

Realizacja na działkach - branża drogowa:

Miasto Ostrów Wielkopolski

OBRĘB 0010 - 3/94, 3/95, 3/62, 3/46, 3/61, 3/131, 3/8, 3/5, 14

OBRĘB 0011 - 1, 32/1, 35/7, 35/4, 26, 17, 18

OBRĘB 0012 - 72/5, 67/8

ZAWARTOŚĆ DOKUMENTACJI			
		strona	nr rys.
OPIS TECHNICZNY			
1.0.	Cel i zakres opracowania	4	
2.0.	Podstawy opracowania	4	
3.0.	Lokalizacja	4	
4.0.	Materiały wyjściowe	4	
4.1.	Podkłady geodezyjne	5	
4.2.	Warunki gruntowo-wodne	5	
4.3.	Stan istniejący i uzbrojenie terenu	5	
5.0.	Opis projektowanego odwodnienia ulic	5	
5.1.	Obliczenie spływów	5	
5.2.	Opis sieci kanalizacji deszczowej	10	
5.3.	Przepust na rowie bez nazwy pod ul. Mazurską	11	
6.0.	Roboty ziemne	11	
7.0.	Ogólne wskazówki dotyczące realizacji robót	12	
RYSUNKI			
1.	Plan orientacyjny		1
2.	Plan sytuacyjny w skali 1:500		2
3.	Profile podłużne kolektorów deszczowych		3.1 – 3.2
4.	Podłączenia wpustów deszczowych		4
5.	Rysunek przepustu Ø 0,60 m		5
ZAŁĄCZNIKI			
-	Prefabrykowana studnia kanalizacyjna		1
-	Wpust ściekowy krawężnikowy		2
-	Szczegół układania kolektorów		3

OPIS TECHNICZNY
do projektu budowlanego odwodnienia
drogi gminnej łączącej ul. Mazurską z Limanowskiego w Ostrowie Wlkp.

1.0. CEL I ZAKRES OPRACOWANIA

Celem niniejszego opracowania jest rozwiązanie odprowadzenia wód opadowych z drogi gminnej łączącej ul. Mazurską z Limanowskiego w Ostrowie Wielkopolskim.

W zakres opracowania wchodzi:

- sieć kanalizacji deszczowej wraz z przykanalikami.

2.0. PODSTAWY OPRACOWANIA

Uzgodnienie projektu

Mapa zasadnicza w skali 1:500 dla celów projektowych, obręb

Wizja lokalna i uzgodnienia z inwestorem.

3.0. LOKALIZACJA

Teren objęty niniejszą inwestycją znajduje się w miejscowości Ostrów Wlkp, i obejmuje ulicę Torową oraz grunty przyległe. Szczegółową lokalizację projektowanego obiektu pokazano na mapie sytuacyjno-wysokościowej w skali 1:500 (zał. nr 02).

4.0. MATERIAŁY WYJŚCIOWE

4.1. Podkłady geodezyjne

Mapa została zaktualizowana w Powiatowym Ośrodku Dokumentacji Geodezyjno i Kartograficznej w Ostrowie Wlkp. przez firmę Usługi geodezyjne „TDgeo” - uprawniony geodeta Dariusz Szumigala – potwierdzona przez Starostę Ostrowskiego. Pomiar wykonany jest w układzie 2000/6, w poziomie odniesienia Amsterdam.

4.2. Warunki gruntowo-wodne

Omawiany teren znajduje się w obrębie Wysoczyzny Kaliskiej - jednostki fizjograficznej rzędu subregionu wg J. Kondrackiego (Narodowy Atlas Polski).

Stanowi ona przedłużenie Wysoczyzny Leszczyńskiej ku wschodowi, różniąc się od niej większym wzniesieniem nad poziom morza (do 190 m. w okolicy Kalisza). Rozprzestrzeniający się między pradoliną barycko-głogowską, a marginalną strefą stadiału leszczyńskiego pas, swoim ukształtowaniem obejmuje morfologiczne elementy, zawdzięczające powstanie na skutek działalności lądolodu i wód zarówno w okresie stadiału warciańskiego jak i leszczyńskiego. Na rzeźbę starszego zlodowacenia (środkowopolskiego), na którą składają się równiny denno-morenowe, drobne pasemka recesyjnych moren czołowych oraz rynnowe rozcięcia, wkraczają sandry marginalnej strefy stadiału leszczyńskiego zlodowacenia północnopolskiego, których wody nie tylko akumulują ale również rozcinają. Rozcięcia erozyjne dokonane przez wody roztopowe stadiału leszczyńskiego ożywiają monotonie tych równin, które stanowią typowy przykład denudacyjnych równin denno-morenowych. Denudacja peryglacialna miejscami tak zniszczyła pokrywę morenową, że odsłaniają się spod niej ility plioceniczne (np. pod Krotoszyńcem). Zachowały się jednak ostańce moren czołowych i kemów zlodowacenia warciańskiego na południe od Krotoszyńca w postaci glaciektonicznych Wzgórz Cieszkowskich. Ten mało urozmaicony teren równiny morenowej morfologicznie zaliczony jest do wysoczyzny morenowej

W podłożu stwierdzono występowanie:

- nasypów niebudowlanych, gleby,
- osadów akumulacji bagiennej - rzecznej (wykształconych w postaci piasków drobnych próchnicznych i torfów),
- osadów akumulacji rzecznej,
- osadów wodnolodowcowych zlodowacenia środkowopolskiego,
- osadów bezpośredniej akumulacji lądolodu zlodowacenia środkowopolskiego, z przewarstwieniami piaszczystymi.

W przeprowadzonych wiercenia w obrębie inwestycji stwierdzono występowanie takich gruntów jak: nasypy niekontrolowane, piaski średnie, drobne i pylaste oraz gliny.

4.3. Stan istniejący i uzbrojenie terenu

Teren objęty niniejszą inwestycją zajmuje obszar o powierzchni około 1 ha i służy jako ciąg komunikacyjny dla pojazdów i pieszych.

Projektowana droga na odcinku od ul. Limanowskiego do Mazurskiej przebiega po trasie istniejącej ulicy Torowej i posiada nawierzchnię umocnioną płytami betonowymi oraz asfaltem na szerokości 3,00 do 5,00 m. Nawierzchnia znajduje się w złym stanie.

Na podstawie zaktualizowanego pomiaru można stwierdzić, że na części trasy, która przebiega ul. Torową występuje uzbrojenie podziemne w postaci kanalizacji sanitarnej, sieci wodociągowej c.o. i gazowej oraz kabli telekomunikacyjnych i energetycznych.

Wszystkie roboty ziemne i konstrukcyjne w rejonie w/w uzbrojenia należy wykonywać ręcznie z zachowaniem szczególnej ostrożności, pod nadzorem gestora sieci.

Trasy uzbrojenia podziemnego oraz przeszkody terenowe pokazane są na załączonym planie sytuacyjnym.

5.0. OPIS PROJEKTOWANEGO ODWODNIENIA ULIC

5.1. Obliczenie spływów

Spływy ścieków deszczowych – wód opadowych i roztopowych z poszczególnych zlewni obliczono na podstawie normy PN-S-02204 odwodnienie dróg oraz normatywów zawartych w opracowaniach: Projektowanie sieci kanalizacyjnych – W. Błaszczak oraz Oczyszczalnie ścieków tom 1 – B. Cywiński i współautorzy.

Przedmiotowe zlewnię tworzy nowoprojektowana droga pomiędzy ul. Mazurską a Ul. Limanowskiego na odcinku pomiędzy km 1+492,74 a 2+299,03, z których wody opadowe odprowadzane będą projektowanymi kolektorami do nowoprojektowanego kolektora 2 x \varnothing 1200 mm.

Zlewnia pomiędzy km 1+492,74 – 1+519,85

założenia:

	Powierzchnia całkowita zlewni	P = 0,0442 ha
	współczynniki spływu	
	- dla jezdni P = 0,0411 ha	$\psi = 0,90$
	- dla chodników i wjazdów P = 0,0031 ha	$\psi = 0,80$
	prawdopodobieństwo c = 2	50%

Obliczenie czasu miarodajnego

Ponieważ długość kolektora wynosi 64,00 m, a czas dopływu wynosi ok. 1 min nie oblicza się czasu miarodajnego.

Obliczenie natężenia deszczu miarodajnego

Wielkość natężenia deszczu miarodajnego przy czasie dopływu 1 min. wynosi $J = 131 \text{ dm}^3/\text{s} / \text{ha}$

Obliczenie odpływu jednostkowego

Obliczenie jednostkowego odpływu ścieków deszczowych wykonuje się wg wzoru:

$$Q = J \times \psi \times P \text{ [dm}^3/\text{s]}$$

gdzie:

J – natężenie deszczu miarodajnego w $\text{dm}^3/\text{s} / \text{ha}$

Ψ – współczynniki spływu

P – powierzchnia zlewni w ha

Max. spływ jednostkowy ścieków ze zlewni

$$Q = 131 \times (0,0411 \times 0,90 + 0,0031 \times 0,80) = 5,2 \text{ dm}^3/\text{s}$$

Projektuje się kolektor o średnicy 300 mm.

Zlewnia pomiędzy km 1+519,85 – 1+640

założenia:

	Powierzchnia całkowita zlewni	P = 0,084 ha
	współczynniki spływu	
	- dla jezdni P = 0,084 ha	$\psi = 0,90$
	prawdopodobieństwo c = 2	50%

Obliczenie czasu miarodajnego

Ponieważ długość kolektora wynosi 42,00 m, a czas dopływu wynosi ok. 1 min nie oblicza się czasu miarodajnego.

Obliczenie natężenia deszczu miarodajnego

Wielkość natężenia deszczu miarodajnego przy czasie dopływu 1 min. wynosi $J = 131 \text{ dm}^3/\text{s} / \text{ha}$

Obliczenie odpływu jednostkowego

Obliczenie jednostkowego odpływu ścieków deszczowych wykonuje się wg wzoru:

$$Q = J \times \psi \times P \text{ [dm}^3/\text{s]}$$

gdzie:

J – natężenie deszczu miarodajnego w $\text{dm}^3/\text{s} / \text{ha}$

Ψ – współczynniki spływu

P – powierzchnia zlewni w ha

Max. spływ jednostkowy ścieków ze zlewni

$$Q = 131 \times (0,084 \times 0,90) = 9,9 \text{ dm}^3/\text{s}$$

Projektuje się kolektor o średnicy 300 mm.

Zlewnia pomiędzy km 1+640 – 1+800

założenia:

	Powierzchnia całkowita zlewni	P = 0,1672 ha
	współczynniki spływu	
	- dla jezdni P = 0,1612 ha	$\psi = 0,90$
	- dla chodników i wjazdów P = 0,006 ha	$\psi = 0,80$
	prawdopodobieństwo c = 2	50%

Obliczenie czasu miarodajnego

Ponieważ długość kolektora wynosi 69,00 m, a czas dopływu wynosi ok. 1 min nie oblicza się czasu miarodajnego.

Obliczenie natężenia deszczu miarodajnego

Wielkość natężenia deszczu miarodajnego przy czasie dopływu 1 min. wynosi $J = 131 \text{ dm}^3/\text{s} / \text{ha}$

Obliczenie odpływu jednostkowego

Obliczenie jednostkowego odpływu ścieków deszczowych wykonuje się wg wzoru:

$$Q = J \times \psi \times P \text{ [dm}^3/\text{s]}$$

gdzie:

J – natężenie deszczu miarodajnego w $\text{dm}^3/\text{s} / \text{ha}$

Ψ – współczynniki spływu

P – powierzchnia zlewni w ha

Max. spływ jednostkowy ścieków ze zlewni

$$Q = 131 \times (0,1612 \times 0,90 + 0,006 \times 0,80) = 19,6 \text{ dm}^3/\text{s}$$

Projektuje się kolektor o średnicy 300 mm.

Zlewnia pomiędzy km 1+800 – 1+840

założenia:

	Powierzchnia całkowita zlewni	P = 0,0292 ha
	współczynniki spływu	
	- dla jezdni P = 0,0292 ha	$\psi = 0,90$
	prawdopodobieństwo c = 2	50%

Obliczenie czasu miarodajnego

Ponieważ długość kolektora wynosi 8,00 m, a czas dopływu wynosi ok. 1 min nie oblicza się czasu miarodajnego.

Obliczenie natężenia deszczu miarodajnego

Wielkość natężenia deszczu miarodajnego przy czasie dopływu 1 min. wynosi $J = 131 \text{ dm}^3/\text{s} / \text{ha}$

Obliczenie odpływu jednostkowego

Obliczenie jednostkowego odpływu ścieków deszczowych wykonuje się wg wzoru:

$$Q = J \times \psi \times P \text{ [dm}^3/\text{s]}$$

gdzie:

J – natężenie deszczu miarodajnego w $\text{dm}^3/\text{s} / \text{ha}$

Ψ – współczynniki spływu

P – powierzchnia zlewni w ha

Max. spływ jednostkowy ścieków ze zlewni

$$Q = 131 \times (0,0292 \times 0,90) = 3,4 \text{ dm}^3/\text{s}$$

Projektuje się kolektor o średnicy 250 mm.

Zlewnia pomiędzy km 1+840 – 1+920

założenia:

	Powierzchnia całkowita zlewni	P = 0,0561 ha
	współczynniki spływu	
	- dla jezdni P = 0,0561 ha	$\psi = 0,90$
	prawdopodobieństwo c = 2	50%

Obliczenie czasu miarodajnego

Ponieważ długość kolektora wynosi 67,00 m, a czas dopływu wynosi ok. 1 min nie oblicza się czasu miarodajnego.

Obliczenie natężenia deszczu miarodajnego

Wielkość natężenia deszczu miarodajnego przy czasie dopływu 1 min. wynosi $J = 131 \text{ dm}^3/\text{s} / \text{ha}$

Obliczenie odpływu jednostkowego

Obliczenie jednostkowego odpływu ścieków deszczowych wykonuje się wg wzoru:

$$Q = J \times \psi \times P \text{ [dm}^3/\text{s]}$$

gdzie:

J – natężenie deszczu miarodajnego w $\text{dm}^3/\text{s} / \text{ha}$

Ψ – współczynniki spływu

P – powierzchnia zlewni w ha

Max. spływ jednostkowy ścieków ze zlewni

$$Q = 131 \times (0,0561 \times 0,90) = 6,6 \text{ dm}^3/\text{s}$$

Projektuje się kolektor o średnicy 300 mm.

Zlewnia pomiędzy km 1+920 – 2+018

założenia:

	Powierzchnia całkowita zlewni	P = 0,0888 ha
	współczynniki spływu	
	- dla jezdni P = 0,0888 ha	$\psi = 0,90$
	prawdopodobieństwo c = 2	50%

Obliczenie czasu miarodajnego

Ponieważ długość kolektora wynosi 41,00 m, a czas dopływu wynosi ok. 1 min nie oblicza się czasu miarodajnego.

Obliczenie natężenia deszczu miarodajnego

Wielkość natężenia deszczu miarodajnego przy czasie dopływu 1 min. wynosi $J = 131 \text{ dm}^3/\text{s} / \text{ha}$

Obliczenie odpływu jednostkowego

Obliczenie jednostkowego odpływu ścieków deszczowych wykonuje się wg wzoru:

$$Q = J \times \psi \times P \quad [\text{dm}^3/\text{s}]$$

gdzie:

- J – natężenie deszczu miarodajnego w $\text{dm}^3/\text{s} / \text{ha}$
- Ψ – współczynniki spływu
- P – powierzchnia zlewni w ha

Max. spływ jednostkowy ścieków ze zlewni

$$Q = 131 \times (0,0888 \times 0,90) = 10,5 \text{ dm}^3/\text{s}$$

Projektuje się kolektor o średnicy 300 mm.

Zlewnia pomiędzy km 2+018 – 2+260

założenia:

	Powierzchnia całkowita zlewni	P = 0,1797 ha
	współczynniki spływu	
	- dla jezdni P = 0,1797 ha	$\psi = 0,90$
	prawdopodobieństwo c = 2	50%

Obliczenie czasu miarodajnego

$$t_m = 1,2 t_p + t_k \geq 10 \text{ min.}$$

gdzie:

t_m – czas trwania deszczu miarodajnego w min.

t_p – czas dopływu ścieków deszczowych do kolektora w min.

$$t_p = \frac{L}{V_s * 1,2 * 60} = \frac{218}{0,90 * 1,2 * 60} = 3,4 \text{ min}$$

t_k – czas koncentracji terenowej wg tab. 11-4 w min. $t_k = 3 \text{ min.}$

$$t_m = 1,2 \times 3,4 + 3 = 7,1 \text{ min}$$

Obliczenie natężenia deszczu miarodajnego

Na podstawie wzoru $J = \frac{592}{(5 + 1,2t_p)^{2/3}}$ oblicza się wielkość natężenia deszczu miarodajnego

przy czasie dopływu $t_p = 3,4 \text{ min.}$

$$J = 131 \text{ dm}^3/\text{s} / \text{ha}$$

Obliczenie odpływu jednostkowego

Obliczenie jednostkowego odpływu ścieków deszczowych wykonuje się wg wzoru:

$$Q = J \times \psi \times P \quad [\text{dm}^3/\text{s}]$$

gdzie:

- J – natężenie deszczu miarodajnego w $\text{dm}^3/\text{s} / \text{ha}$
- Ψ – współczynniki spływu
- P – powierzchnia zlewni w ha

Max. spływ jednostkowy ścieków ze zlewni

$$Q = 131,00 \times (0,1797 \times 0,90) = 21,2 \text{ dm}^3/\text{s}$$

Projektuje się kolektor o średnicy 300 mm.

Zlewnia pomiędzy km 2+260 – 2+299,03 (lewa)

założenia:

	Powierzchnia całkowita zlewni	P = 0,0554 ha
	współczynniki spływu	
	- dla jezdni P = 0,0486 ha	$\psi = 0,90$
	- dla chodników i wjazdów P = 0,0068 ha	$\psi = 0,80$
	prawdopodobieństwo c = 2	50%

Obliczenie czasu miarodajnego

Ponieważ długość kolektora wynosi 48,00 m, a czas dopływu wynosi ok. 1 min nie oblicza się czasu miarodajnego.

Obliczenie natężenia deszczu miarodajnego

Wielkość natężenia deszczu miarodajnego przy czasie dopływu 1 min.

$$\text{wynosi } J = 131 \text{ dm}^3/\text{s} / \text{ha}$$

Obliczenie odpływu jednostkowego

Obliczenie jednostkowego odpływu ścieków deszczowych wykonuje się wg wzoru:

$$Q = J \times \psi \times P \text{ [dm}^3/\text{s]}$$

gdzie:

J – natężenie deszczu miarodajnego w $\text{dm}^3/\text{s} / \text{ha}$

Ψ – współczynniki spływu

P – powierzchnia zlewni w ha

Max. spływ jednostkowy ścieków ze zlewni

$$Q = 131 \times (0,0486 \times 0,90 + 0,0068 \times 0,80) = 6,4 \text{ dm}^3/\text{s}$$

Projektuje się kolektory o średnicy 300 mm.

Zlewnia pomiędzy km 2+260 – 2+299,03 (prawa)

założenia:

	Powierzchnia całkowita zlewni	P = 0,0538 ha
	współczynniki spływu	
	- dla jezdni P = 0,0479 ha	$\psi = 0,90$
	- dla chodników i wjazdów P = 0,0059 ha	$\psi = 0,80$
	prawdopodobieństwo c = 2	50%

Obliczenie czasu miarodajnego

Ponieważ długość kolektora wynosi 50,00 m, a czas dopływu wynosi ok. 1 min nie oblicza się czasu miarodajnego.

Obliczenie natężenia deszczu miarodajnego

Wielkość natężenia deszczu miarodajnego przy czasie dopływu 1 min.

$$\text{wynosi } J = 131 \text{ dm}^3/\text{s} / \text{ha}$$

Obliczenie odpływu jednostkowego

Obliczenie jednostkowego odpływu ścieków deszczowych wykonuje się wg wzoru:

$$Q = J \times \psi \times P \text{ [dm}^3/\text{s]}$$

gdzie:

J – natężenie deszczu miarodajnego w $\text{dm}^3/\text{s} / \text{ha}$

Ψ – współczynniki spływu

P – powierzchnia zlewni w ha

Max. spływ jednostkowy ścieków ze zlewni

$$Q = 131 \times (0,0479 \times 0,90 + 0,0059 \times 0,80) = 6,3 \text{ dm}^3/\text{s}$$

Projektuje się kolektory o średnicy 300 mm.

5.2. Opis sieci kanalizacji deszczowej

Odbiornikami dla projektowanego odwodnienia drogi będzie projektowany kolektor deszczowy o średnicy 2 x \emptyset 1200 mm, którego trasa przebiegać będzie od ul. Limanowskiego wzdłuż projektowanej drogi do zbiornika retencyjnego.

Sieć kanalizacji deszczowej projektuje się z rur PP o średnicach 250 i 300 mm. Rury układane będą na 15 cm warstwie podsypki piaskowej. Ze względu, że trasa kolektorów deszczowych i przykanalików przebiega w ciągach komunikacyjnych przewiduje się całkowitą wymianę gruntu z wykopów. Zasyпка piaskowa układana warstwami z zagęszczeniem do wsp. 0,98 wg Proctora, pod nawierzchniami (0,50 m) z zagęszczeniem do wskaźnika 1,00. Uzbrojenie sieci stanowić będą studnie rewizyjne, betonowe, prefabrykowane o średnicy 1000 i 1200 mm z kręgów łączonych na uszczelki gumowe.

Przewiduje się studnie prefabrykowane średnicy 1000 mm z przykryciem zwężką redukcyjną decentryczną 1000/625 mm o wysokości dennicy $h = 700$ mm o średnicy 1200 mm ze zwężką decentryczną 1200/625 o wysokości dennicy $h = 800$ mm

Studnie wykonywane są z betonu C40/50, wodoszczelnego W10 i mrozoodpornego F50 (zgodnie z katalogiem producenta)

Wszystkie studnie przykrywać włazami kanalizacyjnymi żeliwnymi typu ciężkiego D400 zabezpieczonymi przed kradzieżą poprzez wypełnienie betonem, bez wentylacji, z wkładką gumową i zabezpieczeniami przed obrotem oraz umocnieniem włazu pierścieniem żelbetowym. Zestawienie projektowanych studni załączono poniżej.

Spadek podłużny większości kolektorów wynosi od 0,35 do 1% (w zależności od średnicy), a minimalne przykrycie wynosi 1,00 m.

Trasy, średnice kolektorów oraz rzędne posadowienia i spadki pokazano na planie sytuacyjno-wysokościowym w skali 1:500 (zał. nr 2) i profilach podłużnych (zał. nr 3.1 i 3.2).

ZESTAWIENIE STUDNI NA KANALIZACJI DESZCZOWEJ

Lp.	Nr studni	Średnica studni	Wysokość dna studni	Rzędna dna studni	Rzędna pokrywy	Wysokość studni	Średnica rurociągu
[-]	[-]	[mm]	[mm]	[m]	[m]	[m]	[mm]
1	2	3	4	5	6	7	8
1	D30	1000	700	125,30	126,64	1,34	300
2	D33	1000	700	125,36	126,58	1,22	300
3	D34	1000	700	125,39	126,62	1,23	300
4	D35	1000	700	125,22	126,80	1,58	300
5	D36	1000	700	125,35	126,70	1,35	300
6	D37	1000	700	125,35	126,92	1,57	300
7	D38	1000	700	125,58	127,26	1,68	300
8	D39	1000	700	125,71	127,15	1,44	300
9	D40	1000	700	125,62	127,29	1,67	300
10	D41	1000	700	125,81	127,45	1,64	300
11	D42	1000	700	125,41	126,80	1,39	300
12	D43	1000	700	125,47	126,70	1,23	300
13	D44	1000	700	126,03	127,59	1,56	250
14	D45	1000	700	126,30	127,79	1,49	300
15	D46	1000	700	126,36	127,88	1,52	300
16	D47	1000	700	126,50	128,11	1,61	300
17	D48	1000	700	126,32	128,31	1,99	250
18	D49	1000	700	126,70	128,51	1,81	250
19	D51	1000	700	126,47	128,81	2,34	300
20	D52	1000	700	126,84	128,90	2,06	300
21	D53	1000	700	127,01	128,80	1,79	300
22	D54	1000	700	127,20	128,70	1,50	300
23	D55	1000	700	127,35	128,84	1,49	300
24	D56	1200	bez kinety	127,50	129,04	1,54	300
25	D57	1200	800	127,38	129,65	2,27	300
26	D58	1000	700	127,49	129,35	1,86	300
27	D59	1000	700	127,60	129,20	1,60	300
28	D62	1000	700	127,56	129,54	1,98	300
29	D63	1000	700	127,63	129,50	1,87	300

Przykanaliki

Przykanaliki odprowadzające wody opadowe z wpustów ulicznych projektuje się z rur PVC lub PP o średnicy 200 mm. Układanie przykanalików i zasypka identycznie jak kolektorów.

Wpusty deszczowe typowe, krawężnikowe, żeliwne ze studzienkami ściekowymi o średnicy 500 mm z osadnikami piasku z kratkami żeliwnymi klasy D400.

Podłączenia przykanalików do kolektorów przewidziano poprzez studnie kanalizacyjne rewizyjne. Wyjątek stanowi wpust W-94, który podłączony jest na trójnik. Przykanaliki, których przykrycie jest mniejsze niż 1,00 m przewiduje się zabezpieczyć poprzez obetonowanie, zgodnie ze schematem pokazanym na zestawieniu przykanalików.

Zestawienie przykanalików pokazano w (zał. nr 4).

Studnię D56 się o średnicy 1200 mm projektuje się bez kinety z osadnikiem o głębokości 0,50 m z uwagi na dodatkowe podłączenie wód spływających z krótkiego istniejącego rowka. Podłączenie wykonać w formie 0,50 m odcinka rury PP \varnothing 300 mm na wysokości 5 cm powyżej istniejącego dna rowu.

5.3. Przepust na rowie bez nazwy pod ul. Mazurską

Projektuje się przepust na rowie bez nazwy pod ulicą mazurską o następujących parametrach technicznych:

Lp	Lokalizacja przepustu		Średnica przepustu	Długość przepustu	Rzędne przepustu	
	droga	km			wlotu	wylotu
-	-	-	m	m	m npm	m npm
1.	Ulica Mazurska	0+009,50	0,60	34,00	124,67	124,50

Przepust będzie posiadał:

- przyczółki skarpowe
- przewód z rur PEHD
- umocnienie dna i skarp powyżej i poniżej przepustu zgodnie z rys. nr 5 dna rowu płytami betonowymi ażurowymi o wymiarach 60 x 40 x 8 cm zakończonymi palisadą z kołków \varnothing 7 – 9 cm oraz skarp ażurowymi płytami betonowymi przybitymi kołkami (2 szt. na płytę), na długości 3,00 m poniżej wylotu i 2,00 m powyżej wlotu.

Z uwagi na konieczność przejścia wód opadowych z istniejącego zbiornika retencyjnego zlokalizowanego w rejonie km 1+542 projektowanej drogi przewiduje się konserwację rowu bez nazwy na długości ca 200 m pomiędzy km 1+393 – 1+590, (odmulenie dna i uporządkowanie skarp) oraz budowę nowego wylotu betonowego \varnothing 250 mm wg KPEG 02.17, na kolektorze odpływowym ze zbiornika. Rzędna dna wylotu 124,72 m npm. Spadek podłużny dna rowu na w/w odcinku 0,1%, nachylenie skarp 1:1. W ramach robót drogowych przewidywane jest umocnienie dna i skarp rowu płytami betonowymi ażurowymi.

6.0. ROBOTY ZIEMNE

Wykopy o ścianach pionowych należy wykonywać mechanicznie za wyjątkiem odcinków przyłączy i miejsc gdzie zachodzi obawa kolizji z istniejącym uzbrojeniem. Generalnie szerokość wykopów DN rury + 0,90 m. Stateczność wykopów pod rurociągi sieciowe projektuje się zabezpieczyć poprzez oszalowanie ich ścian wypraskami lub w innej technologii obudową z rozpórkami. Ziemię z wykopów przewiduje się wywozić, a w to miejsce przywozić zasypkę piaskowo żwirową.

Zasypkę przewodów przewiduje się w dwóch warstwach:

- warstwa bezpośrednia wokół rurociągu o wysokości 0,30 m powyżej wierzchu rury (obsypka)
- warstwa wypełniająca do powierzchni terenu (zasypka)

Zasypkę należy przeprowadzić w trzech etapach :

- wykonanie warstwy bezpośredniej wokół rury z wyłączeniem złączy
- po próbie szczelności złączy rur uzupełnienie warstwy bezpośredniej
- zasypka wykopu warstwami z jednoczesnym zagęszczeniem i ewentualną rozbiórką obudowy wykopu

W przypadku nawierzchni zagospodarowanych przewiduje się ich odtworzenie. Wykopy należy wykonać zgodnie z warunkami technicznymi wg. PN-B-10736 oraz PN-EN 1610.

Odwodnienie wykopów

Na podstawie badań gruntowych na rzędnej spodu wykopów nie występują wody gruntowe. Natomiast odwodnienie w przypadku wystąpienia opadów atmosferycznych, przewidywane jest przy pomocy bezpośredniego pompowania z zamontowanych w wykopie tymczasowych studni do najbliższej studzienki kanalizacyjnej. Pompowanie należy prowadzić przy pomocy pompy spalinowej, tymczasowymi przewodami elastycznymi. Ilość godzin pompowania według zapisów w dzienniku budowy. W wypadku podniesienia się wód gruntowych wykopy pod kolektory odwadniać stosując drenaż w obsypce żwirowej i pompowania.

Niezależnie od w/w zaleceń należy przestrzegać warunków technicznych układania rurociągów z tworzyw sztucznych załączonych poniżej.

7.0. OGÓLNE WSKAZÓWKI DOTYCZĄCE REALIZACJI ROBÓT

Warunki techniczne układania rur PP i PVC

- układane rury muszą odpowiadać normom ISO i CEN
- przykrycie rur powinno mieścić się w granicach 1 – 6 m jeżeli odbywa się jakikolwiek ruch uliczny
- podsypka z materiału ziarnistego (piasek, żwir) o max pozostałości na sicie 0,75 mm o grubości przynajmniej 100 – 150 mm
- podsypka powinna być wyrównana zgodnie ze spadkiem rurociągiem, bez zagęszczania, jeśli jej grubość nie przekracza 150 mm
- zalecana zasypka z materiału ziarnistego (piasek, żwir)
- w zasypce znajdującej się bezpośrednio wokół rury, wielkość kamieni nie powinna przekraczać 10% nominalnej średnicy rury, lecz nigdy nie powinna być większa niż 60 mm nawet dla rur o dużych średnicach
- zagęszczanie zasypki powinno odbywać się warstwami o grubości 100 - 300 mm, aż do wysokości ok. 300 mm powyżej powierzchni rury
- stopień zagęszczenia zależy od warunków obciążenia, ale zawsze mieści się w przedziale 95 - 100% zmodyfikowanej wartości Proctora. Dla standartowych wartości Proctora, odpowiadające im stopnie zagęszczenia niespoistego gruntu mieszczą się w zakresie 90 – 95 %
- w przypadku gruboziarnistego i jednorodnego materiału, takiego jak np. żwir rzeczny, wymagania dotyczące zagęszczania są mniejsze tzn. wymagane jest tylko zasypywanie warstwowe
- aby uniknąć osiadania gruntu pod drogami zasypkę należy zagęścić do wskaźnika 1,00 – 1,03.
- wypełnienie wykopu powinno być wykonane z tego samego materiału (piasek, żwir do wysokości 300 mm powyżej powierzchni rury)
- pozostałe wypełnienie można wykonać z gruntu rodzimego zgodnie z zaleceniami projektu o ile maksymalna wielkość cząstek nie przekracza 300 mm
- dopuszczalne ugięcie względne średnicy rury nie może przekraczać bezpośrednio po ułożeniu następujących wartości:
 - PEM – 9%
 - PVC – 8%
- dla materiałów spoistych (głina) metody i sposób zagęszczania powinien być wybrany na podstawie pomiarów geotechnicznych

Normy i zalecenia materiałowe

Roboty ziemne realizować zgodnie z normami:

- PN-B-10736 – Roboty ziemne. Wykopy otwarte dla przewodów wodociągowych i kanalizacyjnych. Warunki techniczne wykonania.
- PN-S-02205 – Drogi samochodowe. Roboty ziemne. Wymagania i badania.
- PN-B-06050 – Geotechnika. Roboty ziemne. Wymagania ogólne.

Rurociągi należy układać w wykopie suchym i w wypadku nadmiernego nawodnienia gruntu stosować drenaże i odpompowywanie.

Roboty kanalizacyjne realizować zgodnie z niniejszymi normami:

- PN-EN-1610 Kanalizacja. Przewody kanalizacyjne. Wymagania i badania przy odbiorze
- PN-EN-1917 Kanalizacja. Studzienki kanalizacyjne.
- PN-EN-124 Zwieńczenia wpustów i studzienek kanalizacyjnych dla ruchu pieszego i kołowego. Zasady konstrukcji, badania typu i znakowanie, sterowanie jakością.

Wszystkie sieci należy realizować z rur wg poniższego zestawienia:

Dla projektowanej kanalizacji oraz przykanalików w zakresie średnic DN200 – DN300

wytypowano rury PP:

- sztywność obwodowa SN 8,
- rury kielichowe z uszczelką,
- producent i dystrybutor (np. Wavin Metalplast Buk Sp. z o.o. lub Kaczmarek).

Montaż przewodów powinien być wykonywany, zgodnie z wymaganiami PN-B-10736, w temperaturach powietrza ustalonych w instrukcji montażu producenta rur.

Producent i dystrybutor rur może być dowolny, przy założeniu, że zostaną utrzymane w/w parametry.

Ukształtowanie kinety odpływowej w studniach należy ustalać na budowie, na podstawie planu sytuacyjno-wysokościowego.

Wszystkie odpady powstałe w trakcie wykonawstwa niniejszej inwestycji przewiduje się wywieźć na wysypisko śmieci.

Przed przystąpieniem do robót Inwestor zobowiązany jest:

- zgłosić zamiar realizacji kanalizacji deszczowej w WPDKAN Przedsiębiorstwie Wodociągów i Kanalizacji S.A. w Ostrowie Wlkp.
 - o terminie realizacji sieci Wykonawca robót powinien powiadomić z minimum 5 dniowym wyprzedzeniem WPDKAN Przedsiębiorstwie Wodociągów i Kanalizacji S.A. w Ostrowie Wlkp.
- Odbiory sieci kanalizacyjnej należy wykonać zgodnie z punktem 7 publikacji: „Wytyczne techniczne wykonania i odbioru sieci kanalizacyjnych” zalecane przez Ministerstwo i wydane przez COBRTI INSTAL.

Inwentaryzację geodezyjną, powykonawczą Inwestor powinien przedłożyć przy spisywaniu protokołu odbioru. Inwentaryzacja musi uwzględniać nieczynne uzbrojenie oraz posiadać potwierdzenie zgłoszenia do ośrodka dokumentacji geodezyjnej i kartograficznej.

Odbiór techniczny sieci kanalizacyjnych składa się z odbiorów częściowych i odbioru końcowego w ramach których wykonuje się:

- kontrole wykonania
- badania przy odbiorze (zgodnie z PN-B-10725)

Czynności te są zakończone protokołami odbioru technicznego częściowego i końcowego.

Sieć należy zgłosić do odbioru odpowiednim służbom WPDKAN Przedsiębiorstwie Wodociągów i Kanalizacji S.A. w Ostrowie Wlkp. w stanie odkrytym do odbioru końcowego.

Przykanaliki kanalizacji deszczowej należy zgłosić do inwentaryzacji geodezyjnej powykonawczej, do odbioru technicznego przez WPDKAN Przedsiębiorstwie Wodociągów i Kanalizacji S.A. w Ostrowie Wlkp.

Inwestor lub Wykonawca powinien zgłosić przyłączy w stanie odkrytym z 5 dniowym wyprzedzeniem.

Wszystkie prace montażowe należy realizować zgodnie z Warunkami Technicznymi Wykonania i Odbioru Robót Budowlano-Montażowych, obowiązującymi normami i przepisami p.poż. oraz BHP