

OPERAT WODNOPRAWNY

na:

1. wprowadzanie ścieków deszczowych:


- do rowu melioracyjnego nr 12a w km 0+075, w ilości 5,00 l/s (dz. nr ew. 23 w m. Zamienie)
- do rowu melioracyjnego nr 12:
 - w km 3+575, w ilości 5,00 l/s (dz. nr ew. 35 w m. Zamienie)
 - w km 3+895, w ilości 5,00 l/s (dz. nr ew. 5/71 w m. Zamienie)
 - w km 4+227, w ilości 5,00 l/s (dz. nr ew. 10 w m. Zamienie)

2. wykonanie wylotów kanalizacji deszczowej:

- W-1 Ø 200 mm w km 0+075 rowu nr 12a (dz. nr ew. 23 i 24 w m. Zamienie)
- W-2 Ø 200 mm i W-2' Ø 200 mm w km 3+575 rowu nr 12 (dz. nr ew. 35 w m. Zamienie)
- W-3 Ø 200 mm w w km 3+895 rowu nr 12 (dz. nr ew. 5/71 w m. Zamienie)
- W-4 Ø 200 mm w w km 4+227 rowu nr 12 (dz. nr ew. 10 w m. Zamienie)

Inwestor:

Urząd Gminy Lesznówola
ul. Gminnej Rady Narodowej 60
05-506 Lesznówola

Opracował: 
mgr inż. Jacek Sulej

Piaseczno, wrzesień 2012 rok

– Zawartość opracowania –

1. Ubiegający się o uzyskanie pozwolenia wodnoprawnego.
2. Cel i zakres zamierzonego korzystania z wód.
3. Wykorzystane materiały.
4. Lokalizacja inwestycji.
5. Stan prawny nieruchomości w zasięgu oddziaływania inwestycji.
6. Obowiązki Inwestora w stosunku do osób trzecich.
7. Charakterystyka odbiorników wody deszczowej.
8. Rozwiązania projektowe.
9. Wpływ inwestycji na wody powierzchniowe i podziemne.
10. Ustalenia wynikające z warunków korzystania z wód regionu wodnego.
11. Planowany okres rozruchu, sposób postępowania w przypadku rozruchu i wystąpienia awarii.
12. Formy ochrony przyrody w zasięgu oddziaływania inwestycji.
13. Rodzaj urządzeń pomiarowych i znaków wodnych.
14. Wnioski

– Część graficzna –

- Rys.1. Mapa poglądowa – skala 1:10 000
Rys.2a. Plan sytuacyjny terenu – wylot W-1 – skala 1:500
Rys.2b. Plan sytuacyjny terenu – wylot W-2, W-2' – skala 1:500
Rys.2c. Plan sytuacyjny terenu – wylot W-3 – skala 1:500
Rys.2d. Plan sytuacyjny terenu – wylot W-4 – skala 1:500
Rys.3a. Profil rowu nr 12a w km 0+005-0+125 – skala 1:100/500
Rys.3b. Profil rowu nr 12 w km 3+475-3+610 – skala 1:100/500
Rys.3c. Profil rowu nr 12 w km 3+815-3+921 – skala 1:100/500
Rys.3d. Profil rowu nr 12 w km 4+107-4+253 – skala 1:100/500
Rys.4a. Wylot nr W-1 w km 0+075 rowu nr 12a – skala 1:50
Rys.4b. Wylot nr W-2, W-2' w km 3+575 rowu nr 12 – skala 1:50
Rys.4c. Wylot nr W-3 w km 3+895 rowu nr 12 – skala 1:50
Rys.4d. Wylot nr W-4 w km 4+227 rowu nr 12 – skala 1:50
Rys.5a. Profil rurociągu zrzutowego R-1 – skala 1:100/500
Rys.5b. Profil rurociągu zrzutowego R-2, R-2' – skala 1:100/500
Rys.5c. Profil rurociągu zrzutowego R-3 – skala 1:100/500
Rys.5d. Profil rurociągu zrzutowego R-4 – skala 1:100/500
Rys.6. Regulator przepływu.

– Załączniki –

- Załącznik 1. Uzgodnienie WZMIUW
Załącznik 2. Wypisy z rejestru gruntów.
Załącznik 3. Wypisy z MPZP.

1. Ubiegający się o uzyskanie pozwolenia wodno - prawnego.

O uzyskanie pozwolenia wodnoprawnego ubiega się Urząd Gminy w Lesznowoli z siedzibą przy Ul. Gminnej Rady Narodowej 60, Lesznowola 05-506.

Podstawą formalno – prawną opracowania jest Ustawa Prawo Wodne z dn. 18.07.2001 r. (Dz. U. z 2005 r. nr 239 poz. 2019 wraz z późn. zm.)

2. Cel i zakres zamierzonego korzystania z wód i wykonania urządzeń wodnych.

Celem zamierzonego korzystania z wód jest odprowadzenie wód deszczowych do rowu melioracyjnego nr 12 oraz rowu melioracyjnego nr 12 a z terenu pasa drogowego dz. nr ew. 1/38, 2, 4, 5/23, 5/30, 5/66, 5/67, 5/68, 7, 10, 13, 19, 27, 34, 35, 36, 37 oraz powierzchni utwardzonych i dachowych dz. nr ew. 5/32 oraz 23 w m. Zamienie. Lokalizacja odwadnianych odcinków została oznaczona na załączonych mapach stanowiących inwentaryzację powykonawczą kanalizacji deszczowej.

Zakres zamierzonego korzystania z wód obejmuje:

- wprowadzanie ścieków opadowych o maksymalnym natężeniu 5,00 l/s do rowu nr 12a poprzez projektowany wylot W-1 o średnicy 200 mm w km 0+075 rowu nr 12a
- wprowadzanie ścieków opadowych o maksymalnym natężeniu 5,00 l/s do rowu nr 12 poprzez projektowane wyloty W-2 i W-2' o średnicy 200 mm w km 3+575 rowu nr 12
- wprowadzanie ścieków opadowych o maksymalnym natężeniu 5,00 l/s do rowu nr 12 poprzez projektowany wylot W-3 o średnicy 200 mm w km 3+895 rowu nr 12
- wprowadzanie ścieków opadowych o maksymalnym natężeniu 5,00 l/s do rowu nr 12 poprzez projektowany wylot W-4 o średnicy 200 mm w km 4+227 rowu nr 12

3. Wykorzystane materiały.

Przy opracowaniu operatu wodnoprawnego wykorzystano:

- Ustawę z dnia 18.07.2001 Prawo Wodne (Dz. U. Nr 115 poz. 1229);
- Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 24.07.2006 r. w sprawie warunków, jakie należy spełnić przy wprowadzaniu ścieków do wód lub do ziemi oraz w sprawie substancji szczególnie szkodliwych dla środowiska wodnego (Dz. U. Nr 137 poz. 984);
- „Ograniczanie zanieczyszczeń w spływach powierzchniowych z dróg” 1993, H. Sawicka – Siarkiewicz, IOŚ Warszawa;
- „Zasady obliczania maksymalnych przepływów prawdopodobnych” J. Stachy, B. Fal, Prace Instytutu Badawczego Dróg i Mostów, 1986.
- wizje terenowe i pomiary niwelacyjne odcinków rowu nr 12 oraz rowu nr 12 a.

4. Lokalizacja inwestycji.

Miejsca poszczególnych wylotów kanalizacyjnych, a także wprowadzania wód deszczowych zlokalizowano na:

- działce o nr ew. 23 w m. Zamienie – wylot W-1. Współrzędne geograficzne miejsca wykonania wylotu jak i miejsca zrzutu wód deszczowych:
N 52°7'0.71" E 20°58'39.22"
- działce o nr ew. 35 w m. Zamienie – wylot W-2, W-2'. Współrzędne geograficzne miejsca wykonania wylotu jak i miejsca zrzutu wód deszczowych:

- N 52°6'53.96" E 20°58'24.48"
- działce o nr ew. 5/71 w m. Zamienie – wylot W-3. Współrzędne geograficzne miejsca wykonania wylotu jak i miejsca zrzutu wód deszczowych:
N 52°6'49.82" E 20°58'9.68"
 - działce o nr ew. 10 w m. Zamienie – wylot W-4. Współrzędne geograficzne miejsca wykonania wylotu jak i miejsca zrzutu wód deszczowych:
N 52°6'47.81" E 20°57'58.58"

5. Stan prawny nieruchomości w zasięgu oddziaływania inwestycji.

Zasięg oddziaływania wykonanych wylotów należy przyjąć jako odcinki Rowu nr 12 i Rowu nr 12 a, w którym przedmiotowe wyloty (wraz z odcinkiem ubezpieczenia dna i skarp, 1,0 m powyżej i 3,0 m powyżej wylotu) zostały wykonane, tj.:

- wylot W-1 w km od 0+072 do 0+076 rowu nr 12a
- wylot W-2, W-2' w km od 3+572 do 3+576 rowu nr 12
- wylot W-3 w km od 3+892 do 3+896 rowu nr 12
- wylot W-4 w km od 4+224 do 4+228 rowu nr 12

Wykonana instalacja nie zakłóca przepływu, nie powoduje przetamowania w związku z czym o zasięgu oddziaływania wykonanych wylotów można mówić w kategoriach przebudowy części koryta rowów nr 12 oraz 12 a. Wykonanie poszczególnych wylotów wraz z ubezpieczeniem ma miejsce w obrębie:

- wylot W-1 - działka o nr ew. 23 w m. Zamienie o całkowitej powierzchni 1,10 ha, będącej własnością spółki „ACTION” S.A., ul. Jana Kazimierza 46 m. 5, Warszawa 01-248 oraz dz. nr ew. 24 w m. Zamienie o całkowitej powierzchni 1,22 ha, będąca własnością Gminy Lesznowola, ul. GRN 60, Lesznowola 05-506.
- wylot W-2, W-2' - działka o nr ew. 35 w m. Zamienie o całkowitej powierzchni 0,572 ha, będącej własnością Gminy Lesznowola, ul. GRN 60, Lesznowola 05-506.
- wylot W-3 - działka o nr ew. 5/71 w m. Zamienie o całkowitej powierzchni 0,2186 ha, będącej własnością Gminy Lesznowola, ul. GRN 60, Lesznowola 05-506.
- wylot W-4- działka o nr ew. 10 m. Zamienie o całkowitej powierzchni 0,5719 ha, będącej własnością Gminy Lesznowola, ul. GRN 60, Lesznowola 05-506.

Zamierzone korzystanie z wód polega na odprowadzeniu ścieków deszczowych umocnionym wylotem do rowów melioracyjnych nr 12 i nr 12 a. Zasięg oddziaływania ścieków określono, jako odcinki rowów, na którym nastąpi pełne wymieszanie się ścieków z wodą odbiornika (współczynnik koncentracji 5%) przy przepływie miarodajnym SSQ przy pomocy wzoru G.M.RIMMARA (na podstawie podręcznika „Kanalizacja” tom 2 Wacław Błaszczyk, Marek Romkan, Henryk Stamatello Warszawa 1974r.)

$$L_{\sigma} = r_{\sigma} N B^2 / H$$

Gdzie:

L_{σ} – odległość pomiędzy miejscem wprowadzanie ścieków do cieką a przekrojem o zadanym stopniem wyrównania σ koncentracji zanieczyszczeń w wodzie odbiornika [m]

r_{σ} - bezwymiarowy współczynnik zależny od stopnia wyrównania koncentracji. Obliczeń dokonano dla $\sigma = 5\%$ - $r_{\sigma} = 0,091$

N – bezwymiarowa wielkość zależna od hydraulicznych właściwości koryta

$$N = (0,7C+0,6)C/g$$

C - współczynnik wysypujący we wzorze Chezy, wyznaczony ze wzoru Manninga:

$$C = 1/n \times R_h^{1/6}$$

n – współczynnik szorstkości koryta odbiornika – przyjęto 0,030

R_{h1} – promień hydrauliczny przy przepływie miarodajnym – 0,04m

R_{h2} – promień hydrauliczny przy przepływie miarodajnym – 0,04 m

R_{h3} – promień hydrauliczny przy przepływie miarodajnym – 0,03 m

R_{h4} – promień hydrauliczny przy przepływie miarodajnym – 0,03 m

H_1 – głębokość wody przy przepływie miarodajnym; $H = 0,05$ m

H_2 – głębokość wody przy przepływie miarodajnym; $H = 0,05$ m

H_3 – głębokość wody przy przepływie miarodajnym; $H = 0,04$ m

H_4 – głębokość wody przy przepływie miarodajnym; $H = 0,04$ m

B_1 – szerokość lustra wody przy przepływie miarodajnym $B = 1,07$ m

B_2 – szerokość lustra wody przy przepływie miarodajnym $B = 1,07$ m

B_3 – szerokość lustra wody przy przepływie miarodajnym $B = 1,05$ m

B_4 – szerokość lustra wody przy przepływie miarodajnym $B = 1,05$ m

$$L_{\sigma 1} = 58,62 \text{ m} \approx 59,00 \text{ m}$$

$$L_{\sigma 2} = 58,62 \text{ m} \approx 59,00 \text{ m}$$

$$L_{\sigma 3} = 65,05 \text{ m} \approx 65,00 \text{ m}$$

$$L_{\sigma 4} = 65,05 \text{ m} \approx 65,00 \text{ m}$$

Z powyższego wynika, że w zasięgu oddziaływania poszczególnych zrzutów znajdują się następujące odcinki rowów melioracyjnych:

1. rów nr 12a w km od 0+016 do 0+075, tj. 59 mb poniżej wylotu W-1 z rurociągu R1. W zasięgu oddziaływania zamierzonego wprowadzenia ścieków deszczowych do rowu znajdują się:
 - dz. nr ew. 23 w m. Zamienie o całkowitej powierzchni 1,10 ha, będącej własnością spółki „ACTION” S.A., ul. Jana Kazimierza 46 m. 5, Warszawa 01-248.
 - dz. nr ew. 24 w m. Zamienie o całkowitej powierzchni 1,22 ha, będąca własnością Gminy Lesznowola, ul. GRN 60, Lesznowola 05-506.
2. rów nr 12 w km od 3+516 do 3+575, tj. 59 mb poniżej wylotu W-2, W-2' z rurociągów R2 i R2'. W zasięgu oddziaływania zamierzonego wprowadzenia ścieków deszczowych do rowu znajduje się dz. nr ew. 35 w m. Zamienie o całkowitej powierzchni 0,572 ha, będąca własnością Gminy Lesznowola, ul. GRN 60, Lesznowola 05-506.
3. rów nr 12 w km od 3+830 do 3+895, tj. 65 mb poniżej wylotu W-3 z rurociągu R3. W zasięgu oddziaływania zamierzonego wprowadzenia ścieków deszczowych do rowu znajdują się:

- dz. nr ew. 5/71 w m. Zamienie o całkowitej powierzchni 0,2186 ha, będąca własnością Gminy Lesznówola, ul. GRN 60, Lesznówola 05-506.
 - dz. nr ew. 5/72 w m. Zamienie o całkowitej powierzchni 0,2075 ha, będąca w użytkowaniu wieczystym Pani Karoliny Julii Kwiatkowskiej, ul. Cynamonowa 2 m. 4, 02-777 Warszawa.
 - dz. nr ew. 5/73 w m. Zamienie o całkowitej powierzchni 0,1907 ha, będąca w użytkowaniu wieczystym Pani Karoliny Julii Kwiatkowskiej, ul. Cynamonowa 2 m. 4, 02-777 Warszawa
4. rów nr 12 w km od 4+162 do 4+227, tj. 65 mb poniżej wylotu W-4 z rurociągu R4. W zasięgu oddziaływania zamierzonego wprowadzenia ścieków deszczowych do rowu znajduje się dz. nr ew. 10 w m. Zamienie o całkowitej powierzchni 0,5719 ha, będąca własnością Gminy Lesznówola, u. GRN 60, Lesznówola 05-506.

Na rysunkach nr 2a, 2b, 2c, 2d naniesiono zasięg oddziaływania wprowadzania wód deszczowych oraz wykonanych wylotów kanalizacyjnych, wraz z podaniem siedzib i adresów ich właścicieli.

6. Obowiązki Inwestora w stosunku do osób trzecich.

Przyjęte rozwiązania projektowe uniemożliwią wystąpienie szkód u osób trzecich w wyniku wykonywania pozwolenia wodnoprawnego. Inwestor wykona wyloty we własnym zakresie, po ich wykonaniu Inwestor zobowiązany będzie do przywrócenia terenu działki nr ew. 23 do stanu poprzedniego. Inwestor zobowiązany będzie również do utrzymywania wylotów w dobrym stanie technicznym i technologicznej sprawności, a także do ewentualnych remontów we własnym zakresie. W załączeniu kserokopie oświadczeń właścicieli dz. nr ew. 23 o wyrażeniu zgody na realizację przedsięwzięcia.

Ponadto, zgodnie z art. 64 ust. 1a i 2a w kosztach utrzymywania urządzeń wodnych uczestniczy ten, kto odnosi z nich korzyści. Ponieważ do wprowadzania ścieków deszczowych do kanałów melioracyjnych niezbędne jest zachowanie ich drożności poprzez wykonywanie systematycznej konserwacji proponuje się zapisać obowiązek partycypacji w kosztach utrzymania rowu w zakresie proporcjonalnym do korzystania z tych urządzeń na zasadach ustalonych z ich administratorem - Spółką Wodną Lesznówola, ul. Kościuszki 22, 05-500 Piaseczno. Poza tym należy zauważyć, że Gmina Lesznówola w roku 2012 wykonała kompleksową konserwację rowu nr 12 oraz 12 a ze środków własnych.

7. Charakterystyka odbiornika wody deszczowej.

7.1 Charakterystyka ogólna.

Odbiornikami wód deszczowych z terenu odwodnienia dróg gminnych oraz powierzchni dachowych będą rowy zaliczane do urządzeń melioracji szczegółowych o nazwie Rów nr 12 oraz Rów nr 12a.

Rów nr 12 bierze początek na granicy m. Nowa Wola i Zamienie, po wschodniej stronie ul. Raszynskiej. Biegnie przez teren gmin Lesznówola (Zamienie) i Raszyn (Dawidy Bankowe, Dawidy) a uchodzi do Rzeki Raszynki na terenie stawów hodowlanych HRS Dawidy. Jego długość wynosi 4,683 km. Jest to rów melioracyjny posiadający niewielkie spadki podłużne. Jego głębokość waha się od 1,0 m (w środkowym odcinku pomiędzy ul. Długą a ul. Starzyńskiego) nawet do 1,9 m (przy granicy gminy Lesznówola z gminą Raszyn), szerokość w dnie od 0,80 m do 1,20 m. Pierwotnie rów stanowił odbiornik wód drenażowych oraz innych rowów melioracyjnych z terenów użytkowanych rolniczo – głównie

wsi Nowa Wola, Zamienie, Zgorzała, Dawidy Bankowe, Dawidy. Obecnie coraz częściej stanowi odbiornik wody deszczowej z domów jednorodzinnych, osiedli mieszkaniowych oraz zakładów przemysłowych powstających wzdłuż jego koryta (Zamienie, Dawidy Bankowe, Zgorzała).

Rów nr 12A jest również urządzeniem melioracji szczegółowych, stanowiącym odbiornik wód drenażowych. Ma długość 1,690 km. Jego głębokość waha się od 1,8 m przy ujściu do 1,0 m w górnym odcinku. Szerokość dna od 0,6 m do 1,0 m. Wpada do rowu nr 12 w km 3+271 (w okolicach starej oczyszczalni ścieków w m. Zamienie). Rów nr 12A opasuje od wschodu i południa teren miejscowości Zamienie, biegnie przez teren zakładów przemysłowych POMMIER oraz ACTION (na terenie m. Zgorzała), gdzie częściowo został przykryty w rurociąg. Bierze swój początek przy skrzyżowaniu dróg Raszyńskiej i Arakowej na terenie Zamienia.

Odpowiednie profile podłużne rowów melioracyjnych w zasięgu oddziaływania wprowadzanych wód deszczowych przedstawiono na rysunkach nr 3a, 3b, 3c, 3d.

7.2 Charakterystyka hydrologiczna zlewni rowu nr 12A powyżej projektowanego wylotu W-1 w km 0+075.

Zlewnia rowu nr 12 A do profilu w km 0+075 (projektowany wylot kanalizacji deszczowej W-1) ma powierzchnię $A=1,35 \text{ km}^2$. Ma ona charakter nizinny i cechuje się małymi spadkami terenu.

Średni roczny odpływ rzeczny SSQ z terenu zlewni, który jest przepływem miarodajnym, kształtuje się następująco:

$$SSQ = 0,0317 \times C \times P \times A \text{ [m}^3/\text{s]}$$

0,0317 – współczynnik przeliczeniowy z l/(s x ha) na m^3/s

$C = 0,25$ – współczynnik obliczeniowy dla zlewni nizinnej

$P = 0,555 \text{ m}$ – opad średni roczny

$A = 1,35 \text{ km}^2$

$$SSQ = 0,0317 \times 0,25 \times 0,555 \times 1,35 = 0,00594 \text{ m}^3/\text{s} = 5,94 \text{ l/s}$$

Obliczenie przepływów o określonym prawdopodobieństwie na podstawie genetycznej formuły opadowej (dla zlewni o powierzchni $< 50 \text{ km}^2$)

Obliczenia hydrologiczne wykonano zgodnie z „Zasadami obliczania maksymalnych przepływów prawdopodobnych” J. Stachy, B. Fal, Prace Instytutu Badawczego Dróg i Mostów, 1986. Wartości współczynników odczytano z tabel i map załączonych do w/w opracowania.

$$Q_p = f \times F_1 \times \varphi \times H_1 \times A \times \lambda_p \times (1+JEZ)^{-2,11} \text{ [m}^3/\text{s]}$$

gdzie:

f – bezwymiarowy współczynnik kształtu fali wezbrania opadowego dla nizin równy 0,6

F_1 – maksymalny moduł odpływu jednostkowego

φ – współczynnik odpływu przepływów maksymalnych równy 0,25

H_1 – maksymalny opad dobowy o prawdopodobieństwie 1 % równy 80 mm

A – powierzchnia zlewni równa $1,35 \text{ km}^2$

λ_p – kwantyl rozkładu zmiennej dla zadanego prawdopodobieństwa pojawienia się przepływu

JEZ – wskaźnik jeziorności równy 0,00 (brak zbiorników wodnych na terenie zlewni)

Maksymalny moduł odpływu jednostkowego F_1 określa się w zależności od:

- hydromorfologicznej charakterystyki koryta Φ_r
- czasu spływu po stokach zlewni t_s

$$\Phi_r = 1000(L+1)/m \times (0,6J_r)^{1/3} \times A^{1/4} \times (\varphi \times H_1)^{1/4} = 48,60 \approx 50,00$$

gdzie:

$L+1$ – długość ciekę wraz z suchą doliną równa 1,615 km

m – hydrologiczny współczynnik szorstkości koryta ciekę równy 11

J_r – uśredniony spadek kanału $(W_g - W_d)/(L+1) = (114,73 - 108,47)/1,615 = 3,88 \%$

Czas spływu po stokach t_s przyjęto z przedziału 40 min - 120 min jak dla terenów nizinnych - 60 min.

Dla czasu spływu po stokach $t_s = 60$ min i wartości hydromorfologicznej charakterystyki koryta $\Phi_r = 50,00$ maksymalny moduł odpływu jednostkowego F_1 wynosi 0,0444.

Po podstawieniu powyższych parametrów do równania formuły opadowej otrzymano następujące wartości przepływów maksymalnych o określonym prawdopodobieństwie pojawienia się wraz z przepływami wyższymi:

Dla $\lambda_p = 1,000 - Q_{1\%} = 0,719 \text{ m}^3/\text{s}$

Dla $\lambda_p = 0,865 - Q_{2\%} = 0,622 \text{ m}^3/\text{s}$

Dla $\lambda_p = 0,679 - Q_{5\%} = 0,488 \text{ m}^3/\text{s}$

Dla $\lambda_p = 0,558 - Q_{10\%} = 0,401 \text{ m}^3/\text{s}$

Dla $\lambda_p = 0,421 - Q_{20\%} = 0,303 \text{ m}^3/\text{s}$

Dla $\lambda_p = 0,233 - Q_{50\%} = 0,168 \text{ m}^3/\text{s}$

Obliczenie przepustowości koryta rowu nr 12A w przekroju obliczeniowym w km 0+075

Napełnienie koryta w km 0+075 wyznaczono dla następujących parametrów koryta trapezowego:

- szerokość dna – 1,0 m
- głębokość – 1,63 m
- nachylenie skarp – 1:1,5
- uśredniony spadek podłużny dna rowu – 3,88 ‰
- współczynnik szorstkości – 0,030 (dla kanałów ziemnych w dość złym stanie – zarośnięte wodorostami i trawą, z miejscowy osypiskami)

Bez uwzględnienia ilości wprowadzanych ścieków:

				Wyniki obliczeń					
	Wzory i równania	Jedn. miary	SSQ	$Q_{50\%}$	$Q_{20\%}$	$Q_{10\%}$	$Q_{5\%}$	$Q_{2\%}$	$Q_{1\%}$
1	Napełnienie (t)	m	0,04	0,23	0,31	0,35	0,39	0,44	0,47
2	Pole powierzchni przekroju zwilżonego $F=t*(b+xt)$	m ²	0,04	0,30	0,45	0,54	0,61	0,73	0,80
	szer. dna	m							
	nach. skarp								

3	Długość skarpy zwilżonej $S=t*(1+x)^{1/2}$	m	0,06	0,36	0,48	0,56	0,61	0,69	0,74
4	Obwód zwilżony $U=b+2*S$	m	1,13	1,71	1,97	2,11	2,23	2,38	2,49
5	Promień hydrauliczny $R_h=F/U$	m	0,04	0,18	0,23	0,25	0,28	0,30	0,32
6	Współczynnik prędkości $c=(23+1/n)/(1+23*n/R^{1/2})$	(m/s) ^{1/2}	12,36	21,32	23,00	23,79	24,35	25,02	25,43
wsp. szorstkości	0,030								
7	Prędkość $V=c*(R*i)^{1/2}$	m/s	0,15	0,56	0,68	0,75	0,79	0,86	0,90
spadek podłużny dna	0,00388								
8	Przepływ $Q=V*F$	m ³ /s	0,006	0,168	0,303	0,401	0,488	0,622	0,719

Z uwzględnieniem ilości wprowadzanych ścieków deszczowych w ilości 5 l/s:

			Wyniki obliczeń						
	Wzory i równania	Jedn. miary	SSQ	Q _{50%}	Q _{20%}	Q _{10%}	Q _{5%}	Q _{2%}	Q _{1%}
1	Napełnienie (t)	m	0,05	0,23	0,31	0,35	0,39	0,44	0,47
2	Pole powierzchni przekroju zwilżonego $F=t*(b+xt)$	m ²	0,06	0,31	0,45	0,54	0,62	0,73	0,81
szer. dna	1,00	m							
nach. skarp	1,50								
3	Długość skarpy zwilżonej $S=t*(1+x)^{1/2}$	m	0,09	0,36	0,49	0,56	0,62	0,69	0,75
4	Obwód zwilżony $U=b+2*S$	m	1,17	1,72	1,97	2,12	2,23	2,39	2,49
5	Promień hydrauliczny $R_h=F/U$	m	0,04	0,18	0,23	0,26	0,28	0,31	0,32
6	Współczynnik prędkości $c=(23+1/n)/(1+23*n/R^{1/2})$	(m/s) ^{1/2}	13,77	21,39	23,04	23,82	24,37	25,05	25,45
wsp. szorstkości	0,030								
7	Prędkość $V=c*(R*i)^{1/2}$	m/s	0,19	0,56	0,68	0,75	0,80	0,86	0,90
spadek podłużny dna	0,00388								
8	Przepływ $Q=V*F$	m ³ /s	0,011	0,173	0,308	0,406	0,493	0,627	0,724

Rzędna dna istniejącego znajduje się na wysokości rz. d. = 108,47 m. n. p. m. Rzędne zwierciadła wody w przekroju w km 0+075 dla poszczególnych przepływów (uwzględniając dopływ ścieków deszczowych 5 l/s) będą kształtować się następująco:

- Dla Q_{1%} = 0,724 m³/s – rz. z. w. = 108,47 + 0,47 = 108,94 m. n. p. m.
- Dla Q_{2%} = 0,627 m³/s – rz. z. w. = 108,47 + 0,44 = 108,91 m. n. p. m.
- Dla Q_{5%} = 0,493 m³/s – rz. z. w. = 108,47 + 0,39 = 108,86 m. n. p. m.

- Dla $Q_{10\%} = 0,406 \text{ m}^3/\text{s}$ – rz. z. w. = $108,47 + 0,35 = 108,82 \text{ m. n. p. m.}$
- Dla $Q_{20\%} = 0,308 \text{ m}^3/\text{s}$ – rz. z. w. = $108,47 + 0,31 = 108,78 \text{ m. n. p. m.}$
- Dla $Q_{50\%} = 0,173 \text{ m}^3/\text{s}$ – rz. z. w. = $108,47 + 0,23 = 108,70 \text{ m. n. p. m.}$
- Dla $SSQ = 0,011 \text{ m}^3/\text{s}$ – rz. z. w. = $108,47 + 0,05 = 108,52 \text{ m. n. p. m.}$

Wylot znajduje się na rzędnej 108,86. Instalacja zrzutowa będzie pracować w warunkach bez zatopienia wylotu. Z analizy przepływów oraz napełnień koryta wynika, że wylot będzie podtopiony podczas wezbrania opadowego, spowodowanego przepływem $Q_{5\%}$ i większymi

7.3. Charakterystyka hydrologiczna zlewni rowu nr 12 powyżej projektowanego wylotu W-2 i wylotu W-2' w km 3+575.

Zlewnia rowu nr 12 do profilu w km 3+575 (projektowany wylot kanalizacji deszczowej W-2, W-2') ma powierzchnię $A=1,07 \text{ km}^2$. Ma ona charakter nizinny i cechuje się małymi spadkami terenu.

Średni roczny odpływ rzeczny SSQ z terenu zlewni, który jest przepływem miarodajnym, kształtuje się następująco:

$$SSQ = 0,0317 \times C \times P \times A \text{ [m}^3/\text{s]}$$

0,0317 – współczynnik przeliczeniowy z $l/(s \times ha)$ na m^3/s

$C = 0,25$ – współczynnik obliczeniowy dla zlewni nizinnej

$P = 0,555 \text{ m}$ – opad średni roczny

$A = 1,07 \text{ km}^2$

$$SSQ = 0,0317 \times 0,25 \times 0,555 \times 1,07 = 0,00471 \text{ m}^3/\text{s} = 4,71 \text{ l/s}$$

Obliczenie przepływów o określonym prawdopodobieństwie na podstawie genetycznej formuły opadowej (dla zlewni o powierzchni $< 50 \text{ km}^2$)

Obliczenia hydrologiczne wykonano zgodnie z „Zasadami obliczania maksymalnych przepływów prawdopodobnych” J. Stachy, B. Fal, Prace Instytutu Badawczego Dróg i Mostów, 1986. Wartości współczynników odczytano z tabel i map załączonych do w/w opracowania.

$$Q_p = f \times F_1 \times \varphi \times H_1 \times A \times \lambda_p \times (1+JEZ)^{-2,11} \text{ [m}^3/\text{s]}$$

gdzie:

f – bezwymiarowy współczynnik kształtu fali wezbrania opadowego dla nizin równy 0,6

F_1 – maksymalny moduł odpływu jednostkowego

φ – współczynnik odpływu przepływów maksymalnych równy 0,25

H_1 – maksymalny opad dobowy o prawdopodobieństwie 1 % równy 80 mm

A – powierzchnia zlewni równa $1,07 \text{ km}^2$

λ_p – kwantyl rozkładu zmiennej dla zadanego prawdopodobieństwa pojawienia się przepływu

JEZ – wskaźnik jeziorności równy 0,00 (brak zbiorników wodnych na terenie zlewni)

Maksymalny moduł odpływu jednostkowego F_1 określa się w zależności od:

– hydromorfologicznej charakterystyki koryta Φ_r

– czasu spływu po stokach zlewni t_s

$$\Phi_r = 1000(L+1)/m \times (0,6J_r)^{1/3} \times A^{1/4} \times (\varphi \times H_1)^{1/4} = 31,98 \approx 30,00$$

gdzie:

$L+l$ – długość ciekę wraz z suchą doliną równa 1,108 km

m – hydrologiczny współczynnik szorstkości koryta ciekę równy 11

J_r – uśredniony spadek kanału $(W_g - W_d)/(L+1) = (114,90 - 109,67)/1,108 = 5,23 \%$

Czas spływu po stokach t_s przyjęto z przedziału 40 min - 120 min jak dla terenów nizinnych - 60 min.

Dla czasu spływu po stokach $t_s = 60$ min i wartości hydromorfologicznej charakterystyki koryta $\Phi_r = 30,00$ maksymalny moduł odpływu jednostkowego F_1 wynosi 0,0665.

Po podstawieniu powyższych parametrów do równania formuły opadowej otrzymano następujące wartości przepływów maksymalnych o określonym prawdopodobieństwie pojawienia się wraz z przepływami wyższymi:

Dla $\lambda_p = 1,000 - Q_{1\%} = 0,854 \text{ m}^3/\text{s}$

Dla $\lambda_p = 0,865 - Q_{2\%} = 0,739 \text{ m}^3/\text{s}$

Dla $\lambda_p = 0,679 - Q_{5\%} = 0,580 \text{ m}^3/\text{s}$

Dla $\lambda_p = 0,558 - Q_{10\%} = 0,476 \text{ m}^3/\text{s}$

Dla $\lambda_p = 0,421 - Q_{20\%} = 0,359 \text{ m}^3/\text{s}$

Dla $\lambda_p = 0,233 - Q_{50\%} = 0,199 \text{ m}^3/\text{s}$

Obliczenie przepustowości koryta rowu nr 12 w przekroju obliczeniowym w km 3+575

Napełnienie koryta w km 3+575 wyznaczono dla następujących parametrów koryta trapezowego:

- szerokość dna – 1,0 m
- głębokość – 1,73 m
- nachylenie skarp – 1:1,5
- uśredniony spadek podłużny dna rowu – 5,23 %
- współczynnik szorstkości – 0,030 (dla kanałów ziemnych w dość złym stanie – zarośnięte wodorostami i trawą, z miejscowy osypiskami)

Bez uwzględnienia ilości wprowadzanych ścieków:

			Wyniki obliczeń						
	Wzory i równania	Jedn. miary	SSQ	$Q_{50\%}$	$Q_{20\%}$	$Q_{10\%}$	$Q_{5\%}$	$Q_{2\%}$	$Q_{1\%}$
1	Napełnienie (t)	m	0,03	0,23	0,31	0,36	0,39	0,44	0,47
2	Pole powierzchni przekroju zwilżonego $F=t*(b+xt)$	m ²	0,03	0,31	0,45	0,55	0,62	0,74	0,81
	szer. dna	m							
	nach. skarp								
3	Długość skarpy zwilżonej $S=t*(1+x)^{1/2}$	m	0,05	0,36	0,49	0,56	0,62	0,70	0,75
4	Obwód zwilżony $U=b+2*S$	m	1,10	1,72	1,97	2,12	2,24	2,40	2,50
5	Promień hydrauliczny $R_h=F/U$	m	0,03	0,18	0,23	0,26	0,28	0,31	0,32

6	Współczynnik prędkości $c=(23+1/n)/(1+23*n/R^{1/2})$	(m/s) ^{1/2}	11,51	21,37	23,05	23,85	24,40	25,08	25,49
wsp. szorstkości	0,030								
7	Prędkość $V=c*(R*i)^{1/2}$	m/s	0,15	0,65	0,80	0,87	0,93	1,00	1,05
spadek podłużny dna	0,00523								
8	Przepływ $Q=V*F$	m ³ /s	0,005	0,199	0,359	0,476	0,580	0,739	0,854

Z uwzględnieniem ilości wprowadzanych ścieków deszczowych w ilości 2 x 2,5 l/s:

			Wyniki obliczeń						
	Wzory i równania	Jedn. miary	SSQ	Q _{50%}	Q _{20%}	Q _{10%}	Q _{5%}	Q _{2%}	Q _{1%}
1	Napełnienie (t)	m	0,05	0,23	0,31	0,36	0,39	0,44	0,48
2	Pole powierzchni przekroju zwilżonego $F=t*(b+xt)$	m ²	0,05	0,31	0,46	0,55	0,63	0,74	0,82
	szer. dna	m							
	nach. skarp								
3	Długość skarpy zwilżonej $S=t*(1+x)^{1/2}$	m	0,08	0,37	0,49	0,56	0,62	0,70	0,75
4	Obwód zwilżony $U=b+2*S$	m	1,15	1,73	1,98	2,13	2,25	2,40	2,51
5	Promień hydrauliczny $R_h=F/U$	m	0,04	0,18	0,23	0,26	0,28	0,31	0,33
6	Współczynnik prędkości $c=(23+1/n)/(1+23*n/R^{1/2})$	(m/s) ^{1/2}	13,21	21,44	23,09	23,88	24,43	25,10	25,50
wsp. szorstkości	0,030								
7	Prędkość $V=c*(R*i)^{1/2}$	m/s	0,20	0,66	0,80	0,88	0,93	1,01	1,05
spadek podłużny dna	0,00523								
8	Przepływ $Q=V*F$	m ³ /s	0,010	0,204	0,364	0,481	0,585	0,744	0,859

Rzędna dna istniejącego znajduje się na wysokości rz. d. = 109,67 m. n. p. m. Rzędne zwierciadła wody w przekroju w km 3+575 dla poszczególnych przepływów (uwzględniając dopływ ścieków deszczowych 2 x 2,5 l/s) będą kształtować się następująco:

- Dla Q_{1%} = 0,859 m³/s – rz. z. w. = 109,67 + 0,48 = 110,15 m. n. p. m.
- Dla Q_{2%} = 0,744 m³/s – rz. z. w. = 109,67 + 0,44 = 110,11 m. n. p. m.
- Dla Q_{5%} = 0,585 m³/s – rz. z. w. = 109,67 + 0,39 = 110,06 m. n. p. m.
- Dla Q_{10%} = 0,481 m³/s – rz. z. w. = 109,67 + 0,36 = 110,03 m. n. p. m.
- Dla Q_{20%} = 0,364 m³/s – rz. z. w. = 109,67 + 0,31 = 109,98 m. n. p. m.
- Dla Q_{50%} = 0,204 m³/s – rz. z. w. = 109,67 + 0,23 = 109,90 m. n. p. m.
- Dla SSQ = 0,010 m³/s – rz. z. w. = 109,67 + 0,05 = 109,72 m. n. p. m.

Wyloty W-2 i W-2' znajduje się na rzędnej 109,97. Instalacja zrzutowa będzie pracować w warunkach bez zatopienia wylotu. Z analizy przepływów oraz napełnień koryta wynika, że wyloty będą podtopione podczas wezbrania opadowego, spowodowanego przepływem $Q_{20\%}$ i większymi.

7.4. Charakterystyka hydrologiczna zlewni rowu nr 12 powyżej projektowanego wylotu W-3 w km 3+895.

Zlewnia rowu nr 12 do profilu w km 3+895 (projektowany wylot kanalizacji deszczowej W-3) ma powierzchnię $A=0,85 \text{ km}^2$. Ma ona charakter nizinny i cechuje się małymi spadkami terenu.

Średni roczny odpływ rzeczny SSQ z terenu zlewni, który jest przepływem miarodajnym, kształtuje się następująco:

$$SSQ = 0,0317 \times C \times P \times A \text{ [m}^3/\text{s]}$$

0,0317 – współczynnik przeliczeniowy z $l/(s \times ha)$ na m^3/s

$C = 0,25$ – współczynnik obliczeniowy dla zlewni nizinnej

$P = 0,555 \text{ m}$ – opad średni roczny

$A = 0,85 \text{ km}^2$

$$SSQ = 0,0317 \times 0,25 \times 0,555 \times 0,85 = 0,00374 \text{ m}^3/\text{s} = 3,74 \text{ l/s}$$

Obliczenie przepływów o określonym prawdopodobieństwie na podstawie genetycznej formuły opadowej (dla zlewni o powierzchni $< 50 \text{ km}^2$)

Obliczenia hydrologiczne wykonano zgodnie z „Zasadami obliczania maksymalnych przepływów prawdopodobnych” J. Stachy, B. Fal, Prace Instytutu Badawczego Dróg i Mostów, 1986. Wartości współczynników odczytano z tabel i map załączonych do w/w opracowania.

$$Q_p = f \times F_1 \times \varphi \times H_1 \times A \times \lambda_p \times (1+JEZ)^{-2,11} \text{ [m}^3/\text{s]}$$

gdzie:

f – bezwymiarowy współczynnik kształtu fali wezbrania opadowego dla nizin równy 0,6

F_1 – maksymalny moduł odpływu jednostkowego

φ – współczynnik odpływu przepływów maksymalnych równy 0,25

H_1 – maksymalny opad dobowy o prawdopodobieństwie 1 % równy 80 mm

A – powierzchnia zlewni równa $0,85 \text{ km}^2$

λ_p – kwantyl rozkładu zmiennej dla zadanego prawdopodobieństwa pojawienia się przepływu

JEZ – wskaźnik jeziorności równy 0,00 (brak zbiorników wodnych na terenie zlewni)

Maksymalny moduł odpływu jednostkowego F_1 określa się w zależności od:

- hydromorfologicznej charakterystyki koryta Φ_r
- czasu spływu po stokach zlewni t_s

$$\Phi_r = 1000(L+1)/m \times (0,6J_r)^{1/3} \times A^{1/4} \times (\varphi \times H_1)^{1/4} = 24,59 \approx 25,00$$

gdzie:

$L+1$ – długość ciekę wraz z suchą doliną równa 0,788 km

m – hydrologiczny współczynnik szorstkości koryta ciekę równy 11

J_r – uśredniony spadek kanału $(W_g - W_d)/(L+1) = (114,90 - 111,02)/0,788 = 4,92 \%$

Czas spływu po stokach t_s przyjęto z przedziału 40 min - 120 min jak dla terenów nizinnych - 60 min.

Dla czasu spływu po stokach $t_s = 60$ min i wartości hydromorfologicznej charakterystyki koryta $\Phi_r = 25,00$ maksymalny moduł odpływu jednostkowego F_1 wynosi 0,0748.

Po podstawieniu powyższych parametrów do równania formuły opadowej otrzymano następujące wartości przepływów maksymalnych o określonym prawdopodobieństwie pojawienia się wraz z przepływami wyższymi:

Dla $\lambda_p = 1,000 - Q_{1\%} = 0,763 \text{ m}^3/\text{s}$
 Dla $\lambda_p = 0,865 - Q_{2\%} = 0,660 \text{ m}^3/\text{s}$
 Dla $\lambda_p = 0,679 - Q_{5\%} = 0,518 \text{ m}^3/\text{s}$
 Dla $\lambda_p = 0,558 - Q_{10\%} = 0,426 \text{ m}^3/\text{s}$
 Dla $\lambda_p = 0,421 - Q_{20\%} = 0,321 \text{ m}^3/\text{s}$
 Dla $\lambda_p = 0,233 - Q_{50\%} = 0,178 \text{ m}^3/\text{s}$

Obliczenie przepustowości koryta rowu nr 12 w przekroju obliczeniowym w km 3+895

Napełnienie koryta w km 3+895 wyznaczono dla następujących parametrów koryta trapezowego:

- szerokość dna - 1,0 m
- głębokość - 1,68 m
- nachylenie skarp - 1:1,5
- uśredniony spadek podłużny dna rowu - 4,92 ‰
- współczynnik szorstkości - 0,030 (dla kanałów ziemnych w dość złym stanie - zarośnięte wodorostami i trawą, z miejscowy osypiskami)

Bez uwzględnienia ilości wprowadzanych ścieków:

				Wyniki obliczeń					
	Wzory i równania	Jedn. miary	SSQ	$Q_{50\%}$	$Q_{20\%}$	$Q_{10\%}$	$Q_{5\%}$	$Q_{2\%}$	$Q_{1\%}$
1	Napełnienie (t)	m	0,03	0,22	0,30	0,34	0,38	0,42	0,46
2	Pole powierzchni przekroju zwilżonego $F=t*(b+xt)$	m ²	0,03	0,29	0,43	0,52	0,59	0,69	0,77
	szer. dna	1,00							
	nach. skarp	1,50							
3	Długość skarpy zwilżonej $S=t*(1+x)^{1/2}$	m	0,05	0,35	0,47	0,54	0,60	0,67	0,72
4	Obwód zwilżony $U=b+2*S$	m	1,09	1,69	1,94	2,08	2,19	2,34	2,44
5	Promień hydrauliczny $R_h=F/U$	m	0,03	0,17	0,22	0,25	0,27	0,30	0,31
6	Współczynnik prędkości $c=(23+1/n)/(1+23*n/R^{1/2})$	(m/s) ^{1/2}	11,09	21,13	22,82	23,62	24,17	24,85	25,26
	wsp. szorstkości	0,030							
7	Prędkość $V=c*(R*i)^{1/2}$	m/s	0,13	0,61	0,75	0,83	0,88	0,95	0,99

spadek podłużny dna	0,00492								
8	Przepływ $Q=V*F$	m^3/s	0,004	0,178	0,321	0,426	0,518	0,660	0,763

Z uwzględnieniem ilości wprowadzanych ścieków deszczowych w ilości 5 l/s:

			Wyniki obliczeń						
	Wzory i równania	Jedn. miary	SSQ	Q _{50%}	Q _{20%}	Q _{10%}	Q _{5%}	Q _{2%}	Q _{1%}
1	Napełnienie (t)	m	0,04	0,22	0,30	0,34	0,38	0,43	0,46
2	Pole powierzchni przekroju zwilżonego $F=t*(b+xt)$	m^2	0,05	0,29	0,43	0,52	0,59	0,70	0,77
szer. dna	1,00	m							
nach. skarp	1,50								
3	Długość skarpy zwilżonej $S=t*(1+x)^{1/2}$	m	0,07	0,35	0,47	0,54	0,60	0,67	0,72
4	Obwód zwilżony $U=b+2*S$	m	1,14	1,70	1,94	2,09	2,20	2,35	2,45
5	Promień hydrauliczny $R_h=F/U$	m	0,03	0,17	0,22	0,25	0,27	0,30	0,32
6	Współczynnik prędkości $c=(23+1/n)/(1+23*n/R^{1/2})$	$(m/s)^{1/2}$	12,85	21,20	22,86	23,65	24,20	24,87	25,27
wsp. szorstkości	0,030								
7	Prędkość $V=c*(R_h)^{1/2}$	m/s	0,18	0,62	0,76	0,83	0,88	0,95	1,00
spadek podłużny dna	0,00492								
8	Przepływ $Q=V*F$	m^3/s	0,009	0,183	0,326	0,431	0,523	0,665	0,768

Rzędna dna istniejącego znajduje się na wysokości rz. d. = 111,02 m. n. p. m. Rzędne zwierciadła wody w przekroju w km 3+895 dla poszczególnych przepływów (uwzględniając dopływ ścieków deszczowych 5 l/s) będą kształtować się następująco:

- Dla $Q_{1\%} = 0,768 m^3/s$ – rz. z. w. = 111,02 + 0,46 = 111,48 m. n. p. m.
- Dla $Q_{2\%} = 0,665 m^3/s$ – rz. z. w. = 111,02 + 0,43 = 111,45 m. n. p. m.
- Dla $Q_{5\%} = 0,523 m^3/s$ – rz. z. w. = 111,02 + 0,38 = 110,40 m. n. p. m.
- Dla $Q_{10\%} = 0,431 m^3/s$ – rz. z. w. = 111,02 + 0,34 = 111,36 m. n. p. m.
- Dla $Q_{20\%} = 0,326 m^3/s$ – rz. z. w. = 111,02 + 0,30 = 111,32 m. n. p. m.
- Dla $Q_{50\%} = 0,183 m^3/s$ – rz. z. w. = 111,02 + 0,22 = 111,24 m. n. p. m.
- Dla $SSQ = 0,009 m^3/s$ – rz. z. w. = 111,02 + 0,04 = 111,06 m. n. p. m.

Wylot znajduje się na rzędnej 111,02. Instalacja zrzutowa będzie pracować w warunkach bez zatopienia wylotu. Z analizy przepływów oraz napełnień koryta wynika, że wylot będzie podtopiony podczas wezbrania opadowego, spowodowanego przepływem $Q_{50\%}$ i większymi.

7.5. Charakterystyka hydrologiczna zlewni rowu nr 12 powyżej projektowanego wylotu W-4 w km 4+227.

Zlewnia rowu nr 12 do profilu w km 4+227 (projektowany wylot kanalizacji deszczowej W-4) ma powierzchnię $A=0,72 \text{ km}^2$. Ma ona charakter nizinny i cechuje się małymi spadkami terenu.

Średni roczny odpływ rzeczny SSQ z terenu zlewni, który jest przepływem miarodajnym, kształtuje się następująco:

$$SSQ = 0,0317 \times C \times P \times A \text{ [m}^3/\text{s]}$$

0,0317 – współczynnik przeliczeniowy z l/(s x ha) na m^3/s

$C = 0,25$ – współczynnik obliczeniowy dla zlewni nizinnej

$P = 0,555 \text{ m}$ – opad średni roczny

$A = 0,72 \text{ km}^2$

$$SSQ = 0,0317 \times 0,25 \times 0,555 \times 0,72 = 0,00317 \text{ m}^3/\text{s} = 3,17 \text{ l/s}$$

Obliczenie przepływów o określonym prawdopodobieństwie na podstawie genetycznej formuły opadowej (dla zlewni o powierzchni $< 50 \text{ km}^2$)

Obliczenia hydrologiczne wykonano zgodnie z „Zasadami obliczania maksymalnych przepływów prawdopodobnych” J. Stachy, B. Fal, Prace Instytutu Badawczego Dróg i Mostów, 1986. Wartości współczynników odczytano z tabel i map załączonych do w/w opracowania.

$$Q_p = f \times F_1 \times \varphi \times H_1 \times A \times \lambda_p \times (1+JEZ)^{-2,11} \text{ [m}^3/\text{s]}$$

gdzie:

f – bezwymiarowy współczynnik kształtu fali wezbrania opadowego dla nizin równy 0,6

F_1 – maksymalny moduł odpływu jednostkowego

φ – współczynnik odpływu przepływów maksymalnych równy 0,25

H_1 – maksymalny opad dobowy o prawdopodobieństwie 1 % równy 80 mm

A – powierzchnia zlewni równa $0,72 \text{ km}^2$

λ_p – kwantyl rozkładu zmiennej dla zadanego prawdopodobieństwa pojawienia się przepływu

JEZ – wskaźnik jeziorności równy 0,00 (brak zbiorników wodnych na terenie zlewni)

Maksymalny moduł odpływu jednostkowego F_1 określa się w zależności od:

– hydromorfologicznej charakterystyki koryta Φ_r

– czasu spływu po stokach zlewni t_s

$$\Phi_r = 1000(L+1)/m \times (0,6J_r)^{1/3} \times A^{1/4} \times (\varphi \times H_1)^{1/4} = 15,29 \approx 15,00$$

gdzie:

$L+1$ – długość cieków wraz z suchą doliną równa 0,456 km

m – hydrologiczny współczynnik szorstkości koryta cieków równy 11

J_r – uśredniony spadek kanału $(W_g - W_d)/(L+1) = (114,90 - 112,85)/0,456 = 4,49 \text{ ‰}$

Czas spływu po stokach t_s przyjęto z przedziału 40 min - 120 min jak dla terenów nizinnych - 60 min.

Dla czasu spływu po stokach $t_s = 60 \text{ min}$ i wartości hydromorfologicznej charakterystyki koryta $\Phi_r = 15,00$ maksymalny moduł odpływu jednostkowego F_1 wynosi 0,0935.

Po podstawieniu powyższych parametrów do równania formuły opadowej otrzymano następujące wartości przepływów maksymalnych o określonym prawdopodobieństwie pojawienia się wraz z przepływami wyższymi:

- Dla $\lambda_p = 1,000 - Q_{1\%} = 0,808 \text{ m}^3/\text{s}$
- Dla $\lambda_p = 0,865 - Q_{2\%} = 0,699 \text{ m}^3/\text{s}$
- Dla $\lambda_p = 0,679 - Q_{5\%} = 0,549 \text{ m}^3/\text{s}$
- Dla $\lambda_p = 0,558 - Q_{10\%} = 0,451 \text{ m}^3/\text{s}$
- Dla $\lambda_p = 0,421 - Q_{20\%} = 0,340 \text{ m}^3/\text{s}$
- Dla $\lambda_p = 0,233 - Q_{50\%} = 0,188 \text{ m}^3/\text{s}$

Obliczenie przepustowości koryta rowu nr 12 w przekroju obliczeniowym w km 4+227

Napełnienie koryta w km 4+227 wyznaczono dla następujących parametrów koryta trapezowego:

- szerokość dna – 1,0 m
- głębokość – 1,50 m
- nachylenie skarp – 1:1,5
- uśredniony spadek podłużny dna rowu – 4,49 ‰
- współczynnik szorstkości – 0,030 (dla kanałów ziemnych w dość złym stanie – zarośnięte wodorostami i trawą, z miejscowy osypiskami)

Bez uwzględnienia ilości wprowadzanych ścieków:

				Wyniki obliczeń					
	Wzory i równania	Jedn. miary	SSQ	$Q_{50\%}$	$Q_{20\%}$	$Q_{10\%}$	$Q_{5\%}$	$Q_{2\%}$	$Q_{1\%}$
1	Napełnienie (t)	m	0,03	0,23	0,31	0,36	0,40	0,45	0,48
2	Pole powierzchni przekroju zwilżonego $F=t*(b+xt)$	m ²	0,03	0,31	0,46	0,55	0,63	0,75	0,82
	szer. dna	m							
	nach. skarp								
3	Długość skarpy zwilżonej $S=t*(1+x)^{1/2}$	m	0,04	0,36	0,49	0,57	0,63	0,71	0,76
4	Obwód zwilżony $U=b+2*S$	m	1,09	1,73	1,99	2,14	2,25	2,41	2,52
5	Promień hydrauliczny $R_h=F/U$	m	0,03	0,18	0,23	0,26	0,28	0,31	0,33
6	Współczynnik prędkości $c=(23+1/n)/(1+23*n/R^{1/2})$	(m/s) ^{1/2}	10,65	21,42	23,11	23,91	24,46	25,14	25,54
	wsp. szorstkości								
7	Prędkość $V=c*(R*i)^{1/2}$	m/s	0,11	0,61	0,74	0,82	0,87	0,94	0,98
	spadek podłużny dna								
8	Przepływ $Q=V*F$	m ³ /s	0,003	0,188	0,340	0,451	0,549	0,699	0,808

Z uwzględnieniem ilości wprowadzanych ścieków deszczowych w ilości 5 l/s:

				Wyniki obliczeń					
	Wzory i równania	Jedn. miary	SSQ	Q _{50%}	Q _{20%}	Q _{10%}	Q _{5%}	Q _{2%}	Q _{1%}
1	Napełnienie (t)	m	0,04	0,23	0,31	0,36	0,40	0,45	0,48
2	Pole powierzchni przekroju zwilżonego $F=t*(b+xt)$	m ²	0,05	0,32	0,46	0,56	0,64	0,75	0,83
szer. dna	1,00	m							
nach. skarp	1,50								
3	Długość skarpy zwilżonej $S=t*(1+x)^{1/2}$	m	0,07	0,37	0,50	0,57	0,63	0,71	0,76
4	Obwód zwilżony $U=b+2*S$	m	1,14	1,74	1,99	2,14	2,26	2,42	2,52
5	Promień hydrauliczny $R_h=F/U$	m	0,03	0,18	0,23	0,26	0,28	0,31	0,33
6	Współczynnik prędkości $c=(23+1/n)/(1+23*n/R^{1/2})$	(m/s) ^{1/2}	12,80	21,50	23,15	23,94	24,49	25,16	25,56
wsp. szorstkości	0,030								
7	Prędkość $V=c*(R*i)^{1/2}$	m/s	0,17	0,61	0,75	0,82	0,87	0,94	0,98
spadek podłużny dna	0,00449								
8	Przepływ $Q=V*F$	m ³ /s	0,008	0,193	0,345	0,456	0,554	0,704	0,813

Rzędna dna istniejącego znajduje się na wysokości rz. d. = 112,85 m. n. p. m. Rzędne zwierciadła wody w przekroju w km 4+227 dla poszczególnych przepływów (uwzględniając dopływ ścieków deszczowych 5 l/s) będą kształtować się następująco:

- Dla Q_{1%} = 0,813 m³/s – rz. z. w. = 112,85 + 0,48 = 113,33 m. n. p. m.
- Dla Q_{2%} = 0,704 m³/s – rz. z. w. = 112,85 + 0,45 = 113,30 m. n. p. m.
- Dla Q_{5%} = 0,554 m³/s – rz. z. w. = 112,85 + 0,40 = 113,25 m. n. p. m.
- Dla Q_{10%} = 0,456 m³/s – rz. z. w. = 112,85 + 0,36 = 113,21 m. n. p. m.
- Dla Q_{20%} = 0,345 m³/s – rz. z. w. = 112,85 + 0,31 = 113,16 m. n. p. m.
- Dla Q_{50%} = 0,193 m³/s – rz. z. w. = 112,85 + 0,23 = 113,08 m. n. p. m.
- Dla SSQ = 0,008 m³/s – rz. z. w. = 112,85 + 0,04 = 112,89 m. n. p. m.

Wylot znajduje się na rzędnej 113,10. Instalacja zrzutowa będzie pracować w warunkach bez zatopienia wylotu. Z analizy przepływów oraz napełnień koryta wynika, że wylot będzie podtopiony podczas wezbrania opadowego, spowodowanego przepływem Q_{20%} i większymi.

8. Rozwiązania projektowe.

8.1 Sposób odwodnienia.

Odwadniana powierzchnia stanowi ciągi pieszo - jezdne z nawierzchnią asfaltową i z kostki brukowej wykonane latach 2010-2011 przez Gminę Lesznowola, w obszarze wyznaczonym od południowego zachodu ul. Raszyńską a od północnego wschodu ul.

Starzyńskiego. W ramach projektu budowy układu gminnych dróg lokalnych we wsi Zamienie wykonano odcinki dróg Błędnej, Arakowej, Waniliowej, Zachodniej, Głównej, Zakładowej.

W/w zamierzenie objęło swoim zakresem również kanalizację deszczową zlokalizowaną w ciągu przedmiotowych dróg gminnych. Projekty kanalizacji deszczowej na różnych etapach realizacji objęły tereny dz. nr ew. 1/38, 2, 4, 5/23, 5/30, 5/37, 5/66, 5/67, 5/68, 7, 10, 13, 19, 27, 34, 35, 36, 37 w m. Zamienie.

Najwcześniej zaprojektowany odcinek kanalizacji deszczowej – w ul. Głównej i Zachodniej oraz ul. Błędnej od Zakładowej do Arakowej (dz. nr ew. 5/37, 4, 5/67, 1/38) jest wyposażony w grawitacyjne rurociągi \varnothing 300 mm oraz \varnothing 200 mm układane z małymi spadkami 3 ‰. Odcinek ten jako jedyny ma wymuszony rurociągiem tłocznym \varnothing 90 mm (biegnącym po terenie dz. nr ew. 1/18, 1/9, 30) przez pompownię przepływ wody do rurociągu kanalizacyjnego \varnothing 500 mm w ul. Arakowej. W pompowni zainstalowana jest pompa o wydatku 5 l/s.

Później projektowane odcinki stanowią grawitacyjne rurociągi kanalizacji deszczowej \varnothing 500 mm, \varnothing 300 mm, zlokalizowane na dz. nr ew. 1/38, 2, 4, 5/23, 5/30, 5/66, 5/67, 5/68, 7, 10, 13, 19, 27, 34, 35, 36, 37 – ul. Błędna, Arakowa, Waniliowa oraz nowo projektowane ulice do gminnego przedszkola.

Wody z odwodnienia ciągów pieszo – jezdnych odprowadzane są do rurociągów kanalizacji deszczowej poprzez system wpustów ulicznych zlokalizowanych z uwzględnieniem spadków terenu. Sieć podziemna kanalizacji deszczowej składa się z rurociągów \varnothing 300 mm, \varnothing 200 mm oraz \varnothing 500 mm zaopatrzonych w studnie rewizyjne, do których włączone są wpusty poprzez przykanaliki \varnothing 160 mm.

Na etapie projektu kanalizacji deszczowej nie przewidziano sposobu zagospodarowania wód deszczowych. Planowano odprowadzenie wód deszczowych z systemu całej kanalizacji do zbiornika retencyjnego, który miał być zlokalizowany na terenie działki nr 24 w m. Zamienie. Ze względu na rozbudowę istniejącej oczyszczalni ścieków odstąpiono od tego rozwiązania zastępując je odprowadzeniem wód deszczowych do lokalnych rowów melioracyjnych – nr 12 i 12 A, które opasują teren Zakładów Zamienie, stanowiąc jedyny możliwy odbiornik wód deszczowych.

Rurociągi kanalizacji deszczowej zostały celowo przewymiarowane, tak aby miały wystarczającą pojemność retencyjną dla przetrzymania deszczu nawalnego o natężeniu 130 l/s trwającego 15 min, bez potrzeby instalacji zbiornika retencyjnego.

Obecnie projektuje się wykonanie 5 przelewów z istniejącego systemu kanalizacji deszczowej i odprowadzenie nadmiaru wód opadowych do rowów melioracyjnych nr 12 i 12 A poprzez umocnione wyloty kanalizacyjne \varnothing 200 mm, stosując odpowiednie regulatory przepływu.

8.2 Obliczenie ilości wód deszczowych.

Wylot W-1 – km 0+075 Rowu nr 12A

Powierzchnia zlewni nr 1 obejmuje:

- ul. Arakowa o dł. 410 mb (od ul. Starzyńskiego do ul. Błędnej – dz. nr ew. 35) wraz ze zjazdami – część dz. nr 2 (ul. Starzyńskiego) oraz część dz. nr ew. 27 – 3250 m² (asfalt – współczynnik spływu – 0,95)
- ul. Błędna (od ul. Zakładowej do Zachodniej), ul. Główna, ul. Zachodnia (części dz. nr ew. 5/37, 4, 5/67, 1/38 – z tych odcinków odbywa się zrzut poprzez pompownię rurociągiem tłocznym \varnothing 90 mm (biegnącym po terenie dz. nr ew. 1/18, 1/9, 30) do

rurociągu kanalizacyjnego \varnothing 500 mm w ul. Arakowej, o wydatku 5 l/s. Ilość ścieków zostanie doliczona w bilansie. Powierzchnia dróg utwardzonych – 4800 m².

- powierzchnię terenów utwardzonych i dachów dla włączonej do odwodnienia dz. nr ew. 23 (o całkowitej powierzchni 1,1 ha) należącej do spółki ACTION. Dla dz. nr ew. 23 gmina uzgodniła dopuszczalny zrzut w ilości 10,0 l/s. Ilość ścieków zostanie doliczona w bilansie. Pozostała ilość ścieków deszczowych spółka ACTION zmagazynuje w wykonanym wg odrębnego opracowania zbiorniku retencyjnym na terenie swojej działki. Ścieki przed wprowadzeniem do kanalizacji gminnej zostaną oczyszczone z zawiesiny i substancji ropopochodnych.

Obliczenie ilości wód opadowych ze wzoru Błaszczyka:

$$Q_{\text{deszcz.}} = q \times \psi \times F + Q_2 + Q_3$$

gdzie:

q – spływ jednostkowy, przyjęto 130 l/s ha, dla czasu trwania deszczu nawalnego t = 15 min

ψ_1 - współczynnik spływu dla asfalt - 0,95

F₁ – powierzchnia ul. Arakowej – 0,325 ha

Q₂ – dopuszczalny zrzut poprzez pompownię dla ul. Błędnej (od ul. Zakładowej do Zachodniej), ul. Głównej, ul. Zachodniej – 5 l/s

Q₃ – dopuszczalny zrzut dla terenu dz. nr ew. 23 – 10 l/s

$$Q_{\text{deszcz.}} = 130 \times 0,95 \times 0,325 + 5 + 10 = 40,14 + 5 + 10 = 55,14 \approx 55,00 \text{ l/s}$$

Określenie wielkości zrzutów maksymalnego godzinowego, średniego dobowego, maksymalnego rocznego

$$Q_{h \max} = q \cdot t = 4,50 \text{ m}^3$$

q- stała wielkość zrzutu wód deszczowych – 5,0 l/s

t- czas odpływu ścieków; przyjęto, że w czasie 1 godziny wystąpi 1 opad nawalny występujący z prawdopodobieństwem 20 % o natężeniu 130 l/s/ha, trwający 15 min = 900 s

$$Q_{r \max} = \alpha \times \beta \times H \times A \times 10 = 0,81 \times 550 \times 1,805 \times 10 = 8041,28 \text{ m}^3/\text{rok}$$

gdzie:

Q_{r max} - roczna objętość ścieków opadowych [m³/rok]

H - roczna wysokość opadów, przyjęto 550 mm

A - powierzchnia odwadniana = 0,325 ha + 1,0 ha + 0,48 ha = 1,805 ha

α - współczynnik zmniejszający wielkość H o wysokość opadu nie dającą odpływu (parowanie, rozchlapywanie poza obręb odwadnianej powierzchni) $\alpha = 0,9$

β - współczynnik zmniejszający wielkość H o wysokość opadu wywołującego jednostkowe natężenie spływu $q > 5 \text{ l/s/ha}$, $\beta = 0,9$

$$Q_{\text{śr d}} = Q_{r \max} / 150 = 53,61 \text{ m}^3$$

150 – średnia ilość dni deszczowych w roku

Wylot W-2 – km 3+575 Rowu nr 12

Powierzchnia zlewni nr 2 obejmuje:

- zachodnią część ul. Błędnej o dł. 110 mb (od granicy z ul. Waniliową do końca dz. nr ew. 34) – część dz. nr ew. 4 wraz z poszerzeniami – dz. nr 36 – 660 m² (asfalt – współczynnik spływu – 0,95)
- powierzchnia ulic bez nazwy graniczących z ul. Błędną – dz. nr ew. 5/23, 5/30, 5/66 – o dł. 435 mb – 2610 m² (kostka brukowa – współczynnik spływu – 0,7)
- powierzchnię terenów utwardzonych i dachów dla włączonych do odwodnienia dz. nr ew. 5/32 (o całkowitej powierzchni 0,1883 ha) oraz 34 (o całkowitej powierzchni 0,3808 ha) należących do Gminy Lesznówola. Dla dz. nr ew. 5/32 przyjęto powierzchnię dachową budynku gminnego – 250 m² oraz teren utwardzony kostką – 220 m², dla dz. nr ew. 34 teren utwardzony kostką – 850 m².

Obliczenie ilości wód opadowych ze wzoru Błaszczyka:

$$Q_{\text{deszcz.}} = q \times \psi \times F$$

gdzie:

- q – spływ jednostkowy, przyjęto 130 l/s ha, dla czasu trwania deszczu nawalnego t = 15 min
 ψ_1 – współczynnik spływu dla asfalt - 0,95
 ψ_2 – współczynnik spływu dla kostki brukowej - 0,70
 ψ_3 – współczynnik spływu dla powierzchni dachowych - 1,00
 F_1 – powierzchnia ul. Błędnej – 0,066 ha
 F_2 – powierzchnia dróg dojazdowych i utwardzeń z kostki brukowej – 0,2610 ha + 0,085 ha + 0,022 ha = 0,368 ha
 F_3 – powierzchnia dachowa do odwodnienia – 0,0250 ha

$$Q_{\text{deszcz.}} = 130 \times (0,95 \times 0,066 + 0,7 \times 0,368 + 1,0 \times 0,025) = 130 \times (0,0627 + 0,2576 + 0,025) = 130 \times 0,3453 = 44,89 \text{ l/s}$$

Określenie wielkości zrzutów maksymalnego godzinowego, średniego dobowego, maksymalnego rocznego

$$Q_{h \max} = q \cdot t = 2,25 \text{ m}^3$$

q- stała wielkość zrzutu wód deszczowych – 2,5 l/s
t- czas odpływu ścieków; przyjęto, że w czasie 1 godziny wystąpi 1 opad nawalny występujący z prawdopodobieństwem 20 % o natężeniu 130 l/s/ha, trwający 15 min = 900 s

$$Q_{r \max} = \alpha \times \beta \times H \times A \times 10 = 0,81 \times 550 \times 0,459 \times 10 = 2044,85 \text{ m}^3/\text{rok}$$

gdzie:

$Q_{r \max}$ - roczna objętość ścieków opadowych [m³/rok]

H - roczna wysokość opadów, przyjęto 550 mm

A - powierzchnia odwadniana = 0,459 ha

α - współczynnik zmniejszający wielkość H o wysokość opadu nie dającą odpływu (parowanie, rozchlapywanie poza obręb odwadnianej powierzchni) $\alpha = 0,9$

β - współczynnik zmniejszający wielkość H o wysokość opadu wywołującego jednostkowe natężenie spływu $q > 5 \text{ l/s/ha}$, $\beta = 0,9$

$$Q_{\text{śrd}} = Q_{\text{r max}}/150 = 13,63 \text{ m}^3$$

150 – średnia ilość dni deszczowych w roku

Wylot W-2' – km 3+575 Rowu nr 12

Powierzchnia zlewni nr 2 obejmuje zachodnią część ul. Arakowej (dz. nr ew. 4 wraz z poszerzeniami – dz. nr 37, dz. nr 5/68) od rurociągu zrzutowego R-3 do wylotu W-2' w km 3+575.

Obliczenie ilości wód opadowych ze wzoru Błaszczyka:

$$Q_{\text{deszcz.}} = q \times \psi \times F$$

gdzie:

q – spływ jednostkowy, przyjęto 130 l/s ha, dla czasu trwania deszczu nawalnego $t = 15 \text{ min}$
 ψ - współczynnik spływu dla powierzchni zlewni nr 2' przyjęto - 0,95 (asfalt)
 F – powierzchnie części projektowanego pasa drogowego (szerokości 6,0 m) ul. Arakowej do odwodnienia – $280 \text{ m} \times 6 \text{ m} = 1680 \text{ m}^2 = 0,168 \text{ ha}$

$$Q_{\text{deszcz.}} = 130 \times 0,95 \times 0,168 = 20,75 \text{ l/s} \approx 21,00 \text{ l/s}$$

Określenie wielkości zrzutów maksymalnego godzinowego, średniego dobowego, maksymalnego rocznego

$$Q_{\text{h max}} = q \times t = 2,25 \text{ m}^3$$

q- stała wielkość zrzutu wód deszczowych – 2,5 l/s
 t- czas odpływu ścieków; przyjęto, że w czasie 1 godziny wystąpi 1 opad nawalny występujący z prawdopodobieństwem 20 % o natężeniu 130 l/s/ha, trwający 15 min = 900 s

$$Q_{\text{r max}} = \alpha \times \beta \times H \times A \times 10 = 0,81 \times 550 \times 0,168 \times 10 = 748,44 \text{ m}^3/\text{rok}$$

gdzie:

$Q_{\text{r max}}$ - roczna objętość ścieków opadowych [m^3/rok]
 H - roczna wysokość opadów, przyjęto 550 mm
 A - powierzchnia odwadniana = 0,168 ha
 α - współczynnik zmniejszający wielkość H o wysokość opadu nie dającą odpływu (parowanie, rozchlapywanie poza obręb odwadnianej powierzchni) $\alpha = 0,9$
 β - współczynnik zmniejszający wielkość H o wysokość opadu wywołującego jednostkowe natężenie spływu $q > 5 \text{ l/s/ha}$, $\beta = 0,9$

$$Q_{\text{śrd}} = Q_{\text{r max}}/150 = 4,99 \text{ m}^3$$

150 – średnia ilość dni deszczowych w roku

Wylot W-3 – km 3+895 Rowu nr 12

Powierzchnia zlewni nr 3 obejmuje część ul. Waniliowej (od rurociągu zrzutowego R-4 do rurociągu zrzutowego R-3 – dz. nr 10, dz. nr ew. 4 wraz z poszerzeniami – dz. nr 37, dz. nr 5/68).

Obliczenie ilości wód opadowych ze wzoru Błaszczyka:

$$Q_{\text{deszcz.}} = q \times \psi \times F$$

gdzie:

q – spływ jednostkowy, przyjęto 130 l/s ha, dla czasu trwania deszczu nawalnego $t = 15$ min
 ψ - współczynnik spływu dla powierzchni zlewni nr 3 przyjęto - 0,95 (asfalt)
F – powierzchnie części projektowanego pasa drogowego (szerokości 6,0 m) ul. Waniliowej do odwodnienia – $455 \text{ m} \times 6 \text{ m} = 2730 \text{ m}^2 = 0,273 \text{ ha}$

$$Q_{\text{deszcz.}} = 130 \times 0,95 \times 0,273 = 33,72 \text{ l/s} \approx 34,00 \text{ l/s}$$

Określenie wielkości zrzutów maksymalnego godzinowego, średniego dobowego, maksymalnego rocznego

$$Q_{h \text{ max}} = q \times t = 4,5 \text{ m}^3$$

q- stała wielkość zrzutu wód deszczowych – 5 l/s

t- czas odpływu ścieków; przyjęto, że w czasie 1 godziny wystąpi 1 opad nawalny występujący z prawdopodobieństwem 20 % o natężeniu 130 l/s/ha, trwający 15 min = 900 s

$$Q_{r \text{ max}} = \alpha \times \beta \times H \times A \times 10 = 0,81 \times 550 \times 0,273 \times 10 = 1216,22 \text{ m}^3/\text{rok}$$

gdzie:

$Q_{r \text{ max}}$ - roczna objętość ścieków opadowych [m^3/rok]

H - roczna wysokość opadów, przyjęto 550 mm

A - powierzchnia odwadniana = 0,273 ha

α - współczynnik zmniejszający wielkość H o wysokość opadu nie dającą odpływu (parowanie, rozchlapywanie poza obręb odwadnianej powierzchni) $\alpha = 0,9$

β - współczynnik zmniejszający wielkość H o wysokość opadu wywołującego jednostkowe natężenie spływu $q > 5 \text{ l/s/ha}$, $\beta = 0,9$

$$Q_{\text{śr d}} = Q_{r \text{ max}}/150 = 8,11 \text{ m}^3$$

150 – średnia ilość dni deszczowych w roku

Wylot W-4 – km 4+227 Rowu nr 12

Powierzchnia zlewni nr 4 obejmuje południową część ul. Waniliowej (części dz. nr ew. 10, 13, 7, 19)

Obliczenie ilości wód opadowych ze wzoru Błaszczyka:

$$Q_{\text{deszcz.}} = q \times \psi \times F$$

gdzie:

q – spływ jednostkowy, przyjęto 130 l/s ha, dla czasu trwania deszczu nawalnego $t = 15$ min

ψ - współczynnik spływu dla powierzchni zlewni nr 3 przyjęto - 0,95 (asfalt)

F – powierzchnie części projektowanego pasa drogowego (szerokości 6,0 m) ul. Waniliowej do odwodnienia – $430 \text{ m} \times 6 \text{ m} = 2580 \text{ m}^2 = 0,258 \text{ ha}$

$$Q_{\text{deszcz.}} = 130 \times 0,95 \times 0,258 = 31,86 \text{ l/s} \approx 32,00 \text{ l/s}$$

Określenie wielkości zrzutów maksymalnego godzinowego, średniego dobowego, maksymalnego rocznego

$$Q_{h \max} = q \cdot t = 4,5 \text{ m}^3$$

q- stała wielkość zrzutu wód deszczowych – 5 l/s

t- czas odpływu ścieków; przyjęto, że w czasie 1 godziny wystąpi 1 opad nawalny występujący z prawdopodobieństwem 20 % o natężeniu 130 l/s/ha, trwający 15 min = 900 s

$$Q_{r \max} = \alpha \cdot \beta \cdot H \cdot A \cdot 10 = 0,81 \cdot 550 \cdot 0,258 \cdot 10 = 1\,149,39 \text{ m}^3/\text{rok}$$

gdzie:

$Q_{r \max}$ - roczna objętość ścieków opadowych [m³/rok]

H - roczna wysokość opadów, przyjęto 550 mm

A - powierzchnia odwadniana = 0,258 ha

α - współczynnik zmniejszający wielkość H o wysokość opadu nie dającą odpływu (parowanie, rozchlapywanie poza obręb odwadnianej powierzchni) $\alpha = 0,9$

β - współczynnik zmniejszający wielkość H o wysokość opadu wywołującego jednostkowe natężenie spływu $q > 5 \text{ l/s/ha}$, $\beta = 0,9$

$$Q_{\text{śrd}} = Q_{r \max} / 150 = 7,66 \text{ m}^3$$

150 – średnia ilość dni deszczowych w roku

8.3 Retencja wód deszczowych.

Przyjęto założenie, że ilość odprowadzanych wód deszczowych nie może przekroczyć wartości 5 l/s (wyloty W-1, W-2 + W-2', W-3, W-4) a budowa zbiornika retencyjnego nie jest możliwa w istniejących warunkach terenowych. Projektowana kanalizacja deszczowa została przewymiarowana w taki sposób, aby zmagazynować nadwyżkę wód z deszczu nawalnego.

Wylot W-1 – km 0+075 Rowu nr 12A

Do obliczeń przyjęto natężenie deszczu $q = 130 \text{ l/s/ha}$ przy czasie trwania $t = 15$ minut.

$$V = Q_{\text{deszcz}} \cdot t \cdot 60 / 1000$$

Gdzie:

$$Q = 55,00 \text{ l/s}$$

Dopuszczalny stały zrzut do Rowu nr 12 wyniesie $Q = 5,0 \text{ l/s}$, wobec tego kanalizacja deszczowa będzie zmuszona zapewnić retencję dla przepływu o natężeniu $Q = 50,00 \text{ l/s}$ przez czas trwania deszczu $t = 15$ min. Wymagana objętość retencji w rurociągach kanalizacji deszczowej i w systemie studni wynosi

$$V_{\max} = 50,00 \cdot 15 \cdot 60 / 1000 = 45,00 \text{ m}^3$$

Dla potrzeb określenia objętości kanalizacji deszczowej przyjęto założenie, że rurociąg $\varnothing 500$ mm w ul. Arakowej o dł. 380 mb na analizowanym odcinku wypełni się całkowicie.

$$V_{\text{kan}} = 380,0 \cdot 3,14 \cdot 0,25^2 = 74,575 \text{ m}^3$$

Z powyższego wynika, że projektowany system rurociągów ma wystarczające możliwości retencyjne konieczne do zmagazynowania założonej ilości wód deszczowych.

Wylot W-2 – km 3+575 Rowu nr 12

Do obliczeń przyjęto natężenie deszczu $q = 130 \text{ l/s/ha}$ przy czasie trwania $t = 15$ minut.

$$V = Q_{\text{deszcz}} t 60/1000$$

Gdzie:

$$Q = 45,00 \text{ l/s}$$

Dopuszczalny stały zrzut do Rowu nr 12 wyniesie $Q = 2,5 \text{ l/s}$, wobec tego kanalizacja deszczowa będzie zmuszona zapewnić retencję dla przepływu o natężeniu $Q = 42,50 \text{ l/s}$ przez czas trwania deszczu $t = 15 \text{ min}$. Wymagana objętość retencji w rurociągach kanalizacji deszczowej i w systemie studni wynosi

$$V_{\text{max}} = 42,50 \times 15 \times 60/1000 = 38,25 \text{ m}^3$$

Dla potrzeb określenia objętości kanalizacji deszczowej przyjęto założenie, że rurociąg $\varnothing 500 \text{ mm}$ o dł. 399 mb na analizowanym odcinku wypełnią się całkowicie.

$$V_{\text{kan}} = (339,0 + 35,0) \times 3,14 \times 0,25^2 = 73,40 \text{ m}^3$$

Z powyższego wynika, że projektowany system rurociągów ma wystarczające możliwości retencyjne konieczne do zmagazynowania założonej ilości wód deszczowych.

Wylot W-2' – km 3+575 Rowu nr 12

Do obliczeń przyjęto natężenie deszczu $q = 130 \text{ l/s/ha}$ przy czasie trwania $t = 15 \text{ minut}$.

$$V = Q_{\text{deszcz}} t 60/1000$$

Gdzie:

$$Q = 21,00 \text{ l/s}$$

Dopuszczalny stały zrzut do Rowu nr 12 wyniesie $Q = 2,5 \text{ l/s}$, wobec tego kanalizacja deszczowa będzie zmuszona zapewnić retencję dla przepływu o natężeniu $Q = 18,50 \text{ l/s}$ przez czas trwania deszczu $t = 15 \text{ min}$. Wymagana objętość retencji w rurociągach kanalizacji deszczowej i w systemie studni wynosi

$$V_{\text{max}} = 18,50 \times 15 \times 60/1000 = 16,65 \text{ m}^3$$

Dla potrzeb określenia objętości kanalizacji deszczowej przyjęto założenie, że rurociąg $\varnothing 500 \text{ mm}$ o dł. 280 mb na analizowanym odcinku wypełnią się całkowicie.

$$V_{\text{kan}} = 280,0 \times 3,14 \times 0,25^2 = 54,95 \text{ m}^3$$

Z powyższego wynika, że projektowany system rurociągów ma wystarczające możliwości retencyjne konieczne do zmagazynowania założonej ilości wód deszczowych.

Wylot W-3 – km 3+895 Rowu nr 12

Do obliczeń przyjęto natężenie deszczu $q = 130 \text{ l/s/ha}$ przy czasie trwania $t = 15 \text{ minut}$.

$$V = Q_{\text{deszcz}} t 60/1000$$

Gdzie:

$$Q = 34,00 \text{ l/s}$$

Dopuszczalny stały zrzut do Rowu nr 12 wyniesie $Q = 5 \text{ l/s}$, wobec tego kanalizacja deszczowa będzie zmuszona zapewnić retencję dla przepływu o natężeniu $Q = 29,00 \text{ l/s}$ przez czas trwania deszczu $t = 15 \text{ min}$. Wymagana objętość retencji w rurociągach kanalizacji deszczowej i w systemie studni wynosi

$$V_{\max} = 29,00 \times 15 \times 60/1000 = 26,10 \text{ m}^3$$

Dla potrzeb określenia objętości kanalizacji deszczowej przyjęto założenie, że rurowciąg \varnothing 500 mm o dł. 145 mb oraz rurowciąg \varnothing 300 mm o dł. 310 m na analizowanym odcinku wypełnią się całkowicie.

$$V_{\text{kan}} = 145,0 \times 3,14 \times 0,25^2 + 310,0 \times 3,14 \times 0,15^2 = 28,45 \text{ m}^3 + 21,90 \text{ m}^3 = 50,35 \text{ m}^3$$

Z powyższego wynika, że projektowany system rurowciągów ma wystarczające możliwości retencyjne konieczne do zmagazynowania założonej ilości wód deszczowych.

Wylot W-4 – km 4+227 Rowu nr 12

Do obliczeń przyjęto natężenie deszczu $q = 130 \text{ l/s/ha}$ przy czasie trwania $t = 15 \text{ minut}$.

$$V = Q_{\text{deszcz}} t / 60/1000$$

Gdzie:

$$Q = 32,00 \text{ l/s}$$

Dopuszczalny stały zrzut do Rowu nr 12 A wyniesie $Q = 5 \text{ l/s}$, wobec tego kanalizacja deszczowa będzie zmuszona zapewnić retencję dla przepływu o natężeniu $Q = 27,00 \text{ l/s}$ przez czas trwania deszczu $t = 15 \text{ min}$. Wymagana objętość retencji w rurowciągach kanalizacji deszczowej i w systemie studni wynosi

$$V_{\max} = 27,00 \times 15 \times 60/1000 = 24,30 \text{ m}^3$$

Dla potrzeb określenia objętości kanalizacji deszczowej przyjęto założenie, że rurowciąg \varnothing 500 mm na analizowanym odcinku wypełnią się całkowicie.

$$V_{\text{kan}} = 430,0 \times 3,14 \times 0,25^2 = 84,39 \text{ m}^3$$

Z powyższego wynika, że projektowany system rurowciągów ma wystarczające możliwości retencyjne konieczne do zmagazynowania założonej ilości wód deszczowych.

8.4 Określenie stanu i jakości odprowadzanych wód.

Zgodnie z Rozporządzeniem Ministra Środowiska z dnia 24 lipca 2006 r. w sprawie warunków jakie należy spełniać przy wprowadzaniu ścieków do wód lub do ziemi oraz w sprawie substancji szczególnie szkodliwych dla środowiska wodnego (Dz. U. Nr. 137, poz. 984) zawartość w odprowadzanych ściekach zawiesiny ogólnej nie może przekraczać 100 mg/l oraz substancji ropopochodnych – 15 mg/l.

Do określenia stężenia zawiesiny ogólnej i substancji ropopochodnych w ściekach opadowych podparto się wynikami badań Instytutu Ochrony Środowiska opisanych w pozycji „Ograniczanie zanieczyszczeń w spływach powierzchniowych z dróg” H. Sawickiej – Siarkiewicz IOŚ Warszawa 2003. Do obliczeń przyjęto następujące wartości ścieków opadowych z odwadnianych powierzchni:

Zawiesina ogólna – stężenia:

- nawierzchnie ulic $S_{z0} = 500 \text{ mg/l}$
- powierzchnie dachowe $S_{z0} = 35 \text{ mg/l}$
- utwardzenia, kostka $S_{z0} = 400 \text{ mg/l}$

Substancje ropopochodne – stężenia:

- nawierzchnie ulic $S_{rop} = 1,2 \text{ mg/l}$
- powierzchnie dachowe $S_{rop} = 0,0 \text{ mg/l}$
- utwardzenia, kostka $S_{rop} = 1,7 \text{ mg/l}$

Zgodnie z cytowanym rozporządzeniem nie ma obowiązku podczyszczania wód opadowych z powierzchni dróg gminnych. Obowiązku podczyszczania ścieków opadowych z terenu przedmiotowych dróg nie nakłada również miejscowy plan zagospodarowania przestrzennego. W związku z powyższym nie przewidziano instalacji separatorów substancji ropopochodnych.

Przy zastosowanym systemie podczyszczania (wpusty uliczne z osadnikiem) przyjęto efektywność oczyszczania zawiesiny ogólnej – 90 % oraz substancji ropopochodnych – 10 %.

Oczyszczanie ścieków z utwardzeń, kostki brukowej:

$$S_{zo} = 400 \times (1-0,9) = 40 \text{ mg/l}$$

$$S_{rop} = 1,7 \times (1-0,1) = 1,53 \text{ mg/l}$$

Oczyszczanie ścieków z powierzchni dachowych:

$$S_{zo} = 35 \times (1-0,9) = 3,5 \text{ mg/l}$$

$$S_{rop} = 0,0 \times (1-0,1) = 0,0 \text{ mg/l}$$

Oczyszczanie ścieków z nawierzchni ulic asfaltowych:

$$S_{zo} = 500 \times (1-0,9) = 50 \text{ mg/l}$$

$$S_{rop} = 1,2 \times (1-0,1) = 1,08 \text{ mg/l}$$

Wylot W-1 – km 0+075 Rowu nr 12A

- drogi asfaltowe – 3250 m^2 - $40,14 \text{ l/s}$ - $72,79 \%$ ogółu wszystkich ścieków deszczowych
- z kostki brukowej ul. Błędna (od ul. Zakładowej do Zachodniej), ul. Główna, ul. Zachodnia (części dz. nr ew. 5/37, 4, 5/67, 1/38) ścieki są wstępnie podczyszczone w sieci wpustów deszczowych zaprojektowanych na tym etapie odwodnienia – $5,0 \text{ l/s}$ – $9,07 \%$ ogółu wszystkich ścieków deszczowych
- z powierzchni dz. nr ew. 23 odprowadzane będą wody czyste, po uprzednim oczyszczeniu – 10 l/s – $18,14 \%$ ogółu wszystkich ścieków deszczowych

W rurociągach kanalizacji deszczowej, pełniącej funkcje retencyjną, następuje połączenie ścieków z poszczególnych powierzchni w wyniku, czego sumaryczne stężenie zanieczyszczeń w ściekach odprowadzanych do odbiornika wylotem W-1 będzie następujący:

$$S_{zo1} = 50 \times 0,7279 + 40 \times 0,0907 + 0 \times 0,1814 = 36,40 + 3,63 = 40,03 \text{ mg/l} < 100 \text{ mg/l}$$

$$S_{rop1} = 1,08 \times 0,7279 + 1,53 \times 0,0907 + 0 \times 0,1814 = 0,79 + 0,14 = 0,93 \text{ mg/l} < 5 \text{ mg/l}$$

Biorąc pod uwagę możliwość zwiększenia stężeń zanieczyszczeń, na skutek braku opadów, wnioskuje się o wydanie pozwolenia wodnoprawnego na wprowadzanie podczyszczanych ścieków opadowych o stężeniach nie przekraczających $S_{zo} = 100 \text{ mg/l}$ oraz $S_{rop} = 5 \text{ mg/l}$.

Ilość zatrzymywanych ładunków zawiesiny ogólnej:

$$L_{\text{rocz}} = S_{z0} \times V \times 10^{-3}$$

$$S_{z0} - \text{stężenie zawiesiny ogólnej} = 315 \text{ g/m}^3$$

V – roczna objętość ścieków opadowych, które zawierają zanieczyszczenia (wszystkie powierzchnie oprócz dz. nr ew. 23, brak zanieczyszczeń).

Stężenie zawiesiny maleje, na skutek podczyszczenia, o 90%.

$$31,5 \text{ g/m}^3 - 10\%$$

$$315 \text{ g/m}^3 - 100\%$$

$$283,5 \text{ g/m}^3 - 90\%$$

$$V = 3586,27 \text{ [m}^3/\text{rok]}$$

$$L_{\text{rocz}} = 283,5 \text{ g/m}^3 \times 3586,27 \times 10^{-3} = 1\,016,71 \text{ kg/rok}$$

Przy gęstości substancji odsączalnej równej $2,5 \text{ kg/dm}^3$ roczna objętość osadu wynosi $406,68 \text{ dm}^3$, tj. ok. $0,407 \text{ m}^3$ rocznie.

Wylot W-2 – km 3+575 Rowu nr 12

- drogi asfaltowe – 660 m^2 - $8,15 \text{ l/s}$ - $18,16 \%$ ogółu wszystkich ścieków deszczowych
- utwardzenia, kostka brukowa – $2610 \text{ m}^2 + 220 \text{ m}^2 + 850 \text{ m}^2 = 3680 \text{ m}^2$ – $33,49 \text{ l/s}$
– $74,61 \%$ ogółu wszystkich ścieków deszczowych
- powierzchnie dachowe – 250 m^2 – $3,25 \text{ l/s}$ – $7,24 \%$ ogółu wszystkich ścieków deszczowych

W rurociągach kanalizacji deszczowej, pełniące funkcje retencyjną, następuje połączenie ścieków z poszczególnych powierzchni w wyniku, czego sumaryczne stężenie zanieczyszczeń w ściekach odprowadzanych do odbiornika wylotem W-2 będzie następujący:

$$S_{z02} = 50 \times 0,1816 + 40 \times 0,7461 + 3,5 \times 0,0724 = 9,08 + 29,84 + 0,25 = 39,17 \text{ mg/l} < 100 \text{ mg/l}$$

$$S_{\text{rop}2} = 1,08 \times 0,1816 + 1,53 \times 0,7461 = 0,20 + 1,14 = 1,34 \text{ mg/l} < 5 \text{ mg/l}$$

Biorąc pod uwagę możliwość zwiększenia stężeń zanieczyszczeń, na skutek braku opadów, wnioskuje się o wydanie pozwolenia wodnoprawnego na wprowadzanie podczyszczanych ścieków opadowych o stężeniach nie przekraczających $S_{z0} = 100 \text{ mg/l}$ oraz $S_{\text{rop}} = 5 \text{ mg/l}$.

Ilość zatrzymywanych ładunków zawiesiny ogólnej:

$$L_{\text{rocz}} = S_{z0} \times V \times 10^{-3}$$

$$S_{z0} - \text{stężenie zawiesiny ogólnej} = 315 \text{ g/m}^3$$

V – roczna objętość ścieków opadowych, które zawierają zanieczyszczenia

Stężenie zawiesiny maleje, na skutek podczyszczenia, o 90%.

$$31,5 \text{ g/m}^3 - 10\%$$

$$315 \text{ g/m}^3 - 100\%$$

$$283,5 \text{ g/m}^3 - 90\%$$

$$V = 2044,85 \text{ [m}^3/\text{rok]}$$

$$L_{\text{rocz}} = 283,5 \text{ g/m}^3 \times 2044,85 \times 10^{-3} = 579,71 \text{ kg/rok}$$

Przy gęstości substancji odsączalnej równej $2,5 \text{ kg/dm}^3$ roczna objętość osadu wynosi $231,88 \text{ dm}^3$, tj. ok. $0,232 \text{ m}^3$ rocznie.

Wylot W-2' – km 3+575 Rowu nr 12

- drogi asfaltowe – 1680 m^2 - $21,00 \text{ l/s}$ - $100,00 \%$ ogółu wszystkich ścieków deszczowych

Sumaryczne stężenie zanieczyszczeń w ściekach odprowadzanych do odbiornika wylotem W-2' będzie następujące:

$$S_{z02}' = 50 \times 1,00 = 50,00 \text{ mg/l} < 100 \text{ mg/l}$$

$$S_{rop2}' = 1,08 \times 1,00 = 1,08 \text{ mg/l} < 5 \text{ mg/l}$$

Biorąc pod uwagę możliwość zwiększenia stężeń zanieczyszczeń, na skutek braku opadów, wnioskuję się o wydanie pozwolenia wodnoprawnego na wprowadzanie podczyszczanych ścieków opadowych o stężeniach nie przekraczających $S_{z0} = 100 \text{ mg/l}$ oraz $S_{rop} = 5 \text{ mg/l}$.

Ilość zatrzymywanych ładunków zawiesiny ogólnej:

$$L_{rocz} = S_{z0} \times V \times 10^{-3}$$

$$S_{z0} - \text{stężenie zawiesiny ogólnej} = 315 \text{ g/m}^3$$

V – roczna objętość ścieków opadowych, które zawierają zanieczyszczenia (cała powierzchnia).

Stężenie zawiesiny maleje, na skutek podczyszczenia, o 90% .

$$31,5 \text{ g/m}^3 - 10\%$$

$$315 \text{ g/m}^3 - 100\%$$

$$283,5 \text{ g/m}^3 - 90\%$$

$$V = 748,44 \text{ [m}^3/\text{rok]}$$

$$L_{rocz} = 283,5 \text{ g/m}^3 \times 748,44 \times 10^{-3} = 212,18 \text{ kg/rok}$$

Przy gęstości substancji odsączalnej równej $2,5 \text{ kg/dm}^3$ roczna objętość osadu wynosi $84,87 \text{ dm}^3$, tj. ok. $0,085 \text{ m}^3$ rocznie.

Wylot W-3 – km 3+895 Rowu nr 12

- drogi asfaltowe – 2730 m^2 - $34,00 \text{ l/s}$ - $100,00 \%$ ogółu wszystkich ścieków deszczowych

Sumaryczne stężenie zanieczyszczeń w ściekach odprowadzanych do odbiornika wylotem W-2' będzie następujące:

$$S_{z02}' = 50 \times 1,00 = 50,00 \text{ mg/l} < 100 \text{ mg/l}$$

$$S_{rop2}' = 1,08 \times 1,00 = 1,08 \text{ mg/l} < 5 \text{ mg/l}$$

Biorąc pod uwagę możliwość zwiększenia stężeń zanieczyszczeń, na skutek braku opadów, wnioskuję się o wydanie pozwolenia wodnoprawnego na wprowadzanie podczyszczanych ścieków opadowych o stężeniach nie przekraczających $S_{z0} = 100 \text{ mg/l}$ oraz $S_{rop} = 5 \text{ mg/l}$.

Ilość zatrzymywanych ładunków zawiesiny ogólnej:

$$L_{\text{rocz}} = S_{z0} \times V \times 10^{-3}$$

S_{z0} – stężenie zawiesiny ogólnej = 315 g/m³

V – roczna objętość ścieków opadowych, które zawierają zanieczyszczenia (cała powierzchnia).

Stężenie zawiesiny maleje, na skutek podczyszczenia, o 90%.

$$31,5 \text{ g/m}^3 - 10\%$$

$$315 \text{ g/m}^3 - 100\%$$

$$283,5 \text{ g/m}^3 - 90\%$$

$$V = 1216,22 \text{ [m}^3\text{/rok]}$$

$$L_{\text{rocz}} = 283,5 \text{ g/m}^3 \times 1216,22 \times 10^{-3} = 344,80 \text{ kg/rok}$$

Przy gęstości substancji odsączalnej równej 2,5 kg/dm³ roczna objętość osadu wynosi 137,92 dm³, tj. ok. 0,138 m³ rocznie.

Wylot W-4 – km 4+227 Rowu nr 12

- drogi asfaltowe – 2580 m² - 32,00 l/s - 100,00 % ogółu wszystkich ścieków deszczowych

Sumaryczne stężenie zanieczyszczeń w ściekach odprowadzanych do odbiornika wylotem W-2' będzie następujące:

$$S_{z02} = 50 \times 1,00 = 50,00 \text{ mg/l} < 100 \text{ mg/l}$$

$$S_{rop2} = 1,08 \times 1,00 = 1,08 \text{ mg/l} < 5 \text{ mg/l}$$

Biorąc pod uwagę możliwość zwiększenia stężeń zanieczyszczeń, na skutek braku opadów, wnioskuje się o wydanie pozwolenia wodnoprawnego na wprowadzanie podczyszczanych ścieków opadowych o stężeniach nie przekraczających $S_{z0} = 100 \text{ mg/l}$ oraz $S_{rop} = 5 \text{ mg/l}$.

Ilość zatrzymywanych ładunków zawiesiny ogólnej:

$$L_{\text{rocz}} = S_{z0} \times V \times 10^{-3}$$

S_{z0} – stężenie zawiesiny ogólnej = 315 g/m³

V – roczna objętość ścieków opadowych, które zawierają zanieczyszczenia (cała powierzchnia).

Stężenie zawiesiny maleje, na skutek podczyszczenia, o 90%.

$$31,5 \text{ g/m}^3 - 10\%$$

$$315 \text{ g/m}^3 - 100\%$$

$$283,5 \text{ g/m}^3 - 90\%$$

$$V = 1149,39 \text{ [m}^3\text{/rok]}$$

$$L_{\text{rocz}} = 283,5 \text{ g/m}^3 \times 1149,39 \times 10^{-3} = 325,85 \text{ kg/rok}$$

Przy gęstości substancji osadzalnej równej $2,5 \text{ kg/dm}^3$ roczna objętość osadu wynosi $130,34 \text{ dm}^3$, tj. ok. $0,130 \text{ m}^3$ rocznie.

8.5 Wymiarowanie wpustów osadnikowych.

Wymiarowanie wpustów osadnikowych sprowadza się do określenia wymiarów osadnika na podstawie rocznej objętości osadu. Sumaryczna objętość roczna osadu wynosi $0,992 \text{ m}^3$. Łączna objętość komór osadnikowych 72 wpustów ulicznych (głębokość osadnika = $0,5 \text{ m}$, średnica osadnika $0,5 \text{ m}$) wynosi:

$$V_{\text{wp}} = 3,14 * 0,25^2 * 0,5 * 72 = 7,065 \text{ m}^3$$

Jest więc siedmiokrotnie wyższa od objętości rocznej zgromadzonego osadu. Mimo to, ze względów bezpieczeństwa, wszystkie wpusty zaleca się oczyszczać z nagromadzonego osadu jeden raz w roku. Oczyszczenie studni jak i utylizację osadów należy powierzyć specjalistycznemu zakładowi uprawnionemu do usuwania tego rodzaju zanieczyszczeń.

8.6 Dobór regulatora przepływu.

Wylot W-1 – km 0+075 Rowu nr 12 A

Bezpośrednia wielkość zrzutu wód deszczowych do rowu nie może przekraczać 5 l/s . W związku z tym przewidziano zainstalowanie regulatora przepływu typu stożkowego ATOL-RG-SPIN o wydajności 5 l/s . Regulator należy zainstalować wewnątrz studni S-1 przy otworze wylotowym rurociągu $\varnothing 200 \text{ mm}$ w kierunku wylotu W-1.

Wylot W-2 – km 3+575 Rowu nr 12

Bezpośrednia wielkość zrzutu wód deszczowych do rowu nie może przekraczać $2,5 \text{ l/s}$. W związku z tym przewidziano zainstalowanie regulatora przepływu typu stożkowego ATOL-RG-SPIN o wydajności $2,5 \text{ l/s}$. Regulator należy zainstalować wewnątrz studni S-kan przy otworze wylotowym rurociągu $\varnothing 200 \text{ mm}$ w kierunku wylotu W-2.

Wylot W-2' – km 3+575 Rowu nr 12

Bezpośrednia wielkość zrzutu wód deszczowych do rowu nie może przekraczać $2,5 \text{ l/s}$. W związku z tym przewidziano zainstalowanie regulatora przepływu typu stożkowego ATOL-RG-SPIN o wydajności $2,5 \text{ l/s}$. Regulator należy zainstalować wewnątrz studni S-kan' przy otworze wylotowym rurociągu $\varnothing 200 \text{ mm}$ w kierunku wylotu W-2'.

Wylot W-3 – km 3+895 Rowu nr 12

Bezpośrednia wielkość zrzutu wód deszczowych do rowu nie może przekraczać 5 l/s . W związku z tym przewidziano zainstalowanie regulatora przepływu typu stożkowego ATOL-RG-SPIN o wydajności 5 l/s . Regulator należy zainstalować wewnątrz studni S-3/1 przy otworze wylotowym rurociągu $\varnothing 200 \text{ mm}$ w kierunku wylotu W-3.

Wylot W-4 – km 4+227 Rowu nr 12

Bezpośrednia wielkość zrzutu wód deszczowych do rowu nie może przekraczać 5 l/s . W związku z tym przewidziano zainstalowanie regulatora przepływu typu stożkowego ATOL-

RG-SPIN o wydajności 5 l/s. Regulator należy zainstalować wewnątrz studni S-4/1 przy otworze wylotowym rurociągu \varnothing 200 mm w kierunku wylotu W-4.

8.7 Kanały zrzutowe.

Rurociąg R-1, wylot W-1

Zaprojektowano rurociąg zrzutowy R-1 \varnothing 200 mm oraz \varnothing 315 mm, L=141,0 m odprowadzające ścieki deszczowe do rowu melioracyjnego nr 12 A w km 0+075 umocnionym wylotem (W-1).

Wylot kanalizacji zewnętrznej W-1 zaprojektowano jako typowy wylot kanalizacyjny na rurę \varnothing 200 mm wraz z umocnieniem skarp i dna rowu z płyt ażurowych ECO na długości 3,0 m poniżej oraz 1,0 m powyżej wylotu. Rzędna wylotu - 108,86. Powierzchnia wylotu wraz z ubezpieczeniem - 12,0 m².

Rurociąg R-2 i R-2', wylot W-2 i W-2'

Zaprojektowano rurociągi zrzutowe R-2 (L=10,00 m) i R-2' (L=16,00 m) \varnothing 200 mm odprowadzające ścieki deszczowe do rowu melioracyjnego nr 12 w km 3+575 poprzez wyloty W-2, W-2', znajdujące się po przeciwnych stronach rowu, ze wspólnym umocnieniem dna i skarp.

Wyloty kanalizacji zewnętrznej W-2, W-2' zaprojektowano jako typowe wyloty kanalizacyjne na rurę \varnothing 200 mm wraz z umocnieniem skarp i dna rowu z płyt ażurowych ECO na długości 3,0 m poniżej oraz 1,0 m powyżej wylotu. Rzędna obu wylotów - 109,97. Powierzchnia wylotów wraz z ubezpieczeniem - 12,0 m².

Rurociąg R-3, wylot W-3

Zaprojektowano rurociąg zrzutowy R-3 \varnothing 200 mm, L=104,00 m, odprowadzający ścieki deszczowe do rowu melioracyjnego nr 12 w km 3+895 umocnionym wylotem (W-3).

Wylot kanalizacji zewnętrznej W-3 zaprojektowano jako typowy wylot kanalizacyjny na rurę \varnothing 200 mm wraz z umocnieniem skarp i dna rowu z płyt ażurowych ECO na długości 3,0 m poniżej oraz 1,0 m powyżej wylotu. Rzędna wylotu - 111,20. Powierzchnia wylotu wraz z ubezpieczeniem - 12,0 m².

Rurociąg R-4, wylot W-4

Zaprojektowano rurociąg zrzutowy R-4 \varnothing 200 mm, L=10,0 m, odprowadzający ścieki deszczowe do rowu melioracyjnego nr 12 w km 4+227 umocnionym wylotem (W-4).

Wylot kanalizacji zewnętrznej W-4 zaprojektowano jako typowy wylot kanalizacyjny na rurę \varnothing 200 mm wraz z umocnieniem skarp i dna rowu z płyt ażurowych ECO na długości 3,0 m poniżej oraz 1,0 m powyżej wylotu. Rzędna wylotu - 113,10. Powierzchnia wylotu wraz z ubezpieczeniem - 12,0 m².

9. Wpływ inwestycji na wody powierzchniowe i podziemne.

Z analiz hydrologicznych wynika, że wprowadzenie ścieków deszczowych w ilości 5 l/s we wszystkich przypadkach nie spowoduje znacznego zwiększenia napełnień, w trzech przypadkach rzędu 1 cm a w jednym przypadku 2 cm.

Wykonanie wylotów wraz z ubezpieczeniem nie zakłóci warunków przepływu wody, natomiast zabezpieczy skarpy rowu przed wymywaniem, które mogłyby spowodować odprowadzane do niego wody deszczowe. Wylot jest instalowany płytko, bez możliwości jakiegokolwiek kontaktu z wodami podziemnymi.

Minimalne spiętrzenie wód odbiornika w wyniku zrzutu świadczy również o braku wpływu zrzutu na zwierciadło wody podziemnej. Jest to oddziaływanie chwilowe, związane z deszczem nawalnym, stan spiętrzenia nie utrzymuje się dłużej więc nie zmienia się krzywa depresji a co za tym idzie zasięg oddziaływania rowu na wody podziemne.

Zasięg oddziaływania ścieków opadowych wprowadzanych do rowów nr 12 i 12 A określono w pkt. 5 niniejszego opracowania.

10. Ustalenia wynikające z warunków korzystania a wód regionu wodnego.

Dyrektor Regionalnego Zarządu Gospodarki Wodnej do dnia dzisiejszego nie określił warunków gospodarowania w regionie wodnym.

11. Planowany okres rozruchu, sposób postępowania w przypadku rozruchu i w razie wystąpienia awarii.

Rozruch urządzeń planowany jest niezwłocznie po uzyskaniu pozwolenia wodnoprawnego, pozwolenia na budowę i wykonaniu instalacji. Z uwagi na charakter urządzeń nastąpi on, kiedy na terenie inwestycji wystąpią intensywne opady. W trakcie rozruchu niezbędne jest sprawdzenie działania poszczególnych urządzeń, jako elementów systemu kanalizacji deszczowej.

W trakcie eksploatacji nie przewiduje się sytuacji awaryjnych, pod warunkiem utrzymywania urządzeń instalacji w czystości i dobrym stanie technicznym.

Utylizację osadów należy powierzyć specjalistycznemu zakładowi uprawnionemu do usuwania tego rodzaju zanieczyszczeń.

12. Formy ochrony przyrody w zasięgu oddziaływania inwestycji.

W zasięgu projektowanej inwestycji nie występują formy ochrony przyrody w rozumieniu ustawy z dnia 16 kwietnia 2004 r. O Ochronie Przyrody (Dz. U. Nr 92, poz. 880 z dnia 30.04.2004 r.).

13. Rodzaj urządzeń pomiarowych i znaków wodnych.

Nie planuje się instalacji urządzeń pomiarowych i znaków wodnych. Odływ ścieków jest limitowany przez regulatory przepływu.

12. Formy ochrony przyrody w zasięgu oddziaływania inwestycji.

W zasięgu projektowanej inwestycji nie występują formy ochrony przyrody w rozumieniu ustawy z dnia 16 kwietnia 2004 r. O Ochronie Przyrody (Dz. U. Nr 92, poz. 880 z dnia 30.04.2004 r.).

13. Rodzaj urządzeń pomiarowych i znaków wodnych.

Nie planuje się instalacji urządzeń pomiarowych i znaków wodnych. Odpływ ścieków jest limitowany przez regulatory przepływu.

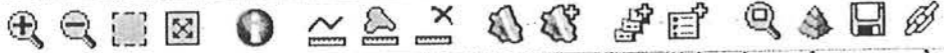
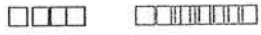
14. Wnioski

Na podstawie przedłożonego opracowania wnioskuje się udzielić Urzędowi Gminy w Lesznowoli z siedzibą przy Ul. Gminnej Rady Narodowej 60, Lesznowola 05-506 pozwolenia wodnoprawnego na:

- I. wprowadzanie ścieków deszczowych o stężeniach nie przekraczających $S_{zo} = 100$ mg/l oraz $S_{rop} = 5$ mg/l:
 - do rowu melioracyjnego nr 12a w km 0+075, w ilości 5,00 l/s (dz. nr ew. 23 w m. Zamienie)
 - do rowu melioracyjnego nr 12:
 - w km 3+575, w ilości 5,00 l/s (dz. nr ew. 35 w m. Zamienie)
 - w km 3+895, w ilości 5,00 l/s (dz. nr ew. 5/71 w m. Zamienie)
 - w km 4+227, w ilości 5,00 l/s (dz. nr ew. 10 w m. Zamienie)
- II. wykonanie wylotów kanalizacji deszczowej:
 - W-1 Ø 200 mm w km 0+075 rowu nr 12a (dz. nr ew. 23 w m. Zamienie)
 - W-2 Ø 200 mm i W-2' Ø 200 mm w km 3+575 rowu nr 12 (dz. nr ew. 35 w m. Zamienie)
 - W-3 Ø 200 mm w w km 3+895 rowu nr 12 (dz. nr ew. 5/71 w m. Zamienie)
 - W-4 Ø 200 mm w w km 4+227 rowu nr 12 (dz. nr ew. 10 w m. Zamienie)

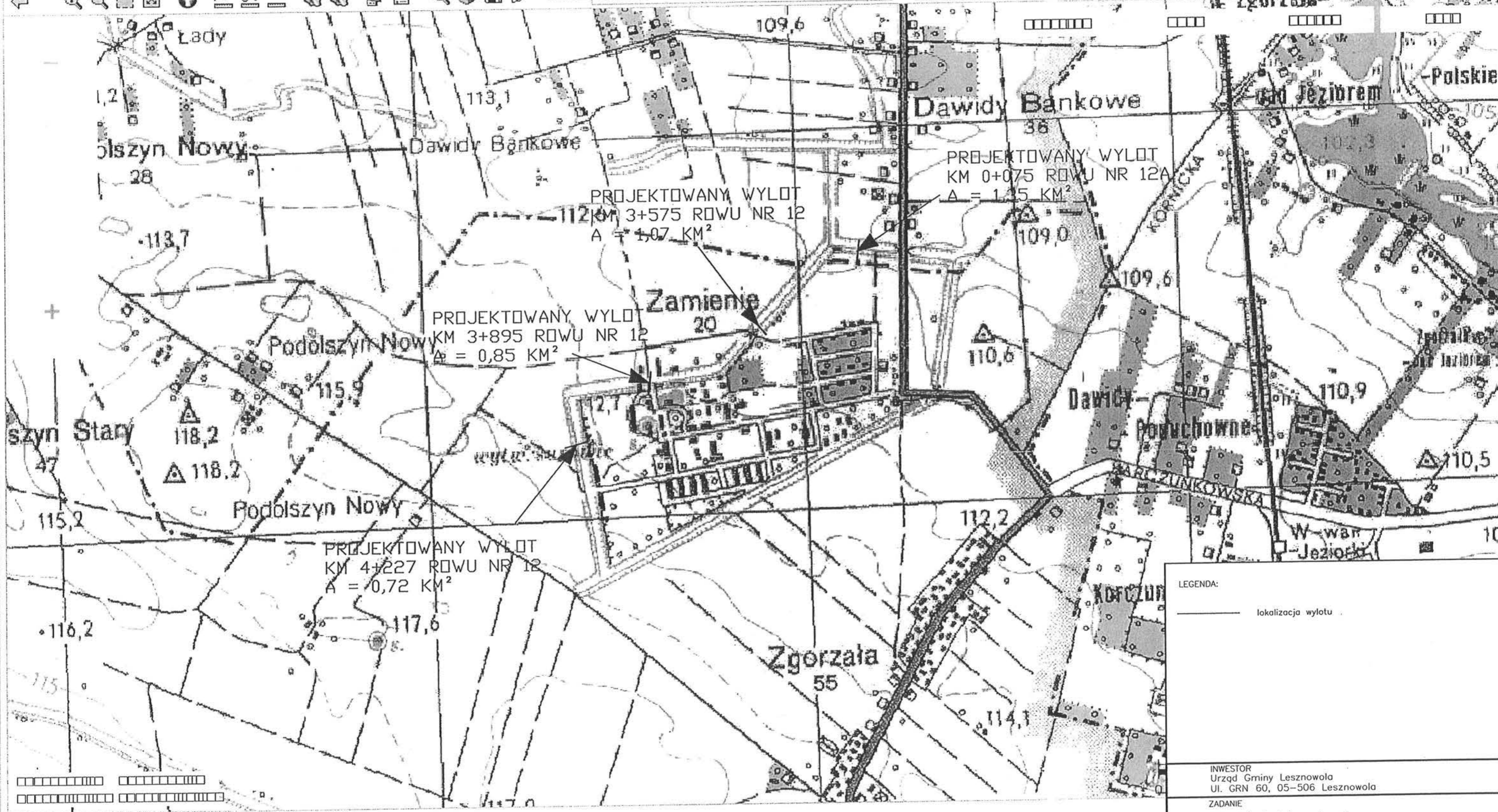
Pozwolenie wodnoprawne proponuje się wydać przy spełnieniu następujących warunków:

- wykonania robót polegających na jednokrotnej konserwacji rowu nr 12 w km 3+266 – 4+686 (na dł. 1 420 m – odcinek rowu powyżej granicy m. Zamienie z m. Dawidy Bankowe) oraz rowu nr 12a w km 0+000 – 0+190 (na dł. 190 m – odcinek rowu od wlotu do rowu nr 12 do przepustu w ul. Starzyńskiego)
- wykonanie instalacji zrzutowej zgodnie z niniejszym opracowaniem pod uprawnionym nadzorem technicznym,
- powiadomienie o terminie robót w obrębie rowów melioracyjnych ZSW w Piasecznie,
- w czasie wykonywania robót związanych z wykonaniem wylotów i umocnień zachowanie stałej drożności koryta,
- usunięcie wszelkich naruszeń koryta cieku w sąsiedztwie prowadzonych robót;
- powierzenia wykonania w/w robót specjalistycznemu przedsiębiorstwu

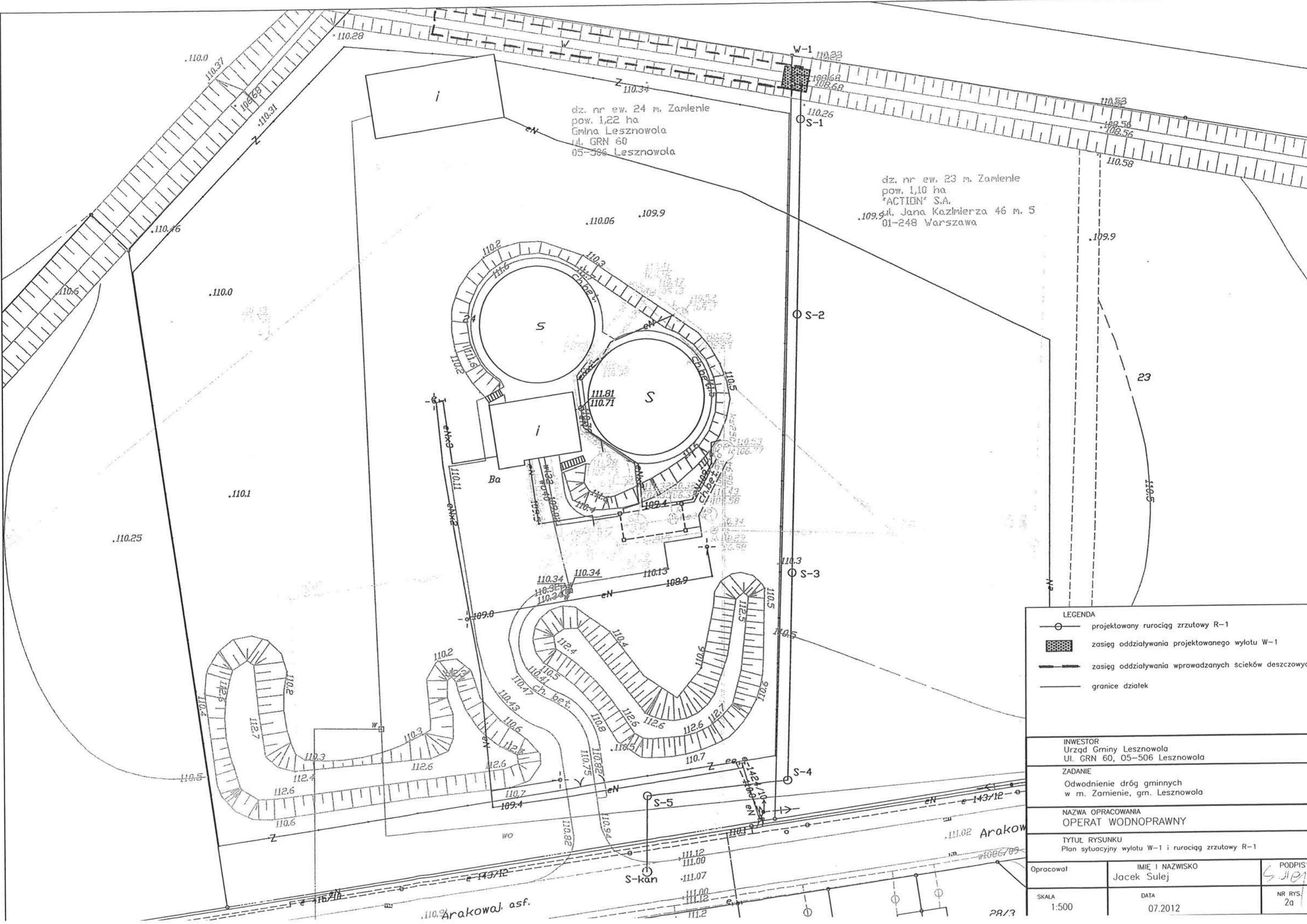


Zamienie

10000



LEGENDA:		
	lokalizacja wylotu	
INWESTOR Urząd Gminy Lesznowola Ul. GRN 60, 05-506 Lesznowola		
ZADANIE Odwodnienie dróg gminnych w m. Zamienie, gm. Lesznowola		
NAZWA OPRACOWANIA OPERAT WODNOPRAWNY		
TYTUŁ RYSUNKU Mapa poglądowa		
Opracował	IMIĘ I NAZWISKO Jacek Sulej	PODPIS <i>J. Sulej</i>
SKALA 1:10 000	DATA 07.2012	NR RYS. 1



dz. nr ew. 24 m. Zamienie
pow. 1,22 ha
Gmina Lesznowola
ul. GRN 60
05-506 Lesznowola

dz. nr ew. 23 m. Zamienie
pow. 1,10 ha
"ACTION" S.A.
ul. Jana Kazimierza 46 m. 5
01-248 Warszawa

LEGENDA

- projektowany rurociąg zrzutowy R-1
- zasięg oddziaływania projektowanego wylotu W-1
- zasięg oddziaływania wprowadzanych ścieków deszczowych
- granice działek

INWESTOR
Urząd Gminy Lesznowola
Ul. GRN 60, 05-506 Lesznowola

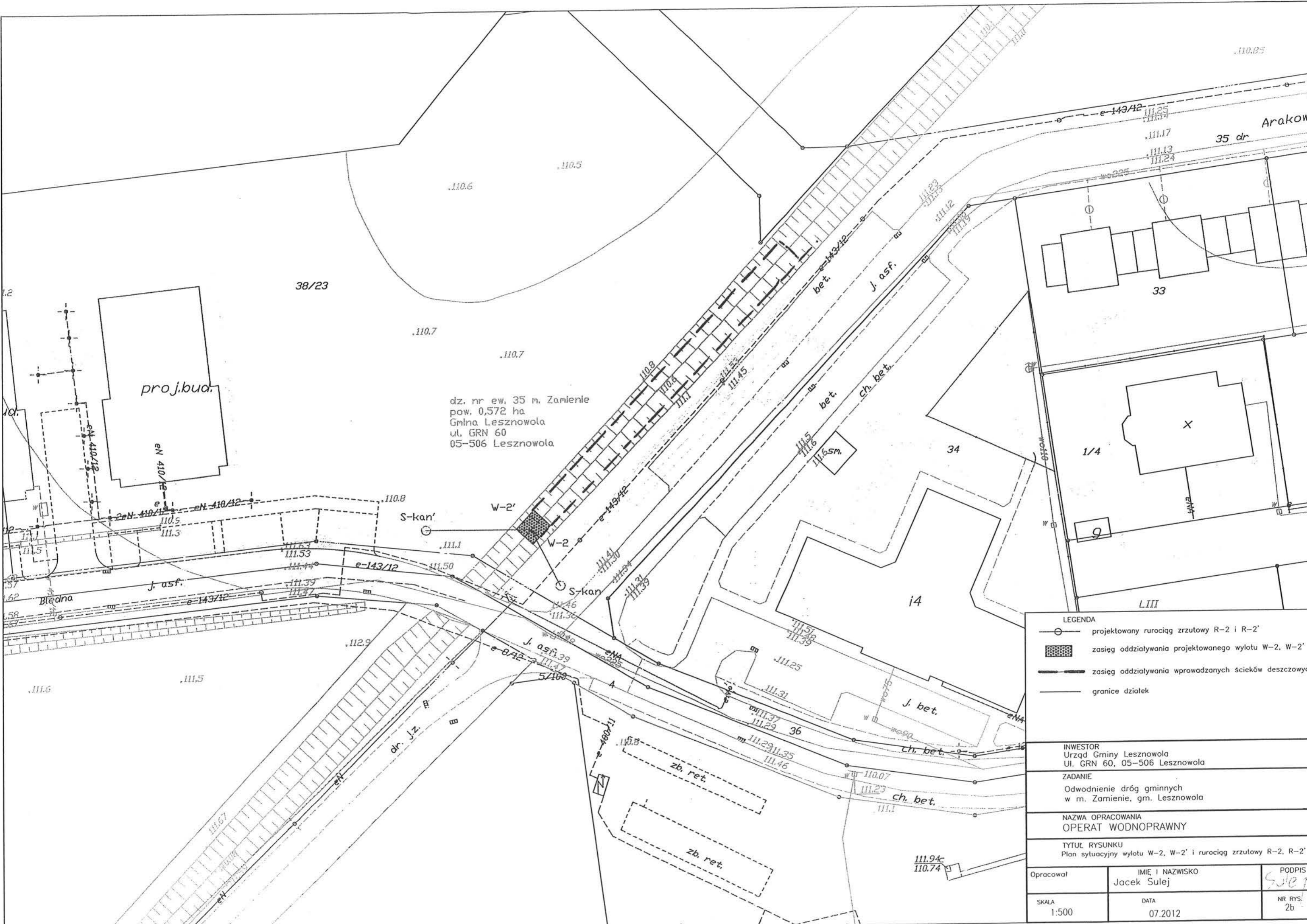
ZADANIE
Odwodnienie dróg gminnych
w m. Zamienie, gm. Lesznowola

NAZWA OPRACOWANIA
OPERAT WODNOPRAWNY

TYTUŁ RYSUNKU
Plan sytuacyjny wylotu W-1 i rurociąg zrzutowy R-1

Opracował	IMIĘ I NAZWISKO Jacek Sulej	PODPIS <i>J. Sulej</i>
-----------	--------------------------------	---------------------------

SKALA 1:500	DATA 07.2012	NR RYS. 2a
----------------	-----------------	---------------



dz. nr ew. 35 m. Zamienie
pow. 0,572 ha
Gmina Lesznowola
ul. GRN 60
05-506 Lesznowola





LEGENDA		
	projektowany rurociąg zrzutowy R-2 i R-2'	
	zasięg oddziaływania projektowanego wylotu W-2, W-2'	
	zasięg oddziaływania wprowadzanych scieków deszczowych	
	granice działek	
INWESTOR Urząd Gminy Lesznowola Ul. GRN 60, 05-506 Lesznowola		
ZADANIE Odwodnienie dróg gminnych w m. Zamienie, gm. Lesznowola		
NAZWA OPRACOWANIA OPERAT WODNOPRAWNY		
TYTUŁ RYSUNKU Plan sytuacyjny wylotu W-2, W-2' i rurociąg zrzutowy R-2, R-2'		
Opracował	IMIĘ I NAZWISKO Jacek Sulej	PODPIS Sulej
SKALA 1:500	DATA 07.2012	NR RYS. 2b



dz. nr ew. 5/71 m. Zamienie
pow. 0,2186 ha
Gmina Lesznowola
ul. GRN 60
05-506 Lesznowola

dz. nr ew. 5/72 m. Zamienie
pow. 0,2075 ha
dz. nr ew. 5/73 m. Zamienie
pow. 0,1907 ha
Karolina Julia Kwiatkowska
ul. Cynamorowa 2 m. 4
02-777 Warszawa

LEGENDA

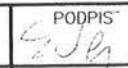
-  projektowany rurociąg zrzutowy R-3
-  zasięg oddziaływania projektowanego wylotu W-3
-  zasięg oddziaływania wprowadzanych scieków deszczowych
-  granice działek

INWESTOR
Urząd Gminy Lesznowola
Ul. GRN 60, 05-506 Lesznowola

ZADANIE
Odwodnienie dróg gminnych
w m. Zamienie, gm. Lesznowola

NAZWA OPRACOWANIA
OPERAT WODNOPRAWNY

TYTUŁ RYSUNKU
Plan sytuacyjny wylotu W-3 i rurociąg zrzutowy R-3

Opracował	IMIĘ I NAZWISKO Jacek Sulej	PODPIS 
SKALA 1:500	DATA 07.2012	NR RYS. 2c



dz. nr ew. 10 m. Zamienie
 pow. 0,5719 ha
 Gmina Lesznowola
 ul. GRN 60
 05-506 Lesznowola

141803_2.0032 Zakłady Zamienne

LEGENDA		
	projektowany rurociąg zrzutowy R-4	
	zasięg oddziaływania projektowanego wylotu W-4	
	zasięg oddziaływania wprowadzanych scieków deszczowych	
	granice działek	
INWESTOR Urząd Gminy Lesznowola Ul. GRN 60, 05-506 Lesznowola		
ZADANIE Odwodnienie dróg gminnych w m. Zamienie, gm. Lesznowola		
NAZWA OPRACOWANIA OPERAT WODNOPRAWNY		
TYTUŁ RYSUNKU Plan sytuacyjny wylotu W-4 i rurociąg zrzutowy R-4		
Opracował	IMIE I NAZWISKO Jacek Sulej	PODPIS <i>Sulej</i>
SKALA 1:500	DATA 07.2012	NR RYS. 2d

proj. wylot kan. ϕ 200 mm
 km 0+075 rowu nr 12A
 rz. d. 108,86

Ist. wylot ϕ 250 mm
 km 0+115 rowu nr 12A
 rz. d. 108,73

PP 105,00 m.n.p.m.								
Rzędne terenu	110,15	110,20	110,10	110,10	110,10	110,05	110,05	
Rzędna dna rowu	108,32	108,38	108,43	108,47	108,51	108,54	108,56	
Głębokości istniejące	1,83	1,82	1,67	1,63	1,59	1,49	1,47	
Rz. dna projektowane								
Spadek proj / Długość								
Odległości	30,0	20,0	20,0	20,0	20,0	10,0		
Kilometraż	0+005	0+035	0+055	0+075	0+095	0+115	0+125	

INWESTOR Urząd Gminy Lesznowola Ul. GRN 60, 05-506 Lesznowola		
ZADANIE Odwodnienie dróg gminnych w m. Zamienie, gm. Lesznowola		
NAZWA OPRACOWANIA OPERAT WODNOPRAWNY		
TYTUŁ RYSUNKU Profil rowu nr 12a w km 0+005 - 0+125		
Opracował	IMIĘ I NAZWISKO Jacek Sulej	PODPIS 
SKALA 1:100/500	DATA 07.2012	NR. RYS. 3a

PP 105,00 m.n.p.m.													
Rzędne terenu		110,95		111,15		111,30		111,40		111,45		111,45	111,50
Rzędna dna rowu		109,14		109,49		109,59		109,67		109,71		109,80	109,85
Głębokości istniejące		1,81		1,66		1,71		1,73		1,74		1,65	1,65
Rz. dna projektowane													
Spadek proj / Długość													
Odległości		20,0	30,0	30,0	20,0	10,0	15,0	10,0					
Kilometrarz		3+475	3+495	3+525	3+555	3+575	3+585	3+600	3+610				

proj. wylot kan. ϕ 200 mm
 km 3+575 rowu nr 12
 rz. d. 109,97

Ist. przepust ϕ 800 mm
 L = 15,0 m, I = 0,8 ‰
 rz.wyl. 109,68, rz.wł. 109,80
 ul. Biedna (rz.dz. 112,11)

INWESTOR Urząd Gminy Lesznowola Ul. GRN 60, 05-506 Lesznowola		
ZADANIE Odwodnienie dróg gminnych w m. Zamienie, gm. Lesznowola		
NAZWA OPRACOWANIA OPERAT WODNOPRAWNY		
TYTUŁ RYSUNKU Profil rowu nr 12 w km 3+475 - 3+610		
Opracował	IMIE I NAZWISKO Jacek Sulej	PODPIS <i>Sulej</i>
SKALA 1:100/500	DATA 07.2012	NR RYS. 3b

proj. wylot kan. ϕ 200 mm
 km 3+895 rowu nr 12
 rz. d. 111.20
 Ist. przepust ϕ 800 mm
 L = 5,0 m, i=1,00 ‰
 rz.wyl. 110,60, rz.wł. 110,65
 rz.drogi 112,80

PP 108,00 m.n.p.m.								
Rzędne terenu								
Rzędna dna rowu	110,55	110,68	110,76	110,83	111,02	111,03	111,05	112,70
Głębokości istniejące	1,65	1,67	1,64	1,72	1,68	1,67	1,65	
Rz. dna projektowane								
Spadek proj / Długość								
Odległości	20,0	20,0	20,0	21,0	5,0	20,0		
Kilometrarz	3+815	3+835	3+855	3+875	3+896	3+901		3+921

INWESTOR Urząd Gminy Lesznowola Ul. GRN 60, 05-506 Lesznowola		
ZADANIE Odwodnienie dróg gminnych w m. Zamienie, gm. Lesznowola		
NAZWA OPRACOWANIA OPERAT WODNOPRAWNY		
TYTUŁ RYSUNKU Profil rowu nr 12 w km 3+815 - 3+921		
Opracował	IMIĘ I NAZWISKO Jacek Sulej	PODPIS <i>J. Sulej</i>
SKALA 1:100/500	DATA 07.2012	NR. RYS. 3c

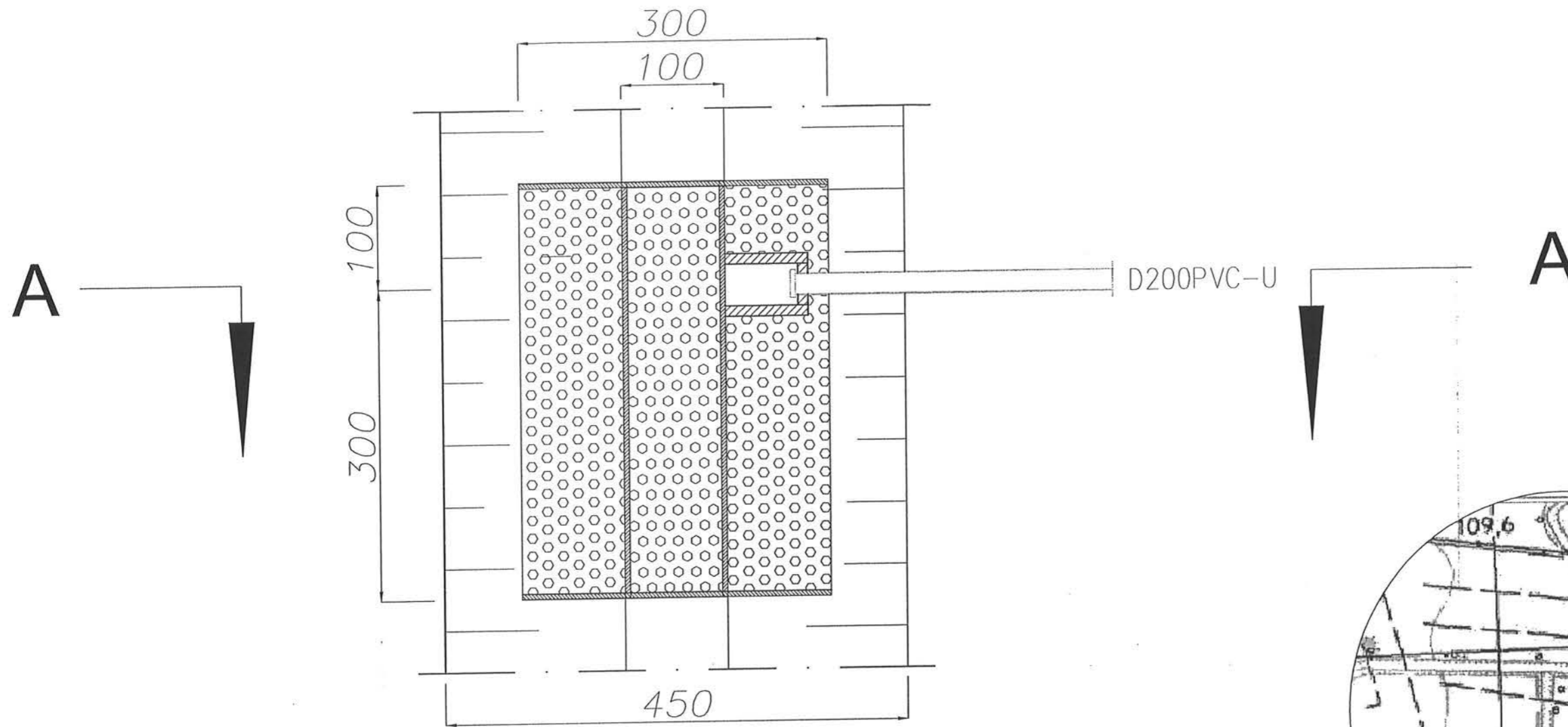
Istn. wylot dren. ϕ 75 mm
 km 4+227 rowu nr 12
 rz. d. 112.77

proj. wylot kan. ϕ 200 mm
 km 4+227 rowu nr 12
 rz. d. 113.10

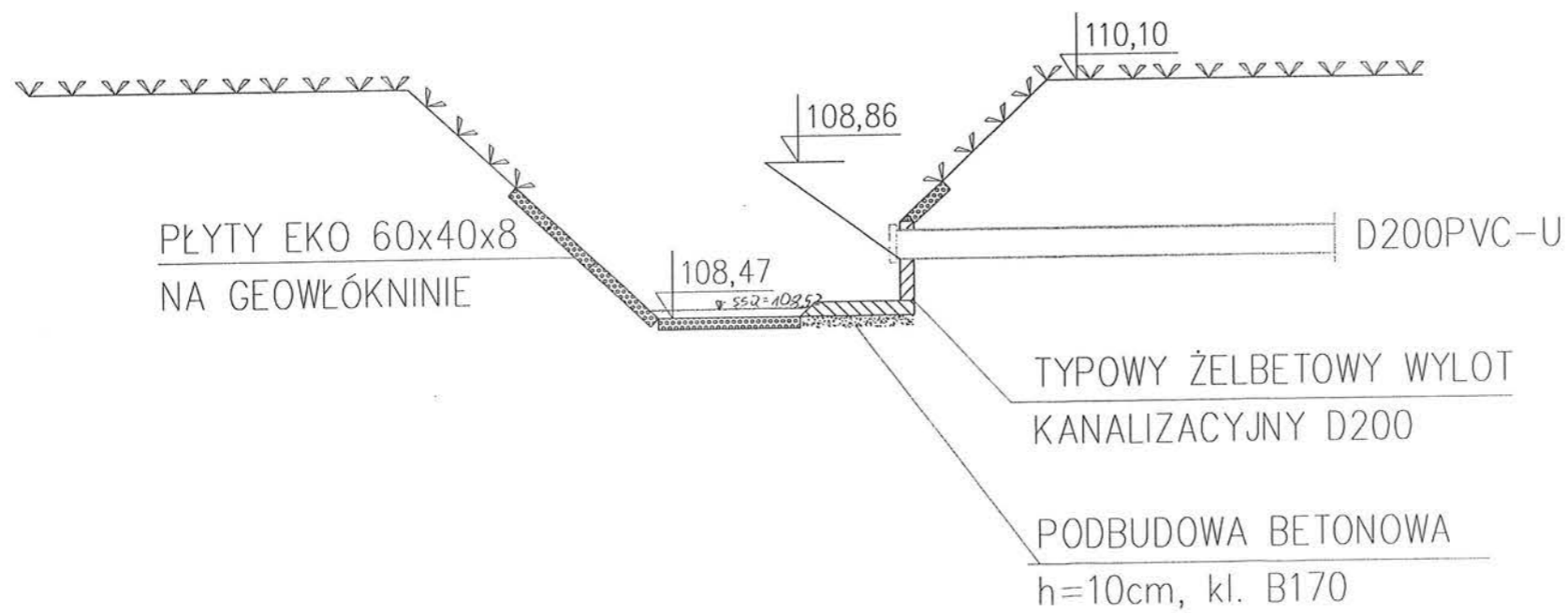
Ist. przepust ϕ 600 mm
 L = 6,0 m, I=0,83 %
 rz.wyl. 112.85, rz.wł. 112.90

PP 108,00 m.n.p.m.											
Rzędne terenu	114,17	114,34	114,38	114,33	114,37	114,34	114,35	114,40	114,40	114,42	
Rzędna dna rowu	112,54	112,57	112,65	112,74	112,77	112,82	112,85	112,89	112,95	112,99	
Głębokości istniejące	1,63	1,77	1,73	1,59	1,60	1,52	1,50	1,51	1,45	1,43	
Rz. dna projektowane											
Spadek proj / Długość											
Odległości	15,0	20,0	20,0	20,0	20,0	15,0	10,0	6,0	10,0		
Kilometrarz	4+107	4+122	4+142	4+162	4+192	4+212	4+227	4+237	4+243	4+253	

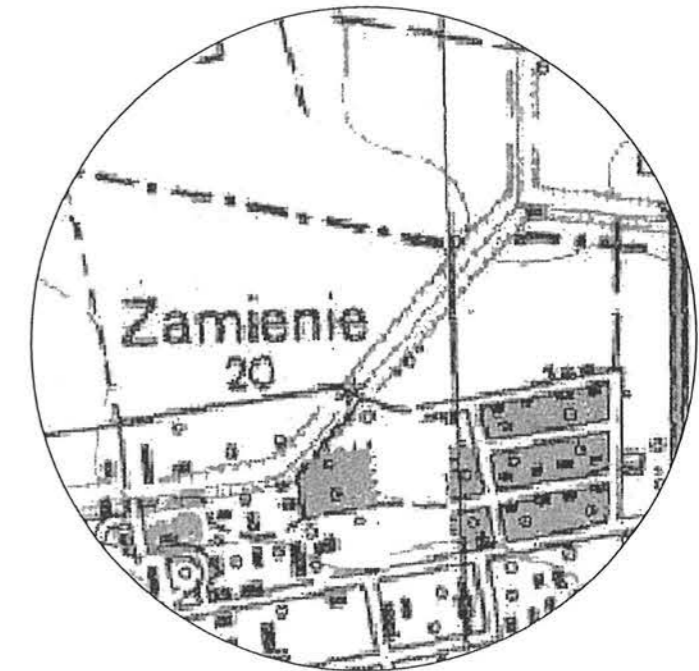
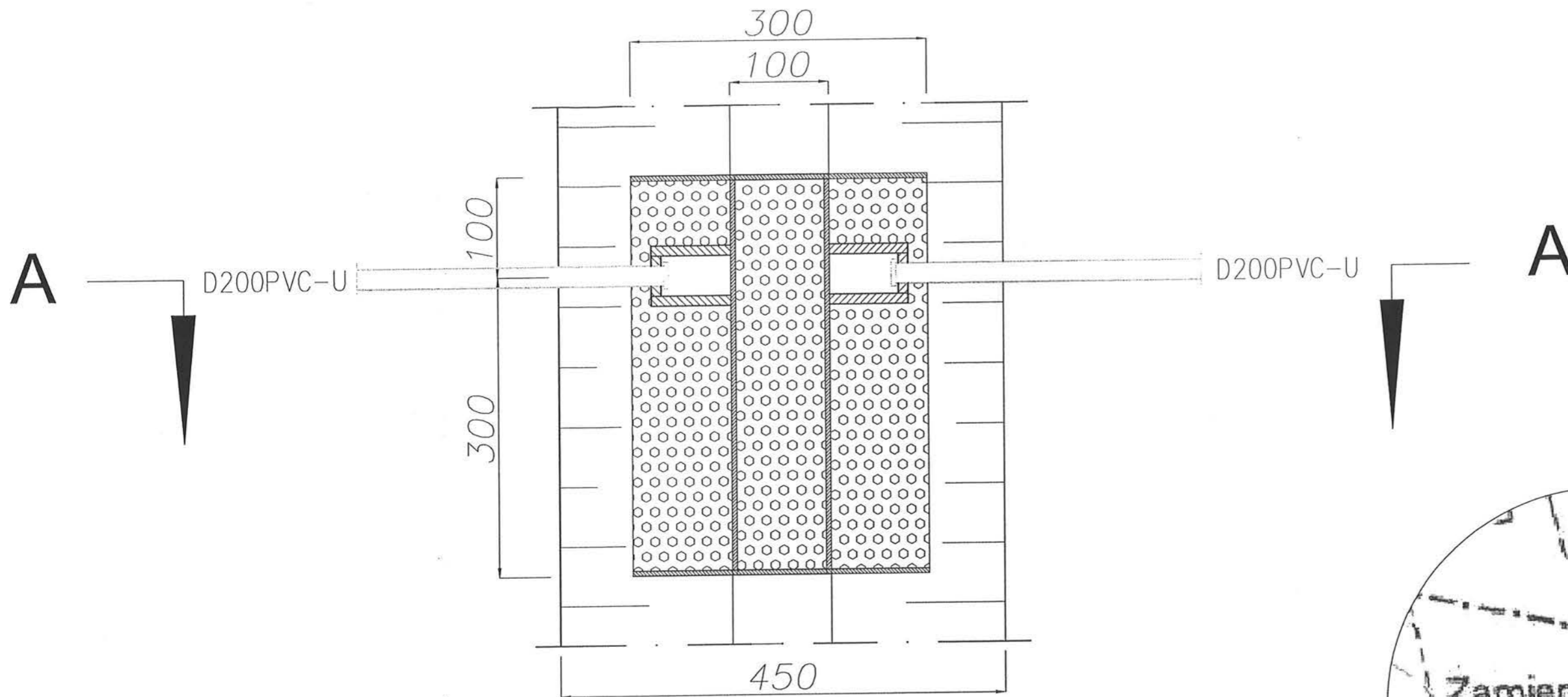
INWESTOR Urząd Gminy Lesznowola Ul. GRN 60, 05-506 Lesznowola		
ZADANIE Odwodnienie dróg gminnych w m. Zamienie, gm. Lesznowola		
NAZWA OPRACOWANIA OPERAT WODNOPRAWNY		
TYTUŁ RYSUNKU Profil rowu nr 12 w km 4+107 - 4+253		
Opracował	IMIĘ I NAZWISKO Jacek Sulej	PODPIS
SKALA 1:100/500	DATA 07.2012	NR RYS. 3d



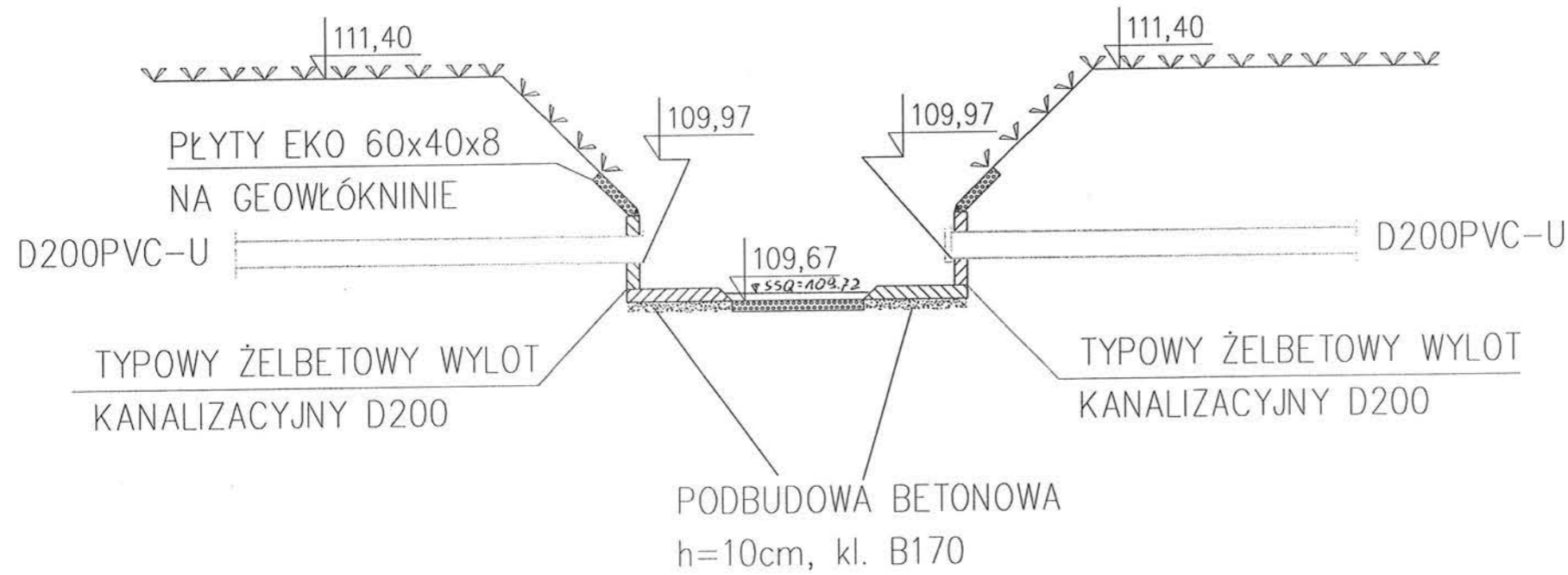
A-A



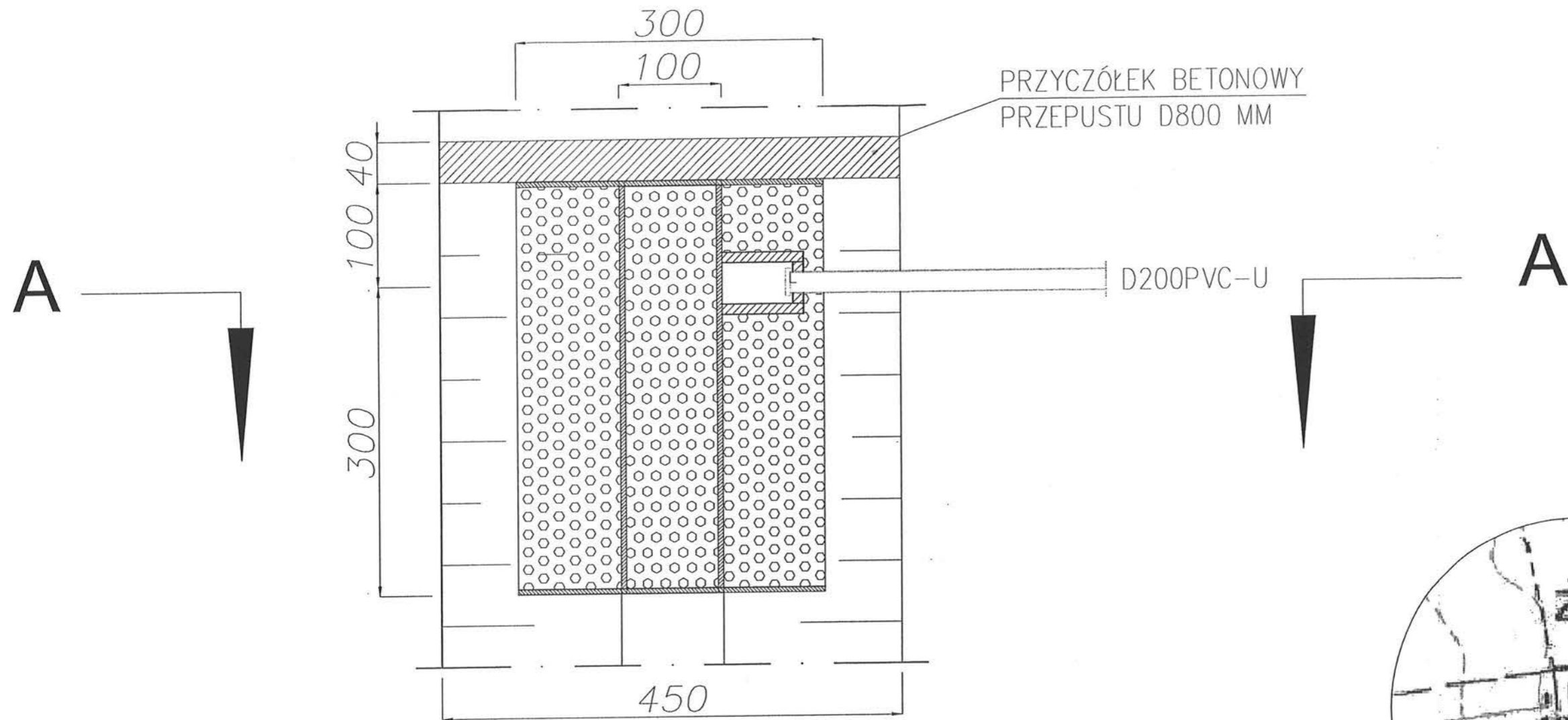
INWESTOR Urząd Gminy Lesznowola Ul. GRN 60, 05-506 Lesznowola		
ZADANIE Odwodnienie dróg gminnych w m. Zamienie, gm. Lesznowola		
NAZWA OPRACOWANIA OPERAT WODNOPRAWNY		
TYTUŁ RYSUNKU Wylot nr W-1 w km 0+075 rowu nr 12A		
Opracował	IMIĘ I NAZWISKO Jacek Sulej	PODPIS <i>Sulej</i>
SKALA 1:50	DATA 07.2012	NR RYS. 4a



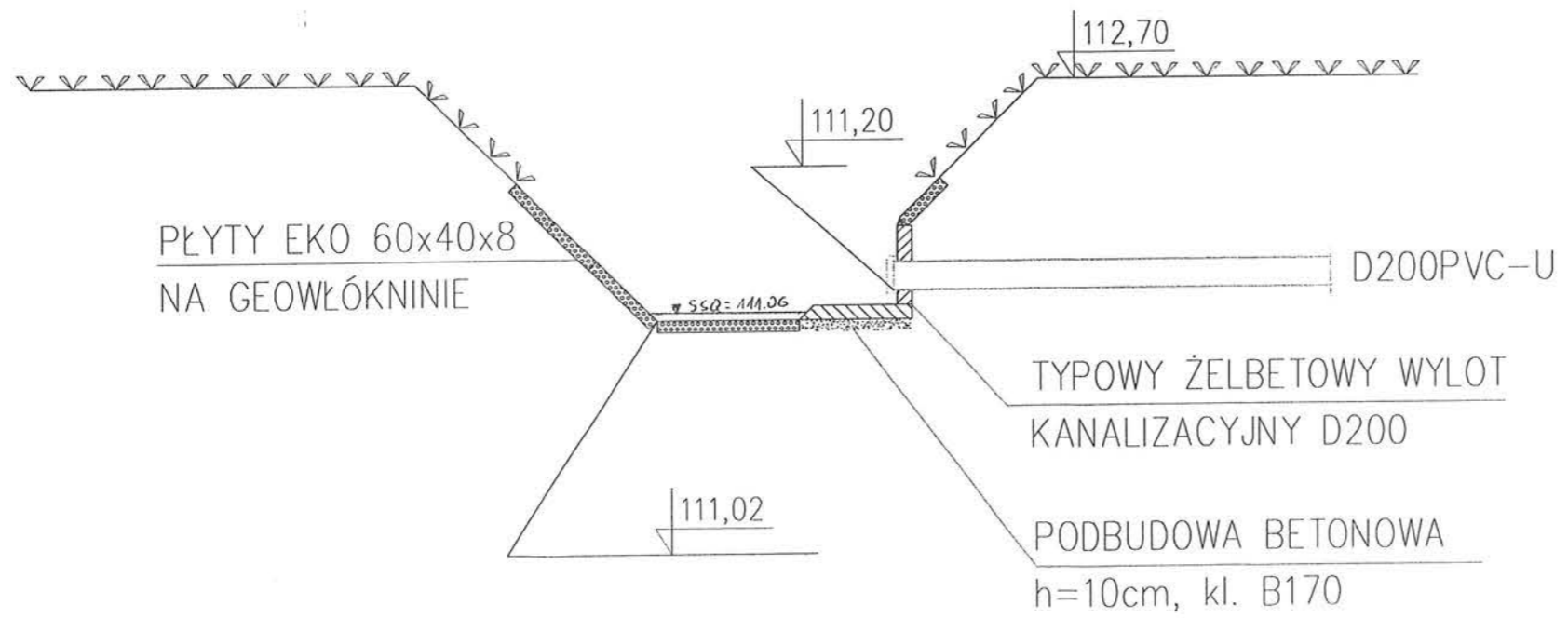
A-A



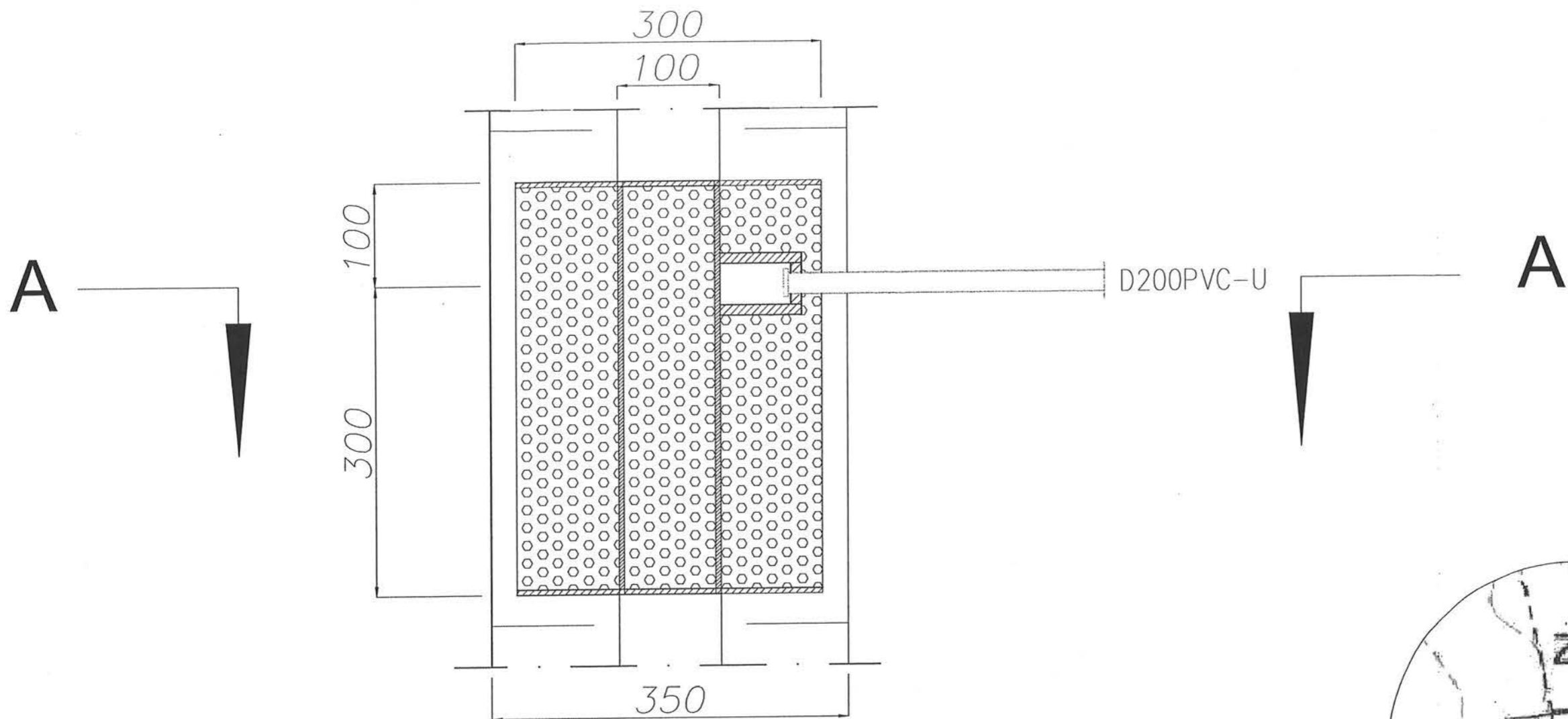
INWESTOR Urząd Gminy Lesznowola Ul. GRN 60, 05-506 Lesznowola		
ZADANIE Odwodnienie dróg gminnych w m. Zamienie, gm. Lesznowola		
NAZWA OPRACOWANIA OPERAT WODNOPRAWNY		
TYTUŁ RYSUNKU Wylot nr W-2, W-2' w km 3+575 rowu nr 12		
Opracował	IMIĘ I NAZWISKO Jacek Sulej	PODPIS <i>Jacek Sulej</i>
SKALA 1:50	DATA 07.2012	NR RYS. 4b



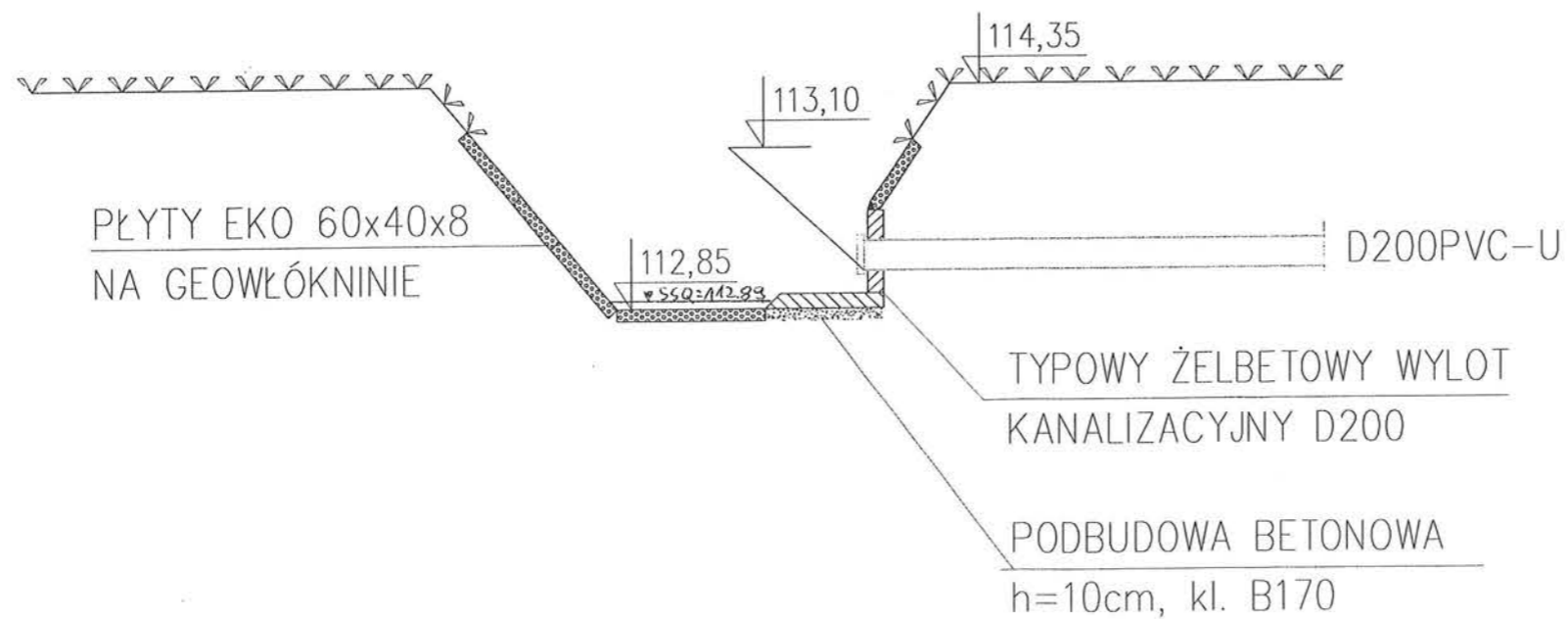
A-A



INWESTOR Urząd Gminy Lesznowola Ul. GRN 60, 05-506 Lesznowola		
ZADANIE Odwodnienie dróg gminnych w m. Zamienie, gm. Lesznowola		
NAZWA OPRACOWANIA OPERAT WODNOPRAWNY		
TYTUŁ RYSUNKU Wylot nr W-3 w km 3+895 rowu nr 12		
Opracował	IMIE I NAZWISKO Jacek Sulej	PODPIS <i>Jacek Sulej</i>
SKALA 1:50	DATA 07.2012	NR RYS. 4c

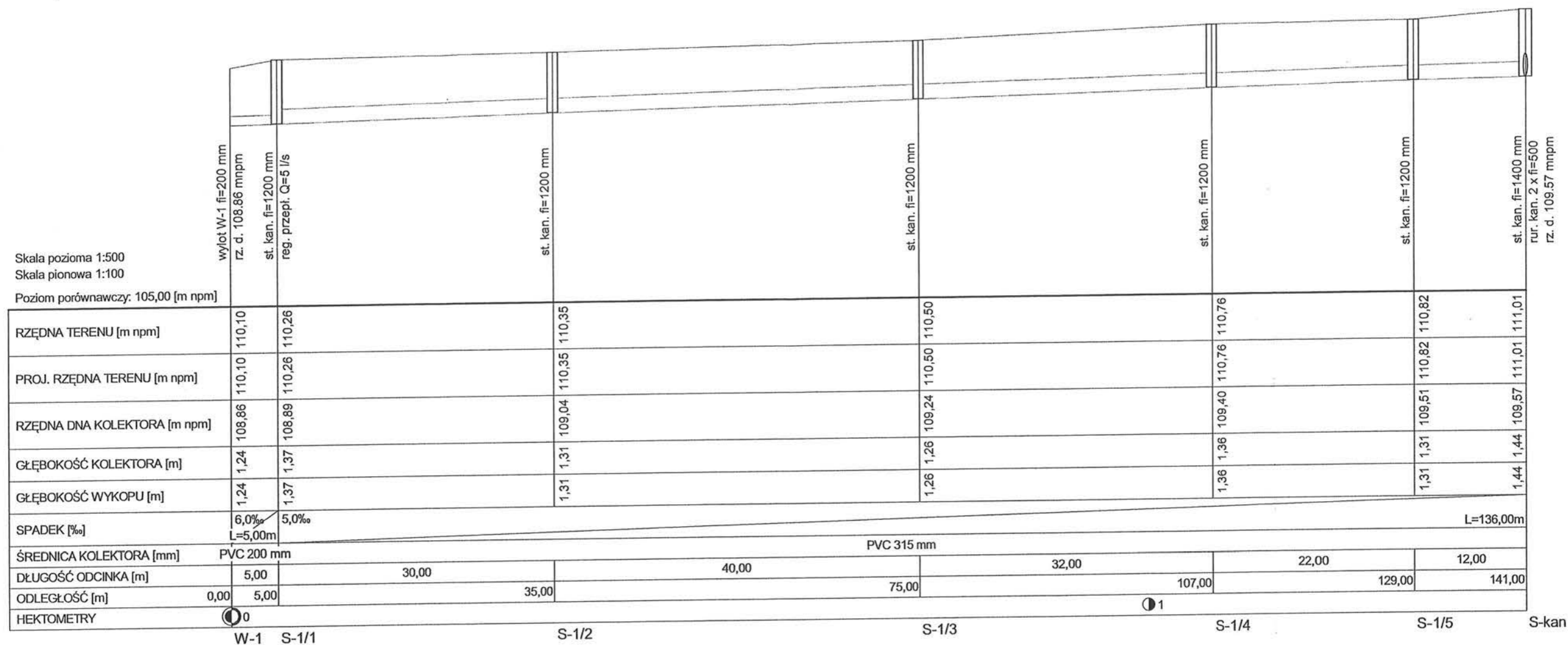


A-A



INWESTOR Urząd Gminy Lesznowola Ul. GRN 60, 05-506 Lesznowola		
ZADANIE Odwodnienie dróg gminnych w m. Zamienie, gm. Lesznowola		
NAZWA OPRACOWANIA OPERAT WODNOPRAWNY		
TYTUŁ RYSUNKU Wylot nr W-4 w km 4+227 rowu nr 12		
Opracował	IMIĘ I NAZWISKO Jacek Sulej	PODPIS <i>Sulej</i>
SKALA 1:50	DATA 07.2012	NR RYS. 4d

Skala pozioma 1:500
Skala pionowa 1:100
Poziom porównawczy: 105,00 [m npm]



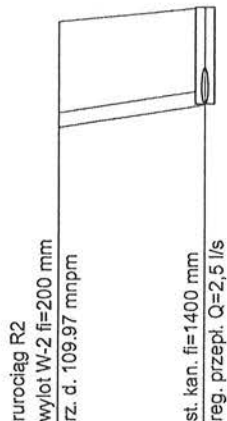
INWESTOR Urząd Gminy Lesznowola Ul. GRN 60, 05-506 Lesznowola		
ZADANIE Odwodnienie dróg gminnych w m. Zamienie, gm. Lesznowola		
NAZWA OPRACOWANIA OPERAT WODNOPRAWNY		
TYTUŁ RYSUNKU Profil rurociągu zrzutowego R-1		
Opracował	IMIĘ I NAZWISKO Jacek Sulej	PODPIS <i>Sulej</i>
SKALA 1:100/500	DATA 07.2012	NR RYS. 5a

Skala pozioma 1:500
Skala pionowa 1:100

Poziom porównawczy: 105,00 [m npm]

RZĘDNA TERENU [m npm]		111,40	111,60
PROJ. RZĘDNA TERENU [m npm]		111,40	111,60
RZĘDNA DNA KOLEKTORA [m npm]		109,97	110,28
GŁĘBOKOŚĆ KOLEKTORA [m]		1,43	1,32
GŁĘBOKOŚĆ WYKOPU [m]		1,43	1,32
SPADEK [‰]	31,0‰	L=10,00m	
ŚREDNICA KOLEKTORA [mm]	PVC 200 mm		
DŁUGOŚĆ ODCINKA [m]	10,00		
ODLEGŁOŚĆ [m]	0,00	10,00	
HEKTOMETRY	0	0	

W-2 S-kan

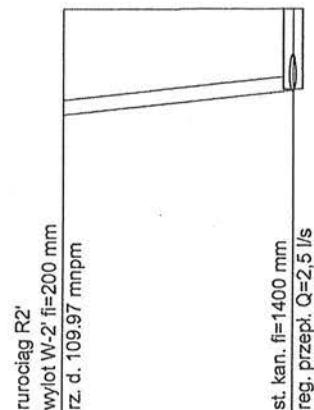


Skala pozioma 1:500
Skala pionowa 1:100

Poziom porównawczy: 105,00 [m npm]

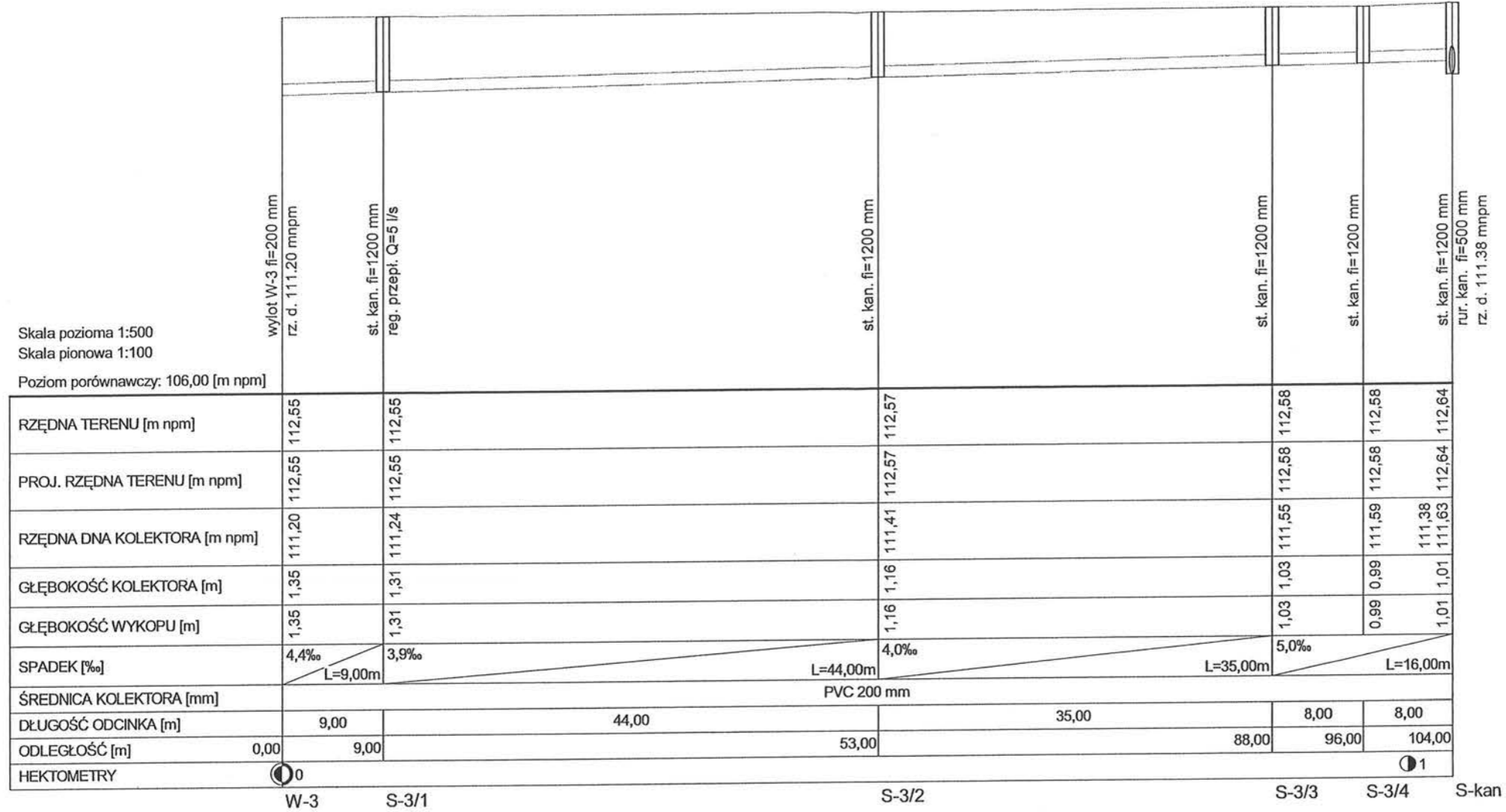
RZĘDNA TERENU [m npm]		111,40	111,42
PROJ. RZĘDNA TERENU [m npm]		111,40	111,42
RZĘDNA DNA KOLEKTORA [m npm]		109,97	110,32
GŁĘBOKOŚĆ KOLEKTORA [m]		1,43	1,10
GŁĘBOKOŚĆ WYKOPU [m]		1,43	1,10
SPADEK [‰]	21,9‰	L=16,00m	
ŚREDNICA KOLEKTORA [mm]	PVC 200 mm		
DŁUGOŚĆ ODCINKA [m]	16,00		
ODLEGŁOŚĆ [m]	0,00	16,00	
HEKTOMETRY	0	0	

W-2' S-kan'



INWESTOR Urząd Gminy Lesznowola Ul. GRN 60, 05-506 Lesznowola		
ZADANIE Odwodnienie dróg gminnych w m. Zamienie, gm. Lesznowola		
NAZWA OPRACOWANIA OPERAT WODNOPRAWNY		
TYTUŁ RYSUNKU Profil rurociągu zrzutowego R-2, R-2'		
Opracował	IMIĘ I NAZWISKO Jacek Sulej	PODPIS <i>Jacek Sulej</i>
SKALA 1:100/500	DATA 07.2012	NR RYS. 5b

Skala pozioma 1:500
 Skala pionowa 1:100
 Poziom porównawczy: 106,00 [m npm]



INWESTOR Urząd Gminy Lesznowola Ul. GRN 60, 05-506 Lesznowola		
ZADANIE Odwodnienie dróg gminnych w m. Zamienie, gm. Lesznowola		
NAZWA OPRACOWANIA OPERAT WODNOPRAWNY		
TYTUŁ RYSUNKU Profil rurociągu zrzutowego R-3		
Opracował	IMIĘ I NAZWISKO Jacek Sulej	PODPIS <i>Jacek Sulej</i>
SKALA 1:100/500	DATA 07.2012	NR RYS. 5c

Skala pozioma 1:500
Skala pionowa 1:100

Poziom porównawczy: 108,00 [m npm]



W-4

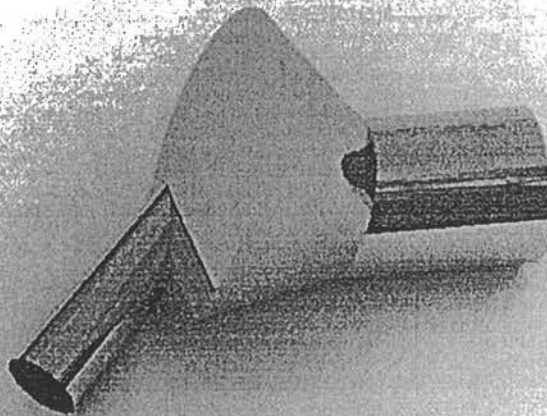
S-4/1

INWESTOR Urząd Gminy Lesznowola Ul. GRN 60, 05-506 Lesznowola		
ZADANIE Odwodnienie dróg gminnych w m. Zamienie, gm. Lesznowola		
NAZWA OPRACOWANIA OPERAT WODNOPRAWNY		
TYTUŁ RYSUNKU Profil rurociągu zrzutowego R-4		
Opracował	IMIE I NAZWISKO Jacek Sulej	PODPIS <i>Sulej</i>
SKALA 1:100/500	DATA 07.2012	NR RYS. 5d

1 - REGULATORY PRZEPEŁYWU ATOL-RG

- 1.1. ATOL-RG-SPIN
- 1.2. ATOL-RG-C
- 1.3. ATOL-RG-C-PLUS

stożkowy regulator hydrodynamiczny
 cylindryczny regulator przepływu
 cylindryczny regulator przepływu z przelewem pierścieniowym



ATOL REGULAT

INWESTOR Urząd Gminy Lesznowola Ul. GRN 60, 05-506 Lesznowola		
ZADANIE Odwodnienie dróg gminnych w m. Zamienie, gm. Lesznowola		
NAZWA OPRACOWANIA OPERAT WODNOPRAWNY		
TYTUŁ RYSUNKU Schemat działania regulatora przepływu		
Opracował	IMIĘ I NAZWISKO Jacek Sulej	PODPIS <i>Sulej</i>
SKALA	DATA 07.2012	NR RYS. 6

1 - REGULATORY PRZEPŁYWU

Regulatory przepływu stosuje się do ograniczenia wartości natężenia odpływu do kolektorów kanalizacyjnych lub rowów i cieków wodnych, podczas występowania zjawiska deszczu nawalnego. Efektem ograniczania wartości natężenia odpływu jest wzrost poziomu zwierciadła ścieków przed regulatorem, stąd regulatory typu ATOL-RG są rekomendowane do współpracy ze zbiornikiem retencyjnym otwartym lub zamkniętym. Regulatory ATOL-RG mogą być montowane na kolektorach i kanałach w studniach lub komorach, jak również bezpośrednio przy odpływach ze zbiorników retencyjnych. Można je również stosować w układach sieci bez zbiorników retencyjnych ale z odpowiednio zabudowanym obejściem hydraulicznym.

❖ Zasada działania

Działanie regulatorów ATOL-RG oparto na schemacie obliczeniowym „wypływ z małego otworu niezatopionego” opisanego zależnością:

$$Q = \mu * F * \sqrt{2 * g * H}, \text{ gdzie:}$$

Q - natężenie przepływu [m³/s]

μ - współczynnik wydatku [-]

F - powierzchnia przekroju otworu regulatora [m²]

g - przyspieszenie ziemskie [m/s²]

H - wysokość spiętrzenia wody przed regulatorem [m].

W regulatorach ATOL-RG uwzględnia się dodatkowo miejscowe opory hydrauliczne wynikające z konstrukcji urządzenia. Współczynnik wydatku oraz współczynnik oporów miejscowych zostały ustalone doświadczalnie na stanowisku badawczym. Każdy regulator jest projektowany indywidualnie do zadanych warunków pracy. W zamówieniu należy określić następujące dane wyjściowe:

Q_{RG}	[dm ³ /s]	- nominalną wartość natężenia odpływu z regulatora,
h_{max}	[m]	- wartość maksymalnej wysokości spiętrzenia wody przed regulatorem,
DN	[mm]	- średnicę odpływu ze zbiornika retencyjnego lub kanału odpływowego ze studni (komory),
i	[%]	- spadek kanału odpływowego.

❖ Rodzinę regulatorów przepływu typu ATOL-RG tworzą następujące wersje urządzeń:

ATOL-RG-SPIN	- stożkowy regulator hydrodynamiczny.
ATOL-RG-C	- regulator cylindryczny.
ATOL-RG-PLUS	- regulator cylindryczny z przelewem pierścieniowym.

Rekomendowane obszary zastosowań poszczególnych wersji regulatorów przedstawia poniższa tabela:

typ regulatora	rekomendowane zakresy wydajności [dm ³ /s]	wysokość spiętrzenia przed regulatorem [m]	obszary zastosowania
ATOL-RG-SPIN	2,0 - 3000	0,2 - 5,0	kanalizacja ogólnospławna, ścieki deszczowe nieoczyszczone, ścieki deszczowe oczyszczone, wody opadowe, wody powierzchniowe
ATOL-RG-C	10,0 - 3000	0,2 - 5,0	wody opadowe, wody powierzchniowe, ścieki deszczowe oczyszczone,
ATOL-RG-PLUS	50 - 3000	0,5 - 2,0	wody opadowe, wody powierzchniowe, ścieki deszczowe oczyszczone

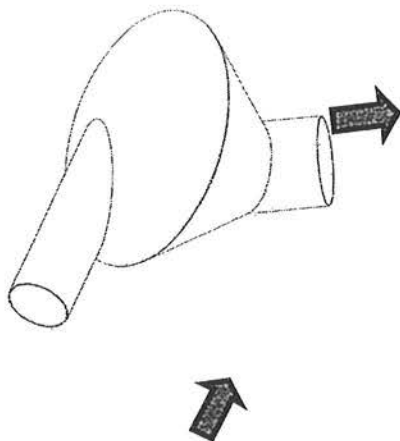
Istnieje możliwość wykonania regulatora przepływu o innych parametrach niż podano w tabeli.



REGULATORY PRZEPŁYWU

1.1. Stożkowy regulator hydrodynamiczny typu ATOL-RG-SPIN

❖ Budowa i zasada działania

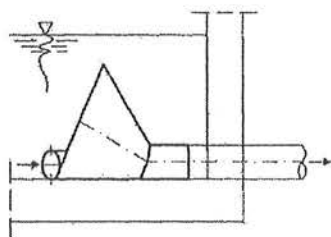


Regulator przepływu ATOL-RG-SPIN posiada kształt stożka ściętego, z otworem dopływowym umieszczonym w większej podstawie oraz odpływem wyprowadzonym z mniejszej podstawy stożka. Wymiary regulatora (średnica podstawy, wysokość stożka, średnica dopływu i odpływu) zależą od wartości przepływu i wysokości spiętrzenia ścieków przed otworem dopływowym.

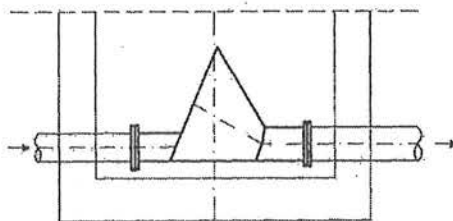
Działanie regulatora polega na tym, że ciecz dopływa do urządzenia przez króciec dopływowy umieszczony pod odpowiednim kątem do podstawy stożka, dzięki czemu nadawany jest jej ruch wirowy. W ruchu tym prędkość obwodowa zwiększa się wraz ze zbliżaniem się strugi cieczy do osi stożka, a dzięki sile odśrodkowej w komorze wirowej wytwarza się rdzeń powietrzny, który zmniejsza efektywne pole otworu odpływowego, skutecznie dławiąc przepływ. Regulator ATOL-RG-SPIN może być zastosowany do nieoczyszczonych ścieków deszczowych i ogólnospławnych, a w przypadku montażu „na sucho” także do ścieków sanitarnych oraz rurociągów osadowych na terenie oczyszczalni ścieków. Regulatory ATOL-RG-SPIN są wykonywane ze stali kwasoodpornej. Grubość ścianki konstrukcji jest uzależniona od wymiarów i wysokości spiętrzenia ścieków przed regulatorem.

❖ Sposoby montażu regulatora przepływu

Rys.1



Rys.2



Regulatory ATOL- RG SPIN można montować dwoma sposobami:

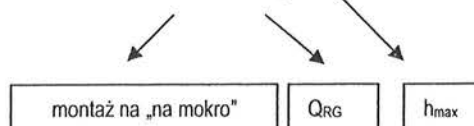
- montaż „na mokro” - symbol katalogowy [M] (rys. 1),

- montaż „na sucho” - symbol katalogowy [S] (rys. 2).

Montaż „na mokro” stosuje się bezpośrednio w zbiorniku retencyjnym, rowie, kanale lub cieku oraz w studniach i komorach, natomiast montaż „na sucho” stosuje się wyłącznie w szczelnych studniach lub komorach.

❖ Symbole katalogowe regulatorów przepływu:

ATOL- RG-SPIN-M-22-1,6



Przykład oznaczenia symbolu katalogowego: nominalna wydajność regulatora: Q_{RG} [dm³/s] – wg tabeli poniżej, wysokość spiętrzenia wody przed regulatorem h_{max} [m] - wg zamówienia.



REGULATORY PRZEPŁYWU

ATOL-RG-SPIN stożkowy regulator hydrodynamiczny