

PROJEKTOWANIE, WYKONAWSTWO  
ZAGOSPODAROWANIA WÓD OPADOWYCH I  
ROZTOPOWYCH ZA POMOCĄ BŁĘKITNO-ZIELONEJ  
INFRASTRUKTURY (BZI) ORAZ SIECI I PRZYŁĄCZY  
KANALIZACJI DESZCZOWEJ

Załącznik A – Metodyka wyznaczania miarodajnego natężenia deszczu, obliczania strumienia objętościowego wód opadowych i roztopowych oraz wymiarowania przewodów kanalizacji deszczowej

## I. Sposób określania miarodajnego natężenia deszczu i częstości opadów przy projektowaniu systemów odwodnień.

1. Natężenie opadów miarodajnych do projektowania systemów odwodnień należy przyjmować na podstawie aktualnego Polskiego Atlasu Natężenia Deszczu dla miasta Poznania (Poznań-Ławica) z perspektywą na rok 2050 RCP 4,5 zwanego dalej PANDa 2050 udostępnianego przez Spółkę Aquanet Retencja.
2. Atlas, o którym mowa w punkcie 1 powinien zapewniać odczyt natężeń (wysokości) opadów miarodajnych dla wymaganej, na potrzeby prowadzonych obliczeń systemów odwodnienia, kombinacji czasów trwania  $t_d$  i częstości  $C$  występowania deszczów miarodajnych. Powyższe wartości należy przyjmować na podstawie modelu opadowego PANDa 2050 (\*).
3. Częstości  $C$  występowania deszczów miarodajnych oraz minimalne czasy opadu, należy przyjmować do obliczeń systemów odwodnienia wg następujących wytycznych:

-drogi oraz tereny przyległe:  $C=5\text{lat}$ ,  $t_{\text{dmin}} = 5\text{min}$

-tunele, podziemne obiekty komunikacyjne :  $C=10\text{lat}$ ,  $t_{\text{dmin}} = 5\text{min}$ .

Kierując się typem obiektu odwadnianego (np.: tunel) do obliczeń spływów z całej zlewni należy przyjmować najbardziej niekorzystną (najwyższą) spośród częstości  $C$ . Powyższe wymaganie należy każdorazowo potwierdzić w Aquanet Retencja.

Uwaga (\*)-fragment PANDa 2050 C5 dla Poznania –patrz: Załącznik A1

W przypadku dużych zlewni (powyżej 100ha), należy stosować modelowanie hydrodynamiczne. Modelowanie hydrodynamiczne może być także stosowane w przypadku małych systemów odwodnienia, np. w celu weryfikacji poprawności ich wymiarowania referencyjną niniejszą metodą obliczeniową. .

## II. Przygotowanie do obliczeń i wymiarowanie kanałów deszczowych według przedstawionej metody.

1. Miarodajny przepływ obliczeniowy  $Q$  (strumień objętościowy wód opadowych i roztopowych) do wymiarowania elementów tranzytowych systemu odwodnienia takich jak zamknięte i otwarte kanały deszczowe należy obliczać na podstawie metody maksymalnych natężeń.
2. Przy obliczaniu miarodajnego strumienia wód opadowych i roztopowych należy postępować według następującego algorytmu:
  - a. Na wstępie do obliczeń należy przeprowadzić trasowanie projektowanych kanałów deszczowych wraz z określeniem rzędnych i spadków kanałów i na tej podstawie, z uwzględnieniem lokalnych uwarunkowań terenowych (w tym zagospodarowania terenu), wyznaczyć granice i powierzchnie zlewni cząstkowych spływu wód opadowych lub roztopowych, ciężące do poszczególnych odcinków kanałów.

- b. Zlewnie cząstkowe dzielimy na:

-pola inwestycyjne, dla których należy obliczyć limit odpływu  $Q_o$ .

-zlewnie drogowe bezpośrednio przyłączone do sieci, dla których należy obliczyć odpływ  $Q_d$ .

Obliczanie limitów odpływu dla poszczególnych pól inwestycyjnych  $Q_o$ :

$$Q_o = A * 12 \text{ [dm}^3/\text{s]}$$

gdzie: A- powierzchnia pola inwestycyjnego [ha]

W przypadku powierzchni pola inwestycyjnego (działki) wyrażonej w [m<sup>2</sup>] wzór na Q<sub>o</sub> przyjmuje postać:

$$Q_o = A \cdot 12 / 10000 \text{ [dm}^3/\text{s]}$$

Uwaga:

W przypadku podłączania do projektowanej sieci istniejących pól inwestycyjnych z wcześniej ustalonym/określonym limitem odpływu lub bez ograniczenia zrzutu, do obliczeń należy przyjmować wielkości odpływu wynikające z tych wielkości.

Sposób określania ww. wartości należy uzgodnić z Aquanet Retencja.

#### Obliczanie odpływu dla zlewni drogowych Q<sub>d</sub>:

Dla zlewni drogowych bezpośrednio przyłączonych do sieci, wydzielonym zlewniom cząstkowym należy przypisać odpowiednie wartości współczynników splywu (\*\*). Trzeba przy tym uwzględnić aktualne warunki determinujące wartości współczynników splywów, a także potencjalne zwiększenie wartości współczynników ze względu na przewidywane zmiany zagospodarowania terenu w okresie przyszłej eksploatacji kanałów deszczowych.

Uwaga: w przypadku pojawiających się wątpliwości, kierując się względami bezpieczeństwa należy przyjąć najwyższy potencjalnie poziom uszczelnienia terenu i wynikające z tego wyższe wartości współczynników splywu.

UWAGA(\*\*) -współczynniki splywu- patrz: Załącznik A2

Dla zlewni drogowych bezpośrednio przyłączonych do sieci, w przypadku niehomogenicznych zlewni cząstkowych, o zróżnicowanym pokryciu terenu o różnych wartościach współczynnika splywu, rekomenduje się obliczyć zastępczy współczynnik splywu ze wzoru:

$$\psi = \frac{\psi_1 \cdot A_1 + \psi_2 \cdot A_2 + \dots + \psi_n \cdot A_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} = \frac{\sum_{i=1}^n (\psi_{ni} \cdot A_i)}{\sum_{i=1}^n A_i}$$

gdzie:

$\psi_{ni}$  – współczynnik splywu (i-tej) powierzchni składowej zlewni [-];

$A_i$  – (i-ta) powierzchnia składowa zlewni [ha].

Przepływ Q (strumień objętościowy wód opadowych i roztopowych) przez zamknięte kanały należy obliczać według metody opartej na wzorach Darcy'ego i Colebrooka-White'a:

$$Q = F \cdot v$$

$$v = \frac{1}{\sqrt{\lambda}} \sqrt{2g \cdot I \cdot d}$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \lg \left( \frac{2,51}{Re \sqrt{\lambda}} + \frac{k}{3,71d} \right)$$

$$Re = \frac{vd}{\nu}$$

gdzie:

Q – przepływ [ $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ ];

F – pole powierzchni czynnego przekroju [ $\text{m}^2$ ];

$v$  – średnia prędkość przepływu [ $\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$ ];

$\lambda$  – współczynnik liniowych oporów tarcia [-];

g – przyspieszenie ziemskie [ $\text{m} \cdot \text{s}^{-2}$ ];

I – straty jednostkowe na pokonanie oporów tarcia, są równe spadkowi dna kanału [-](\*\*\*);

d – średnica wewnętrzna rurociągu [m];

Re – liczba Reynoldsa [-];

k – współczynnik chropowatości zastępczej kanału [m] (\*\*\*\*);

$\nu$  - współczynnik lepkości kinematycznej=  $1,32\text{E}-06$  [ $\text{m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$ ]

Uwaga(\*\*\*) - -przeliczenie spadku kanału  $i(\text{‰})$  na I[-] np.: spadek dna kanału  $i=5\text{‰}$ , to  $I=0,5\text{‰}/1000$  [-]

Uwaga(\*\*\*\*) - współczynniki chropowatości zastępczej kanału-patrz: Załącznik A3

Przy doborze przekrojów kanałów, należy kierować się zasadą doboru następnego większego przekroju, jeżeli wyznaczony przepływ miarodajny przekracza 90% przepustowości całkowitej. W przypadku najczęściej stosowanych kanałów o przekroju kołowym oznacza to, że należy je wymiarować na względne wypełnienie  $h/D$  nie przekraczające 75%.

### III. Algorytm obliczeń hydraulicznych

Obliczenia przepływów miarodajnych należy prowadzić od najwyżej położonego odcinka, poprzez kolejne odcinki kanałów, aż do ich wylotów, uwzględniając przy tym zwiększające się powierzchnie zredukowane odwadnianych zlewni, wydłużające się czasy przepływu w sieci i zredukowane względem tych czasów natężenia deszczu miarodajnego. Obliczenia te należy wykonywać według podanej poniżej sekwencji kroków:

- a. Dla pierwszego z odcinków obliczeniowych o długości  $l_1$  należy założyć przybliżoną prędkość przepływu  $v_1$  (domyślnie może to być  $v_1 = 1$  m/s). Na tej podstawie dokonuje się wstępnego oszacowania czasu przepływu przez pierwszy odcinek obliczeniowy:

$$t_{p1} = \frac{l_1}{60 \cdot v_1}$$

gdzie:

$t_{p1}$  – czas przepływu przez pierwszy odcinek obliczeniowy [min];

$l_1$  – długość pierwszego odcinka obliczeniowego [m].

- b. Należy zweryfikować, czy obliczony czas przepływu  $t_{p1}$  jest dłuższy od minimalnego dopuszczalnego czasu trwania deszczu miarodajnego  $t_{dmin}$  równego 5 minut. Jeśli warunek ten nie jest spełniony, wówczas miarodajny czas trwania deszczu  $t_{d1}$  należy wydłużyć do długości czasu minimalnego  $t_{dmin}$  ( $t_{d1} = t_{dmin}$ ). W przypadku przeciwnym, miarodajny czas trwania deszczu  $t_{d1}$  należy przyjąć za równy czasowi przepływu  $t_{p1}$  ( $t_{d1} = t_{p1}$ ).

c. Dla określonego miarodajnego czasu trwania deszczu  $t_{d1}$  i częstości deszczu  $C=C5$  z lokalnego modelu opadowego PANDa 2050 dla Poznania należy odczytać natężenie deszczu miarodajnego  $q_{max}(t_{d1},C)$ -patrz: Załącznik A1.

d. Na podstawie wartości natężenia deszczu miarodajnego z podpunktu c, należy obliczyć miarodajny przepływ ze zlewni drogowej na końcu pierwszego odcinka obliczeniowego:

$$Q_{d1} = q_{max}(t_{d1}, C) \cdot \Psi_{z1} \cdot A_{z1}$$

gdzie:

$Q_{d1}$  – miarodajny przepływ na końcu pierwszego odcinka obliczeniowego ze zlewni drogowej [ $\text{dm}^3\text{s}^{-1}$ ];

$q_{max}(t_{d1}, C)$  – natężenie deszczu miarodajnego [ $\text{dm}^3(\text{s} \cdot \text{ha})^{-1}$ ];

$\Psi_{z1}$  – zastępczy współczynnik spływu zlewni cząstkowej odwadnianej przez pierwszy odcinek obliczeniowy [-];

$A_{z1}$  – powierzchnia zlewni cząstkowej odwadnianej przez pierwszy odcinek obliczeniowy [ha].

e. Znając wartości przepływu ze zlewni drogowej i pola inwestycyjnego należy obliczyć miarodajny przepływ na końcu pierwszego odcinka obliczeniowego:

$$Q_1 = Q_{d1} + Q_{o1}$$

f. Dla przepływu miarodajnego  $Q_1$  i przyjętego spadku dna kanału należy dobrać wymiary kanału oraz obliczyć rzeczywistą średnią prędkość przepływu przez kanał  $v_{rz1}$ . Jeśli założona początkowo w podpunkcie a) prędkość  $v_1$  różni się od prędkości  $v_{rz1}$  więcej niż  $\pm 0,1$  m/s rekomenduje się powtórzenie obliczeń od punktu a) do e), rozpoczynając od podstawienia w drugim przybliżeniu za  $v_1 = v_{rz1}$ . Obliczenia rekomenduje się prowadzić, aż do spełnienia warunku, że różnica pomiędzy prędkością rzeczywistą w  $n$ -tym przybliżeniu, a prędkością rzeczywistą w poprzednim ( $n-1$ ) przybliżeniu mieści się w zakresie dokładności obliczeń ( $\pm 0,1$  m/s). Po spełnieniu tego warunku oraz upewnieniu się, że prędkość mieści się w przedziale pomiędzy 0,8 a 5,0 m/s, można przejść do wymiarowania kolejnego odcinka kanału.

g. Dla drugiego odcinka obliczeniowego o długości  $l_2$  analogicznie jak w podpunkcie a) należy przyjąć pewną przybliżoną prędkość przepływu  $v_1$  (może to być domyślnie  $v_1 = 1$  m/s). Na tej podstawie należy oszacować czas przepływu przez rozpatrywany odcinek:

$$t_{p2} = \frac{l_2}{60 \cdot v_1}$$

gdzie:

$t_{p2}$  – czas przepływu przez drugi odcinek obliczeniowy [min];

$l_2$  – długość drugiego odcinka obliczeniowego [m].

h. Należy obliczyć sumaryczny czas przepływu przez odcinki  $t_{\phi}$  ( $t_{\phi} = t_{p1} + t_{p2}$ ), a następnie zweryfikować, czy obliczony sumaryczny czas przepływu  $t_{\phi}$  jest dłuższy od minimalnego czasu trwania deszczu miarodajnego  $t_{dmin}$  (5 minut). Jeśli warunek ten nie jest spełniony, wówczas miarodajny czas trwania deszczu  $t_{d2}$  rekomenduje się wydłużyć do czasu minimalnego  $t_{dmin}$  ( $t_{d2} = t_{dmin}$ ). W przeciwnym przypadku miarodajny czas trwania deszczu  $t_{d2}$  pozostaje równy sumarycznemu czasowi przepływu  $t_{\phi}$  ( $t_{d2} = t_{\phi}$ ).

- i. Dla określonego miarodajnego czasu trwania deszczu  $t_{d2}$  i częstości deszczu  $C=C5$  z lokalnego modelu opadowego PANDa 2050 dla Poznania należy odczytać natężenie deszczu miarodajnego  $q_{max}(t_{d2}, C)$  –patrz: Załącznik A1.
- j. Na podstawie wartości natężenia deszczu miarodajnego określonej w podpunkcie powyżej, należy obliczyć się miarodajny przepływ z zlewni drogowej na końcu drugiego odcinka obliczeniowego:

$$Q_{d2} = q_{max}(t_{d2}, C) \cdot (\psi_{z1} \cdot A_{z1} + \psi_{z2} \cdot A_{z2})$$

gdzie:

$Q_{d2}$  – miarodajny przepływ na końcu drugiego odcinka obliczeniowego ze zlewni drogowej [ $\text{dm}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ ];

$q_{max}(t_{d2}, C)$  – natężenie deszczu miarodajnego [ $\text{dm}^3(\text{s} \cdot \text{ha})^{-1}$ ];

$\psi_{z1}, \psi_{z2}$  – zastępcze współczynniki spływu zlewni cząstkowych odwadnianych przez odpowiednio pierwszy i drugi odcinek obliczeniowy [-];

$A_{z1}, A_{z2}$  – powierzchnie zlewni cząstkowych odwadnianych przez odpowiednio pierwszy i drugi odcinek obliczeniowy [ha].

- k. Po ostatecznym obliczeniu wartości przepływu  $Q_{d2}$  trzeba sprawdzić, czy nie zachodzi przypadek zlewni współzależnej. Zlewnia taka cechuje się nieregularnym ukształtowaniem (np. bardzo wąska zlewnia, odwadniana przez długi kanał) i wówczas pomimo zwiększenia powierzchni zlewni, na projektowanym dolnym odcinku (w efekcie znacznego wydłużenia czasu przepływu, a więc w efekcie znacznego obniżenia miarodajnego natężenia deszczu, tylko częściowo rekompensowanego przez przyrost powierzchni zredukowanej) obliczeniowy odpływ nie rośnie, lecz maleje, a więc zachodzi warunek  $Q_{d2} < Q_{d1}$ . W takim przypadku przepływem miarodajnym do zwymiarowania odcinka obliczeniowego  $l_2$  jest większy przepływ  $Q_{d1}$
- l. Znając wartości przepływu z zlewni drogowej i pól inwestycyjnych należy obliczyć miarodajny przepływ na końcu drugiego odcinka obliczeniowego:

$$Q_2 = Q_{d2} + Q_{o1} + Q_{o2}$$

gdzie:

$Q_{o1}$ -odpływ z pola(pól) inwestycyjnego na końcu pierwszego odcinka obliczeniowego

$Q_{o2}$ -odpływ z pola (pól) inwestycyjnego na końcu drugiego odcinka obliczeniowego

Dla przepływu  $Q_2$  i przyjętego spadku dna kanału, trzeba dobrać wymiary kanału oraz obliczyć rzeczywistą średnią prędkość przepływu przez kanał  $v_{rz1}$ . Jeśli założona początkowo w podpunkcie f) prędkość  $v_1$  różni się od prędkości  $v_{rz1}$  więcej niż  $\pm 0,1$  m/s to należy powtórzyć obliczenia od punktu f) do j) podstawiając w drugim przybliżeniu za  $v_1 = v_{rz1}$ . Obliczenia poprzez analogię do podpunktu e) rekomenduje się prowadzić iteracyjnie, aż do spełnienia warunku, że różnica pomiędzy prędkością rzeczywistą w  $n$ -tym przybliżeniu a prędkością rzeczywistą w poprzednim ( $n-1$ ) przybliżeniu mieści się w zakresie dokładności obliczeń ( $\pm 0,1$  m/s).

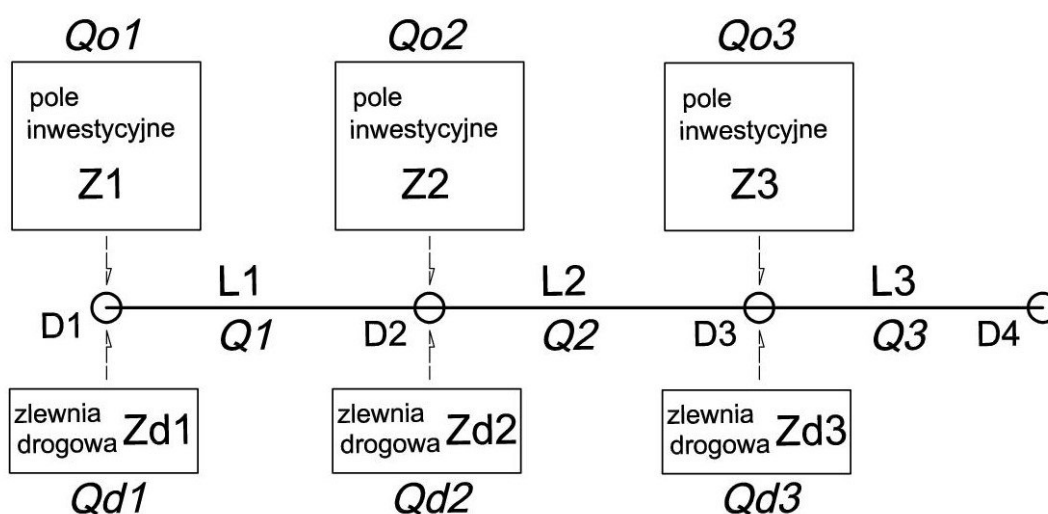
Dopiero po spełnieniu tego warunku można przejść do wymiarowania kolejnego odcinka kanału.

Kroki algorytmu obliczeniowego prezentowane dla drugiego odcinka obliczeniowego w podpunktach od g) do m) rekomenduje się stosować w analogiczny sposób dla kolejnych odcinków.

**IV. Przykład obliczeniowy do metodyki wyznaczania miarodajnego natężenia deszczu, obliczania strumienia objętościowego wód opadowych i roztopowych oraz wymiarowania przewodów kanalizacji deszczowej**

Obliczana jest kanalizacja deszczowa odwadniająca zlewnię o łącznej powierzchni 53,23 [ha]. Do odwodnienia zlewni przewidziano kanał zbiorczy o łącznej długości 554[m] złożony z 3 odcinków o długościach: 182[m], 153[m] i 219[m]. Na kanale są zainstalowane studnie przelotowe (od D1 do D4). Do studni od D1 do D3 trafiają spływy powierzchniowe wód opadowych i roztopowych z pojedynczej zlewni cząstkowej. Na spływ z pojedynczej zlewni cząstkowej składa się odpływ z pola inwestycyjnego (limit odpływu) oraz spływ z odcinka drogowego.

Schemat do przykładu obliczeniowego zamieszczony jest poniżej :



Obliczenie limitu odpływu z pól inwestycyjnych  $Q_{oi}$ :

Nazwa pola inwestycyjnego	Powierzchnia pola inwestycyjnego	Limit odpływu z pola inwestycyjnego $Q_{oi}$
(-)	(ha)	( $dm^3/s$ )
Z1	15,25	183
Z2	12,75	153
Z3	18,25	219



Zestawienie powierzchni zredukowanych zlewni drogowych:

Zlewnia cząstkowa drogi	Pokrycie terenu	Powierzchnia	Współczynnik spływu	Powierzchnia zredukowana
(-)	(-)	(ha)	(-)	(ha)
Zlewnia Fd1	Jezdnia drogowa o szerokości X metrów (nawierzchnia asfaltowa)	1,50	0,90	1,35
	Chodnik o szerokości X metrów po dwóch stronach jezdni (chodnik płyty betonowe)	1,1675	0,60	0,70
	Pas zieleni o szerokości X metra po dwóch stronach jezdni (zielen, nieokreślona)	0,3325	0,15	0,05
	Suma:	3,00	Suma:	2,10
Zlewnia Fd2	Jezdnia drogowa o szerokości X metrów (nawierzchnia asfaltowa)	1,10	0,90	0,99
	Chodnik o szerokości X metrów po dwóch stronach jezdni (chodnik płyty betonowe)	0,62	0,60	0,37
	Pas zieleni o szerokości X metra po dwóch stronach jezdni (zielen, nieokreślona)	0,28	0,15	0,04
	Suma:	2,00	Suma:	1,40
Zlewnia Fd3	Jezdnia drogowa o szerokości X metrów (nawierzchnia asfaltowa)	0,99	0,90	0,89
	Chodnik o szerokości X metrów po dwóch stronach jezdni (chodnik płyty betonowe)	0,66	0,60	0,40
	Pas zieleni o szerokości X metra po dwóch stronach jezdni (zielen, nieokreślona)	0,33	0,15	0,05
	Suma:	1,98	Suma:	1,34

Zbiorcze wyniki wymiarowania kanału zestawiono na następnej stronie.

### Przykład obliczeniowy wymiarowania kanalizacji deszczowej - tabela zbiorcza:

nr odcinka "i"	Początek odcinka	koniec odcinka	długość odcinka	limit odpływu z pola inwestycyjnego $Q_{o_i}$	Powierzchnia zlewni zredukowanej drogi $Fz_{d_i}$	Suma powierzchni zredukowanych dróg $\Sigma Fz_{red_i}$	prędkość przepływu $v_i$	czas przepływu $t_p$	Suma czasu przepływu $\Sigma t_p$	Czas miarodajny $t_m=t_d$	Natężenie deszczu miarodajnego $q_{max}$	miarodajny przepływ droga $Q_{d_i}$	Sprawdzenie miarodajnego przepływu $Q_{d_{(i+1)}} > Q_{d_i}$	miarodajny przepływ $Q_{d_i}$ do dalszych obliczeń	miarodajny przepływ $Q_i$ (drogi+pola inwestycyjne)	Typ i wymiar kanału	Spadek dna kanału	Względne wypełnienie h/D
(-)	(-)	(-)	(m)	(dm <sup>3</sup> /s)	(ha)	(ha)	(m/s)	(min)	(min)	(min)	(dm <sup>3</sup> /(s*ha))	(dm <sup>3</sup> /s)	(-)	(dm <sup>3</sup> /s)	(dm <sup>3</sup> /s)	(-)	(‰)	(-)
1	D1	D2	750	182	2,1	2,1	2,4	5,21	5,21	6	351,53	738,21	OK	738,21	920,21	K900	5	0,6
2	D2	D3	500	153	1,4	3,5	2,59	3,21	8,42	9	275,26	963,41	OK	963,41	1298,41	K1000	5	0,62
3	D3	D4	1800	219	1,34	4,84	2,67	11,54	19,96	20	170,04	822,99	x	963,41	1517,41	K1000	5	0,68

#### Uwagi:

1. Dla odcinków obliczeniowych czas przepływu jest dłuższy od najkrótszego czasu trwania deszczu  $T_{dmin}=5min$ , zatem do obliczeń są przyjmowane niższe wartości natężeń deszczów miarodajnych odpowiadające czasom przepływu;

2. Dla odcinka obliczeniowego od studni D3 do D4 do obliczeń dla zlewni drogowej przyjmowany jest stały przepływ 963,41 [dm<sup>3</sup>/s]. Mamy tutaj do czynienia ze zlewniami nieregularnymi, gdzie obserwuje się niewielki przyrost powierzchni zlewni, podczas gdy z uwagi na wydłużenie kanału, a więc wydłużenie czasu przepływu, dochodzi do szybkiej redukcji natężeń deszczu miarodajnego. Obliczeniowy przepływ dla odcinka D3-D4 wynosi: 4,84ha\*170,04 [dm<sup>3</sup>/(s\*ha)]=822,99 [dm<sup>3</sup>/s]. Przepływ jest mniejszy od przepływu miarodajnego 963,41 [dm<sup>3</sup>/s] dla odcinka wcześniejszego pomiędzy studniami D2 a D3.

ZAŁĄCZNIKI:

Załącznik A1. Zestawienie czasów trwania deszczu  $t_d$  i odpowiadające im natężenia deszczów miarodajnych  $q_{max}(t_d, C)$  wg PANDa 2050 dla Poznania C=C5. W razie potrzeb większy zakres danych, dla dłuższych czasów opadu, należy pozyskiwać bezpośrednio z katalogu PANDa 2050 lub uzyskać informacje od Aquanet Retencja.

Czas trwania opadu $t_d$ [min]	Średnie natężenie deszczu $dm^3/(s*ha)$	Czas trwania opadu $t_d$ [min]	Średnie natężenie deszczu $dm^3/(s*ha)$
5	392,40	30	133,15
6	351,53	31	129,73
7	320,32	32	126,51
8	295,53	33	123,46
9	275,26	34	120,57
10	258,31	35	117,83
11	243,88	36	115,23
12	231,41	37	112,75
13	220,50	38	110,39
14	210,86	39	108,14
15	202,26	40	105,99
16	194,54	41	103,94
17	187,55	42	101,97
18	181,20	43	100,09
19	175,38	44	98,28
20	170,04	45	96,55
21	165,11	46	94,88
22	160,54	47	93,27
23	156,29	48	91,73
24	152,33	49	90,24
25	148,63	50	88,81
26	145,15	51	87,43
27	141,88	52	86,09
28	138,80	53	84,80
29	135,90	54	83,55
30	133,15	55	82,35
31	129,73	56	81,18
32	126,51	57	80,05
33	123,46	58	78,95
34	120,57	59	77,89
35	117,83	60	76,86

Załącznik A2. Współczynniki spływu dla rodzajów nawierzchni miejskich.

Rodzaj nawierzchni	wsp. spływu $\psi$
nawierzchnie asfaltowe	0,90
nawierzchnie betonowe (drogi jezdne)	0,85
nawierzchnie z płyt betonowych, chodniki, parkingi (spoiny szczelne)	0,90
nawierzchnie z płyt betonowych, chodniki, parkingi (bez zalanych spoin)	0,80
nawierzchnie betonowe z kostki betonowej typu Behaton (bez zalanych spoin)	0,80
nawierzchnie z płyt betonowych ażurowych wypełnione kruszywem (posadowione na podbudowie z zagęszczonego piasku)	0,40
nawierzchnie z płyt betonowych ażurowych wypełnione kruszywem (posadowione na podbudowie stabilizowanej cementem)	0,60
nawierzchnie kamienne, klinkierowe (spoiny szczelne)	0,80
nawierzchnie kamienne, klinkierowe (bez zalanych spoin)	0,50
nawierzchnie tłuczniowe (posadowione na podbudowie bez stabilizacji cementem)	0,25
nawierzchnie tłuczniowe (posadowione na podbudowie stabilizowane cementem) np.: torowiska	0,60
nawierzchnie żwirowe (posadowione na podbudowie bez stabilizacji cementem)	0,25
rampy, zjazdy do garażu podziemnego (wykonane np. z kostki betonowej)	0,95
powierzchnie nieumocnione	0,20
chodniki pokryte płytami betonowymi	0,70
chodniki nie pokryte płytami, podwórza i aleje	0,60
skarpy pokryte trawą o nachyleniu $> 15^\circ$ i $< 45^\circ$	0,30
skarpy pokryte trawą o nachyleniu $> 45^\circ$	0,60
ogrody	0,15
parki	0,10
zielen (nieokreślona)	0,15
woda, zbiorniki wodne, zbiorniki retencyjne	1,0
Rodzaj pokrycia dachu (o nachyleniu $< 10^\circ$ )	
Dach (papa, blacha, membrany z tworzyw sztucznych itp.)	0,95
Dachy z łupka	0,80
Dachy żwirowe (dachy płaskie, kruszywo o granulacji 16-32 mm, grubość warstwy min. 7 cm)	0,60

Współczynniki spływu dla rozwiązań BZI

Rodzaj nawierzchni	wsp. spływu $\psi$
eko krata trawnikowa parkingowa wypełniona trawą (nacisk 360 kN/oś)	0,25
eko krata parkingowa wypełniona tłuczniem (nacisk 360 kN/oś)	0,30
dach zielony płaski (kąt nachylenia 0-5°) w systemie intensywnym (zielen' wysoka, substrat o gr. min. 26 cm)	0,30
dach zielony płaski (kąt nachylenia 0-5°) w systemie intensywnym (zielen' wysoka, substrat o gr. min. 26 cm)	0,30
dach zielony płaski (kąt nachylenia 0-5°) w systemie ekstensywnym (zielen' niska, substrat o gr. 8-10 cm)	0,5
dach zielony skośny (kąt nachylenia 5-15°)	0,60
dach zielony skośny stromy (kąt nachylenia 10-30°)	0,70
dach zielony na płycie garażu podziemnego	0,60
maty rozchodnikowe na dachu zielonym	jak wyżej
maty rozchodnikowe na terenie z utwardzoną półprzepuszczalną podbudową (np. torowiska)	0,55
ogród deszczowy, niecka infiltracyjna, pasaż roślinny, rów infiltracyjny, wypustki uliczne	1,00

Załącznik A3. Współczynniki chropowatości zastępczej kanału do wzorów Darcy'ego i Colebrooka-White'a

Rodzaj nawierzchni / materiału	k (mm)
Kamionka	0,75
Beton / żelbet	0,50
Żeliwo	0,75
Polimerobeton	0,40
PVC, PP, PE, żywice	0,40

Uwaga: Należy zwrócić uwagę na jednostki „k” przyjmowane we wzorach