,79	47,35	1,75	0,58	1,24
*F*4	50,66	51,19	52,46	4,17	1,35	2,67
*F*5	50,60	50,38	52,97	4,68	1,69	3,34
*H*1	42,51	43,02	43,88	4,38	1,39	3,27
*H*2	39,41	38,99	41,89	4,55	1,63	4,13
*H*3	52,36	52,57	55,10	7,01	2,07	3,96
*H*4	42,95	43,05	43,89	1,99	0,77	1,80
*H*5	41,87	41,85	42,38	1,20	0,31	0,75
*H*6	50,84	51,00	52,14	2,61	0,91	1,79
*H*7	48,67	48,57	50,00	2,60	0,78	1,59

Tab. 6.11. Promień strefy wypływu wyznaczony na podstawie wartości R_{fr} struktur miarodajnych

Zbiór danych	R_{fr-gr} dla warunków		Promień strefy wypływu	
	laboratoryjnych [cm]	rzeczywistych [m]	$R_{s\,0,5}$ [m]	$R_{s\,1,0}$ [m]
*F*1	38,34	3,834	4,0	4,0
*F*2	48,91	4,891	5,0	5,0
*F*3	46,67	4,667	4,5	5,0
*F*4	50,66	5,066	5,0	5,0
*F*5	50,60	5,06	5,0	5,0
*H*1	42,51	4,251	4,5	4,0
*H*2	39,41	3,941	4,0	4,0
*H*3	52,36	5,236	5,0	5,0
*H*4	42,95	4,295	4,5	4,0
*H*5	41,87	4,187	4,0	4,0
*H*6	50,84	5,084	5,0	5,0
*H*7	48,67	4,867	5,0	5,0

Podsumowując przeprowadzone analizy można stwierdzić, że promień R_s strefy wypływu wody na powierzchnię terenu po awarii podziemnego wodociągu można opisać matematycznie wykorzystując geometrię fraktalną. W zależności od przyjętej dokładności szacowania wzory na promień strefy mają postać:

$$R_{s\,0,5} = \begin{cases} [\![R_{fr-gr}]\!], & jeśli\ R_{fr-gr} - [\![R_{fr-gr}]\!] < 0,5 \\ \lceil R_{fr-gr} \rceil, & jeśli\ R_{fr-gr} - [\![R_{fr-gr}]\!] \geq 0,5 \end{cases} \tag{6.14}$$

$$R_{s\,1,0} = \begin{cases} [\![R_{fr-gr}]\!], & jeśli\ R_{fr-gr} - [\![R_{fr-gr}]\!] < 0,25 \\ [\![R_{fr-gr}]\!] + 0,5, & jeśli\ 0,25 \leq R_{fr-gr} - [\![R_{fr-gr}]\!] < 0,75 \\ \lceil R_{fr-gr} \rceil, & jeśli\ R_{fr-gr} - [\![R_{fr-gr}]\!] \geq 0,75 \end{cases} \tag{6.15}$$

gdzie $[\![\mathrm{R_{fr-gr}}]\!]$ i $\lceil R_{fr-gr} \rceil$ w powyższym zapisie oznaczają odpowiednio cechę (część całkowitą) i cechę górną liczby R_{fr-gr} [m].

Wartość R_{fr} dla struktury zbudowanej z $n_{w\ gr}$ punktów (R_{fr-gr}) występującej we wzorach (6.14) i (6.15) wyznaczyć można wstawiając wzory (2.43) i (6.2) do wzoru (6.3). Uzyskuje się w ten sposób zależność postaci:

$$R_{fr-gr} = \left(\lim_{\delta \to 0} \frac{log\ N_\delta(W_N)}{-\ log\ \delta} \right) \cdot \max_{1 \leq i \leq n_{w\ gr}} \{(R_w)_i | i \in \mathbb{N}\} \tag{6.16}$$

gdzie oznaczenia jak we wzorach (2.43) i (6.2).

6.4.6. Ocena nowej metody wyznaczania promienia strefy wypływu wody w oparciu o wyniki badań laboratoryjnych

Ocena nowej metody wyznaczania promienia strefy wypływu wody polegała na sprawdzeniu, w jakim stopniu struktury liniowe utworzone z punktów uzyskanych w badaniach laboratoryjnych (scharakteryzowane w rozdziale 6.2.) są pokryte przez odpowiadające im, wyznaczone za pomocą nowej metody, promienie strefy wypływu. Badano dwa rodzaje pokrycia: punktowe, w którym wyznaczano, jaki procent punktów tworzących strukturę jest pokryty przez promień strefy, i liniowe, w którym określano, jaką część odcinka $\langle 0, (R_w)_{max} \rangle$ ograniczającego strukturę (zdefiniowanego w rozdziale 6.2.) pokrywa promień strefy wypływu. Stopień punktowego pokrycia odpowiada prawdopodobieństwu, że podczas ewentualnej awarii wodociągu woda wypłynie na powierzchnię terenu w obrębie wyznaczonej strefy wypływu, dlatego korzystnie jest, gdy jego wartość jest jak największa. Z drugiej strony, z praktycznego punktu widzenia, wartość stopnia liniowego pokrycia powinna być jak najmniejsza. Wówczas przy możliwie najmniejszym promieniu strefy wypływu jak najwięcej potencjalnych punktów wypływu znajdzie się w jej obrębie. Ocenę nowej metody wyznaczania promienia strefy wypływu wody w oparciu o wyniki badań laboratoryjnych można więc było uznać za pozytywną, jeśli stopień punktowego pokrycia poszczególnych struktur był większy od stopnia pokrycia liniowego.

Każdemu z n_w punktów tworzących strukturę przypisana jest konkretna wartość R_w, odpowiadająca odległości danego punktu od początku osi liczbowej – punktu 0 położonego na powierzchni terenu wprost nad miejscem wypływu wody z przewodu. W związku z tym, aby określić stopień punktowego pokrycia SP struktury laboratoryjnej przez promień strefy, przeliczono R_w na warunki rzeczywiste, wyznaczono liczbę punktów struktury n_{ws}, dla których $R_w \leq R_s$, a następnie odniesiono ją do całkowitej liczby punktów n_w tworzących strukturę, zgodnie z zależnością:

$$SP = \frac{n_{ws}}{n_w} \cdot 100\% \tag{6.12}$$

Aby wyznaczyć stopień liniowego pokrycia SL struktury laboratoryjnej przez promień strefy, utworzono odcinek $\langle 0, R_s \rangle$, którego jeden koniec pokrywał się z punktem 0 położonym nad wyciekiem z wodociągu, a drugi położony był na prostej zawierającej odcinek $\langle 0, (R_w)_{max} \rangle$ w odległości R_s od punktu 0. Stopień liniowego pokrycia SL struktury wyznaczono z zależności:

$$SL = \frac{R_s}{(R_w)_{max}} \cdot 100\% \tag{6.13}$$

Jeśli stwierdzono przypadek $(R_w)_{max} < R_s$, to bez obliczeń przyjmowano $SL = 100\%$.

Stopnie pokrycia punktowego i liniowego wyznaczane były zarówno dla $R_s = R_{s\,0,5}$, jak i $R_s = R_{s\,1,0}$. Dla odróżnienia parametry występujące we wzorach (6.10) i (6.11) oznaczone zostały odpowiednio $SP_{0,5}$, $SP_{1,0}$, $n_{ws\,0,5}$, $n_{ws\,1,0}$, $SL_{0,5}$ oraz $SL_{1,0}$. Uzyskane wyniki zestawiono w tabeli 6.12.

Tab. 6.12. Charakterystyka pokrycia struktur laboratoryjnych przez promień strefy wypływu

Zbiór danych	n_w	$n_{ws\ 0,5}$	$SP_{0,5}$ [%]	$n_{ws\ 1,0}$	$SP_{1,0}$ [%]	$(R_w)_{max}$ [m]	$R_{s\ 0,5}$ [m]	$SL_{0,5}$ [%]	$R_{s\ 1,0}$ [m]	$SL_{1,0}$ [%]
$F1$	86	84	97,7	84	97,7	4,49	4,0	89,1	4,0	89,1
$F2$	135	132	97,8	132	97,8	5,75	5,0	87,0	5,0	87,0
$F3$	109	99	90,8	109	100,0	4,89	4,5	92,0	5,0	100,0
$F4$	91	88	96,7	88	96,7	5,63	5,0	88,8	5,0	88,8
$F5$	240	239	99,6	239	99,6	5,63	5,0	88,8	5,0	88,8
$H1$	56	54	96,4	53	94,6	4,89	4,5	92,0	4,0	81,8
$H2$	57	52	91,2	52	91,2	4,94	4,0	81,0	4,0	81,0
$H3$	333	328	98,5	328	98,5	5,75	5,0	87,0	5,0	87,0
$H4$	62	60	96,8	54	87,1	4,76	4,5	94,5	4,0	84,0
$H5$	50	48	96,0	48	96,0	4,32	4,0	92,6	4,0	92,6
$H6$	57	56	98,2	56	98,2	5,04	5,0	99,2	5,0	99,2
$H7$	47	45	95,7	45	95,7	5,48	5,0	91,2	5,0	91,2

Stopień punktowego pokrycia $SP_{0,5}$ mieścił się w zakresie od 91.2% dla struktury utworzonej z punktów zbioru $H2$ do 99,6% dla struktury z punktów $F5$. Zakres wartości $SP_{1,0}$ jest większy – od 87,1% (struktura z punktów $H4$) do 100% (struktura z punktów $F3$). Średnie wartości obu stopni punktowego pokrycia były porównywalne, wyniosły odpowiednio 96,3% i 96,1%.

Stopnie liniowego pokrycia w większości przypadków przyjęły mniejsze wartości od odpowiadających im stopni pokrycia punktowego, wyjątkami były struktury utworzone z punktów zbiorów $F3$ i $H6$. Średnie wartości stopni $SL_{0,5}$ i $SL_{1,0}$ dla wszystkich struktur wyniosły odpowiednio 90,3% i 89,2%. Jednak po odrzuceniu dwóch wspomnianych struktur, dla których $SP \leq SL$, średnie wartości $SL_{0,5}$ i $SL_{1,0}$ były wyraźnie mniejsze: odpowiednio 89,2% i 87,1%.

Dla większości analizowanych struktur (oprócz $F3$ i $H6$) stopień punktowego pokrycia był większy od stopnia pokrycia liniowego, ocenę nowej metody wyznaczania promienia strefy wypływu wody w oparciu o wyniki badań laboratoryjnych można więc uznać za pozytywną. Aby w pełni ocenić nową metodę, wyniki obliczeń promienia strefy wypływu według wzorów (6.14)–(6.16) poddano weryfikacji empirycznej w warunkach rzeczywistych (rozdział 7.3.).

6.5. Podsumowanie wyznaczania wielkości strefy wypływu wody po awarii wodociągu z wykorzystaniem nowej metody

Nowa metoda wyznaczenia wielkości strefy wypływu wody po awarii wodociągu jest rezultatem analizy struktur geometrycznych, utworzonych z punktów odpowiadających otworom sufozyjnym, powstałym na powierzchni terenu wskutek fizycznej symulacji wypływu wody z przewodu badawczego do gruntu w warunkach laboratoryjnych. Jak wykazano w rozdziale 6.1.1., struktury te charakteryzują się cechami typowymi dla fraktali probabilistycznych. Dzięki odwzorowaniom izometrycznym punktów tworzących struktury, przekształcono każdą z nich z postaci osadzonej w przestrzeni 2-wymiarowj w czterech ćwiartkach układu kartezjańskiego do postaci osadzonej w przestrzeni 1-wymiarowej (na osi odciętych), tak że odległość każdego punktu od miejsca wypływu wody z przewodu badawczego (punktu 0) pozostała niezmieniona, a powstały obraz oryginalnej struktury zachował wszystkie cechy fraktali probabilistycznych. W ten sposób powstały tzw. teoretyczne struktury liniowe, będące zbiorami fraktalnymi. Łącznie, wykorzystując punkty uzyskane w badaniach laboratoryjnych, zbudowano 12 teoretycznych struktur liniowych, z których 5 powstało z punktów podzielonych według powierzchni nieszczelności przewodu badawczego podczas eksperymentów, a 7 z punktów pogrupowanych ze względu na wysokości ciśnienia w przewodzie badawczym. Struktury liniowe jako zbiory fraktalne scharakteryzowane zostały za pomocą trzech parametrów: wymiaru pudełkowego (D_b), długości odcinka, którego jednym końcem był punkt 0, a drugim – najbardziej oddalony od punktu 0 punkt należący do struktury ($(R_w)_{max}$) oraz za pomocą iloczynu tych dwóch parametrów oznaczonego R_{fr}, oznaczającego długość tej części odcinka $\langle 0, (R_w)_{max} \rangle$, którą całkowicie wypełniała struktura liniowa. Przeprowadzone badania wykazały, że wymienione trzy parametry, a zwłaszcza R_{fr} zależą od liczby punktów n_w tworzących strukturę. Aby ocenić wielkość tego wpływu, konieczne było zbudowanie większej liczby struktur liniowych, w tym składających się z większej liczby punktów niż dotychczas badane. Ze względu na brak możliwości przeprowadzenia badań empirycznych, na podstawie których możliwe byłoby zbudowanie takich struktur, wykorzystano hipotetyczne populacje punktów reprezentujących miejsca wypływu wody na powierzchnię terenu po awarii wodociągu, wygenerowane za pomocą metody Monte Carlo.

Aby na potrzeby niniejszych badań przeprowadzić symulację z wykorzystaniem metody Monte Carlo, przyjęto poziomą odległość R_w otworu sufozyjnego od miejsca nieszczelności w przewodzie jako podstawową wielkość charakteryzującą miejsce powstawania tego otworu oraz, wykorzystując wyniki badań laboratoryjnych, określono rozkład prawdopodobieństwa wielkości R_w (będącej zmienną losową). Model symulacyjny zbudowany w programie MS Excel z uwzględnieniem ustalonego rozkładu prawdopodobieństwa dla każdego z utworzonych wcześniej 12 zbiorów punktów laboratoryjnych (5 podzielonych według powierzchni nieszczelności w przewodzie i 7 według wysokości ciśnienia hydraulicznego), umożliwił wygenerowanie ciągów liczb pseudolosowych odpowiadających odległości R_w. Powstało w ten sposób 1920 ciągów o różnej liczebności n_w, po 160 dla każdego zbioru punktów laboratoryjnych (10 powtórzeń dla 16 liczebności). Po ich wygenerowaniu sprawdzono, czy rozkłady prawdopodobieństwa liczb tworzących próby hipotetycznej populacji R_w są zbliżone do odpowiadających im rozkładów obliczonych na podstawie wyników badań laboratoryjnych. Dla wszystkich populacji R_w uzyskano zgodność rozkładów prawdopodobieństwa.

Ciągi wartości R_w pozwoliły zbudować 1920 teoretycznych struktur liniowych. Dla każdej z nich wyznaczona została wielkość $(R_w)_{max}$, wymiar fraktalny D_b wraz z odpowiadającym mu współczynnikiem determinacji R^2, a także parametr R_{fr}.

Analizując wygenerowane wartości $(R_w)_{max}$ stwierdzono, że dla wszystkich 12 grup struktur różniących się między sobą prawdopodobieństwem położenia punktów, istnieje pewna przełomowa wartość liczebności n_w, powyżej której uzyskane wyniki $(R_w)_{max}$ są skupione wokół średnich. Poniżej tej wartości empiryczny obszar zmienności $(R_w)_{max}$ był stosunkowo duży, co uniemożliwiło jednoznaczne określenie charakteru wpływu liczebności prób na wartość $(R_w)_{max}$. Przeprowadzone badania wykazały, że przełomową liczebnością prób jest $n_w = 400$ i jest to wystarczająca liczebność, by jednoznacznie wyznaczyć wartość $(R_w)_{max}$.

Kolejnym parametrem wyznaczonym dla hipotetycznych struktur liniowych był wymiar fraktalny. Średnie arytmetyczne D_b dla grup struktur zbudowanych w tych samych warunkach (dla jednakowego prawdopodobieństwa i liczebności prób) mieściły się w zakresie od 0,65 do 0,97. Najmniejszymi wymiarami charakteryzowały się struktury o najmniejszej liczebności n_w. Początkowo wraz ze wzrostem liczebności wartość D_b rosła, a następnie ustalała się na pewnym poziomie, dla większości grup struktur większym od 0,9. Wzrost wartości D_b ze wzrostem n_w jest uzasadniony budową struktury liniowej. Większa liczba punktów tworzących hipotetyczną strukturę bardziej wypełnia ograniczający ją odcinek, a to przekłada się na większą wartość D_b.

Analizie poddano również wartości parametru R_{fr}. Wraz ze wzrostem liczebności populacji zaobserwowano wyraźną tendencję rosnącą tego parametru, zarówno analizując wartości skrajne, jak i średnie. Najlepszym dopasowaniem do danych uzyskanych w symulacji, dla wszystkich grup hipotetycznych populacji, charakteryzowała się logarytmiczna linia trendu, przy czym współczynnik determinacji był największy dla minimalnych wartości R_{fr}, a najmniejszy dla maksymalnych. Podobnie jak w przypadku $(R_w)_{max}$, powyżej pewnej granicznej wielkości liczebności ($n_{w\ gr}$) wartości R_{fr} wyraźnie skupiały się wokół średniej (zmniejszało się ich rozproszenie) oraz znacznie zmniejszał się przyrost R_{fr} ze wzrostem n_w. Przeprowadzone rozważania doprowadziły do wniosku, że wartość R_{fr} dla struktury o liczebności $n_{w\,gr}$, spełniającej równocześnie obydwa wymienione warunki, może odpowiadać promieniowi strefy wypływu wody na powierzchnię terenu po ewentualnej awarii wodociągu.

Podjęto więc działania zmierzające do wyznaczenia liczebności $n_{w\,gr}$, dla każdej grupy struktur zbudowanych w tych samych warunkach pod względem rozkładu prawdopodobieństwa tworzących je punktów. W tym celu, w pierwszej kolejności, wykorzystując odchylenie standardowe i współczynnik zmienności, wyznaczono dla każdej grupy struktur najmniejszą liczebność $n_{w\,CV}$, dla której wartości R_{fr} można było uznać za skupione wokół średniej. Uzyskane wyniki mieściły się w zakresie od 50 do 400, przy czym najmniejszą wartość uzyskano dla dwóch z 12 grup struktur, a największą dla jednej. Liczebność $n_{w\ CV} = 100$ uzyskana została dla największej liczby grup struktur (czterech). W drugiej kolejności wyznaczono minimalne wartości liczebności ($n_{w\Delta}$), dla których istotnie zmniejszał się przyrost średniej wartości R_{fr} ze wzrostem liczebności punktów odpowiadających próbie hipotetycznej populacji. Przyjmując założenie, że zaczynając od $n_{w\Delta}$ przy zwiększeniu liczebności punktów o 100 wartość R_{fr} może wzrosnąć co najwyżej o 1 cm, najpierw wytypowano wartości $n_{w\Delta}$, a następnie poddano je ocenie statystycznej. W efekcie uzyskano wartości $n_{w\Delta}$ z zakresu od 100 do 400. Odwrotnie niż w przypadku $n_{w\,\Delta}$, największą wartość uzyskano dla dwóch z 12 grup struktur, a najmniejszą dla jednej. Dla największej liczby struktur (pięciu) wyznaczona wartość $n_{w\Delta}$ wyniosła 200.

Liczebność $n_{w\,gr}$ musiała spełniać równocześnie zarówno warunek skupienia R_{fr} wokół średniej (spełniony przez $n_{w\ CV}$), jak i warunek nieistotnych statystycznie przyrostów średniej wartości R_{fr} (spełniony przez $n_{w\,\Delta}$), więc jej wartość odpowiadała większej z dwóch liczebności $n_{w\,CV}$ i $n_{w\,\Delta}$. W przypadku wszystkich analizowanych grup struktur uzyskano $n_{w\,CV} \leq n_{w\,\Delta}$, więc przyjęto $n_{w\,gr} = n_{w\,\Delta}$.

Wartości R_{fr} dla struktur o liczebności $n_{w\,gr}$ (nazwanych miarodajnymi) stały się podstawą wyznaczenia promienia strefy wypływu wody na powierzchnię terenu po ewentualnej awarii wodociągu. Wartości R_{fr} dla 12 grup składających się z 10 struktur miarodajnych, charakteryzowały się skupieniem wokół średnich oraz symetrią rozkładów, a ich średnie mieściły się w zakresie od 38,34 cm do 52,36 cm. Jako długość promienia strefy wypływu R_s zaproponowano przyjęcie średnich wartości R_{fr}, wyznaczonych dla struktur miarodajnych i przeliczonych na warunki rzeczywiste, a następnie zaokrąglonych w zależności od przyjętej dokładności do 0,5 m ($R_{s\,0,5}$) lub do całości ($R_{s\,1,0}$), co wyrażają zależności (6.14) i (6.15). W efekcie uzyskano wartości $R_{s\,0,5} \in \{4,0; 4,5; 5,0\}$ oraz $R_{s\,1,0} \in \{4,0; 5,0\}$.

Opracowana metoda wyznaczania promieni stref wypływu wody poddana została ocenie polegającej na sprawdzeniu, w jakim stopniu struktury liniowe utworzone z punktów uzyskanych w badaniach laboratoryjnych są pokryte przez promienie stref uzyskane tą metodą. Porównano ze sobą pokrycie punktowe (określające, jaki procent punktów tworzących strukturę jest pokryty przez promień strefy) i pokrycie liniowe (określające, jaki procent odcinka o długości $(R_w)_{max}$, ograniczającego strukturę, jest pokryty przez promień strefy). Na podstawie przeprowadzonych analiz stwierdzono, że korzystnie jest, jeśli stopień punktowego pokrycia struktury jest większy od stopnia pokrycia liniowego. Ponieważ takie właśnie wyniki uzyskano dla 10 z 12 analizowanych struktur, uznano więc ocenę nowej metody w oparciu o wyniki badań laboratoryjnych za pozytywną. Aby ocena była pełniejsza, uzupełniono ją weryfikacją empiryczną bazującą na wynikach badań terenowych (rozdział 7.3.).

7. Weryfikacja wyników badań teoretycznych w oparciu o pomiary w rzeczywistych warunkach

Wyniki badań teoretycznych, zarówno początkowych – analizy wymiarowej, jak i końcowych – obliczeń z wykorzystaniem geometrii fraktalnej i metody Monte Carlo, poddane zostały weryfikacji empirycznej. Podstawę weryfikacji stanowiły wyniki pomiarów uzyskane podczas badań terenowych, w trakcie których przeprowadzona została fizyczna symulacja wypływu wody z przewodu ciśnieniowego do gruntu w warunkach rzeczywistych.

7.1. Badania terenowe

Istotą badań terenowych było spowodowanie kontrolowanego wypływu wody z rozszczelnionego przewodu ciśnieniowego odzwierciedlającego awarię wodociągu ułożonego pod powierzchnią terenu. Doświadczenia przeprowadzono na dwóch obiektach badawczych: OT1 i OT2.

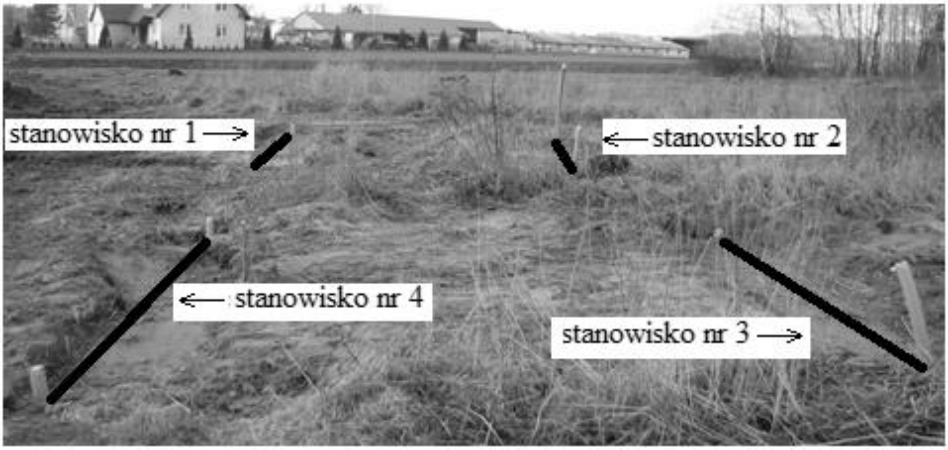
Aby możliwe było przeprowadzenie fizycznej symulacji wypływu wody z przewodu ciśnieniowego do gruntu w rzeczywistych warunkach placu budowy, konieczne było wcześniejsze przygotowanie stanowisk badawczych. Pierwszym obiektem, na którym zbudowane zostały cztery niezależne od siebie stanowiska, był obiekt OT1. Na każdym ze stanowisk wykonano wykop o długości 4,00 m i szerokości 0,70 m. Do montażu przygotowano 4 przewody wodociągowe PE-HD $DN \times g$ = 63×3,8 mm – po jednym przewodzie na każde stanowisko. Aby wykonać fizyczną symulację wypływu wody z przewodu ciśnieniowego do gruntu, każda z rur została przecięta w połowie długości na niemal całym obwodzie (Fot. 7.1.), z pozostawieniem 5-milimetrowego nieprzeciętego odcinka obwodu dla ułatwienia zachowania współosiowości powstałych części przewodu podczas montażu. W miejscu przecięcia na rurę została nasunięta opaska z cienkiej dzianiny, przepuszczalna dla wody, aby zabezpieczyć wnętrze przewodu przed gruntem, który mógłby się do niego dostać podczas wykonywania obsypki. Po upływie co najmniej 6 miesięcy miedzy przygotowaniem stanowiska a przeprowadzeniem symulacji awarii, materiał opaski stawał się kruchy wskutek oddziaływania ośrodka gruntowego, dzięki czemu opór stawiany wodzie przez opaskę można było pominąć podczas analizy wyników doświadczenia. Przygotowany w wyżej opisany sposób przewód na dwóch stanowiskach został ułożony w gruncie rodzimym („T1r”), natomiast na dwóch pozostałych na zagęszczonej 10-centymetrowej podsypce piaskowej i zasypany zagęszczonymi

30-centymetrowymi warstwami piasku („T1”) (Fot. 7.2.). Głębokość wykopów została tak dobrana, by na każdym stanowisku zagłębienie przewodu (od powierzchni terenu do osi rury) wynosiło 1,65 m (Fot. 7.3.). Końce rurociągów wyprowadzono na powierzchnię terenu, zaślepiono korkami i dodatkowo zabezpieczono taśmą izolacyjną (Fot. 7.4.).

Fot. 7.1. Szczelina powstała po przecięciu rury badawczej

Fot. 7.2. Zagęszczanie warstw gruntu podczas zasypywania wykopu

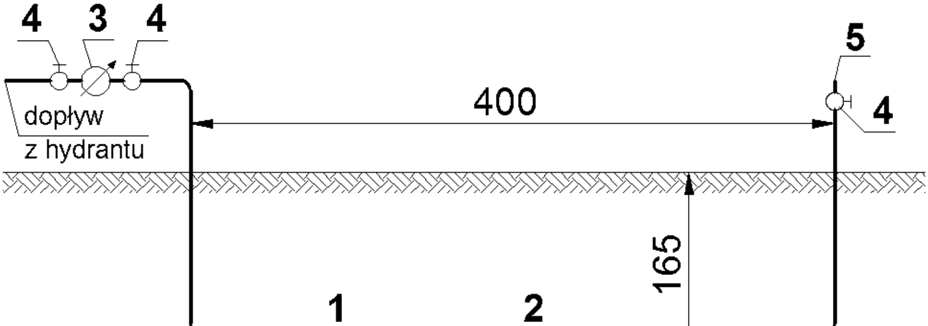
Fot. 7.3. Pomiary kontrolne podczas pogłębiania wykopu



Fot. 7.4. Wyprowadzone na powierzchnię terenu oraz zaślepione końcówki rur badawczych na poszczególnych stanowiskach

Doświadczenie polegające na symulacji awarii wodociągu przeprowadzono kolejno na poszczególnych stanowiskach 7 miesięcy po ich zbudowaniu. Przed jej przystąpieniem do eksperymentu usunięte zostały z przewodu korki zaślepiające. Na jednym końcu (dopływowym) zamontowany został zestaw pomiarowy, składający się z dwóch zaworów kulowych i manometru oraz podłączony został przewód doprowadzający wodę z hydrantu (Fot. 7.5.). Na końcu odpływowym zamontowano zawór odcinający. Schemat stanowiska badawczego przygotowanego do przeprowadzenia fizycznej symulacji przewodu wodociągowego przedstawia Rys. 7.1. Badania przeprowadzono przy wysokości ciśnień hydraulicznych na poszczególnych stanowiskach odpowiednio: 38, 45, 41 i 40 m H_2O.

Fot. 7.5. Przygotowanie stanowiska na obiekcie OT1do wykonania eksperymentu: a) Zestaw do pomiaru ciśnienia, b) Hydrant wykorzystany do zasilenia wodą stanowisk badawczych



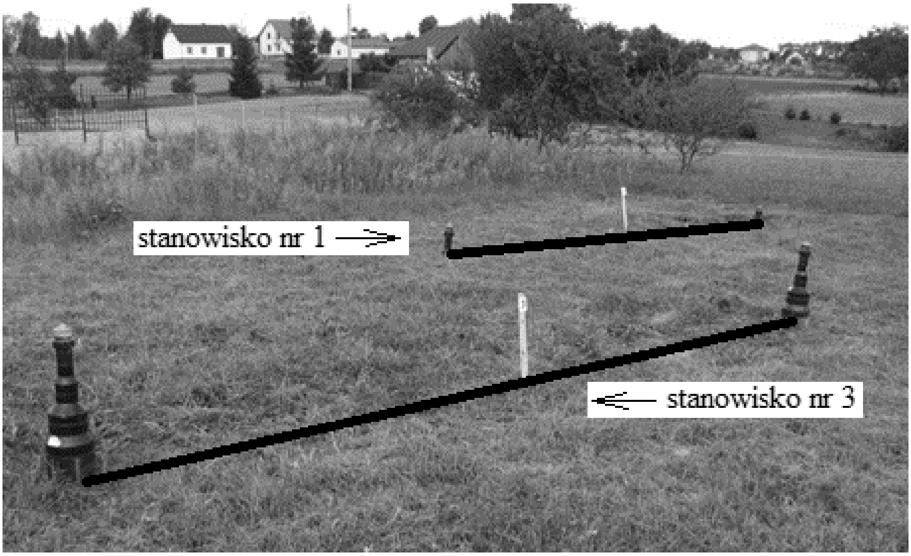
Rys. 7.1. Schemat stanowiska badawczego – wszystkie wymiary podano w cm (Iwanek i in., 2015): 1 – rura PE-HD DN×g=63×3,8 mm, 2 – miejsce wycieku, 3 – manometr, 4 – zawór kulowy, 5 – otwarty koniec rury

Bezpośrednio przed rozpoczęciem doświadczenia odpowietrzono układ, po czym natychmiast zamknięto zawór na końcu odpływowym i całkowicie otworzono dopływ wody z hydrantu. Po wypłynięciu wody na powierzchnię terenu mierzony był czas, jaki minął od chwili otwarcia zaworów zasilających do momentu tego wypływu oraz określone zostało miejsce wypływu, analogicznie jak w przypadku badań laboratoryjnych. Przebieg doświadczenia był rejestrowany kamerą cyfrową oraz udokumentowany fotograficznie. Wszystkie opisane czynności zostały powtórzone na pozostałych trzech stanowiskach badawczych.

Po zakończeniu fizycznej symulacji awarii wodociągu pobrano próbki gruntów zastosowanych w eksperymencie (gruntu rodzimego i piasku średnioziarnistego) do badań laboratoryjnych. Parametry hydrauliczne i fizyczne gruntów oznaczono zgodnie z metodyką podaną w rozdziale 4.2. Ponadto bezpośrednio w terenie zmierzono wilgotność aktualną gruntów wykorzystując miernik TDR (EASY-TEST) (Fot. 7.6.).

Fot. 7.6. Pomiar wilgotności za pomocą miernika TDR

Drugim obiektem, na którym przeprowadzone zostały badania terenowe był obiekt OT2. Przygotowanie stanowisk badawczych na tym obiekcie oraz fizyczna symulacja wypływu wody z przewodu ciśnieniowego do gruntu miały przebieg podobny jak podczas badań terenowych na obiekcie OT1. Zasadnicze różnice wynikały z przyjęcia większych średnic przewodów badawczych. Przygotowano cztery niezależne od siebie stanowiska (dwa z nich przedstawiono na Fot. 7.7.). Na stanowiskach nr 1 i 2 zamontowane były rury PE-HD $DN \times g$ = 110×4,2 mm, a na stanowiskach 3 i 4 – PE-HD $DN \times g$ = 200×7,7 mm. Zakres prac na każdym ze stanowisk obejmował wykonanie wykopu o długości 5,0 m, szerokości 0,5 m i głębokości 1,9 m, montaż przewodów w piaszczystym gruncie rodzimym („T2”) z wykorzystaniem kształtek do zgrzewania czołowego, wykonanie obsypki z gruntu rodzimego pozbawionego grud i kamieni oraz zasypanie wykopów 30-centymetrowymi warstwami gruntu z jednoczesnym ich zagęszczeniem. W połowie długości przewodu pozostawiono niepołączone rury, tworząc 5 mm szczelinę na całym obwodzie, zabezpieczoną przed przedostawaniem się gruntu przepuszczalną opaską z takiej samej dzianiny, jak na obiekcie OT1. Na wyprowadzonych na powierzchnię terenu końcówkach rur zainstalowano tylko zawory odcinające, natomiast manometr wchodził w skład zestawu pomiarowego zamontowanego w pobliżu hydrantu zasilającego poszczególne układy badawcze (Fot. 7.8. i 7.9.). Fizyczne symulacje wypływu wody z przewodu ciśnieniowego do gruntu zostały przeprowadzone w dwóch seriach – 9 miesięcy po zbudowaniu stanowisk oraz 22 miesiące po zbudowaniu stanowisk, według opisu podanego w rozdziale 7.1.1. dla badań na obiekcie OT1.

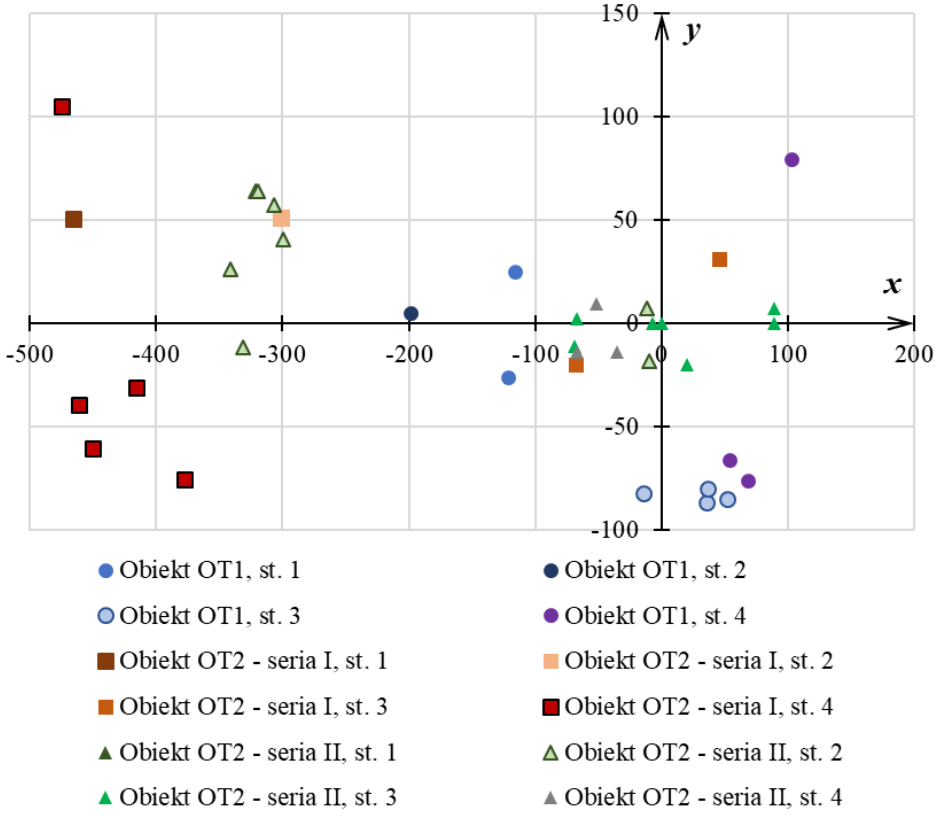


Fot. 7.7. Stanowiska badawcze nr 1 i 3 na obiekcie OT2 tuż przed przystąpieniem do przeprowadzenia doświadczenia

Fot. 7.8. Końcówka przewodu badawczego z zaworem odcinającym i podłączonym przewodem zasilającym

Fot. 7.9. Hydrant wykorzystany do zasilenia stanowisk badawczych na obiekcie OT2 oraz zestaw do pomiaru ciśnienia i ilości zużytej wody

Podobnie jak w przypadku badań laboratoryjnych, dane uzyskane podczas fizycznych symulacji w warunkach rzeczywistych obejmowały lokalizację wypływu wody na powierzchnię terenu względem otworu wypływowego w przewodzie, określone za pomocą współrzędnych (x, y) według Rys. 4.6., oraz czas t upływający od początku wystąpienia wypływu wody z przewodu do momentu wypływu wody na powierzchnię terenu. Ponadto zmierzona została wysokość ciśnienia hydraulicznego H w przewodzie wodociągowym przy hydrancie zasilającym układ badawczy, a na obiekcie OT2 także ilość wody V_w zużytej podczas symulacji awarii. Wyniki pomiarów zestawiono na Rys. 7.2. oraz w tabelach 7.1.–7.3.



Rys. 7.2. Rozmieszczenie punktów odpowiadających miejscom wypływu wody podczas doświadczeń terenowych

Wskutek kontrolowanej awarii przewodu wodociągowego na stanowiskach badawczych na obiekcie OT1 woda wypłynęła na powierzchnię terenu ogółem 10 otworami (Tab. 7.1.). Aż siedem z nich znajdowało się na stanowiskach nr 3 i 4, gdzie do zasypania wykopu użyto piasku. Jeden otwór wypływowy zaobserwowano w I ćwiartce układu współrzędnych według Rys. 7.2. (na stanowisku nr 4), po dwa w II ćwiartce (na stanowiskach nr 1 i 2) i III ćwiartce (na stanowiskach nr 1 i 3) oraz zdecydowanie najwięcej – pięć, w IV ćwiartce (na stanowiskach nr 3 i 4). Na stanowisku nr 2 powstał tylko 1 otwór sufozyjny – tuż przy drugiej (biorąc pod uwagę kierunek przepływu wody) pionowej części przewodu badawczego. Najprawdopodobniej woda znalazła wzdłuż rury tzw. drogę łatwego odpływu. Na stanowiskach nr 1 i 2 woda wypłynęła tylko w obrębie wykopu, natomiast na pozostałych dwóch stanowiskach – poza granicą wykopu. Zaobserwowano więc duże różnice pod względem liczby i lokalizacji otworów wypływowych między wykopami zasypanymi gruntem rodzimym „T1r" a wykopami zasypanymi piaskiem „T1".

Tab. 7.1. Wyniki badań terenowych na obiekcie OT1

Nr stanowiska	Rodzaj gruntu w wykopie	H [m H_2O]	t [s]	Współrzędne (x, y) [cm]
1	rodzimy („T1r")	40,68	13,39	(-116,10, 24,89) (-121,25, -26,05)
2	rodzimy („T1r")	41,50	17,28	(-198,50, 5,00)
3	piasek („T1")	40,40	25,38	(-14,35, -82,14) (35,75, -86,61) (36,75, -80,00) (52,25, -85,15)
4	piasek („T1")	39,40	19,03	(53,77, -66,00) (68,20, -76,25) (102,85, 79,36)

Średni czas wypływu wody na powierzchnię terenu na obiekcie OT1 (Tab. 7.1.), liczony od początku wypływu z przewodu, dla wszystkich stanowisk wyniósł 18,77 s. Dla stanowisk nr 1 i 2 różnica między czasami wypływu wyniosła 3,89 s, natomiast średni czas – 15,33 s. Dla stanowisk nr 3 i 4 różnica wyniosła 6,35 s, a średni czas – 22,20 s.

Na stanowiskach badawczych obiektu OT2 w dwóch seriach fizycznej symulacji awarii uzyskano łącznie 27 otworów wypływowych, z czego 9 w pierwszej serii i 18 w drugiej. W pierwszej serii (Tab. 7.2.) zdecydowanie mniej otworów pojawiło się na stanowiskach, na których nieszczelność miała mniejszą powierzchnię (po jednym na stanowiskach nr 1 i 2). Tylko jeden otwór powstał w I ćwiartce układu współrzędnych według Rys. 7.2. (na stanowisku nr 3), trzy w II ćwiartce (po jednym na stanowiskach nr 1, 2 i 4), pięć w III ćwiartce (na stanowiskach nr 3 i 4). W IV ćwiartce woda nie wypłynęła.

Tab. 7.2. Wyniki I serii badań terenowych na obiekcie OT2 (grunt „T2")

Nr stanowiska	DN×g [mm]	Powierzchnia nieszczelności [cm^2]	H [m H_2O]	V_w [m^3]	t [s]	Współrzędne (x, y) [cm]
1	110×4,2	17,27	36,5	1,00	74,81	(-465,52, 50,50)
2	110×4,2	17,27	36,5	1,20	105,00	(-301,55, 51,46)
3	200×7,7	31,40	36,5	1,30	125,30	(45,25, 31,25) (-68,00, -19,75)
4	200×7,7	31,40	36,5	1,05	78,00	(-377,50, -75,51) (-416,07, -31,01) (-449,75, -60,74) (-461,50, -39,43) (-475,00, 105,32)

Średni czas wypływu wody na powierzchnię terenu dla czterech stanowisk obiektu OT2 w pierwszej serii wyniósł 95,78 s (Tab. 7.2.). Na stanowiskach nr 1 i 4 czas wypływu był porównywalny – różnica wynosiła zaledwie 3,19 s. Średni czas na stanowiskach nr 1 i 2 oraz 3 i 4 był równy odpowiednio 127,31 s oraz 101,65 s.

W drugiej serii badań na obiekcie OT2 (Tab. 7.3.) na stanowisku nr 1 woda nie wypłynęła na powierzchnię terenu – po 660 s doświadczenie zostało przerwane. Najbardziej prawdopodobną przyczyną braku wypływu było to, że woda znalazła drogę łatwego odpływu w postaci korytarza wydrążonego przez krety pod ziemią. Świadczyły o tym liczne kretowiska, widoczne na powierzchni między granicą działki a stanowiskiem nr 1. Na pozostałych stanowiskach woda wypłynęła łącznie w 18 miejscach. Stanowisko nr 3 było jedynym stanowiskiem, na którym zaobserwowano 3 miejsca wypływu wody bezpośrednio nad uszkodzonym przewodem wodociągowym, w tym jedno bezpośrednio nad nieszczelnością – w punkcie (0, 0) układu współrzędnych według Rys. 7.2. Spośród pozostałych miejsc, po jednym znalazło się w I i IV ćwiartce (obydwa na stanowisku nr 3), osiem w drugiej (na stanowiskach nr 2÷4) oraz pięć w trzeciej (również na stanowiskach nr 2÷4).

Tab. 7.3. Wyniki II serii badań terenowych na obiekcie OT2 (grunt „T2”)

Nr stanowiska	$DN \times g$ [mm]	Powierzchnia nieszczelności [cm^2]	H [m H_2O]	V [m^3]	t [s]	Współrzędne (x, y) [cm]
1	110×4,2	17,27	45,00	1,0	Ponad 660	-
2	110×4,2	17,27	45,00	0,5	147,98	(-10,21, -18,50) (-11,30, 7,15) (-299,00, 40,95) (-306,25, 57,43) (-319,51, 64,23) (-321,20, 64,15) (-331,35, -11,40) (-340,96, 26,20)
3	200×7,7	31,40	45,00	1,0	37,19	(0,00, 0,00) (89,22, 0,00) (89,21, 7,05) (-67,00, 2,50) (-69,14, -10,85) (-7,30, 0,00) (20,50, -20,00)
4	200×7,7	31,40	40,00	2,0	47,10	(-51,32, 9,25) (-35,10, -14,00) (-67,25, -14,00)

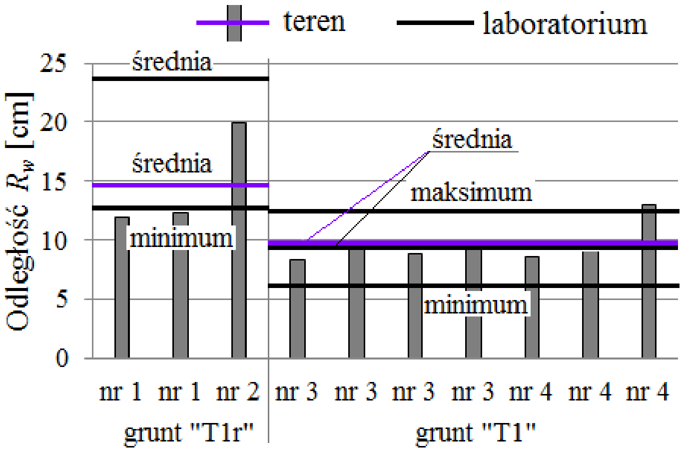
Pomijając stanowisko nr 1, na pozostałych stanowiskach obiektu OT2 czas wypływu wody w drugiej serii był znacznie bardziej zróżnicowany niż w przypadku pierwszej serii badań (Tab. 7.3.) – różnica między najdłuższym czasem wypływu na stanowisku nr 4 a najkrótszym na stanowisku nr 3 wynosiła aż 433,81 s i była niemal 2-krotnie większa od średniego czasu wypływu dla stanowisk nr 2÷4 wynoszącego 218, 72 s. Tylko na stanowisku nr 3 czas wypływu wody w II serii symulacji awarii okazał się krótszy niż w I serii, na pozostałych stanowiskach był znacznie dłuższy. Jedyną widoczną różnicą warunków doświadczenia między I a II serią była większa o 3,5÷8,5 m H_2O wysokość ciśnienia panującego w sieci wodociągowej podczas II serii doświadczeń. Warunki pogodowe (o 15°C niższa temperatura oraz znacznie większa prędkość wiatru) nie powinny mieć wpływu na wyniki fizycznej symulacji awarii.

7.2. Weryfikacja wyników analizy podobieństwa zjawisk

Weryfikacja wyników analizy wymiarowej polegała na przeliczeniu wartości długości i czasu, zmierzonych w warunkach rzeczywistych podczas badań terenowych, na warunki laboratoryjne odpowiednio według tabeli 5.1. i zależności (5.11), a następnie porównaniu uzyskanych wartości z wynikami pomiaru długości i czasu dla analogicznych warunków w laboratorium. Im większa była zgodność wyników uzyskanych w terenie i w laboratorium, tym bardziej zadowalający był wynik weryfikacji. Ocenie poddawano wartości średnich uzyskanych podczas badań terenowych i laboratoryjnych oraz ze względu na większą liczbę wyników badań laboratoryjnych sprawdzano, czy wyniki badań terenowych mieszczą się w ich zakresie.

Wynikom badań terenowych przeprowadzonych na obiekcie OT1 odpowiadały eksperymenty wchodzące w skład II serii badań laboratoryjnych. Doświadczenia odpowiadające symulacjom na stanowiskach nr 1 i 2 obiektu OT1 przeprowadzono w laboratorium wykorzystując grunt „T1r”, a odpowiadające symulacjom na stanowiskach nr 3 i 4 – wykorzystując grunt „T1”. Wynikom badań terenowych uzyskanym na obiekcie OT2 odpowiadały wyniki z IV serii badań laboratoryjnych dla gruntu „T2”.

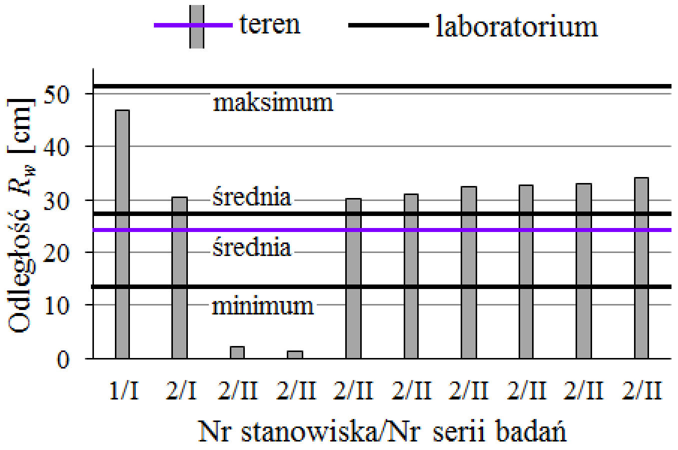
W pierwszej kolejności analizie poddano poziomą odległość miejsca wypływu wody na powierzchnię terenu od miejsca rozszczelnienia przewodu wodociągowego R_w według wzoru (4.11). Porównanie przeliczonych na warunki laboratoryjne wyników badań terenowych na obiekcie OT1 z wynikami badań laboratoryjnych przedstawione zostało na Rys. 7.3. Spośród trzech wartości R_w zmierzonych dla gruntu „T1r” tylko jedna (na stanowisku nr 2) mieściła się w zakresie danych laboratoryjnych, pozostałe dwie są nieznacznie mniejsze (o 0,88 i 0,35 cm) od najmniejszej wartości uzyskanej w badaniach laboratoryjnych. Jest to dyskusyjny wynik weryfikacji, ponieważ z jednej strony różnica między średnimi R_w uzyskanymi w badaniach terenowych i laboratoryjnych jest duża (9,06 cm), z drugiej zaś wartości niemieszczące się w zakresie wyników badań laboratoryjnych znajdują się bardzo blisko jego dolnej granicy. Ponadto należy jednak podkreślić, że wyniki dla gruntu „T1r” mogą budzić wątpliwości, ponieważ na stanowisku nr 2, zgodnie z informacjami podanymi w rozdziale 7.1.2., woda znalazła drogę łatwego odpływu wzdłuż przewodu badawczego, co spowodowało, że utworzył się zaledwie 1 otwór sufozyjny, dla którego uzyskana wartość R_w nie była reprezentatywna. Na stanowiskach nr 1 i 2 powstały więc łącznie zaledwie 3 otwory sufozyjne, z których tylko 2 można uznać za miarodajne. Wynik porównania odpowiadających sobie w warunkach laboratoryjnych i rzeczywistych długości, uzyskany w oparciu o wartości dla gruntu „T1r", należy więc traktować jako niepewny.



Rys. 7.3. Porównanie wyników pomiaru odległości R_w podczas badań terenowych na obiekcie OT1 z wynikami badań laboratoryjnych

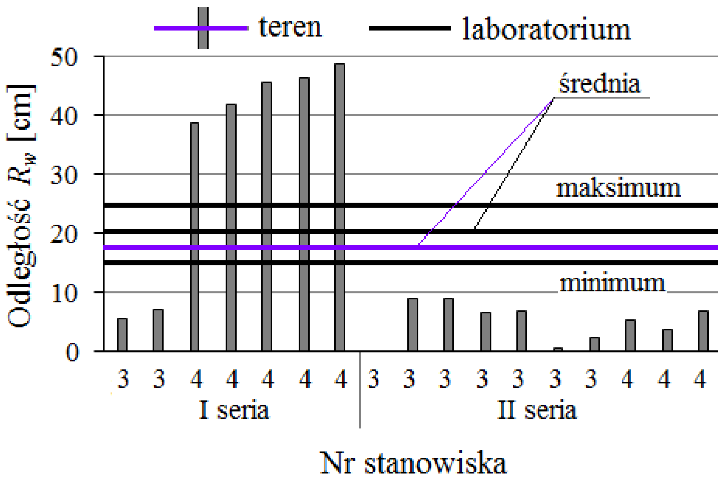
Z kolei dla gruntu „T1" uzyskano bardzo dobre wyniki porównania odpowiadających sobie w warunkach laboratoryjnych i rzeczywistych długości (Rys.7.3). Średnie wartości R_w zmierzone w badaniach terenowych i laboratoryjnych były niemal równe (odpowiednio 9,75 i 9,55 cm). Tylko jedna z 7 wartości wyznaczonych w terenie wykraczała nieznacznie poza zakres danych laboratoryjnych – była większa od największej uzyskanej w laboratorium o 0,14 cm.

Kolejnym etapem weryfikacji było porównanie z wynikami badań laboratoryjnych wyników pomiaru R_w (przeliczonych z wykorzystaniem przyjętej skali) na obiekcie OT2 dla przewodu badawczego $DN{\times}g$ = 110×4,2 (Rys. 7.4.). Dwie z 10 analizowanych wartości R_w zmierzonych podczas badań terenowych znalazły się znacznie poniżej zakresu danych laboratoryjnych – były mniejsze od najmniejszej odległości R_w zmierzonej w laboratorium o 12,46 i 13,23 cm. Spośród pozostałych ośmiu, mieszczących się w zakresie danych laboratoryjnych wartości, jedna różniła się od średniej laboratoryjnej o 18,06 cm, zaś pozostałe o 1,42 ÷ 5,44 cm. Średnie wartości R_w uzyskane w badaniach terenowych i laboratoryjnych różniły się nieznacznie – o 1,28 cm. Można więc uznać, że dla przewodu badawczego $DN{\times}g$ = 110×4,2 na obiekcie OT2 uzyskano pozytywne wyniki porównania odpowiadających sobie w warunkach laboratoryjnych i rzeczywistych odległości.

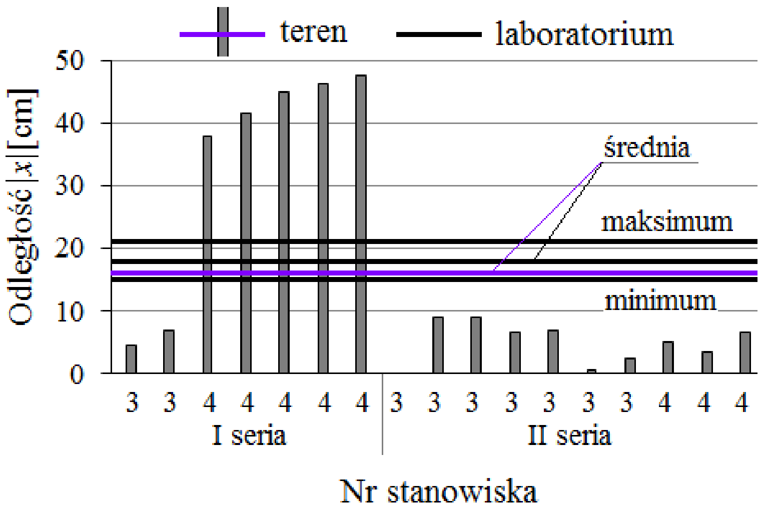


Rys. 7.4. Porównanie wyników pomiaru odległości R_w podczas badań terenowych na obiekcie OT2 ($DN \times g$ = 110×4,2) z wynikami badań laboratoryjnych

Analizując Rys. 7.5. przedstawiający porównanie przeliczonych na warunki laboratoryjne wyników R_w na obiekcie OT2 dla średnicy $DN \times g = 200 \times 7{,}7$ z wynikami badań laboratoryjnych, zauważyć można brak zgodności danych terenowych i laboratoryjnych. Należy podkreślić, że różnica między średnimi nie była duża (3,48 cm) i mieściła się w zakresie badań laboratoryjnych, jednak żadna z wartości R_w zmierzonych na obiekcie OT2 na stanowiskach nr 3 i 4 nie mieściła się w tym zakresie. Aby znaleźć przyczynę rozbieżności, dla tych stanowisk dodatkowo analizie poddano odległości $|x|$ i $|y|$ według Rys. 4.5., na podstawie których oblicza się R_w (Rys. 7.6. i 7.7.). Dla odległości $|x|$ (Rys. 7.6.) uzyskano niemal identyczny wykres jak dla wartości R_w (Rys. 7.5.), ponieważ odległości $|x|$ były tylko nieznacznie mniejsze od R_w. Średnia wartości z pomiarów terenowych $|x|$ mieściła się w zakresie wyników laboratoryjnych i była mniejsza od średniej tych wyników tylko o 1,60 cm. Jednak podobnie jak w przypadku wartości R_w, wszystkie odległości $|x|$ zmierzone na stanowisku nr 3 w obu seriach pomiarowych oraz na stanowisku nr 4 w II serii były wyraźnie mniejsze od wyników uzyskanych w laboratorium, natomiast odległości $|x|$ zmierzone na stanowisku nr 4 w I serii były znacznie większe.

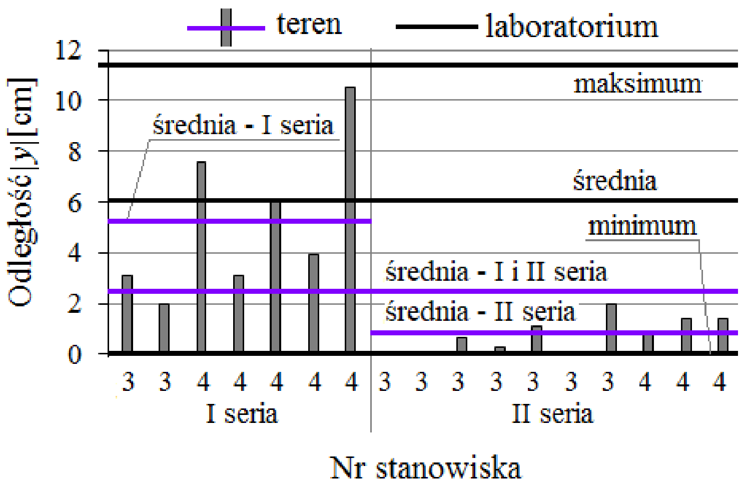


Rys. 7.5. Porównanie wyników pomiaru odległości R_w podczas badań terenowych na obiekcie OT2 ($DN \times g$ = 200×7,7) z wynikami badań laboratoryjnych



Rys. 7.6. Porównanie wyników pomiaru odległości $|x|$ podczas badań terenowych na obiekcie OT2 ($DN \times g$ = 200×7,7) z wynikami badań laboratoryjnych

Znacznie lepsze wyniki weryfikacji skali długości uzyskano dla odległości $|y|$ (Rys. 7.7.). Wszystkie wartości zmierzone podczas badań terenowych mieściły się w zakresie wyników laboratoryjnych. Najmniejszą wartością uzyskaną w obu rodzajach badań było $|y| = 0$. Różnica między średnimi wartościami laboratoryjnymi a uzyskanymi w I serii badań terenowych była mała (1,01 cm), natomiast w II serii większa – 5,39 cm. Biorąc pod uwagę obie serie, różnica wyniosła 3,58 cm. Wynik porównania odpowiadających sobie długości można więc dla wartości $|y|$ uznać za zadowalający.

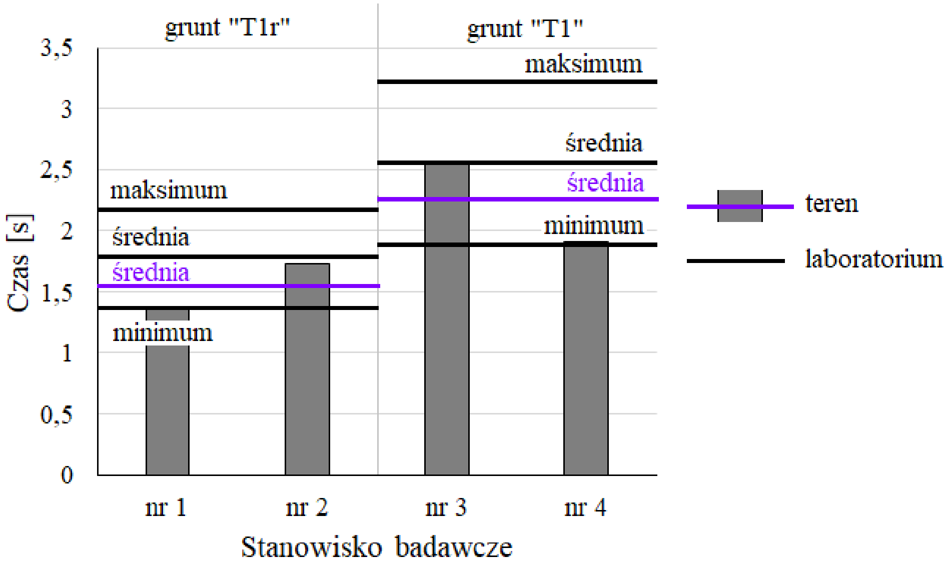


Rys. 7.7. Porównanie wyników pomiaru odległości $|y|$ podczas badań terenowych na obiekcie OT2 ($DN \times g$ = 200×7,7) z wynikami badań laboratoryjnych

Analiza odległości $|x|$ i $|y|$ wykazała, że rozbieżności między terenowymi i laboratoryjnymi wartościami na stanowiskach nr 3 i 4 obiektu OT2 występują przede wszystkim dla jednego kierunku – równoległego do przewodu. Może to wynikać z ewentualnego istnienia anizotropii gruntu rzeczywistego. Ze względu na trudności metodyczne w określaniu tego zjawiska (Iwanek, 2008, Widomski i in, 2013a, Iwanek i Kowalski 2014, Iwanek, 2018,), analiza anizotropii nie wchodziła w zakres badań w ramach niniejszej pracy i wzorem wielu badaczy (np. Barnes i in., 2014, Kuncoro i in., 2014) nie została uwzględniona na stanowisku laboratoryjnym.

Wynik weryfikacji empirycznej analizy podobieństwa, uzyskany na podstawie porównań odpowiadających sobie w warunkach laboratoryjnych i rzeczywistych długości, można więc uznać za zadowalający. W następnej kolejności poddano porównaniom odpowiadające sobie wartości czasu wypływu wody na powierzchnię terenu wskutek symulowanych awarii wodociągu.

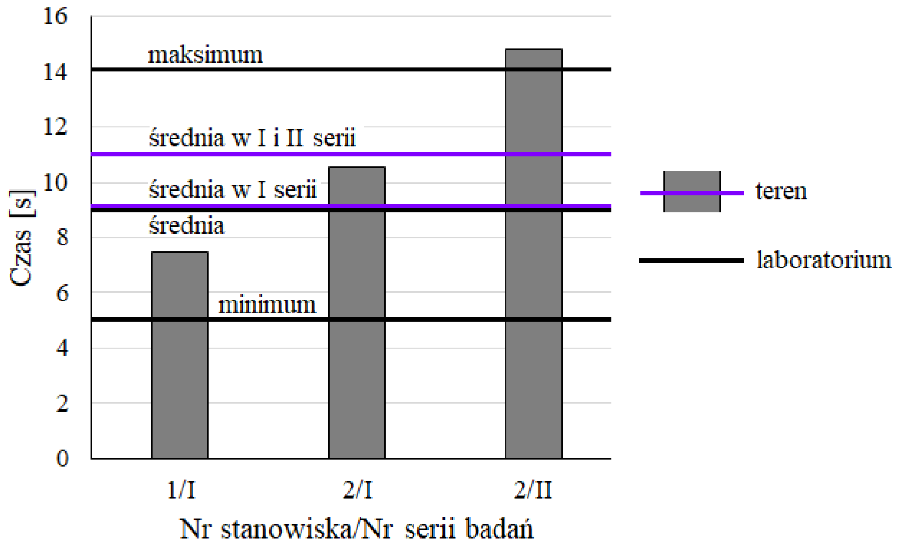
Porównanie wartości czasu wypływu wody na obiekcie OT1 (przeliczonych na warunki laboratoryjne z zachowaniem wyznaczonej skali) z wynikami badań laboratoryjnych przedstawione zostało na Rys. 7.8.



Rys. 7.8. Porównanie wyników pomiaru czasu wypływu wody na powierzchnię terenu, zmierzonego podczas badań terenowych na obiekcie OT1, z wynikami badań laboratoryjnych (II seria, grunt „T1r” i „T1”)

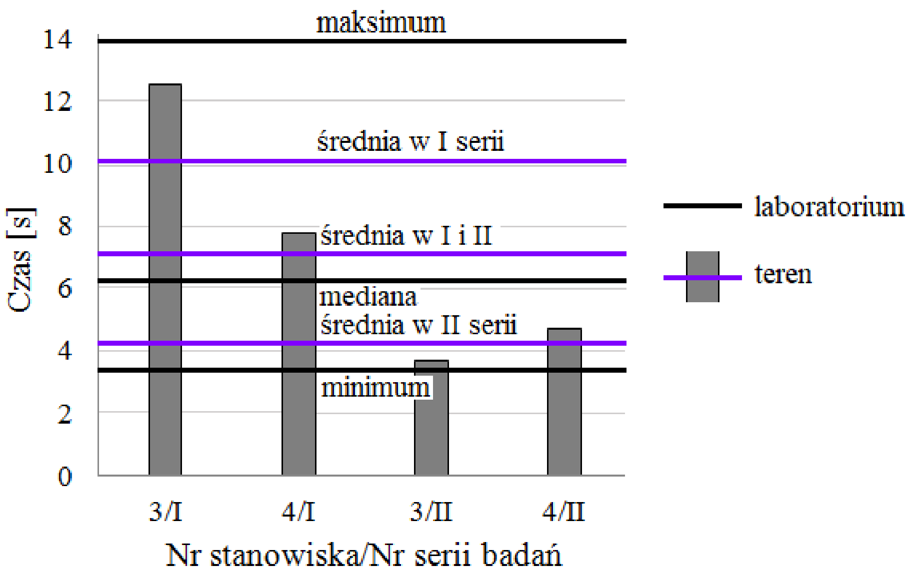
W przypadku kontrolowanej awarii przewodu ułożonego w gruncie rodzimym „T1r” (stanowiska nr 1 i 2), czas wypływu wody na powierzchnię terenu na stanowisku nr 1 (1,34 s po przeliczeniu na warunki laboratoryjne) okazał się nieznacznie mniejszy (o zaledwie 0,01 s) niż minimalny czas zmierzony w laboratorium, natomiast na stanowisku nr 2 mieścił się w zakresie wyników pomiarów laboratoryjnych i różnił się od ich średniej o 0,07 s (3,8%). W przypadku awarii przewodu ułożonego w piasku „T1”, na obu stanowiskach nr 3 i 4 czas wypływu wody na powierzchnię mieścił się w zakresie wyników pomiarów laboratoryjnych, przy czym wartość zmierzona na stanowisku nr 3 była o 0,01 s (0,4%) mniejsza od ich średniej wyników laboratoryjnych, a wartość zmierzona na stanowisku nr 4 była o 0,02 s (1,1%) większa od minimalnej. Zarówno w badaniach terenowych, jak i laboratoryjnych, średni czas wypływu wody był nieco większy dla przewodu ułożonego w piasku „T1” niż dla przewodu ułożonego w gruncie rodzimym „T1r”. W przypadku badań terenowych różnica wynosiła 0,69 s, a w przypadku badań laboratoryjnych – 0,75 s. Są to nieduże wartości, porównywalne ze sobą – różnica względna między nimi, odniesiona do warunków terenowych, wynosi 8,7%.

Kolejnym etapem weryfikacji było porównanie przeliczonego na warunki laboratoryjne czasu wypływu wody na powierzchnię terenu, zmierzonego w warunkach rzeczywistych na stanowiskach badawczych na obiekcie OT2, z czasem zmierzonym w analogicznych warunkach w laboratorium. Uzyskane wyniki przedstawione zostały na Rys. 7.9. i Rys. 7.10.



Rys. 7.9. Porównanie wyników pomiaru czasu wypływu wody na powierzchnię terenu, zmierzonego podczas badań terenowych na obiekcie OT2 (DN 110×4,2) z wynikami badań laboratoryjnych (IV seria, grunt „T2”, DN 12×1,0)

Czasy wypływu wody wskutek rozszczelnienia na całym obwodzie przewodów o średnicy DN 110×4,2 na stanowiskach nr 1 i 2 w I serii badań mieściły się w zakresie wyników badań laboratoryjnych (Rys. 7.9.). Wynik uzyskany w II serii na stanowisku nr 2 (badanie na stanowisku nr 1 nie udało się) nieco wykroczył poza ten zakres – o 0,64 s (4,5%) powyżej górnej granicy zakresu (maksimum). Na podkreślenie zasługuje zgodność wartości średnich uzyskanych w I serii badań terenowych i w badaniach laboratoryjnych – różnica wynosiła zaledwie 0,03 s.



Rys. 7.10. Porównanie wyników pomiaru czasu wypływu wody na powierzchnię terenu, zmierzonego podczas badań terenowych na obiekcie OT2 (DN 200×7,7) z wynikami badań laboratoryjnych (IV seria, grunt „T2", DN 22×1,0)

W przypadku rozszczelnienia przewodów o średnicy DN 200×7,7, w obu seriach badań czas wypływu wody na powierzchnię terenu mieścił się w zakresie wartości zmierzonych podczas symulacji awarii w analogicznych warunkach w laboratorium (Rys. 7.10.). Średnia wszystkich wartości uzyskanych w terenie (w serii I i II) była o 1,00 s (16,1%) większa od mediany wartości czasów zmierzonych podczas badań laboratoryjnych i o 0,31 s (4,5%) od wartości średniej. Ze względu na asymetryczny rozkład zmierzonych w laboratorium wartości czasu (Tab. 5.14) jako przeciętną wartość dla tych wyników należy traktować medianę. Podczas awarii przewodu o średnicy $DN \times g$ = 200×7,7 w terenie woda wypłynęła na powierzchnię terenu wcześniej średnio o 3,73 s (po przeliczeniu na warunki laboratoryjne) w porównaniu z awarią przewodu o średnicy $DN \times g$ = 110×4,2, a analogiczna wartość dla warunków laboratoryjnych wyniosła 2,77 s.

Wszystkie wyniki pomiaru czasu uzyskane podczas badań terenowych po uwzględnieniu skali podobieństwa czasu mieściły się w zakresie wyników badań laboratoryjnych lub wykraczały poza ich zakres co najwyżej o 4,5%. Wynik weryfikacji analizy podobieństwa, uzyskany w oparciu o odpowiadające sobie wartości czasu wypływu wody na powierzchnię terenu po awarii wodociągu, można więc uznać za pozytywny.

Podsumowując, przeprowadzono weryfikację empiryczną wyników analizy wymiarowej poprzez porównanie wybranych wielkości zmierzonych podczas badań laboratoryjnych z odpowiadającymi im wartościami uzyskanymi podczas badań terenowych na obiektach OT1 i OT2, z uwzględnieniem skal podobieństwa. Porównaniom poddano wartości odległości miejsca wypływu wody na powierzchnię terenu względem miejsca symulowanej awarii wodociągu oraz wartości czasu upływającego między początkiem awarii a wypływem wody na powierzchnię. Zgodnie z oczekiwaniami, w przedstawionych porównaniach nie występują matematyczne równości. Są one niemożliwe do osiągnięcia z dwóch głównych powodów: złożoności zjawiska ciśnieniowego wypływu wody do gruntu (wykazanej w rozdziale 2.2.) oraz z powodu uproszczeń w badaniach laboratoryjnych, m. in. przyjęcia jednorodnego ośrodka gruntowego czy pominięcia losowych zmian w profilu gruntowym (powodowanych np. przez zwierzęta drążące tunele). Uproszczenia te są konieczne, by możliwe było przeprowadzenie doświadczenia oraz zachowanie powtarzalności warunków badań w kolejnych powtórzeniach eksperymentu. W przedstawionych w ramach weryfikacji empirycznej porównaniach można zaobserwować podobieństwo. Z ośmiu badanych przypadków (2 obiekty terenowe, na każdym 2 pary stanowisk o jednakowych warunkach badań, 2 analizowane parametry) wyniki dla dwóch okazały się niepewne. W pięciu z pozostałych sześciu przypadków wyniki pomiarów uzyskane podczas badań terenowych, po uwzględnieniu odpowiednich skal podobieństwa (rozdział 5.1.) mieściły się w zakresie wyników badań laboratoryjnych lub tylko nieznacznie wykraczały poza ich zakres (co najwyżej o 6,9%). W jednym przypadku 2 wyniki pomiarów odległości w terenie (obiekt OT1, stanowiska 1 i 2) znalazły się znacznie poniżej zakresu wyników badań laboratoryjnych (o 13,2 cm), ale 8 pozostałych wyników uzyskanych dla tego przypadku mieściło się w zakresie wyników badań laboratoryjnych. Średnie wartości uzyskane w badaniach laboratoryjnych i terenowych można uznać za porównywalne – różnice odległości nie przekraczały 5%, a różnice czasu 18%. W świetle powyższych rozważań można uznać, że wyniki analizy podobieństwa zjawisk przedstawione w rozdziale 5.1. są poprawne, co oznacza, że fizyczne symulacje awarii przewodu wodociągowego w laboratorium przeprowadzone zostały z zachowaniem podobieństwa geometrycznego, kinematycznego i dynamicznego.

7.3. Weryfikacja nowej metody określania promienia strefy wypływu wody na powierzchnię terenu wskutek rozszczelnienia przewodu wodociągowego

Nowa metoda określania promienia strefy wypływu wody na powierzchnię terenu po awarii podziemnego wodociągu została zweryfikowana empirycznie w oparciu o wyniki lokalizacji miejsc takiego wypływu podczas fizycznych symulacji awarii w warunkach rzeczywistych na obiektach OT1 i OT2. Weryfikacji poddano wyniki uzyskane dla tych zbiorów danych laboratoryjnych, które zostały wyznaczone w warunkach odpowiadających eksperymentom w terenie (Tab. 7.13. i 7.14.). Biorąc pod uwagę powierzchnię nieszczelności (związaną ze średnicą przewodu, ponieważ rura była uszkodzona tak, że wyciek występował w całym obwodzie), wyniki badań terenowych na stanowiskach obiektu OT1 (z przewodem $DN{\times}g$ = 63×3,8 mm) wykorzystano do weryfikacji strefy wypływu o promieniu $R_s = R_{s\,0,5} = R_{s\,1,0}$ = 4,0 m określonej dla danych F1, natomiast stanowiska obiektu OT2 z przewodem $DN{\times}g$ = 110×4,2 mm – do weryfikacji strefy wypływu o promieniu $R_s = R_{s\,0,5} = R_{s\,1,0}$ = 5,0 m wyznaczonej dla danych F2, a z przewodem $DN{\times}g$ = 200×7,7 mm – stref wypływu o promieniu $R_{s\,0,5}$ = 4,5 m oraz $R_{s\,1,0}$ = 5,0 m wyznaczonych dla danych F3 (Tab. 7.13.). Ponieważ wysokość ciśnienia panującego w sieci wodociągowej podczas fizycznej symulacji awarii na wszystkich stanowiskach terenowych wynosiła $H \approx 40$ m H_2O, do weryfikacji strefy wypływu o promieniu $R_s = R_{s\,0,5} = R_{s\,1,0}$ = 5,0 m wyznaczonej dla danych H3 wykorzystano wszystkie wyniki pomiarów terenowych (Tab. 7.14.).

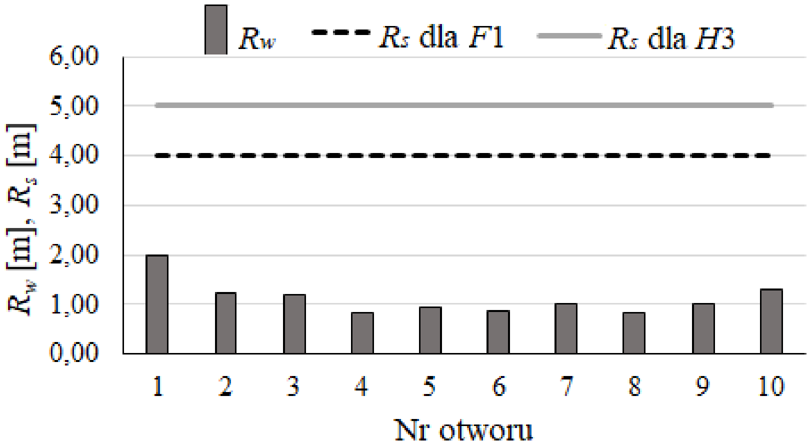
Tab. 7.13. Podstawa weryfikacji promieni stref wypływu uzyskanych dla danych $F1 \div F3$

Badania terenowe			Badania laboratoryjne		Promień strefy R_s	
Obiekt	Stanowisko	$DN{\times}g$ [mm]	DN [mm]	Zbiór danych	$R_{s\,0,5}$ [m]	$R_{s\,1,0}$ [m]
OT1	1 ÷ 4	63×3,8	6,0	$F1$	4,0	
OT2	1 ÷ 2	110×4,2	10,0	$F2$	5,0	
	3 ÷ 4	200×7,7	20,0	$F3$	4,5	5,0

Tab. 7.14. Podstawa weryfikacji promienia strefy wypływu uzyskanej dla danych $H3$

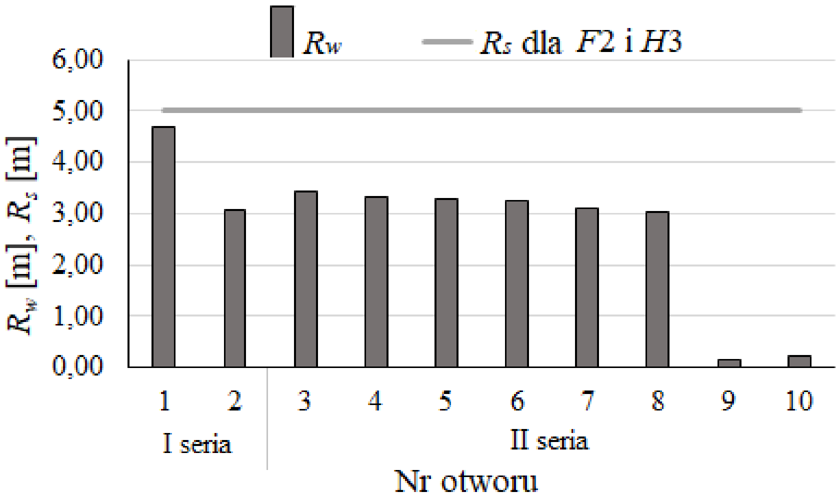
Badania terenowe			Badania laboratoryjne		Promień strefy
Obiekt	Stanowisko	H [m H_2O]	H [m H_2O]	Zbiór danych	$R_s = R_{s\,0,5} = R_{s\,1,0}$ [m]
OT1	1 ÷ 4	40,5	4,0	$H3$	5,0
OT2	1 ÷ 2	40,8			
	3 ÷ 4	39,5			

Podczas fizycznej symulacji awarii wodociągu na obiekcie OT1, na wszystkich stanowiskach woda wypłynęła w obrębie weryfikowanych stref wypływu, zarówno w strefie odpowiadającej zbiorowi danych F1 (czyli dla przewodu o średnicy $DN \times g = 63 \times 3{,}8$ mm), jak i odpowiadającej zbiorowi danych H3 (czyli dla ciśnienia hydraulicznego w sieci $H = 4{,}0$ m H_2O). Wartości R_w nie przekroczyły 2 m, były znacznie mniejsze niż R_s – od 2 do 4,8 razy mniejsze od R_s dla zbioru F1 i od 2,5 do 6 razy mniejsze od R_s dla zbioru H3 (Rys. 7.4.).



Rys. 7.4. Porównanie wyznaczonej nową metodą długości promienia strefy wypływu R_s, z odległością R_w, zmierzoną podczas badań terenowych na obiekcie OT1

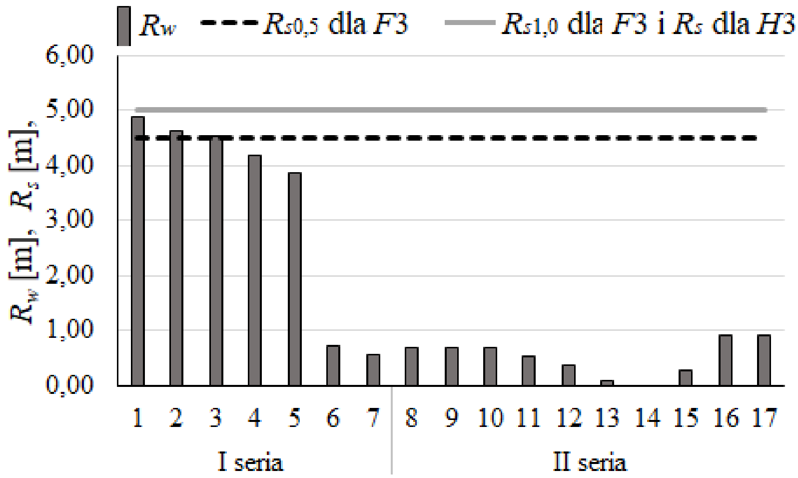
W czasie fizycznej symulacji awarii wodociągu o średnicy $DN \times g = 110 \times 4{,}2$ mm na obiekcie OT2, zarówno w pierwszej, jak i w drugiej serii badań, wszystkie otwory, którymi woda wypłynęła na powierzchnię terenu, znalazły się w 5-metrowej strefie wypływu. Jeden z punktów był oddalony od wyznaczonej nową metodą granicy strefy zaledwie o 0,32 m, w dwóch miejscach woda wypłynęła niemal wprost nad nieszczelnością w rurze, a pozostałe punkty były odległe od granicy strefy wypływu o niecałe 2 m (Rys. 7.5.).



Rys. 7.5. Porównanie wyznaczonej nową metodą długości promienia strefy wypływu R_s, z odległością R_w, zmierzoną podczas badań terenowych na obiekcie OT2 (średnica wodociągu 110×4,2 mm)

Pierwsza seria fizycznej symulacji awarii wodociągu o średnicy $DN \times g = 200 \times 7{,}7$ mm na obiekcie OT2 była jedyną, po której nie wszystkie punkty odpowiadające otworom sufozyjnym znalazły się w obrębie strefy wypływu wody (Rys. 7.6.). Dotyczyło to tylko 4,5-metrowej strefy wypływu wyznaczonej z dokładnością 0,5 m ($R_{s\,0,5}$), odpowiadającej zbiorowi danych F3. Dwa z 7 otworów sufozyjnych znalazły się poza tą strefą oddalone od granicy odpowiednio o 37 cm i 13 cm, jeden natomiast położony był na jej granicy, lecz punkt charakteryzujący go (najbardziej oddalony od miejsca wycieku wody z rury) znalazł się 4 cm poza strefą. W drugiej serii badań wszystkie otwory w całości położone były w obrębie tej strefy, ponad 4 m od jej granicy. Druga z weryfikowanych, 5-metowa strefa pokryła wszystkie miejsca wypływu wody, zarówno w I, jak i II serii badań.

Podsumowanie wyników weryfikacji zestawiono w tabeli 6.14. Jeśli wszystkie punkty charakteryzujące miejsca wypływu wody znalazły się w wewnątrz wyznaczonej nową metodą strefy wypływu, to wynik weryfikacji uznawany był jako pozytywny (+). Jeśli natomiast co najmniej 1 punkt znalazł się poza strefą, to wynik był negatywny (–).



Rys. 7.6. Porównanie wyznaczonej nową metodą długości promienia strefy wypływu R_s, z odległością R_w, zmierzoną podczas badań terenowych na obiekcie OT2 (średnica wodociągu 200×7,7 mm)

Tab. 6.14. Podsumowanie weryfikacji nowej metody określania promienia strefy wypływu wody na powierzchnię terenu po awarii sieci wodociągowej

Obiekt	Stanowisko	Seria badań	Promień strefy R_s		
			4,0 m	4,5 m	5,0 m
OT1	1 ÷ 4	I	+	Nie dotyczy	+
OT2	1 ÷ 2	I	Nie dotyczy	Nie dotyczy	+
		II	Nie dotyczy	Nie dotyczy	+
	3 ÷ 4	I	Nie dotyczy	–	+
		II	Nie dotyczy	+	+

Na podstawie przeprowadzonych analiz, ponieważ tylko w jednym z 8 przypadków punkty wypływu znalazły się poza wyznaczoną strefą wypływu, ogólny wynik weryfikacji nowej metody określania promienia strefy wypływu wody na powierzchnię terenu po awarii sieci wodociągowej można uznać za pozytywny.

8. Podsumowanie pracy i wnioski końcowe

Głównym celem pracy było opracowanie metody wyznaczania promienia strefy na powierzchni terenu, w obrębie której może nastąpić wypływ wody po awarii podziemnego przewodu wodociągowego. Podjęcie tematu wynikało z jednej strony z faktu, że problem awarii związanych z rozszczelnieniem sieci wodociągowych, pomimo że jest szeroko opisywany w literaturze, stosunkowo rzadko kojarzony jest ze zjawiskiem sufozji, stanowiącym poważne zagrożenie na terenach zurbanizowanych, z drugiej zaś z potrzeby wyznaczenia takich stref ze względów ekologicznych, społecznych i ekonomicznych.

Jak wykazano w pracy, przepływ wody w gruncie, spowodowany rozszczelnieniem pracującego pod ciśnieniem wodociągu, jest zjawiskiem złożonym, zależnym od szeregu różnych, powiązanych ze sobą lub niezależnych od siebie czynników. Badanie tego zjawiska w warunkach laboratoryjnych wymagało przeprowadzenia analizy podobieństwa zjawisk oraz wyboru spośród parametrów związanych z wypływem wody na powierzchnię terenu po rozszczelnieniu przewodu wodociągowego tych wielkości fizycznych, których wpływ na analizowany proces jest największy. Ostatecznie wykorzystując zasadę Pareto, po przeprowadzeniu analizy literaturowej i badań symulacyjnych w programie FEFLOW v. 5.3, spośród 25 parametrów wybrano pięć (wysokość ciśnienia w przewodzie, wilgotność, wskaźnik różnoziarnistości i współczynnik filtracji gruntu oraz czas przepływu wody w gruncie), których związek z odległością wypływu wody na powierzchnię terenu względem miejsca awarii przewodu (R_w) okazał się największy.

Wykorzystując wyniki analizy podobieństwa zjawisk oraz uwzględniając zredukowany zbiór parametrów zaprojektowano i zbudowano stanowisko laboratoryjne, na którym w czterech seriach wykonano łącznie 561 udanych fizycznych symulacji awarii podziemnego wodociągu dla różnych wysokości ciśnienia hydraulicznego w przewodzie badawczym (od 3 do 6 m H_2O), różnych powierzchni nieszczelności (od 2,83 do 18,84 cm^2), a także różnego rodzaju gruntów (o wskaźniku różnoziarnistości od 2,35 do 5,20) oraz różnych wilgotności (od 2,10 do 12,11%) i stopni ich zagęszczenia (od 0,64 do 1,00). Uzyskane wartości R_w badano w aspekcie zależności z wybranymi wcześniej parametrami, uwzględniając każdy parametr oddzielnie (analiza regresji i korelacji) oraz biorąc pod uwagę wszystkie parametry jednocześnie (twierdzenie Buckinghama i nieliniowa estymacja metodą najmniejszych kwadratów). Ponieważ nie udało się znaleźć funkcji określającej wpływ analizowanych parametrów na R_w, kolejnym etapem badań była analiza położenia punktów odpowiadających miejscom wypływu wody na powierzchnię terenu (otworom sufozyjnym) w aspekcie geometrycznym, z pominięciem zależności fizycznych. Ocena przestrzennego rozkładu otworów przeprowadzona z wykorzystaniem funkcji Ripleya wykazała, że rozmieszczenie punktów odpowiadających otworom sufozyjnym jest realizacją homogenicznego procesu Poissona, co oznacza, że przestrzenny rozkład tych punktów ma charakter losowy.

Losowość położenia punktów reprezentujących miejsca wypływu wody na powierzchnię terenu po awarii podziemnego wodociągu sprawia, że trudno jest opisać utworzony przez nie zbiór w oparciu o klasyczne pojęcia geometrii euklidesowej. Jak wykazał dokonany przegląd literatury, istnieje stosunkowo nowe narzędzie, które w różnych dziedzinach nauki z powodzeniem sprawdza się przy charakterystyce takich zbiorów – jest nim geometria fraktalna.

Przeprowadzone analizy potwierdziły, że badana struktura zbudowana z punktów odpowiadających otworom sufozyjnym, osadzona w przestrzeni 2-wymiarowej spełnia warunki stawiane fraktalom probabilistycznym. Z punktu widzenia celu badań istotny był tylko jeden wymiar – odległość miejsca wypływu wody na powierzchnię terenu od miejsca rozszczelnienia przewodu. Przekształcono więc strukturę osadzoną w przestrzeni 2-wymiarowej na strukturę osadzoną w przestrzeni 1-wymiarowej, tak by nie straciła ona swojego fraktalnego charakteru, co znacznie uprościło kolejne analizy. Opracowano algorytm liczenia wymiaru fraktalnego utworzonej struktury (nazwanej liniową) w programie MS Excel. Wyznaczenie wymiaru pozwoliło zdefiniować parametr R_{fr} (jako iloczyn wymiaru fraktalnego i odległości punktu położonego najdalej od miejsca wycieku), który stał się podstawą określenia promienia strefy wypływu.

Przeprowadzone analizy struktur liniowych uzyskanych na podstawie badań laboratoryjnych wykazały, że liczba punktów, z których są zbudowane struktury, wpływa na wartość R_{fr}. Aby ocenić wielkość tego wpływu, konieczne było powtórzenie analizy dla większej liczby różnych struktur liniowych, zwłaszcza zbudowanych z dużej liczby punktów (powyżej 150). Zadanie to stało się możliwe dzięki wykorzystaniu metody Monte Carlo do budowy struktur hipotetycznych. Wymagało to opracowania algorytmu tworzenia hipotetycznych populacji liczb pseudolosowych odpowiadających odległościom punktów wypływu wody na powierzchnię terenu od miejsca awarii. Wygenerowano łącznie 1920 ciągów liczb pseudolosowych, odpowiadających strukturom liniowym zbudowanym z różnej liczby punktów. Dla każdej struktury wyznaczony został wymiar fraktalny wraz z oceną w postaci współczynnika determinacji R^2, określona została odległość punktu położonego najdalej od miejsca wycieku oraz obliczony został parametr R_{fr}. Zaobserwowano, że istnieje pewna graniczna liczebność punktów tworzących strukturę, zaczynając od której wyznaczone dla danej struktury wartości R_{fr} są skupione wokół średniej i przyrost średniej wartości R_{fr} ze wzrostem liczebności punktów odpowiadających próbie hipotetycznej populacji jest nieistotny statystycznie. Przeprowadzone analizy pozwoliły wyznaczyć wartość tej liczebności, co z kolei umożliwiło obliczenie parametru R_{fr} dla struktury o tejże liczebności i wreszcie oszacowanie na jego podstawie promienia strefy wypływu.

Wyniki teoretycznych analiz, zarówno analizy podobieństwa stanowiącej pierwszy etap badań, jak i analiz końcowych, prowadzących do określenia promienia strefy wypływu z wykorzystaniem geometrii fraktalnej, poddane zostały weryfikacji empirycznej w oparciu o wyniki pomiarów uzyskanych podczas badań terenowych w warunkach rzeczywistych. Wyniki weryfikacji w obydwu przypadkach można uznać za pozytywne.

Przeprowadzone prace badawcze pozwoliły osiągnąć główny cel pracy, czyli opracować metodę wyznaczania na powierzchni terenu promienia strefy, w obrębie której może nastąpić wypływ wody po rozszczelnieniu podziemnego przewodu wodociągowego. Osiągnięcie założonego celu pracy wykazało słuszność głównej tezy, mówiącej że promień strefy wypływu wody na powierzchnię terenu po wystąpieniu nieszczelności w podziemnym przewodzie wodociągowym można opisać z wykorzystaniem teorii geometrii fraktalnej.

Poza wykazaniem słuszności głównej tezy, ze zrealizowanych badań wynikają wnioski, które można sformułować następująco:

– punkty odpowiadające miejscom wypływu wody na powierzchnię terenu po awarii podziemnego wodociągu są rozmieszczone losowo,
– do oceny rozmieszczenia otworów sufozyjnych można wykorzystać funkcję Ripleya,
– struktury geometryczne zbudowane z punktów odpowiadających miejscom wypływu wody na powierzchnię terenu po awarii podziemnego wodociągu mają cechy fraktali probabilistycznych,
– możliwe jest przekształcenie struktury fraktalnej zbudowanej z punktów odpowiadających miejscom wypływu wody na powierzchnię terenu, osadzonej w przestrzeni 2-wymiarowej na strukturę osadzoną w przestrzeni 1-wymiarowej, z zachowaniem cech zbioru fraktalnego.

Wyznaczenie wielkości stref wypływu wody na powierzchnię terenu wskutek rozszczelnienia podziemnego przewodu jest tylko jednym z problemów związanych z nieuniknionymi awariami wodociągów, jednak bardzo ważnym z punktu widzenia bezpieczeństwa ludzi i istniejącej infrastruktury. Badania związane z wypływem wody z przewodu ciśnieniowego do gruntu powinny więc być kontynuowane. Przedmiotowy problem obejmuje szerokie spektrum wzajemnie powiązanych zagadnień z różnych dziedzin nauki, głównie mechaniki płynów, hydrologii i reologii gruntów, dlatego pełne rozpoznanie tych zagadnień wciąż pozostaje otwartym wyzwaniem. Badania prowadzone w ramach prezentowanej pracy skoncentrowane były na opisie geometrycznym zbioru punktów odpowiadających otworom sufozyjnym. Stanowiły więc tylko jedno z możliwych podejść do problemu wypływu wody z rozszczelnionego ciśnieniowego rurociągu do gruntu, niemniej podejście to pozwoliło osiągnąć cel pracy i dlatego można je uznać za istotny wkład w lepsze poznanie przedmiotowego zjawiska. Analizy powinny być jednak kontynuowane w różnych aspektach, nie tylko geometrycznym. Rezultaty prezentowane w ramach niniejszej pracy mogą być wykorzystane w przyszłych badanich, przy czym warto zwrócić uwagę na możliwości:

- wykorzystania opracowanej metodyki przeprowadzenia fizycznej symulacji awarii wodociągu, polegającej na rozszczelnieniu przewodu,
- wykorzystania opracowanego algorytmu wyznaczania wymiaru fraktalnego struktur geometrycznych składających się z punktów odpowiadających miejscom wypływu wody na powierzchnię terenu,
- wykorzystania opracowanego na bazie metody Monte Carlo algorytmu budowy hipotetycznych struktur, symulujących zbiory punktów odpowiadających miejscom wypływu wody na powierzchnię terenu po rozszczelnieniu wodociągu.

Wśród kierunków przyszłych badań należy również uwzględnić opracowanie kryteriów dotyczacych lokalizacji proponowanych stref bezpieczeństwa. Jest to obszerne zagadnienie, wymagające z jednej strony analizy niezawodności poszczególnych elementów sieci wodociągowej, z drugiej zaś uwzględnienia zagęszczenia oraz charakteru istniejącej infrastruktury podziemnej i obiektów naziemnych.

Praktycznym zastosowaniem opracowanej metody wyznaczania na powierzchni terenu promienia strefy, w obrębie której może nastąpić wypływ wody po awarii podziemnego wodociągu, może być wyznaczenie strefy bezpieczeństwa wzdłuż wodociągu na terenie zurbanizowanym. Informacja o wielkości strefy bezpieczeństwa ułatwiłaby projektantom planowanie zarówno tras sieci wodociągowych, jak i położenia innych elementów infrastruktury podziemnej i naziemnej, a eksploatatorom sieci wodociągowych pomogłaby w podejmowaniu decyzji odnośnie działań mających na celu niedopuszczenie do wystąpienia katastrof związanych z sufozją lub przynajmniej ograniczenie liczby takich katastrof.

9. Bibliografia

1. Abdelhamid Y., El Shamy U. (2015): Pore-Scale Modeling of Fine-Particle Migration in Granular Filters. International Journal of Geomechanics 16(3), 04015086.
2. Abramov C. K. (1952): Method of calculation and selection of filters for drilled wells. Moscow.
3. Ahl C., Niemeyer J. (1989): The fractal dimension of the pore-volume inside soils. Zeitschrift für Pflanzenernährung und Bodenkunde 152(5), 457–458.
4. Ahmadi A., Neyshabouri M. R., Rouhipour H., Asadi H. (2011): Fractal dimension of soil aggregates as an index of soil erodibility. Journal of Hydrology 400(3), 305–311.
5. Aksela K., Aksela M., Vahala R. (2009): Leakage detection in a real distribution network using a SOM. Urban Water Journal 6(4), 279–289.
6. Alalaimi M., Lorente S., Wechsatol W., Bejan A. (2015): The robustness of the permeability of constructal tree-shaped fissures. International Journal of Heat and Mass Transfer 90, 259–265.
7. Al-Ghamdi A. S. (2011): Leakage – pressure relationship and leakage detection in intermittent water distribution systems. Journal of Water Supply: Research and Technology-Aqua 60(3), 178–183.
8. Alvarez A. C., Hime G., Marchesin D., Bedrikovetsky P. G. (2007): The inverse problem of determining the filtration function and permeability reduction in flow of water with particles in porous media. Transp. Porous Med. 70(1), 43–62.
9. Alvisi S., Franchini M. (2009): Multiobjective optimization of rehabilitation and leakage detection scheduling in water distribution systems. Journal of Water Resources Planning and Management 135(6), 426–439.
10. Anderson A. N., McBratney A. B., FitzPatrick E. A. (1996): Soil mass, surface and spectral fractal dimensions estimated from thin sections photographs. Soil Sci. Soc. Am. J. 60, 962–969.
11. Araujo L. S., Ramos H., and Coelho S. T. (2006): Pressure control for leakage minimisation in water distribution systems management. Water Resour. Manage. 20(1), 133–149.

12. Azoumah Y., Bieupoude P., Neveu P. (2012): Optimal design of tree-shaped water distribution network using constructal approach: T-shaped and Y-shaped architectures optimization and comparison. International Communications in Heat and Mass Transfer 39(2), 182–189.
13. Barnes R. T., Gallagher M. E., Masiello C. A. Liu, Z., Dugan B. (2014): Biochar-induced changes in soil hydraulic conductivity and dissolved nutrient fluxes constrained by laboratory experiments. PLoS One 9(9), e108340.
14. Barnsley M. F. (1993): Fractals Everywhere. Academic Press, Boston.
15. Barnsley M., Hutchinson J., Stenflo Ö. (2005): A fractal valued random iteration algorithm and fractal hierarchy. Fractals 13(02), 111–146.
16. Bartoli F., Philippy R., Doirisse M., Niquet S., Dubuit M. (1991): Structure and self-similarity in silty and sandy soils: the fractal approach. J. Soil Sci. 42, 167–185.
17. Baveye P., Boast C. W., Ogawa S., Parlange J. Y., Steenhuis T. (1998): Influence of image resolution and thresholding on the apparent mass fractal characteristics of preferential flow patterns in field soils. Water Resources Research 34(11), 2783–2796.
18. Bayat H., Neyshaburi M. R., Mohammadi K., Nariman-Zadeh N., Irannejad M., Gregory A. S. (2013): Combination of artificial neural networks and fractal theory to predict soil water retention curve. Computers and electronics in agriculture 92, 92–103.
19. Bejan A., Lorente S. (2007): Constructal tree-shaped flow structures. Applied Thermal Engineering 27, 755–76.
20. Berardi L., Giustolisi O., Kapelan Z., Savic D. A. (2008): Development of pipe deterioration models for water distribution systems using EPR. Journal of Hydroinformatics 10.2, 113–126.
21. Bergel T. (2012): Awaryjność sieci wodociągowych małych wodociągów grupowych w Polsce. Gaz, Woda i Technika Sanitarna 12, 536–538.
22. Bernoulli D. (1738): Danielis Bernoulli... Hydrodynamica, sive De viribus et motibus fluidorum commentarii. Opus academicum ab auctore, dum Petropoli ageret, congestum. Sumptibus Johannis Reinholdi Dulseckeri.
23. Bieupoude P., Azoumah Y., Neveu P. (2011): Environmental optimization of tree-shaped water distribution networks. W: Water resources management VI. Proceedings of the sixth International Conference on

Sustainable Water Resources Management. California. WIT Transactions on Ecology and the Environment 145, 99–109.
24. Bimpas M., Amditis A., Uzunoglu N. (2010): Detection of water leaks in supply pipes using continuous wave sensor operating at 2.45 GHz. Journal of Applied Geophysics 70, 226–236.
25. Birek L., Petrovic D., Boylan J. (2014): Water leakage forecasting: the application of a modified fuzzy evolving algorithm. Applied Soft Computing 14, 305–315.
26. Błażejewski R., Maćkowski S. (2009): Eksfiltracja, infiltracja i sufozja przez szczeliny uszkodzonych kanałów ściekowych. W: Dziopak J., Słyś D., Stec A. (red.) Materiały II Ogólnopolskiej Konferencji Naukowo-Technicznej Infrastruktura Komunalna a Rozwój Zrównoważony Terenów Zurbanizowanych INFRAEKO, 19–31.
27. Bogucki Z. (1971): Elementy statystyki dla biologów. Statystyka opisowa. Poznań.
28. Bonelli S., Marot D. (2008): On the modelling of internal soil erosion. The 12th International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG), 1–6 October, Goa, India,.
29. Boryczko K., Pasierb A. (2017): Method for forecasting the failure rate index of water pipelines. W: Pawłowska M., Pawłowski L. (red.) Environmental Engineering V, Taylor & Francis Group, London, 15–24.
30. Briggs J. (1992): Fractals. The patterns of chaos. Touchstone Publishers, New York.
31. Brix H., Arias C. A., Del Bubba M. (2001): Media selection for sustainable phosphorus removal in subsurface flow constructed wetlands. Water Science & Technology, 44(11–12), 47–54.
32. Bryja K., Martan J. (2011): O zastosowaniach geometrii fraktalnej. Gospodarka, Rynek, Edukacja 12(1), 29–34.
33. Buchberger S. G., Nadimpalli G. (2004): Leak estimation in water distribution systems by statistical analysis of flow readings. ASCE Journal of Water Resources Planning and Management 130, 321–329.
34. Buckingham E. (1914): On physically similar systems; illustrations of the use of dimensional equations. Phys. Rev. 4, 345–376.
35. Burenkova V. V. (1993): Assessment of suffusion in non-cohesive and graded soils. W: Brauns J., Heibum M., Schuler U. (red.) Proc. of the First International Conference Geo-Filters Filters in Geotechnical Engineering, Balkema, 357–360.

36. Cantor G. (1883): Über unendliche, linear Punktmannigfaltigkein V, Math. An. 21, 545–591.
37. Cao H., Yue X. (2014): Homogenization of Richards' equation of van Genuchten–Mualem model. Journal of Mathematical Analysis and Applications 412(1), 391–400.
38. Cassa A. M., van Zyl J. E., Laubscher R. F. (2010): A numerical investigation into the effect of pressure on holes and cracks in water supply pipes. Urban Water Journal 7(2), 109–120.
39. Chen Y., Shen C. Lu, P., Huang Y. (2015): Role of pore structure on liquid flow behaviors in porous media characterized by fractal geometry. Chemical Engineering and Processing: Process Intensification 87, 75–80.
40. Ciukszo M., Iwanek M., Suchorab P., Kowalska B., Franus M. (2015): Praca wkładki „in-situ" w nawodnionym gruncie. Instal 11(367), 75–78, 83.
41. Colombo L., Francani V., Gattinoni P. (2014): Suffosion hazard for building and infrastructure in the High Lombardy Plain (Northern Italy). 14th International Multidisciplinary Scientific GeoConference: SGEM: Surveying Geology & Mining Ecology Management 1(2), 869–876.
42. Covas D., Ramos H. (2010): Case studies of leak detection and location in water pipe systems by inverse transient analysis. Journal of Water Resources Planning and Management 136(2), 248–257.
43. Crawford J. W., Matsui N. (1996): Heterogeneity of the pore and solid volume of soil: distinguishing a fractal space from its non-fractal complement. Geoderma, 73(3), 183–195.
44. Darcy H. (1856): Les fontaines publiques de la ville de Dijon. Paris.
45. Darcy H. (1857): Recherches expérimentales relatives au mouvement de l'eau dans les tuyaux Mallet-Bachelier, Paris.
46. De Paola F., Giugni M. (2012): Leakages and pressure relation: an experimental research. Drinking Water Engineering and Science 5(1), 59–65.
47. Demirci S., Yigit E., Eskidemir I. H., Ozdemir C. (2012): Ground penetrating radar imaging of water leaks from buried pipes based on back-projection method. NDT&E International 47, 35–42.
48. Denczew S., Królikowski A. (2002): Podstawy nowoczesnej eksploatacji układów wodociągowych i kanalizacyjnych. Wyd. Arkady, Warszawa.

49. Devaney R. L. (1990): Chaos, fractals and dynamics. Addison-Wesley, Menlo Park.
50. Diao K., Butler D., Ulanicki B. (2017): Fractality in water distribution networks. Computing and Control for the Water Industry – CCWI 2017. Sheffield.
51. Dikinya O., Hinz C., Aylmore G. (2006): Dispersion and re-deposition of fine particles and their effects on saturated hydraulic conductivity. Aust. J. Soil Res. 44(1), 47–56.
52. Di Nardo A., Di Natale M., Giudicianni C., Greco R., Santonastaso G. F. (2017): Complex network and fractal theory for the assessment of water distribution network resilience to pipe failures. Water Science and Technology: Water Supply, ws2017124.
53. Dixon P. M. (2002): Ripley's K function. W: El-Shaaraui A.H., Piergorsch W.W. (red.) The Encyclopedia of Environmetrics. Willey, New York, 1796–1803.
54. Drobot S. (1954): O analizie wymiarowej. Zastosowania Matematyki I(4), 233–272.
55. Eliades D. G., Polycarpou M. M. (2012): Leakage fault detection in district metered areas of water distribution systems. Journal of Hydroinformatics 14.4, 992–1005.
56. Ellis J. B., Revitt D. M., Lister P., Willgress C. Buckley A. (2003): Experimental Studies of sewer exfiltration. Water Science and Technology 47(4), 61–67.
57. El Serafy G. Y., Heemink A. W., van Geer F. C. (2008): Identification of ground water flow patterns using particle models. Applied Mathematical Modelling 32(7), 1208–1218.
58. Empacher A. B., Sęp Z., Żakowska A., Żakowski W. (1975): Mały słownik matematyczny. Wiedza Powszechna, Warszawa.
59. Falconer K. J. (1990): Fractal Geometry: Mathematical Foundations and Applications. John Wiley, Chichester.
60. Farley M., Trow S. (2003): Losses in Water Distribution Networks. IWA Publishing, London.
61. Ferrante M. (2012): Experimental Investigation of the Effects of Pipe Material on the Leak Head-Discharge Relationship. Journal of Hydraulic Engineering 138(8), 736–743.
62. Ferrante M., Brunone B., Meniconi S., Capponi C., Massari C. (2014): The leak law: From local to global scale. Procedia Engineering 70, 651–659.

63. Fiorini Morosini A., Veltri P., Costanzo F., Savić D. (2014): Identification of leakages by calibration of WDS models. Procedia Engineering 70, 660–667.
64. Fontana N., Giugni M., Portolano D. (2012): Losses Reduction and Energy Production in Water-Distribution Networks. Journal of Water Resources Planning and Management 138(3), 237–244.
65. Fox S., Collins R., Boxal J. (2016): Physical investigation into the significance of ground conditions on dynamic leakage behavior. Journal of Water Supply: Research and Technology — AQUA 65.2, 103–115.
66. Friesen W. I., Mikula R. J. (1987): Fractal dimensions of coal particles. J. Colloid Interface Sci. 120, 263–271.
67. Fujimura K. (2007): Pipeline management in Tokyo – measures for leakage prevention. Journal of Water Supply: Research and Technology — AQUA 56.6–7, 453–462.
68. Gamboa-Medina M. M., Ribeiro Reis L. F., Capobianco Guido R. (2014): Feature extraction in pressure signals for leak detection in water networks. Procedia Engineering 70, 688–697.
69. Garrison Jr. J. R., Pearn W. C., Rosenberg D. U. (1992): The fractal Menger sponge and Sierpinski carpet as models for reservoir rock/pore systems: I. Theory and image analysis of Sierpinski carpets. In Situ 16, 351–406.
70. Garrison Jr. J. R., Pearn W. C., Rosenberg D. U. (1993): The fractal Menger sponge and Sierpinski carpet as models for reservoir rock/pore systems: II. Image analysis of natural fractal reservoir rocks. In Situ 17, 1–53.
71. Gdawiec K., Kotarski W. (2008): Fraktalne rozpoznawanie obiektów dwuwymiarowych. W: Systemy wspomagania decyzji. Instytut Informatyki Uniwersytetu Śląskiego, Katowice, 261–268.
72. Ghanbarian B., Hunt A. G., Ewing R. P., Sahimi M. (2013): Tortuosity in porous media: a critical review. Soil Science Society of America Journal, 77(5), 1461–1477.
73. Giménez D., Perfect E., Rawls W. J., Pachepsky Y. (1997): Fractal models for predicting soil hydraulic properties: a review. Engineering Geology 48(3), 161–183.
74. Goreaud F., Pélissier R. (2000): Spatial structure analysis of heterogeneous point patterns: examples of application to forest stands. ADS in ADE-4 Topic Documentation 8, 1–49.

75. Greyvenstein B., Van Zyl J. E. (2007): An experimental investigation into the pressure-leakage relationship of some failed water pipes. Journal of Water Supply: Research and Technology — AQUA 56.2, 117–124.
76. Guo S., Zhang T., Shao W., Zhu D. Z., Duan Y. (2013): Two-dimensional pipe leakage through a line crack in water distribution systems. J. Zhejiang Univ.-Sci. A (Appl. Phys. & Eng.) 14(5), 371–376.
77. Gutiérrez F., Guerrero J., Lucha P. (2008): A genetic classification of sinkholes illustrated from evaporite paleokarst exposures in Spain. Environ. Geol. 53, 993–1006.
78. Halton J. H. (1970): A retrospective and prospective survey of the Monte Carlo method. SIAM Review 12, 1–63.
79. Harouiya N., Rue S. M., Prost-Boucle S., Lienar A., Esser D., Molle P. (2011): Phosphorus removal by apatite in horizontal flow constructed wetlands for small communities: pilot and full-scale evidence. Water Science & Technology 63(8), 1629–1637.
80. Harvey R., McBean E. A., Gharabaghi B. (2014): Predicting the timing of water main failure using artificial neural networks. J. Water Plann. Manage. 140(4), 425–434.
81. Hassan M. K., Kurths J. (2002): Can randomness alone tune the fractal dimension? Physica A 315, 342–352.
82. Hatano R., Booltink H. W. G. (1992): Using fractal dimensions of stained flow patterns in a clay soil to predict bypass flow. Journal of Hydrology 135(1–4), 121–131.
83. Hausdorff F. (1918): Dimension und äußeres Maß. Mathematische Annalen 79, 157–179.
84. Hazen A. (1892): Some Physical Properties of Sands and Gravels, Mass. State Board of Health, 24th Annual Report, 539–556.
85. Hoffmann W., Mikołajczyk M. (2004): Nowoczesne zastosowania geometrii fraktalnej. W: Choraś R. S., Fabisiak K. (red.) Studia i materiały polskiego stowarzyszenia zarządzania wiedzą. Polskie Stowarzyszenie Zarządzania Wiedzą, Bydgoszcz, 30–34.
86. Hotloś H. (2009): Analiza uszkodzeń i kosztów naprawy przewodów wodociągowych w okresie zimowym. Ochrona Środowiska 31(2), 41–48.
87. Hutchinson J. E. (1981): Fractals and self similarity. Indiana Univ. Math. J. 30(5), 713–747.

88. Ippish O., Vogel H.-J., Bastian P. (2006): Validity limits for the van Genuchten–Mualem model and implications for parameter estimation and numerical simulation. Advances in Water Resources 29, 1780–1789.
89. Islam M.S., Sadiq R., Rodriguez M.J., Francisque A., Najjaran H., Naser B., Hoorfar M. (2012): Evaluating leakage potential in water distribution systems: a fuzzy-based methodology. Journal of Water Supply: Research and Technology — AQUA 61.4, 240–252.
90. Istomina W. S. (1957): Filtracionnaja ustoicziwost gruntow. W.G.I. Moskwa.
91. Iwanejko R. (2009): Klasyczne i nieklasyczne metody szacowania uszkadzalności sieci dystrybucji wody. Instal 6, 58–61.
92. Iwanek M. (2014): Zjawisko sufozji jako skutek awarii infrastruktury wodociągowej lub kanalizacyjnej. Przegląd literatury. W: Kuś K., Piechurski F. (red.) Nowe Technologie w Sieciach i Instalacjach Wodociągowych i Kanalizacyjnych. Gliwice, 57–78.
93. Iwanek M. (2008): A method for measuring saturated hydraulic conductivity in anisotropic soils. Soil Science Society of America Journal 72(6), 1527–1531.
94. Iwanek M. (2018): Numerical investigations of moisture distribution in a selected anisotropic soil medium. Eurasian Soil Science 51(1), 73–80.
95. Iwanek M., Kowalska B., Hawryluk E., Kondraciuk K. (2016a): Distance and time of water effluence on soil surface after failure of buried water pipe. Laboratory investigations and statistical analysis. Eksploatacja i Niezawodnosc – Maintenance and Reliability 2(18), 278–284.
96. Iwanek M., Kowalski D. (2014): Sposób przygotowania próbki gruntu do badania współczynnika filtracji, zwłaszcza dla warunków anizotropowych. Patent nr 216076, Wiadomości Urzędu Patentowego 2, 265.
97. Iwanek M., Kowalski D., Kowalska B., Hawryluk E., Kondraciuk K. (2014): Experimental investigations of zones of leakage from damaged water network pipes. W: Brebbia C. A., Mambretti S. (red.) WIT Transactions on The Built Environment 139. Urban Water II, Southampton, Boston, UK: WIT Press, 257–268.
98. Iwanek M., Kowalski D., Kwietniewski M. (2015): Badania modelowe wypływu wody z podziemnego rurociągu podczas awarii. Ochrona Środowiska 37(4), 13–17.

99. Iwanek M., Kowalski D., Olszta W. (2007): The influence of a chosen parameter on the hydraulic conductivity calculation. Environmental Engineering. Taylor and Francis Group, 465–469.
100. Iwanek M., Krukowski I., Widomski M., Olszta W. (2010): Effect of van Genuchten model tortuosity parameter on hydraulic conductivity calculations. W: Pawłowski L., Dudzińska M., Pawłowski A. (red.) Environmental Engineering III. Taylor & Francis, London, 447–454.
101. Iwanek M., Malesińska A. (2015): Zastosowanie teorii podobieństwa w modelowaniu awarii sieci wodociągowych. Gaz, Woda i Technika Sanitarna 3, 82–86.
102. Iwanek M., Suchorab P., Budzioch M. (2016b): Statystyka opisowa wyników fizycznej symulacji awarii podziemnego przewodu wodociągowego. W: Kuś K., Piechurski F. (red.) Nowe Technologie w Sieciach i Instalacjach Wodociągowych i Kanalizacyjnych. Instytut Inżynierii Wody i Ścieków, Politechnika Śląska, Gliwice, str. 37–50.
103. Iwanek M., Suchorab P., Hawryluk E., Kondraciuk K. (2016c): Influence of chosen parameters on dimensions of suffosion hole after buried water pipe's failure. W: Sobczuk H., Kowalska B. (red.) Water Supply and Wastewater Removal, 55–67.
104. Iwanek M., Suchorab P., Karpińska-Kiełbasa M. (2017): Suffosion holes as the results of breakage of buried water pipe. Periodica Polytechnica – Civil Engineering 4(61), 700–705.
105. Iwanek M., Suchorab P., Sidorowicz Ł. (2018): Analysis of the width of protection zone near a water supply network. Artykuł zgłoszony do druku w Architecture – Civil Engineering – Environment.
106. Iwanek M., Suchorab P., Skrzypek A., Budzioch M. (2016d): Statistical analysis of time of water outflow on the soil surface after a failure of a buried water pipe. W: Proverbs D., Mambretti S., Brebbia C.A., Ursino N (red.), WIT Transactions on The Built Environment 165. Urban Water 2016 & FRIAR 2016, WIT Press, 39–49.
107. Jacobsen O. H., Moldrup P., Larsen C., Konnerup L., Petersen L.W. (1997): Particle transport in macropores of undisturbed soil columns. J. Hydrol. 196, 185–203.
108. Jarvis N. J., Villholth K. G., Ulen B. (1999): Modelling particle mobilization and leaching in macroporous soil, Eur. J. Soil Science 50(4), 621–632.
109. Jeżowiecka-Kabsch K., Szewczyk H. (2001): Mechanika płynów. Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław.

110. Jeż-Walkowiak J. (2013): Badania autoaktywacji materiałów filtracyjnych dwutlenkiem manganu na przykładzie chalcedonitu. Ochrona Środowiska 35(3), 23–26.
111. Jin Y., Zhu Y. B., Li X., Zheng J. L., Don, J. B. (2015): Scaling Invariant Effects on the Permeability of Fractal Porous Media. Transport in Porous Media, 109(2), 433–445.
112. Julia G. (1918): Mémoire sur l'itération des fonctions rationnelles. Journal de mathématiques pures et appliquées 8(1), 47–246.
113. Kabir G., Tesfamariam S., Francisque A., Sadiq R. (2015): Evaluating risk of water main failure using a Bayesian belief network model. European Journal of Operational Research 240, 220–234.
114. Karadirek I.E. (2016): Urban water losses management in Turkey: the legislation and challenges. Anadolu University Journal of Science and Technology A – Applied Sciences and Engineering 17(3), 572–584.
115. Karathanasi I., Papageorgakopoulos C. (2016): Development of a leakage control system at the water supply network of the city of Patras. Procedia Engineering 162, 553–558.
116. Karpf C., Hoeft S., Scheffer C., Fuchs L.. Krebs P. (2011): Groundwater infiltration, surface water inflow and sewerage exfiltration considering hydrodynamic conditions in sewer systems. Water Science and Technology 63(9), 1841–1848.
117. Ke L., Takahashi A. (2012): Strength reduction of cohesionless soil due to internal erosion induced by one-dimensional upward seepage flow, Soils and Foundations 52, 698–711.
118. Kenney T. C., Lau D. (1985): Internal stability of granular filters. Canadian Geotechnical Journal 22, 215–225.
119. Kenney T. C., Lau D. (1986): Internal stability of granular filters: reply. Canadian Geotechnical Journal 23, 420–423.
120. Kezdi A. (1979): Soil physics: selected topics. Developments in geotechnical engineering 25, Elsevier Scientific Publishing Co., Amsterdam.
121. Khabbazi A. E., Hinebaugh J., Bazylak A. (2015): Analytical tortuosity-porosity correlations for Sierpinski carpet fractal geometries. Chaos, Solitons & Fractals 78, 124–133.
122. Khomenko V. P. (2009): Suffosion hazard: today's and tomorrow's problem for cities. W: Culshaw M. G., Reeves H. J., Jefferson I. Spink T. W. (red.) Engineering geology for tomorrow's cities. Geological Society, Engineering Geology Special Publication, London.

123. Khrennikov A., Oleschko K., Correa López M. D. J. (2016): Modeling fluid's dynamics with master equations in ultrametric spaces representing the treelike structure of capillary networks. Entropy18(7), 249–277.
124. Khuzhaerov B. (1994): A model of multicomponent grouting and suffosion filtration. Journal of Engineering Physics and Thermophysics 66(4), 373–379.
125. Kirkland M. R., Hills R. G., Wierenga P. J. (1992): Algorithms for solving Richards' equation for variably saturated soils. Water Resources Research 28(8), 2049–2058.
126. Kissi B., Parron Vera M. A., Rubio Cintas M. D., Dubujet P., Khamlichi A., Bezzazi M., El Bakkali L. (2012): Predicting initial erosion during the hole erosion test by using turbulent flow CFD simulation. Applied Mathematical Modelling 36, 3359–3370.
127. Klepacz H., Żółtowska E. (2014): O zastosowaniu wymiaru fraktalnego w analizach statystycznych. W: A. Piotrowska-Piątek (red.) Rola statystyki w badaniach naukowych i praktyce gospodarczej. Wydawnictwo Wyższej Szkoły Ekonomii, Prawa i Nauk Medycznych w Kielcach, Kielce, 7–23.
128. Kolmogorov A. N. (1941): Local structure of turbulence in an incompressible liquid for very large Reynolds numbers. C. R. Acad. Scie. USSR 30, 299–303.
129. Kolmogorov A. N. (1958): A new invariant for transitive dynamical systems. Dokl. Akad. Nauk SSSR 119, 861–864.
130. Kolmogorov A. N. (1959): Entropy per unit time as a metric invariant of automorphisms. Dokl. Akad. Nauk SSSR 124, 754–755.
131. Kovács G. (1971): The effect of seepage on the stability of slopes, Viz. Kozl. 4.
132. Kovács G., Ujfaludi L. (1983): Movement of fine grains in the vicinity of well screens. Hydrological Sciences Journal 28(2), 247–260.
133. Kowalik P. (2001): Ochrona środowiska glebowego. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa.
134. Kowalik P. (2007): Zarys fizyki gruntów. Wydawnictwo Uczelniane Politechniki Gdańskiej. Gdańsk.
135. Kowalski, D. (2010). Czy sieć wodociągowa to fraktal? Gaz, Woda i Technika Sanitarna Nr 3, 29-33.

136. Kowalski D. (2011): Nowe metody opisu struktur sieci wodociągowych do rozwiązywania problemów ich projektowania i eksploatacji. Monografie Komitetu Inżynierii Środowiska Polskiej Akademii Nauk 88, Lublin.
137. Kowalski D., Jaromin K. (2010): Metoda wyznaczania zasięgu strefy ochrony wodociągowych przewodów tranzytowych. Proceedings of ECOpole 4(2), 419–424.
138. Kowalski D., Kowalska B. (2011): Fractal classification of water supply networks. W: 11th International Conference on Computing and Control for the Water Industry "Urban Water Management – Challenges and Opportunities" 3, University of Exeter, United Kingdom, 931–936.
139. Kowalski D., Kowalska B., Kwietniewski M. (2015): Monitoring of water distribution system effectiveness using fractal geometry. Bulletin of the Polish Academy of Sciences: Technical Sciences 63(1), 155–161.
140. Kowalski D., Kowalska B., Suchorab P. (2014): A proposal for the application of fractal geometry in describing the geometrical structures of water supply networks. W: Brebbia C. A., Mambretti S. (red.) WIT Transactions on The Built Environment 139. Urban Water II, Southampton, Boston, UK: WIT Press, 75–90.
141. Krupski M., Cader A. (2005): Możliwość wykorzystania struktur fraktalnych do modelowania krzywych w grafice komputerowej. Automatyka 9(3), 325–333.
142. Krysicki W., Bartos J., Dyczka W., Królikowska K., Wasilewski M. (1999): Rachunek prawdopodobieństwa i statystyka matematyczna w zadaniach, część 2: statystyka matematyczna. PWN, Warszawa.
143. Kubrak E., Kubrak J. (2010): Podstawy obliczeń z mechaniki płynów w inżynierii i ochronie środowiska. Wyd. SGGW, Warszawa.
144. Kudrewicz J. (2015): Fraktale i chaos. Wydawnictwo WNT, Warszawa.
145. Kuliczkowska E. (2016): Metody oceny stanu technicznego i rehabilitacji magistral wodociągowych wykonanych z rur z betonu sprężonego, Technologia Wody 5, 22–28.
146. Kuliczkowski A. (2011): Ekspertyzy konstrukcyjne przewodów wodociągowych sposobem na eliminację ich awarii. Nowoczesne Budownictwo Inżynieryjne 6, 58–61.

147. Kuliczkowski A., Kuliczkowska E. (2008): Katastrofy kanalizacyjne i ich przyczyny. Przegląd budowlany 3, 31–34.
148. Kuliczkowski A., Kuliczkowska E. (2005): Przyczyny występowania katastrof kanalizacyjnych. Nowoczesne Budownictwo Inżynieryjne 5, 20–25.
149. Kuncoro P. H., Koga K., Satta N., Muto Y. (2014): A study on the effect of compaction on transport properties of soil gas and water I: Relative gas diffusivity, air permeability, and saturated hydraulic conductivity. Soil and Tillage Research 143, 172–179.
150. Kuráž M, Mayer P., Pech, P. (2014): Solving the nonlinear Richards equation model with adaptive domain decomposition. Journal of Computational and Applied Mathematics, 270, 2–11.
151. Kuráž M., Mayer P., Lepš M, Trpkošová D. (2010): An adaptive time discretization of the classical and the dual porosity model of Richards' equation, Journal of Computational and Applied Mathematics, 233, 3167–3177.
152. Kutyłowska M. (2015): Neural network approach for failure rate prediction. Engineering Failure Analysis 47, 41–48.
153. Kutyłowska M. (2017): Neural network approach for availability indicator prediction. Periodoca Polytechnica – Civil Engineering 61(4), 873–881.
154. Kwietniewski M. (2011): Awaryjność infrastruktury wodociągowej i kanalizacyjnej w Polsce w świetle badań eksploatacyjnych. XXV Konferencja Naukowo-Techniczna Awarie Budowlane, 127–140.
155. Kwietniewski M., Gębski W., Wronowski N. (2005): Monitorowanie sieci wodociągowych i kanalizacyjnych. Seria: Wodociągi i Kanalizacja 10, Wydawnictwo PZiTS, Warszawa.
156. Kwietniewski M., Rak J. (2010): Niezawodność infrastruktury wodociągowej i kanalizacyjnej w Polsce. Wyd. PAN, Komitet Inżynierii Lądowej i Wodnej, Instytut Podstawowych Problemów Techniki, Warszawa.
157. Kwietniewski M., Tłoczek M., Wysocki L. (red.; praca zbiorowa) (2011): Zasady doboru rozwiązań materiałowo-konstrukcyjnych do budowy przewodów wodociągowych. Izba Gospodarcza Wodociągi Polskie, Bydgoszcz.

158. Lambert A.O., Charalambous B., Fantozzi M., Kovac J., Rizzo A., Galea St John S. (2014): 14 years experience of using IWA best practice water balance and water loss performance indicators in Europe. W: Proceedings of the IWA WaterLoss 2014 Conference, Vienna.
159. Lambert A., Morrison J. A. E. (1996): Recent development in application of „burst sand background" estimates concepts for leakage management. Water and Environment Journal 10, 100–104.
160. Lambert A. (2001). What do we know about pressure – leakage relationships in distribution systems. W: IWA Conference on System Approach To Leakage Control And Water Distribution System Management. Brno.
161. Larock B. E., Jeppson R. W., Watters G. Z. (2000): Hydraulics of pipeline systems. CRC Press.
162. Laucelli D., Rajani B., Kleiner Y., Giustolisi O. (2014): Study on relationships between climate-related covariates and pipe bursts using evolutionary-based modeling. Journal of Hydroinformatics 16(4), 743–757.
163. Lazarovitch N., Ben-Gal A., Šimůnek J., Shani U. (2007): Uniqueness of Soil hydraulic parameters determined by a combined Wooding inverse approach. Soil Science Society of America Journal 71, 860–865.
164. Lenzi C., Bragalli C., Bolognesi A., Fortini M. (2014): Infrastructure Leakage Index assessment in large water systems. Procedia Engineering 70, 1017–1026.
165. Liemberger R., McKenzie R. (2005): Accuracy limitations of the ILI – is it an appropriate indicator for developing countries? IWA Conference – Leakage 2005. Halifax, Nova Scotia.
166. Li M., Fannin R.J. (2008): Comparison of two criteria for internal stability of granular soil. Canadian Geotechnical Journal 45, 1303–1309.
167. Li W., Ling W., Liu S., Zhao J., Liu R., Chen Q., Qiang Z., Qu J. (2011): Development of systems for detection, early warning, and control of pipeline leakage in drinking water distribution: A case study. Journal of Environmental Sciences 23(11), 1816–1822.
168. Li B., Liu R., Jiang Y. (2016): A multiple fractal model for estimating permeability of dual-porosity media. Journal of Hydrology 540, 659–669.
169. Li J. H., Yu B. M. (2011): Tortuosity of flow paths through a Sierpinski carpet, Chin. Phys. Lett. 28(3), 034701.

170. Liu Z., Kleiner Y. (2013): State of the art review of inspection technologies for condition assessment of water Pipes. Measurement 46, 1–15.
171. Lorente S., Bejan A. (2006): Heterogeneous porous media as multiscale structures for maximum flow access. Journal of Applied Physics, 100(11), 114909.
172. Lubochkov E. A. (1965): Graphical and analytical methods for the determination of internal stability of filters consisting of non cohesive soil. Izvestia Vniig 78, 255–280.
173. Luo L., Yu B., Cai J., Zeng X. (2014): Numerical simulation of tortuosity for fluid flow in two-dimensional pore fractal models of porous media. Fractals 22(04), 1450015.
174. Maliński M. (2015): Wybrane zagadnienia statystyki matematycznej w Excelu i pakiecie Statistica. Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice.
175. Mandelbrot B. B. (1967): How long is the coast of Britain? Statistical self-similarity and fractional dimension. Science 156(3775), 636–638.
176. Mandelbrot B. B. (1975): Stochastic models for the earth's relief, the shape and fractal dimension of coastlines, and the number area rule for islands. Proceedings of the National Academy of Sciences of the United States of America 72(10), 2825–2828.
177. Mandelbrot B. B. (1977): Fractals: Form, Chance and Dimension. W. H. Freeman and Co. New York.
178. Mandelbrot B. B. (1982): The Fractal Geometry of Nature. W. H. Freeman and Co., New York.
179. Martyn, T. (2011): Algorytmy geometryczne w wizualizacji fraktali układów odwzorowań iterowanych. Prace Naukowe Politechniki Warszawskiej. Elektronika 178.
180. Mays L. W. (2010): Water resources engineering. John Wiley & Sons.
181. McDowell-Boyer L. M., Hunt J. R. Sitar N. (1986): Particle transport through porous media. Water Resour. Res. 22, 1901–1921.
182. Menger K. (1926): Allgemeine Räume und Cartesische Räume I., Proceedings oft he Koninklijke Nederlandse Akademie van Wettenschappen Amsterdam 29, 476–484.
183. Miao T., Yang S., Long Z., Yu B. (2015): Fractal analysis of permeability of dual-porosity media embedded with random fractures. International Journal of Heat and Mass Transfer 88, 814–821.

184. Miao T., Yu B., Duan Y., Fang Q. (2014): A fractal model for spherical seepage in porous media. International Communications in Heat and Mass Transfer 58, 71–78.
185. Miguel A. F. (2015): Fluid flow in a porous tree-shaped network: optimal design and extension of Hess–Murray's law. Physica A: Statistical Mechanics and its Applications 423, 61–71.
186. Millán H., González-Posada M., Aguilar M., Domínguez J., Céspedes L. (2003): On the fractal scaling of soil data. Particle-size distributions. Geoderma 117(1), 117–128.
187. Minkowski H. (1901): Über die Begriffe Lange. Oberfläche und volumen. Jahresber. Deutche Math. 9, 115–121.
188. Minkowski H. (1903): Volumen und oberfläche. Math Ann. 57, 447–495.
189. Mirats-Tur J.M., Jarrige P.-A., Meseguer J., Cembrano G. (2014): Leak detection and localization using models: field results. Procedia Engineering 70, 1157–1165.
190. Miszta-Kruk K., Kwietniewski M., Malesińska A., Chudzicki J. (2015): Modern devices for detecting leakages in water supply networks. W: Madras C., Kolonko A., Nienartowicz B., Szot A. (red.) Underground Infrastructure in Urban Areas 3. CRC Press/Balkema Taylor&Francis Group, London, 149–161.
191. Mitosek M. (2001): Mechanika płynów w inżynierii i ochronie środowiska. PWN, Warszawa.
192. Miyazaki T. (2005): Water Flow In Soils. Taylor & Francis Group.
193. Molle P., Lienard A., Grasmick A., Iwema A., Kabbabi A. (2005): Apatite as an interesting seed to remove phosphorus from wastewater in constructed wetlands. Water Science and Technology 51(9), 193–204.
194. Montusiewicz J. (2012): Zastosowanie dwuwymiarowej grafiki wektorowej i fraktalnej w projektowaniu. Postępy Nauki i Techniki 13, 47–60.
195. Mualem Y. (1976): A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media. Water Resour. Res. 12, 513–522.
196. Myślińska E. (1998): Laboratoryjne Badania Gruntów. PWN, Warszawa.
197. Nikiforov A. I. (2000): Modeling of suffosion of water-bearing strata. Journal of Engineering Physics and Thermophysics 73(5), 959–965.

198. Noack C., Ulanicki B. (2006): Modelling of soil diffusibility on leakage characteristics of buried pipes. W: 8th Water Distribution Systems Analysis Symposium. Cincinnati, 1–9.
199. Nowak P. (1992): Teoria fraktali – nowy sposób opisu obiektów geometrycznie nieregularnych. Fizykochemiczne problemy mineralurgii (Physicochemical problems of mineral processing) 25, 13–24.
200. Okeya I., Hutton C., Kapelan Z. (2015): Locating pipe bursts in a district metered area via online hydraulic modelling. Procedia Engineering 119, 101–110.
201. Olszta W., Zawadzki S. (1991): Właściwości retencyjne gleb, metody ich określania oraz sposoby wykorzystania w melioracji. Wydawnictwo IMUZ, Materiały instruktażowe 94, Falenty.
202. Omiotek Z. (2011): Badanie samopodobieństwa obrazów metodą analizy fraktalnej. Barometr Regionalny 1, 93–105.
203. Orford J. D., Whalley, W. B. (1983): The use of the fractal dimensions to quantify the morphology of irregular-shaped particles. Sedimentology 30, 655–668.
204. Papamichos E., Vardoulakis I., Tronvoll J., Skjaerstein A. (2001): Volumetric sand production model and experiment. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics 25, 789–808.
205. Pareto V. (1964): Cours d'Économie Politique. Travaux de Droix, d'Économie, de Sociologie et de Sciences Politiques 26. Librairie Droz, Genéve (pierwsze wydanie: 1896).
206. Patankar S. V. (1980): Numerical heat transfer and fluid flow. Hemisphere Publishing.
207. Pauliuk S., Venkatesh G., Brattebø H., Müller D. B. (2014): Exploring urban mines: Pipe length and material stocks in urban water and wastewater networks. Urban Water Journal 11(4), 274–283.
208. Pavlov A. P. (1898): About relief of plains and its change under the influence of subsurface and surface water. Geosciences 5(3-4), 91–147.
209. Peitgen H.-O., Jürgens H., Sanpe D. (1997): Granice chaosu. Fraktale. Część 1. PWN, Warszawa.
210. Peitgen H.-O., Richter P. (1986): The beauty of fractals. Springer-Verlag, Heidelberg.

211. Pérez R., Cugueró M.-A., Cugueró J., Sanz G. (2014): Accuracy assessment of leak localisation method depending on available measurements. Procedia Engineering 70, 1304–1313.
212. Perfect E., Gentry R. W., Sukop M. C., Lawson J. E. (2006): Multifractal Sierpinski carpets: Theory and application to upscaling effective saturated hydraulic conductivity. Geoderma 134(3), 240–252.
213. Perfect E., Rasiah V., Kay, B.D., (1992): Fractal dimensions of soil aggregate size distributions calculated by number and mass. Soil Sci. Sot. Am. J. 56, 1407–1409.
214. Peyton R. L., Gantzer C. J., Anderson S. H., Haeffner. B. A., Pfeifer P. (1994): Fractal dimension to describe soil macropore structure using X ray computed tomography. Water Resour. Res. 30, 691–700.
215. Pfeifer P. (1984): Fractal dimensions s working tool for surface-roughness problems. Applications of Surface Science 18(1–2) 146–164.
216. Piechurski F. (2010): Ograniczanie strat wody w systemach wodociągowych, Wodociągi-Kanalizacja 9, 36–39.
217. Piechurski F. (2013): Wykorzystanie monitoringu sieci wodociągowej do obniżenia poziomu strat wody. Napędy i Sterowanie 2, 66–71.
218. Piechurski F. (2014): Działania zmierzające do ograniczania strat wody w systemach jej dystrybucji. Napędy i Sterowanie 1, 68–79.
219. Pisarczyk S. (2001): Gruntoznawstwo inżynierskie. PWN, Warszawa.
220. PN-B-03010:1983 Ściany oporowe – Obliczenia statyczne i projektowanie.
221. PN-B-04481:1988 Grunty budowlane. Badania próbek gruntu.
222. PN-EN ISO 14688-2:2006 Badania geotechniczne. Oznaczanie i klasyfikowanie gruntów. Część 2: Zasady klasyfikowania.
223. PN-EN 1997-1:2008 Eurokod 7 – Projektowanie geotechniczne – Część 1: Zasady ogólne.
224. Pop I. S., Radu F., Knabner P. (2004): Mixed finite elements for the Richards' equation: linearization procedure. Journal of Computational and Applied Mathematics 168(1), 365–373.
225. Popielski P. (2000): Model sufozji mechanicznej w ujęciu metody elementów skończonych. Rozprawa doktorska, Politechnika Warszawska.
226. Popielski P., Stasierski J., Dłużewski J. (2002): Numerical model of suffusion in terms of finite element method. International Conference on Hydro-Science and Engineering V. Warsaw.

227. Popławski T., Łyp J., Szeląg P. (2015): Zastosowanie wymiaru Hausdorffa w prognozowaniu generacji wiatrowej. W: Z. Połecki (red.): Rynek energii. Rozwój rynku a konkurencyjność gospodarki. Monografie – Politechnika Lubelska, Lublin, 156–171.
228. Puust R., Kapelan Z., Savic D. A., Koppel T. (2010): A review of methods for leakage management in pipe networks. Urban Water Journal 7(1), 25–45.
229. Puzyrewski R., Sawicki J. (1998): Podstawy mechaniki płynów i hydrauliki. PWN, Warszawa.
230. Ragozin A. L. (1994): Basic principles of natural hazard risk assessment and management. W: Oliveira, R., Rodrigues, L. F., Coehlo, A. G. & Cunha, A. P. (red.) Proceedings of the 7th International Congress of the International Association of Engineering Geology 3, Lisbon, A. A. Balkema, Rotterdam, 1277–1286.
231. Rak J., Kwietniewski M., Kowalski D., Tchórzewska-Cieślak B., Zimoch I., Bajer J., Iwanejko R., Miszta-Kruk K., Studziński A., Boryczko K., Pietrucha-Urbanik K., Piegdoń I. (2013): Metody oceny niezawodności i bezpieczeństwa dostawy wody do odbiorców. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów.
232. Ratajczak W. (1998): Metodologiczne aspekty fraktalnego modelowania rzeczywistości. Uniwersytet im. A. Mickiewicza, Poznań.
233. Rezaei M., Joris I., Boënne W., Van Hoey S., Seuntjens P., Cornelis W. (2013): Optimizating Hydrus 1D for irrigation management purposes in sandy grassland. W: Proceedings of the 2nd European Symposium 20, 122–126.
234. Rezaei H., Ryan B., Stoianov I. (2015): Pipe failure analysis and impact of dynamic hydraulic conditions in water supply networks. Procedia Engineering 119, 253–262.
235. Richards L.A. (1931): Capillary conduction of liquids through porous mediums, Physics 1, 318–333.
236. Rieu M., Sposito G. (1991): Fractal fragmentation, soil porosity, and soil water properties: I. Theory. Soil Science Society of America Journal, 55(5), 1231–1238.
237. Ripley B. D. (1977): Modelling spatial patterns. Journal of the Royal Statistical Society. Series B (Methodological) 39(2), 172–212.
238. Robert C. P., Casella G. (2005): Monte Carlo Statistical Methods. Springer, New York.

239. Romano M., Kapelan Z. (2013): Geostatistical techniques for approximate location of pipe burst events in water distribution systems. Journal of Hydroinformatics 15.3, 634–635.
240. Ronen D., Magaritz M., Weber U., Amiel A. J., Klein E. (1992): Characterization of suspended particles collected in groundwater under natural gradient flow conditions. Water Resour. Res. 28, 1279–1291.
241. Roscoe K.H., Burland J.B. (1968): On the generalized stress – strain behaviour of 'wet clay'. W: Heyman J., Leckie F.A. (red.) Engineering plasticity. Cambridge University Press, Cambridge, 535–609.
242. Sala D., Kołakowski P. (2014): Detection of leaks in a small-scale water distribution network based on pressure data – experimental verification. Procedia Engineering 70, 1460–1469.
243. Schaap M. G., Van Genuchten M. Th. (2006): A modified Mualem-van Genuchten formulation for improved description of the hydraulic conductivity near saturation. Vadoze Zone Journal 5, 27–34.
244. Scheidegger A., Leitão J.P., Scholten L. (2015): Statistical failure models for water distribution pipes – A review from a unified perspective. Water Research 83, 237–247.
245. Schmieder A. (1966): On the critical velocity in the vicinity of wells. Hidrológiai Közlemények 10.
246. Schneebeli G. (1955): Experiences sur la limite de validité de la loi de Darcy et l'apparition de la turbulence dans un ocoulement de filtration (Experiments on the range of validity of Darcy's law and the appearance of turbulence in a filtering flow). La Houille Blanche 2, 141–149.
247. Schneid E., Knabner P., Radu F. (2004): A priori error estimates for a mixed finite element discretization of the Richards' equation, Numer. Math. 98, 353–370.
248. Schwaller J., Van Zyl J. E. (2014): Implications of the known pressure-response of individual leaks for whole distribution systems. Procedia Engineering 70, 1513–1517.
249. Shepard S. J. (1993): Using a fractal model to compute the hydraulic conductivity function. Soil Sci. Soc. Am. J. 57, 300–306.
250. Shen X., Li L., Cui W., Feng Y. (2018): Improvement of fractal model for porosity and permeability in porous materials. International Journal of Heat and Mass Transfer 121, 1307–1315.
251. Sichardt W. (1928): Method of stabilization of drilled wells. Julius Springer, Berlin.

252. Sierpiński W. (1915): Sur une courbe dont tout point est un point de ramification. C. R. Acad. Sci. Paris 160, 302–305.
253. Sierpiński W. (1916): Sur une courbe cantorienne qui contient une image biunivoque et continue de toute courbe donnée. C. R. Acad. Sci. Paris 162, 629–632.
254. Siyal A. A., van Genuchten M. T., Skaggs T. H. (2013): Solute transport in a loamy soil under subsurface porous clay pipe irrigation. Agricultural water management 121, 73–80.
255. Sławiński C., Witkowska-Walczak B., Walczak, R. T. (2004). Determination of water conductivity coefficient of soil porous media. Institute of Agrophysics PAS, Lublin.
256. Sobczyk M. (2007): Statystyka. PWN, Warszawa.
257. Sobol I. M. (2017): Metoda Monte Carlo. Seria: Popularne wykłady z matematyki 46.
258. Such P. (2012): Przestrzeń porowa skał łupkowych. Nafta-Gaz 9, 561–565.
259. Suchorab, P. Kowalska, B. Kowalski, D. Numerical investigations of water outflow after the water pipe breakage. Rocznik Ochrona Środowiska, 2016, 18 (2), 416-427
260. Szling Z., Pacześniak E. (2004): Odwodnienia budowli komunikacyjnych. Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław.
261. Tan X. H., Li X. P., Liu J. Y., Zhang L. H., Fan Z. (2015a): Study of the effects of stress sensitivity on the permeability and porosity of fractal porous media. Physics Letters A 379(39), 2458–2465.
262. Tan X. H., Li X. P., Liu J. Y., Zhang G. D., Zhang L. H. (2014): Analysis of permeability for transient two-phase flow in fractal porous media. Journal of Applied Physics 115(11), 113502.
263. Tan X. H., Li X. P., Zhang L. H., Liu,J. Y., Cai J. (2015b): Analysis of transient flow and starting pressure gradient of power-law fluid in fractal porous media. International Journal of Modern Physics C 26(04), 1550045.
264. Tchórzewska-Cieślak B. (2011): Matrix method for estimating the risk of failure in the collective water supply system using fuzzy logic. Environ. Prot. Eng. 37, 111–118.
265. Terzaghi K. (1939): Soil mechanics: a new chapter in engineering science. Journal of the Institution of Civil Engineers 12, 106–141.
266. Terzaghi K. (1943):Theoretical Soil Mechanics. John Wiley, New York.

267. Thornton J. (2003): Managing leakage by managing pressure: A practical approach. Water 21, 43–44.
268. Thornton J., Lambert A. (2005): Progress in practical prediction of pressure: Leakage, pressure: burst frequency and pressure: consumption relationships. Proceedings of IWA Special Conference – Leakage, London, 12–14.
269. Torricelli E. (1644): Opera geometrica. Masse & de Landis, Florenitae.
270. Tuli A., Hopmans J. W., Rolston D. E., Moldrup P. (2005): Comparison of air and water permeability between disturbed and undisturbed soils. Soil Science Society of America Journal 69, 1361–1371.
271. Tyler S.W., Wheatcraft S.W. (1989): Application of fractal mathematics to soil water retention. Soil Sci. Soc. Am. J. 53, 987–996.
272. Tyler S. W., Wheatcraft S.W. (1990): Fractal processes in soil water retention. Water Resour. Res. 26, 1047–1054.
273. USACE (1953): Filter Experiments and Design Criteria. Technical Memorandum No. 3-360, Waterways Experiment Station, Vicksburg.
274. Van Genuchten M.Th. (1980). A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. Soil Sci. Soc. Am. J. 44, 892–898.
275. Van Thienen P. (2013): A method for quantitative discrimination in flow pattern evolution of water distribution supply areas with interpretation in terms of demand and leakage. Journal of Hydroinformatics 15.1, 86–102.
276. Van Zyl, J. E. (2014): Theoretical modeling of pressure and leakage in water distribution systems. Procedia Engineering 89, 273–277.
277. Van Zyl J. E., Alsaydalani M.O.A., Clayton C.R.I., Bird T., Dennis A. (2013): Soil fluidisation outside leaks in water distribution pipes – preliminary observations. Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Water Management 166, 546–555.
278. Vardoulakis I.(1996): Stavropoulou M., Papanastasiou P.: Hydromechanical aspects of sand production problem. Transport in Porous Media 22, 225–244.
279. Vlahović M. (1986): Dispersion of results during determination of possibilities of internal erosion phenomenon using the empirical methods. Proceedings of 5th International Congress International Association of Engineering Geology 2, Buenos Aires, 1037–1040.

280. von Koch H. (1906): Une méthode géométrique élémentaire pour l'étudé de certaines questions de la théorie des courbes planes. Act. Math 30, 145–174.
281. Walden H., Stasiak J. (1971): Mechanika cieczy i gazów w inżynierii sanitarnej. Arkady, Warszawa.
282. Walski T., Bezts W., Poslusny E. T., Weir M., Whitman B. E. (2006): Modeling leakage reduction through pressure control. J. Am. Water Works Assoc. 98(4), 147–155.
283. Waltham T. (2008): Sinkhole hazard case histories in karst terrains, Quarterly Journal of Engineering Geology & Hydrogeology 41(3), 291–300.
284. Wan R. G., Wang J. (2002): Modelling sand production within a continuum mechanics framework. J. Can. Petrol. Technol. 41(4), 46–52.
285. Wang B., Jin Y., Chen Q., Zheng J., Zhu,Y., Zhang X. (2014): Derivation of permeability-pore relationship for fractal porous reservoirs using series-parallel flow resistance model and lattice Boltzmann method. Fractals 22(03), 1440005.
286. Wang M., Feng Y. T., Pande G. N., Chan A. H. C., Zuo W. X. (2017): Numerical modelling of fluid-induced soil erosion in granular filters using a coupled bonded particle lattice Boltzmann method. Computers and Geotechnics 82, 134–143.
287. Wang S., Wu T., Qi H., Zheng Q., Zheng Q. (2015): A permeability model for power-law fluids in fractal porous media composed of arbitrary cross-section capillaries. Physica A: Statistical Mechanics and its Applications 437, 12–20.
288. Wang S., Yu B. (2011): Study of the effect of capillary pressure on the permeability of porous media embedded with a fractal-like tree network. International Journal of Multiphase Flow 37(5), 507–513.
289. Weisbach J. (1845): Lehrbuch der Ingenieur- und Maschinen-Mechanik, Vol. 1. Theoretische Mechanik. Vieweg und Sohn, Braunschweig.
290. Widomski M. K., Broichsitter S. B., Zink A., Fleige H., Horn R., Stępniewski W. (2015): Numerical modeling of water balance for temporary landfill cover in North Germany. J. Plant Nutr. Soil Sci. 178, 401–412.
291. Widomski M. K., Iwanek M., Stępniewski W. (2013a): Implementing anisotropy ratio to modeling of water flow in layered soil. Soil Sci. Soc. Am. J. 77, 8–18.

292. Widomski M.K., Kowalski D., Iwanek M., Łagód G. (2013b): Modeling of water flow and pollutants transport in porous media: with exemplary calculations in FEFLOW. Monografie – Politechnika Lubelska. Lublin.
293. Widomski, M. K., Sobczuk, H., Olszta, W. (2010): Sand-filled drainage ditches for erosion control: Effects on infiltration efficiency. Soil Sci. Soc. Am. J. 74, 213–220.
294. Wieczysty A. (1982): Hydrogeologia inżynierska. PWN, Warszawa.
295. Winter C. L., Tartakovsky D. M. (2001): Theoretical foundation for conductivity scaling. Geophysical Research Letters 28(23), 4367–4369.
296. Wu J., Yu B. (2007): A fractal resistance model for flow through porous media. International journal of heat and mass transfer 50(19–20), 3925–3932.
297. Xia Y., Cai J., Wei W., Hu X., Wang X., Ge X. (2018): A new method for calculating fractal dimensions of porous media based on pore size distribution. Fractals 26(01), 1850006.
298. Xiao B., Fan J., Ding F. (2012): Prediction of relative permeability of unsaturated porous media based on fractal theory and Monte Carlo simulation. Energy & Fuel 26(11), 6971–6978.
299. Xiao B., Zhang X., Wang W., Long G., Chen H., Kang H., Ren W. (2018): A fractal model for water flow through unsaturated porous rocks. Fractals 26(02), 1840015.
300. Xin K., Li F., Tao T., Xiang N., Yin Z. (2015): Water losses investigation and evaluation in water distribution system – the case of SA city in China. Urban Water Journal 12(5), 430–439.
301. Xu G., Li Z., L, P. (2013): Fractal features of soil particle-size distribution and total soil nitrogen distribution in a typical watershed in the source area of the middle Dan River, China. Catena 101, 17–23.
302. Xu P. (2015): A discussion on fractal models for transport physics of porous media. Fractals 23(3), 1530001.
303. Xu P., Yu B., Qiu S., Cai J. (2008): An analysis of the radial flow in the heterogeneous porous media based on fractal and constructal tree networks. Physica A: Statistical Mechanics and its Applications 387(26), 6471–6483.
304. Xu Q., Chen Q., Li W. (2011): Application of genetic programming to modeling pipe failures in water distribution systems. Journal of Hydroinformatics 13(3), 419–428.

305. Xu Y. F., Dong P. (2004): Fractal approach to hydraulic properties in unsaturated porous media. Chaos, Solitons & Fractals 19(2), 327–337.
306. Yakhot V., Orszag S. A. (1986): Renormalization group analysis of turbulence: I-Basic theory. J. Sci. Comput. 1(1), 1986, str. 3–51.
307. Young I.M. and Crawford J.W. (1991): The fractal structure of soil aggregates: its lament and integration. J. Soil Sci. 42,187–192.
308. Young I.M., Crawford J.W. (1992): The analysis of fracture profiles using fractal geometry. Aust. J. Soil Res. 30, 291–295.
309. Yu B., Cheng P. (2002): A fractal permeability model for bi-dispersed porous media. Int. J. Heat Mass Transf. 45(14), 2983–2993.
310. Yu B., Li J. (2001): Some fractal characters of porous media. Fractals, 9(03), 365–372.
311. Zaradny H. (1990): Matematyczne metody opisu i rozwiązań przepływu wody w nienasyconych i nasyconych gruntach i glebach. Praca IBW PAN 23.
312. Zaradny H. (1993): Groundwater Flow in Saturated and Unsaturated Soil, A.A. Balkema/Rotterdam/Brookfield.
313. Zawadzki S., Olszta W. (1981): Zmodyfikowany aparat Wita do laboratoryjnego oznaczania przepuszczalności wodnej gleb. Wiadomości IMUZ XIV(2), 187–194.
314. Zhang S., Lövdahl L., Grip H., Tong Y. (2007): Soil hydraulic properties of two loess soils in China measured by various field-scale and laboratory methods. Catena, 69(3), 264–273.
315. Zhou Z., Feng L. (2004): Twelve open problems on the exact value of the Hausdorff measure and on topological entropy: a brief survey of recent results. Nonlinearity17, 493–502.
316. Zmeskal O., Nezadal M., Buchnicek M. (2003): Fractal-Cantorian geometry, Hausdorff dimension and the fundamental laws of physics. Chaos, Solitons and Fractals 17, 113–119.
317. Zou Y.-H., Chen Q., Chen X.-Q., Cui P. (2013): Discrete numerical modeling of particle transport in granular filters. Computers and Geotechnics 47, 48–56.

MONOGRAFIE KOMITETU INŻYNIERII ŚRODOWISKA POLSKIEJ AKADEMII NAUK

Nr 1 MIKROORGANIZMY W KSZTAŁTOWANIU JAKOŚCI I UZDATNIA-NIU WÓD PODZIEMNYCH
K. Olańczuk-Neyman
Gdańsk 2001

Nr 2 METODY OCENY I PODNOSZENIA NIEZAWODNOŚCI DZIAŁANIA KOMUNALNYCH SYSTEMÓW ZAOPATRZENIA W WODĘ
A. Wieczysty
Kraków 2001

Nr 3 UTYLIZACJA ZUŻYTYCH JONITÓW DO REKULTYWACJI ZDEGRADOWANYCH UTWORÓW PIASZCZYSTYCH – BADANIA MODELOWE
M. Chomczyńska
Lublin 2001

Nr 4 POJEZIERZE ŁĘCZYŃSKO-WŁODAWSKIE PRZEKSZTAŁCENIE STRUKTURY EKOLOGICZNEJ KRAJOBRAZU I UWARUNKOWANIA ZAGOSPODAROWANIA PRZESTRZENNEGO
T. J. Chmielewski
Lublin 2001

Nr 5 DEGRADACJA ZWIĄZKÓW ORGANICZNYCH ZAWARTYCH W ODCIEKACH Z WYSYPISK
J. Surmacz-Górska
Lublin 2001

Nr 6 POLICHLOROWANE DIBENZO(P)DIOKSYNY I DIBENZOFURANY – WŁAŚCIWOŚCI I ODDZIAŁYWANIE NA ŚRODOWISKO
Z. Kozak, M. R. Dudzińska
Lublin 2001

Nr 7 PESTYCYDY W ŚRODOWISKU I ICH OZNACZENIE METODĄ CHROMATOGRAFII GAZOWEJ
K. Pomorska
Lublin 2001

Nr 8 ENERGETYCZNE ASPEKTY WYTWARZANIA OZONU DLA POTRZEB INŻYNIERII ŚRODOWISKA
J. Ozonek
Lublin 2002

Nr 9 INŻYNIERIA ŚRODOWISKA STAN OBECNY I PERSPEKTYWY ROZWOJU
(MATERIAŁY NA KONGRES)
Lublin 2002

Nr 10 I KONGRES INŻYNIERII ŚRODOWISKA
MATERIAŁY
Lublin 2002

Nr 11 I KONGRES INŻYNIERII ŚRODOWISKA
MATERIAŁY
Lublin 2002

Nr 12 I KONGRES INŻYNIERII ŚRODOWISKA
RERERATY PROBLEMOWE
Lublin 2002

Nr 13 ANALIZA PRCESÓW WYTWARZANIA OZONU DLA POTRZEB OCHRONY środowiska
J. Ozonek
Lublin 2003

Nr 14 WYSTĘPOWANIE I PRZEMIANY POLICHLOROWANYCH DIBENZO-P-DIOKSYN I DIBENZOFURANÓW W UKŁADACH: OSADY ŚCIEKOWE - GLEBA
M. R. Dudzińska
Lublin 2003

Nr 15 I KONGRES INŻYNIERII ŚRODOWISKA
MATERIAŁY - SUPLEMENT
LUBLIN 2003

NR 16 FILOZOFICZNE I SPOŁECZNE UWARUNKOWANIA ZRÓWNOWAŻONEGO ROZWOJU
A. Pawłowski
Lublin 2003

NR 17 INŻYNIERSKIE, PRZYRODNICZE I EKONOMICZNE UWARUNKOWANIA ZRÓWNOWAŻONEGO ROZWOJU
Z. Ciećko
Lublin 2003

NR 18 POLSKA INŻYNIERIA ŚRODOWISKA - INFORMATOR
A. M. Anielak
Lublin 2003

NR 19 UTLENIANIE METANU W WARUNKACH BIOLOGICZNEJ REKULTYWACJI SKŁADOWISK KOMUNALNYCH PRZYWĘGLOWEJ SKAŁY PŁONNEJ
W. Stępniewski
Lublin 2003

NR 20 SPECJACJA W OCHRONIE I INŻYNIERII ŚRODOWISKA
E. Bezak-Mazur
Lublin 2004

NR 21 NEW MATERIALS AND TECHNOLOGIES FOR ENVIRONMENTAL ENGINEERING
Part I. Syntheses and structure of ion exchange fibers
V. Soldatov, L. Pawłowski, A.r Shunkevich, H. Wasąg
Lublin 2004

NR 22 V KONFERENCJA NAUKOWA
MEMBRANY I PROCESY MEMBRANOWE W OCHRONIE ŚRODOWISKA
Gliwice 2004

NR 23 HODOWLA SYNCHRONICZNA *CHLORELLA VULGARIS*
W KONTROLI JAKOŚCI WÓD
A. Czaplicka-Kotas
Kraków 2004

NR 24 PROFESOR TOMASZ WINNICKI W NAUCE I ŻYCIU SPOŁECZNYM
Lublin 2004

NR 25 OCHRONA I INŻYNIERIA ŚRODOWISKA ZRÓWNOWAŻONY ROZWÓJ
Szkoła Ochrony I Inżynierii Środowiska Im. Walerego Goetla
Kraków 2004

NR 26 FILOZOFICZNE, SPOŁECZNE I EKONOMICZNE UWARUNKOWANIA ZRÓWNOWAŻONEGO ROZWOJU
A. Pawłowski
Lublin 2004

NR 26 Suplement PRZYRODNICZE UWARUNKOWANIA ZRÓWNOWAŻONEGO ROZWOJU
Z. Ciećko
Lublin 2004

NR 27 PATHWAYS OF POLLUTANTS AND MITIGATION STRATEGIES OF THEIR IMPACT ON THE ECOSYSTEMS
M. R. Dudzińska, M. Pawłowska
Lublin 2004

NR 28 PODSTAWY BEZPIECZEŃSTWA SYSTEMÓW ZAOPATRZENIA W WODĘ
J. Rak
Lublin 2005

NR 29 TECHNOLOGICZNE PODSTAWY MODERNIZACJI MAŁYCH OCZYSZCZALNI ŚCIEKÓW
L. Dzienis
Białystok 2005

NR 30 XII OGÓLNOPOLSKA KONFERENCJA nAUKOWO-TECHNICZNA Z CYKLU
PROBLEMY GOSPODARKI WODNO-ŚCIEKOWEJ W REGIONACH ROLNICZO-PRZEMYSŁOWYCH
MATERIAŁY
L. Dzienis
Białystok 2005

NR 31 PROFESOR ANDRZEJ KRÓLIKOWSKI. JUBILEUSZ 50-LECIA PRACY ZAWODOWEJ, BADAWCZEJ I NAUKOWO-DYDAKTYCZNEJ.
MATERIAŁY
I. Bartkowska, Lech Dzienis
Białystok 2005

NR 32 II KONGRES INŻYNIERII ŚRODOWISKA
MATERIAŁY, TOM I
Lublin 2005

NR 33 II KONGRES INŻYNIERII ŚRODOWISKA
MATERIAŁY, TOM II
Lublin 2005

NR 34 DEVELOPMENT OF INSULATION WITH SPECIALLY DESIGNER PROPERTIES FOR BUILDING RENOVATION
J. Grunewald, H. Sobczuk
Lublin 2005

NR 35 OSADY POWSTAJĄCE W OBIEKTACH SYSTEMU KANALIZACJI DESZCZOWEJ
A. Królikowski, K. Garbarczyk, J. Gwoździej-Mazur, A. Butarewicz
Białystok 2005

NR 36 MeMBRANY I PROCESY MEMBRANOWE W OCHRONIE ŚRODOWISKA
Gliwice 2006

NR 37 PODSTAWY MODELOWANIA SYSTEMÓW EKSPLOATACJI WODOCIĄGÓW I KANALIZACJI
S. Danczew
Lublin 2006

NR 38 POLSKA INŻYNIERIA ŚRODOWISKA INFORMATOR
A. M. Anielak
Lublin 2007

NR 39 TIME DOMAIN REFLECTOMETRY METHOD IN ENVIRONMENTAL MEASURMENTS
H. Sobczuk, R. Plagge
Lublin 2007

NR 41 ZINTEGROWANE SYSTEMY ZARZĄDZANIA ENERGIĄ W BUDYNKACH BIUROWYCH
J. Syposz, P. Jadwiszczak
Lublin 2007

NR 42 BADANIA DOŚWIADCZALNE W ROZWOJU TECHNOLOGII UZDATNIANIA WODY
M. M. Sozański, P. M. Huck
Lublin 2007

NR 43 OCENA WPŁYWU ZABEZPIECZEŃ PRZECIWEROZYJNYCH NA WARUNKI WILGOTNOŚCIOWE W PROFILU GLEBOWYM
M. K. Widomski
Lublin 2007

NR 44 PROGNOSTYCZNY MODEL URUCHAMIANIA BIOGENNYCH ZWIĄZKÓW AZOTU I FOSFORU W ERODOWANYCH GLABACH MAŁEJ ZLEWNI LESSOWEJ
P. Gliński
Lublin 2007

NR 45 BADANIA POLA CIEPLNEGO W HALACH OGRZEWANYCH PROMIENNIKAMI CERAMICZNYMI
E. Dudkiewicz, J. Jeżowiecki
LUBLIN 2007

NR 46 VI ZJAZD KANALIZATORÓW POLSKICH POLKAN’07 MATERIAŁY
M. Zawilski, G. Sakson, G. Mozolewska
Lublin 2007

NR 47 ENERGETYCZNE I PROCESOWE ASPEKTY PRODUKCJI I ZASTOSOWAŃ OZONU W TECHNICE
J. Ozonek, S. Fijałkowski
Lublin 2007

NR 48 OPTOELECTRONIC DIAGNOSTICS OF COMBUSTION PROCESSES. INSTRUMENTS METHODS OF APPLICATIONS.
W. Wójcik
Lublin 2008

NR 49 MEMBRANY I PROCESY MEMBRANOWE W OCHRONIE ŚRODOWISKA.
K. Konieczny, M. Bodzek
Gliwice 2008

NR 50 WYBRANE ZAGADNIENIA Z MODELOWANIA MATEMATYCZNEGO PROCESU OSADU CZYNNEGO.
Z. Dymaczewski
Poznań 2008

NR 51 ROZWÓJ ZRÓWNOWAŻONY – IDEA, FILOZOFIA, PRAKTYKA.
A. Pawłowski
Lublin 2008

NR 52 ULTRASŁABA LUMINESCENCJA GLONÓW CHARACEAE JAKO METODA OCENY ŚRODOWISKA WODNEGO
A. Jaśkowska
Lublin 2008

NR 53 PODSTAWY REOLOGII I TRANSPORTU RUROWEGO ZAWIESIN I OSADÓW Z OCZYSZCZANIA WODY I ŚCIEKÓW
Z. Dymaczewski, J. Jeż-Walkowiak, A. Marlewski, M. Sozański
Poznań 2008

NR 54 PRZYDATNOŚĆ WYBRANYCH BIOINDYKATORÓW DO OCENY EFEKTYWNOŚCI BIOREMEDIACJI GRUNTÓW ZANIECZYSZCZONYCH WĘGLOWODORAMI
A. Małachowska-Jutsz, K. Miksch
Gliwice 2008

NR 55 MECHANIZMY TWORZENIA SIĘ I ROZPRZESTRZENIANIA ZWIĄZKÓW DIOKSYNOPOCHODNYCH W ŚRODOWISKU
J. Czerwiński
Lublin 2008

NR 56 OGÓLNOPOLSKA KONFERENCJA NAUKOWA. INŻYNIERIA EKOLOGICZNA
H. Obarska-Pempkowiak
Lublin 2009

NR 57 RETENCJA ZBIRONIKOWA I STEROWANIE DOPŁYWEM ŚCIEKÓW DO OCZYSZCZALNI
D. Słyś
Lublin 2009

NR 58 POLSKA INŻYNIERIA ŚRODOWISKA PIĘĆ LAT PO WSTĄPIENIU DO UNII EUROPEJSKIEJ TOM 1
J. Ozonek, M. Pawłowska
Lublin 2009

NR 59 POLSKA INŻYNIERIA ŚRODOWISKA PIĘĆ LAT PO WSTĄPIENIU DO UNII EUROPEJSKIEJ TOM 2
J. Ozonek, A. Pawłowski
Lublin 2009

NR 60 POLSKA INŻYNIERIA ŚRODOWISKA PIĘĆ LAT PO WSTĄPIENIU DO UNII EUROPEJSKIEJ TOM 3
M. Dudzińska, L. Pawłowski
Lublin 2009

NR 61 NOWE METODY REDUKCJI EMISJI ZANIECZYSZCZEŃ I WYKORZYSTANIA PRODUKTÓW UBOCZNYCH OCZYSZCZALNI ŚCIEKÓW
H. Obarska – Pempkowiak, L. Pawłowski
Lublin 2009

NR 62 MEMBRANY I PROCESY MEMBRANOWE W PRACY NAUKOWEJ PROF. DR HAB. INŻ. MICHAŁA BODZKA
K. Konieczny
Gliwice 2009

NR 63 MIKROBIOLOGICZNE METODY OGRANICZANIA EMISJI METANU ZE SKŁADOWISK ODPADÓW
M. Pawłowska
Lublin 2010

NR 64 MICROOGANISMS IN THE ENVIRONMENT AND ENVIRONMENTAL ENGINEERING FROM ECOLOGY AND TECHNOLOGY
K. Olańczuk-Neyman, H. Mazur-Marzec
Gdańsk- Gdynia 2010

NR 65 MEMBRANY I PROCESY MEMBRANOWE W OCHRONIE ŚRODOWISKA TOM 1
K. Konieczny
Gliwice 2010

NR 66 MEMBRANY I PROCESY MEMBRANOWE W OCHRONIE ŚRODOWISKA TOM 2
K.a Konieczny
Gliwice 2010

NR 67 ENERGETYKA-DZIŚ I JUTRO
T. Cholewa, A. Siuta-Olcha
Lublin 2010

NR 68 HYDROLOGIA W INŻYNIERII I GOSPODARCE WODNEJ TOM 1
B. Więzik
Warszawa 2010

NR 69 HYDROLOGIA W INŻYNIERII I GOSPODARCE WODNEJ TOM 2
A. Magnuszewski
Warszawa 2010

NR 70 PROFESOR LUCJAN PAWŁOWSKI W DRODZE PRZEZ ŻYCIE
H. Wasąg
LUBLIN 2010

NR 71 KOMPUTEROWE WSPOMAGANIE PROJEKTOWANIA
Z. Suchorab, A. Jedut, G. Łagód, A. Raczkowski
Lublin 2010

NR 72 MODELOWANIE PRZEPŁYWÓW ORAZ TRANSPROTU I BIODEGRADACJI ZANIECZYSZCZEŃ
G. Łagód, Z. Suchorab, M. Widomski, K. Wróbel
Lublin 2010

NR 73 MODELOWANIE RUCHU WODY I TRANSPORT ZANIECZYSZCZEŃ W OŚRODKU POROWATYM
M. Widomski, D. Kowalski, G. Łagód
Lublin 2010

NR 74 MODELOWANIE SYSTEMU OCZYSZCZANIIA ŚCIEKÓW
A. Montusiewicz, G. Łagód, A. Piotrowicz
Lublin 2010

NR 75 JĘZYKI PROGRAMOWANIA KOMPUTERÓW
G. Łagód, H. Sobczuk, Z. Suchorab
Lublin 2010

NR 76 SYSTEMY GRZEWCZE
T. Cholewa, A. Siuta-Olcha
Lublin 2010

NR 77 UKŁADY WENTYLACJI, KLIMATYZACJI I CHŁODNICTWA
A.j Raczkowski, S. Dumała, M. Skwarczyński
Lublin 2010

NR 78 NITRYFIKACJA W PROCESACH OCZYSZCZANIA WYBRANYCH WÓD ODPADOWYCH I ŚCIEKÓW
J. Surmacz-Górska
GliwicE 2010

NR 79 TECHNOLGIE ENERGII ODNAWIALNEJ
K. Nalewaj, J. Diatczyk, R. Jaroszyńska
Lublin 2010

NR 80 NOWOCZESNE TECHNOLOGIE PALIW I SPALANIA
P. Komoda
Lublin 2010

NR 81 UKŁADY ELEKTORNICZNE W NOWOCZESNYCH TECHNOLOGIACH ENERGETYCZNYCH
W. Surtel, P. Komoda
Lublin 2010

NR 82 INŻYNIERIA ELEKTRYCZNA I TECHNOLOGIE INFORMATYCZNE W UKŁADACH ENERGOELEKTRONICZNYCH W NOWOCZESNYCH TECHNOLOGIACH EERGETYCZNYCH
P. Kacejko, S. Adamek
Lublin 2010

NR 83 ENERGOOSZCZEDNY BUDYNEK
M. Horyński
Lublin 2010

NR 84 SIECI KOMPUTEROWE
K. Gromaszek, T. Ławicki
Lublin 2010

NR 85 ARCHITEKTURA KOMPUTERÓW I SYSTEMY GIER
W. Surtel, P. Kisała
Lublin 2010

NR 86 ARCHITEKTURA KOMPUTERÓW I SYSTEMY OPERACYJNE
W. Surtel, P. Kisała
Lublin 2010

NR 87 ZASTOSOWANIE ZJAWISKA KAWITACJI HYDRODYNAMICZNEJ W INŻYNIERII ŚRODOWISKA
J. Ozonek
Lublin 2010

NR 88 NOWE METODY OPISU STRUKTURY SIECI WODOCIĄGOWYCH DO ROZWIĄZANIA PROBLEMÓW ZWIĄZANYCH Z ICH PROJEKTOWANIEM I EKSPLOATACJĄ
D. Kowalski
Lublin 2010

NR 89 JAKUB KAZIMIERZ SIEMEK- PROFESOR HONOROWY POLITECHNIKI LUBELSKIEJ
Lublin 2010

NR 90 TOMASZ WINNICKI- PROFESOR HONOROWY POLITECHNIKI LUBELSKIEJ
Lublin 2010

NR 91 wykorzystanie właściwości adsorpcyjnych materiałów odpadowych do usuwania BARWNIKÓW Z ROZTWORÓW WODNYCH
U. Filipkowska
Lublin 2011

NR 92 ZAAWANSOWANE METODY USUWANIA NATURALNYCH SUBSTANCJI
M. Kabsch-Korbutowicz
Lublin 2012

NR 93 INŻYNIERIA ŚRODOWISKA – STAN OBECNY I PERSPEKTYWY ROZWOJU
Cz. Rosik-Dulewska, M. Kostecki
Lublin 2011

NR 94 Badania nad zwiększeniem wydajności barwnikowych ogniw słonecznych
A. Zdyb
Lublin 2012

NR 95 MEMBRANY I PROCESY MEMBRANOWE W OCHRONIE ŚRODOWISKA TOM 1
K. Konieczny, I. Korus
Gliwice 2012

NR 96 MEMBRANY I PROCESY MEMBRANOWE W OCHRONIE ŚRODOWISKA TOM 2
M. Bodzek, J. Pelczara
Gliwice 2012

Nr 97 PROFESOR JANUARY BIEŃ CZTERDZIEŚCI LAT W DYDAKTYCE I NAUCE
L. Pawłowski
Lublin 2012

Nr 98 WSPÓŁFERMENTACJA OSADÓW ŚCIEKOWYCH I WYBRANYCH KOSUBSTRATÓW JAKO METODA EFEKTYWNEJ BIOMETANIZACJI
A. Montusiewicz
Lublin 2012

Nr 99 POLSKA INŻYNIERIA ŚRODOWISKA. PRACE. TOM I
M.R. Dudzińska, A. Pawłowski
Lublin 2012

Nr 100 POLSKA INŻYNIERIA ŚRODOWISKA. PRACE. TOM II
M.R. Dudzińska, A. Pawłowski
Lublin 2012

Nr 101 KOMPOSTOWANIE KOMUNALNYCH OSADÓW ŚCIEKOWYCH JAKO FORMA RECYKLINGU ORGANICZNEGO
D. Kulikowska
Lublin 2012

Nr 102 ZASTOSOWANIE ZEOLITÓW WYTWORZONYCH Z POPIOŁÓW LOTNYCH DO USUWANIA ZANIECZYSZCZEŃ Z WODY I ŚCIEKÓW
W. Franus
Lublin 2012

Nr 103 BADANIA EKSPERYMENTALNE I TEORETYCZNE ZASOBNIKA CIEPŁEJ WODY ZE STRATYFIKACJĄ TERMICZNĄ WSPÓŁPRACUJĄCEGO Z INSTALACJĄ NISKOTEMPERATUROWĄ
A. Siuta-Olcha
Lublin 2012

Nr 104 WYBRANE MIKROZANIECZYSZCZENIA ORGANICZNE W WODACH I GLEBACH
M. Włodarczyk-Makuła
Lublin 2012

Nr 105 TOKSYCZNOŚĆ W PROCESIE BEZTLENOWEJ STABILIZACJI KOMUNNYCH OSADÓW ŚCIEKOWYCH
Z. Sadecka
Lublin 2013

Nr 106 PROCESY I EFEKTYWNOŚĆ USUWANAI ZANIECZYSZCZEŃ Z ODCIEKÓW ZE SKŁADOWISKA ODPADÓW KOMUNALNYCH W OCZYSZCZALNIACH HYDROFITOWYCH
E. Wojciechowska
Gdańsk 2013

NR 107 ZASTOSOWANIE JONITÓW WŁÓKNISTYCH W PROCESACH DEZODORYZACJI I KONTROLI JAKOŚCI POWIETRZA
H. Wasąg
Lublin 2013

NR 108 ROZKŁAD BIOMIMETYKÓW HORMONALNYCH ZA POMOCĄ ZAAWANSOWANYCH PROCESÓW UTLENIANIA
E. Flis
Gliwice 2013

NR 109 DEGRADACJA PESTYCYDÓW WYBRANYMI METODAMI
I. Skoczko
Białystok 2013

NR 110 WYKORZYSTANIE SYNTETYCZNYCH ŻYWIC JONOWYMIENNYCH W REKULTYWACJI TERENÓW ZDEGRADOWANYCH
M. Chomczyńska
Lublin 2013

NR 111 COMPUTER AIDED DESIGNING – 3D MODELING
G. Łagód, Z. Suchorab
Lublin 2013

NR 112 AEROZOLE W POWIETRZU WEWNĘTRZNYM: ŹRÓDŁA - POZIOMY - PROBLEMY
M. Dudzińska
Lublin 2013

NR 113 SEPARACJA UCIĄŻLIWYCH ZANIECZYSZCZEŃ ORGANICZNYCH Z WYKORZYSTANIEM TECHNIK MEMBRANOWYCH
K. Majewska-Nowak
Wrocław 2013

NR 114 ŻRÓDŁA WĘGLA W PROCESACH BIOLOGICZNEGO USUWANIA AZOTU I FOSFORU
W. Janczukowicz, J. Rodziewicz
Lublin 2013

NR 115 WSKAŹNIKI JAKOŚCIOWE SUBSTANCJI ORGANICZNEJ GLEB ZRÓŻNICOWANYM NAWOŻENIU I ZMIANOWANIU
G. Żukowska
Lublin 2013

NR 116 ZANIECZYSZCZENIA A JAKOŚĆ POWIETRZA WEWNETRZNEGO W WYBRANYCH POMIESZCZENIACH
B. Połednik
Lublin 2013

NR 117 BIOSURFACTANTS: GREEN SURFACTANTS
G. Płaza
Lublin 2014

NR 118 MEMBRANES AND MEMBRANE PROCESSES IN ENVIRONMENTAL PROTECTION VOL. 1
K Konieczny, I. Korus
Lublin 2014

NR 119 MEMBRANES AND MEMBRANE PROCESSES IN ENVIRONMENTAL PROTECTION VOL. II
M. Bodzek, J. Pelczar
Lublin 2014

NR 120 ZASTOSOWANIE ZEOLITÓW DO SEPARACJI CO_2 I Hg Z GAZÓW ODLOTOWYCH W PROCESACH WYCHWYTYWANIA I SKŁADOWANIA DITLENKU WĘGLA
M. Wdowin
Lublin 2015

NR 121 WYKORZYSTANIE TUFÓW ZEOLITOWYCH W INŻYNIERII ŚRODOWISKA
W. Franus, A. Pawłowski
Lublin 2015

NR 122 OBIEG WYBRANYCH MAKROPIERWIASTKÓW I ZWIĄZKÓW BIOGENNYCH W SYSTEMIE RZECZNO - JEZIORNYM NA PRZYKŁADZIE GÓRNEJ PASŁĘKI
J. Grochowska
Lublin 2015

NR 123 INCINERATION OF WASTE IN A ROTARY KILN
J. W. Bujak
Lublin 2015

NR 124 PIENIĄDZE I ZRÓWNOWAŻONY ROZWÓJ: BRAKUJĄCE OGNIWO
Lublin 2016

NR 125 OCENA ZRÓWNOWAŻONOŚCI SYSTEMÓW SOLARNYCH OPARTA NA ANALIZIE CYKLU ŻYCIA
A. Żelazna
Lublin 2016

NR 126 NEW MATERIAL SOLUTIONS FOR PLASMA REACTOR
S. Gnapowski
Lublin 2017

NR 127 SUSTAINABILITY OF COMPACTED CLAY LINERS AND SELECTED PROPERTIES OF CLAY
M. Widomski
Lublin 2016

NR 128 DROGA PRZEZ ŻYCIE PROFESORA TADEUSZA PIECUCHA: 70 ROCZNICA URODZIN 4.06.2016R.
Lublin 2016

NR 129 INFORMATOR INŻYNIERII ŚRODOWISKA
A. Anielak, M. Cimochowicz-Rybicka
Lublin 2016

NR 130 METODY POMIARU GĘSTOŚCI STRUMIENIA CIEPŁA I STRAT CIEPŁA W BUDOWNICTIWE I CIEPŁOWNICTWIE
K. Wojdyga
Warszawa 2016

NR 131 OKREŚLENIE POZIOMU AKTYWNOŚCI SZTUCZNEGO ^{137}Cs I NATURLANEGO ^{40}K ORAZ WYBRANYCH METALI CIĘŻKICH W GLEBACH, NIEKTÓRYCH ROŚLINACH I W OSADACH DENNYCH AKWENÓW WODNYCH NA OBSZARACH POLSKI POŁUDNIOWEJ
A. Kubica
Lublin 2016

NR 132 UTYLIZACJA WYBRANYCH ODPADÓW W PRODUKCJI SPIEKANYCH KRUSZYW LEKKICH
M. Franus
Lublin 2016

NR 133 ZASTOSOWANIE TECHNIKI REFLAKTOMETRII W DOMENIE CZASU DO OCENY STANU ZAWILGOCENIA PRZEGRÓD BUDOWLANYCH
Z. Suchorab
Lublin 2016

NR 134 DEPOZYCJA PM10 PODCZAS OPADÓW ATMOSFERYCZNYCH
T. Olszowski
Lublin 2017

NR 135 ZASTOSOWANIE ZEOLITÓW SYNTETYCZNYCH Z POPIOŁÓW LOTNYCH W INŻYNIERII ŚRODOWISKA
W. Franus
Lublin 2017

NR 136 BIOINDYKACJA W KONTROLI PROCESU OCZYSZCZANIA ŚCIEKÓW
G. Łagód
Lublin 2017

NR 137 ANALIZA OPADÓW ATMOSFERYCZNYCH DLA POTRZEB PROJEKTOWANIA SYSTEMÓW ODWODNIENIA
P. Licznar
Lublin 2018

NR 138 METALE CIĘŻKIE W ODCIEKACH I ŚCIEKACH TECHNOLOGICZNYCH ZE SKŁADOWISK ODPADÓW KOMUNALNYCH W ASPEKCIE ZMIAN SPOSOBÓW ICH ZAGOSPODAROWANIA
E. Kulbat
Gdańsk 2018

NR 139 EFEKTYWNOŚĆ EKONOMICZNA I ENERGETYCZNA W BUDOWNICTWIE JEDNORODZINNYM
J. Danielewicz
Lublin 2018

NR 140 FOSFOR W INTERFAZIE WODA-OSADY DENNE JEZIOR ZMIENIONYCH ANTROPOGENICZNIE NA TLE WYBRANYCH FIZYKO-CHEMICZNYCH I MIKROBIOLOGICZNYCH CZYNNIKÓW ŚRODOWISKOWYCH KSZTAŁTUJĄCYCH PROCESY JEGO WYMIANY POMIĘDZY OSADAMI A WODĄ
R. Augustyniak
Lublin 2018

NR 141 BAKTERIOCENOZA PŁYTKIEGO LITORALU ZATOKI PUCKIEJ W REJONIE WYSTĘPOWANIA PODMORSKIEGO DRENAŻU WÓD PODZIEMNYCH
K. Jankowska
Gdańsk 2018

NR 142 ZDOLNOŚCI SORPCYJNE WYBRANYCH SUBSTANCJI BOGATYCH W MATERIĘ ORGANICZNĄ W STOSUNKU DO BARWNIKÓW
A. Dzieniszewska, J. Kyzioł-Komosińska
Lublin 2018

NR 143 ZANIECZYSZCZENIE OSADÓW DENNYCH METALAMI CIĘŻKIMI - METODY OCENY
E. Kulbat, A. Sokołowska
Lublin 2018

NR 144 ZANIECZYSZCZENIA POWIETRZA W POLSCE: STAN, PRZYCZYNY, SKUTKI
L. Pawłowski
Lublin 2018

NR 145 ZASTOSOWANIE ZIELONEJ INFRASTRUKTURY DO OGRANICZANIA ZANIECZYSZCZEŃ WÓD POWIERZCHNIOWYCH W ZLEWNI MIEJSKIEJ
E. Wojciechowska
Gdańsk 2018