

NAZWA I ADRES ZAMAWIAJĄCEGO	<div data-bbox="596 259 1366 465" data-label="Image"> </div> <p>UL. ZYGMUNTA STAREGO 17, 44-100 GLIWICE</p>			
JEDNOSTKA PROJEKTOWA	<div data-bbox="849 566 1110 804" data-label="Image"> </div> <p>DK INŻYNIERIA MGR INŻ. DAMIAN KRUCZYŃSKI</p> <p>UL. WSPÓLNA 55A; 34-300 ŻYWIEC TEL. +48 664 614 607, E-MAIL: dkinzynieria@gmail.com</p>			
NAZWA I ADRES OBIEKTU BUDOWLANEGO	BUDOWA CHODNIKA W CIĄGU DROGI POWIATOWEJ NR 2931 S W KM OD 0+008.60 DO 0+426.00 UL. WIEJSKA W KUŹNI NIEBOROWSKIEJ.			
STADIUM	TOM III – PROJEKT ARCHITEKTONICZNO – BUDOWLANY – CZĘŚĆ INSTALACYJNA			
Jednostka ewidencyjna: Pilchowice		Obręb: Kuźnia Nieborowska		
Kategoria obiektu budowlanego: Kategoria XXV				
Działki objęte inwestycją: 293/73; 72; 70; 69; 77; 262/5; 195/14; 11; 260/10; 13; 304/5; 4; 261/10; 290/5; 3				
STANOWISKO	IMIĘ I NAZWISKO	NR UPRAWNIEŃ	SPECJALNOŚĆ	PIECZĄTKA I PODPIS
PROJEKTANT:	Kazimierz Wolny	19/KW/73	INSTALACJE KANALIZACYJNE	<div data-bbox="1082 1675 1506 1832" data-label="Text"> <p>Kazimierz WOLNY Uprawn. budowlane do projektowania i kierowania robotami w zakresie instalacji sieci i urządzeń sanitarnych Nr ewid. uprawn. 19/KW/73</p> </div>
DATA OPRACOWANIA: LUTY 2018			EGZEMPLARZ NR 1 2 3 4	

SPIS TREŚCI

CZĘŚĆ I – OPIS TECHNICZNY	3
1. WSTĘP	3
1.1. ZAKRES OPRACOWANIA	3
1.2. PODSTAWA OPRACOWANIA	3
2. CHARAKTERYSTYKA OGÓLNA TERENU	4
2.1. POŁOŻENIE I UKSZTAŁTOWANIE TERENU	4
2.2. CZYNNIKI GÓRNICZO- GEOLOGICZNE	4
2.3. WARUNKI GRUNTOWO - WODNE	4
2.4. ISTNIEJĄCY SYSTEM ODPROWADZENIA WÓD OPADOWYCH	4
2.5. ISTNIEJĄCE UZBROJENIE TERENU	4
3. OPIS ROZWIĄZAŃ PROJEKTOWYCH	5
3.1. WARUNKI TECHNICZNE PODŁĄCZENIA	5
3.2. OPIS SIECI	5
3.3. ILOŚĆ I JAKOŚĆ ŚCIEKÓW	6
3.5. MATERIAŁ	6
3.6. UZBROJENIE	24
3.8. ROBOTY ZIEMNE	25
3.8.1. WYKOPY	25
3.8.2. PODSYPKA	25
3.8.3. OBSYPKA	25
3.8.4. ZASYPANIE WYKOPÓW	26
3.9. PRÓBA SZCZELNOŚCI	26
3.10. SKRZYŻOWANIA Z PRZESZKODAMI	26
4. WYTYCZNE DLA BRANŻ	26
5. UWAGI KOŃCOWE	27

CZĘŚĆ II – RYSUNKOWA

Rys. nr 1	- Plan orientacyjny
Rys. nr 2	- Plan sytuacyjny

CZĘŚĆ I – OPIS TECHNICZNY

1. WSTĘP

1.1. ZAKRES OPRACOWANIA

Opracowanie dokumentacji projektowej budowy kanalizacji deszczowej, w ramach dokumentacji projektowej pod tytułem „Budowa chodnika w ciągu drogi powiatowej nr 2931S ul. Wiejska w Kuźni Nieborowskiej – projekt”

1.2. PODSTAWA OPRACOWANIA

Materiały wyjściowe do opracowania przedmiotowej inwestycji:

- umowa zawarta pomiędzy Inwestorem Zarządem Dróg Powiatowych w Gliwicach, a firmą DK Inżynieria mgr inż. Damian Kruczyński,
- mapa do celów projektowych opracowania w skali 1:500,
- specyfikacja istotnych warunków zamówienia,
- dokumentacja geotechniczna,
- Ustawa z dnia 07 lipca 1994r Prawo budowlane, (Dz.U. z 2017 r. poz. 1332) zm. (Dz.U. z 2018 r. poz. 12, Dz.U. z 2017 r. poz. 1529)
- Ustawa o planowaniu i zagospodarowaniu przestrzennym (Dz.U. z 2017 r. poz. 1073) zm. (Dz.U. z 2017r. poz. 1566)
- Ustawa z dnia 21 marca 1985 r. o drogach publicznych (Dz.U. z 2017 r. poz. 2222) zm. (Dz.U. z 2018 r. poz. 159, Dz.U. z 2018 r. poz. 138, Dz.U. z 2018 r. poz. 12),
- Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 2 marca 1999r w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie. (Dz. U. 2016r. Nr 124, z dnia 2016.01.29),
- Rozporządzenie Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25 kwietnia 2012r w sprawie szczegółowego zakresu i formy projektu budowlanego (Dz.U. z 2012 r. poz. 462) zm. (Dz.U. z 2015 r. poz. 1554, Dz.U. z 2013 r. poz. 762),
- Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 2 września 2004 r. w sprawie szczegółowego zakresu i formy dokumentacji projektowej, specyfikacji technicznych wykonania i odbioru robót budowlanych oraz programu funkcjonalno- użytkowego (Dz. U. 2013, poz. 1129 z dnia 2013.09.24),
- Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 6 lutego 2003 r. w sprawie bezpieczeństwa i higieny pracy podczas wykonywania robót budowlanych (Dz. U. 2003, nr 47 poz. 401 z dnia 2003.03.19),
- Ustawa z dnia 27 kwietnia 2001 r. Prawo ochrony środowiska (Dz. U. 2017 Nr 519 z dnia 2017.03.13 z póź.zm.),
- Ustawa z dnia 18 lipca 2001 r. Prawo wodne z dnia 20 lipca 2017 (Dz.U. z 2017 r. poz. 1566),

2. CHARAKTERYSTYKA OGÓLNA TERENU

2.1. POŁOŻENIE I UKSZTAŁTOWANIE TERENU

Odcinek objęty opracowaniem zlokalizowany jest w województwie Śląskim, w powiecie gliwickim, na terenie gminy Pilchowice.

Przedmiotowy teren planowanej inwestycji położony jest w miejscowości Kuźnia Nieborowska przy ulicy Wiejskiej. Początek zakresu opracowania znajduje się zaraz za końcem tarczy skrzyżowania z drogą wojewódzką nr 921, natomiast jego koniec zlokalizowany jest w km 0+426,00 gdzie ma swój początek opracowanie pn. "Remont chodnika w ciągu drogi powiatowej nr 2931S ul. Wiejska w Kuźni Nieborowskiej"

2.2. CZYNNIKI GÓRNICZO- GEOLOGICZNE

Obszar planowanej inwestycji zlokalizowany jest poza wpływem eksploatacji górniczej na podstawie map przedstawiających zasięg oddziaływania zakładów górniczych.

2.3. WARUNKI GRUNTOWO - WODNE

Istniejące warunki gruntowe rozpatrywanego terenu można zaliczyć do prostych warunków gruntowo-wodnych zgodnie z Rozporządzeniem Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25 kwietnia 2012r. (Dz. U. 2010. 243. 1623). w sprawie geotechnicznych warunków posadowienia obiektów budowlanych. Dla przedmiotowej inwestycji została opracowana opinia geotechniczna. Podłoże gruntowe w miejscu projektowanej inwestycji, rozpoznane zostało 4 otworami badawczymi o głębokości 3,0 m. W nawierconych otworach stwierdzono wodę w otworze 2 na głębokości 1,6 m p.p.t., w otworze 3 na głębokości 2,0 m p.p.t. oraz w otworze 4 na głębokości 2,2 m p.p.t. Ponadto zaobserwowano sączenia wód w otworze 1 na głębokości 2,0 m p.p.t., w otworze 3 na głębokości 1,5 m p.p.t. oraz w otworze 4 na głębokości 1,6 m p.p.t.. Biorąc pod uwagę pełną łączność hydrauliczną między wodami podziemnymi i powierzchniowymi, należy uwzględniać amplitudę wahań zwierciadła wód gruntowych ok. 1,5 metra.

2.4 ISTNIEJĄCY SYSTEM ODPROWADZENIA WÓD OPADOWYCH

Wody opadowe z drogi powiatowej nr 2931S odprowadzane są spadkami podłużnymi i poprzecznymi jezdni i poboczy do istniejących rowów.

2.5. ISTNIEJĄCE UZBROJENIE TERENU

Z posiadanej mapy do celów projektowych oraz przeprowadzonych wizji lokalnych i wywiadów branżowych w terenie stwierdzono występowanie następującego uzbrojenia:

- Uzbrojenie napowietrzne:
 - sieci elektroenergetyczne wraz ze słupami,

- słupy oświetleniowe,
- sieci teletechniczne.
- Uzbrojenie podziemne:
 - sieci wodociągowe,
 - sieci teletechniczne,
 - sieci elektroenergetyczne,

Istniejące podziemne uzbrojenie terenu krzyżuje się z planowaną inwestycją. Przed przystąpieniem do robót Wykonawca powinien wykonać przekopy kontrole w celu potwierdzenia lokalizacji istniejącego uzbrojenia. Dodatkowo prace należy prowadzić bezpośrednio pod nadzorem branżowym gestorów sieci.

W razie spowodowania uszkodzenia istniejących sieci wykonawca pokryje wszelkie koszty związane z naprawą uszkodzonej sieci. Naprawę sieci wykonawca wykona przy bezpośrednim nadzorze branżowym lub zostanie wykonana przez firmę wskazaną przez właściciela sieci.

3. OPIS ROZWIĄZAŃ PROJEKTOWYCH

3.1. WARUNKI TECHNICZNE PODŁĄCZENIA

Przewidziano odprowadzenie wód deszczowych do istniejących urządzeń tj. przepustów poprzecznych.

3.2. OPIS SIECI

Przewidziano odprowadzenie ścieków wód deszczowych do istniejących przepustów poprzecznych.

Odwodnienie drogi – z jezdni, chodnika, poboczy i skarp:

- Odcinek A-B – przekrój daszkowy - woda z jezdni kierowana dwustronnym spadkiem na lewą i prawą stronę drogi. W lewą stronę do istniejących rowów przydrożnych natomiast w prawą stronę w kierunku wpustów ulicznych podkrawężnikowych na studni Ø500mm (wp1, wp2, wp3, wp4, wp5), następnie do studni rewizyjnych Ø1000 (S1, S2, S3, S5) i dalej poprzez projektowany kolektor Dn400mm długości 255m do studni wlotowej (S4) istniejącego przepustu Ø500mm w km 0+199,28 zlokalizowanego pod jezdnią do przydrożnego rowu. Chodnik o pochyleniu 2% w kierunku jezdni.

Dodatkowo w kierunku rosnącego kilometrażu po prawej za budowanym chodnikiem zaprojektowano drenaż francuskiego o długości 150,00 m. Drenaż będzie służyć do odwonienia przyległych terenów i posesji. Drenaż będzie skierowany i podpięty do projektowanych studni rewizyjnych Ø1000mm kanalizacji deszczowej.

- Wymagania dla geowłókniny do drenu:

Materiał: PP, igłowana,

Przy obciążeniu 20 KPa: KH>15x10⁻⁴ m/s, KH/KV >1,5, grubość 2-3,2mm,

Zamknięcie drenu: szpilki stal. "U" 8/60 mm

- Odcinek B-C – przekrój daszkowy – woda z jezdni kierowana dwustronnym spadkiem na lewą i prawą stronę drogi. W lewą stronę oraz w prawą stronę w kierunku wpustów ulicznych podkrawężnikowych na studni Ø500mm (wp6, wp7), następnie do studni rewizyjnej ø1000 (S6) zabudowanej na wylocie istniejącego przepustu poprzecznego pod jezdnią (przepust przeznaczony do remontu) i dalej do istniejącego kolektora kanalizacji deszczowej Dn400mm kierujące wody deszczowe poza teren opracowania w kierunku wschodnim. Chodnik o pochyleniu 2% w kierunku jezdni.
- Odcinek C-D – przekrój daszkowy - woda z jezdni kierowana dwustronnym spadkiem na lewą i prawą stronę drogi. W prawą stronę do istniejących rowów przydrożnych natomiast w lewą stronę w kierunku:
 - na odcinku od km 0+326 do km 0+426,71 poprzez projektowany wpust uliczny podkrawężnikowy na studni Ø500mm (wp8) następnie do studni rewizyjnej ø1000 (S7) i dalej poprzez projektowany kolektor Dn400mm o długości ok 50m do studni S6 w km (wymiana studni rewizyjnej na nową). Kolektor projektowany łączy się z istniejącym kolektorem Ø400mm, który ma swój początek w km 0+426,00. Chodnik o pochyleniu 2% w kierunku jezdni.

3.3. ILOŚĆ I JAKOŚĆ ŚCIEKÓW

**Odcinek w km projektowanego chodnika i drogi powiatowej nr 2931 S: 0+008,60 - 0+327 (lewa strona)
– zlewnia „A”.**

Zlewnia ciężąca to tereny o nawierzchni zielonej, asfaltowej, żwirowej, dachy, chodniki, znajdujących się w bezpośrednim sąsiedztwie projektowanego chodnika.

Dane do obliczeń:

Lp.	Rodzaj powierzchni terenu	jedn.	Ilość
1	Powierzchnia zlewni - teren zielony:	ha	0,8449
2	Powierzchnia zlewni - drogi asfaltowej	ha	0,0965
3	Powierzchnia zlewni - nawierzchnie żwirowe	ha	0,0310
4	Powierzchnia zlewni - dachy	ha	0,0609
5	Nawierzchnie kamienne, betonowe, chodnik ..	ha	0,1112
	Suma :	ha	1,1445

Maksymalny przepływ ścieków deszczowych wymagających podczyszczenia:

$Q_{max} = \psi \times q_{max} \times F \times \varphi$ [dm³/s], gdzie: ψ - współczynnik spływu powierzchniowego, q_{max} - natężenie deszczu o częstości występowania jeden raz w roku i czasie trwania 15 min [dm³/(s x ha)] (zgodnie z pkt 1 ust. 2 § 19 rozporządzenia), F - całkowita powierzchnia odwadniana [ha], φ - współczynnik opóźnienia (stosowany dla zlewni >1 hektara).

Obliczenie ilości wód opadowych i roztopowych.

Ilość ścieków deszczowych dopływających ze zlewni:

$$Q = (F \times q \times \psi \times \varphi) \text{ [dm}^3/\text{s]}$$

gdzie:

Q - maksymalny przepływ obliczeniowy [dm³/s]

F - powierzchnia zlewni [ha]

q - natężenie deszczu miarodajnego [dm³/s ha]

ψ - współczynnik spływu powierzchniowego

φ - współczynnik opóźnienia zależy od spadku i kształtu zlewni = 1, $F < 1$ ha

Powierzchnia zlewni terenu zielonego

$$F = 0,8449 \text{ ha}$$

$$\varphi = 1,028 \quad \text{współczynnik opóźnienia (n=6)}$$

$$\psi = 0,15 \quad \text{współczynnik spływu}$$

$$q = A/t^{0,667}$$

t - czas trwania deszczu w minutach równy 15 min

A - wartość tabelaryczna równa 572 dla $p=100\%$ i opadów do 1000 mm

$$q = 93,960 \quad \text{[dm}^3/\text{s ha]}$$

$$Q = 12,2477 \quad \text{[dm}^3/\text{s]}$$

Powierzchnia zlewni - drogi asfaltowej

$$F = 0,0965 \text{ ha}$$

$$\varphi = 1,477 \quad \text{współczynnik opóźnienia (n=6)}$$

$$\psi = 0,85 \quad \text{współczynnik spływu}$$

$$q = A/t^{0,667}$$

t- czas trwania deszczu w minutach równy 15 min

A- wartość tabelaryczna równa 572 dla p=100% i opadów do 1000 mm

$$q = 93,96 \text{ [dm}^3/\text{s ha]}$$

$$Q = 11,3798 \text{ [dm}^3/\text{s]}$$

Powierzchnia zlewni - nawierzchnie żwirowe

$$F = 0,031 \text{ ha}$$

$$\varphi = 1,784 \quad \text{współczynnik opóźnienia (n=6)}$$

$$\psi = 0,15 \quad \text{współczynnik spływu}$$

$$q = A/t^{0,667}$$

t- czas trwania deszczu w minutach równy 15 min

A- wartość tabelaryczna równa 572 dla p=100% i opadów do 1000 mm

$$q = 93,960 \text{ [dm}^3/\text{s ha]}$$

$$Q = 0,7795 \text{ [dm}^3/\text{s]}$$

Powierzchnia zlewni - dachy $F = 0,0609 \text{ ha}$

$$\varphi = 1,594 \quad \text{współczynnik opóźnienia (n=6)}$$

$$\psi = 0,90 \quad \text{współczynnik spływu}$$

$$q = A/t^{0,667}$$

t- czas trwania deszczu w minutach równy 15 min

A- wartość tabelaryczna równa 572 dla p=100% i opadów do 1000 mm

$$q = 93,960 \text{ [dm}^3/\text{s ha]}$$

$$Q = 8,2104 \text{ [dm}^3/\text{s]}$$

Nawierzchnie chodnik, kamienne, betonowe, ..

$$F = 0,1112 \text{ ha}$$

$$\psi = 1,442 \quad \text{współczynnik spływu}$$

$$\varphi = 0,75 \quad \text{współczynnik opóźnienia (n=6)}$$

$$q = A/t^{0,667}$$

**BUDOWA CHODNIKA W CIĄGU DROGI POWIATOWEJ NR 2931S UL. WIEJSKA W KUŹNI NIEBOROWSKIEJ -
PROJEKT**

t- czas trwania deszczu w minutach równy 15 min

A- wartość tabelaryczna równa 572 dla p=100% i opadów do 1000 mm

$$q = 93,960 \text{ [dm}^3\text{/s ha]}$$

$$Q = 11,3003 \text{ [dm}^3\text{/s]}$$

Całkowita ilość powstających wód opadowych i roztopowych,
jaką należy odprowadzić kanalizacją
deszczową wynosi:

$$Q = 43,9177 \text{ [dm}^3\text{/s]}$$

$$Q = 0,0439 \text{ [m}^3\text{/s]}$$

**Odcinek w km projektowanego chodnika i drogi powiatowej nr 2931 S: 0+008,60 - 0+323 (prawa stron)
– zlewnia „B”.**

**Zlewnia ciężąca to tereny zielone, tereny o nawierzchni żwirowej, asfaltowej, znajdujących się w
bezpośrednim sąsiedztwie projektowanego chodnika.**

Dane do obliczeń:

Lp.	Rodzaj powierzchni terenu	jedn.	Ilość
1	Powierzchnia zlewni terenu zielonego	ha	0,0380
2	Powierzchnia zlewni - drogi asfaltowej	ha	0,0963
3	Powierzchnia zlewni - nawierzchnie żwirowe	ha	0,0300
4	Nawierzchnie kamienne, betonowe, chodnik ..	ha	0,0173
	Suma :	ha	0,1816

Maksymalny przepływ ścieków deszczowych wymagających podczyszczenia:

$$Q_{\max} = \psi \times q_{\max} \times F \times \varphi \text{ [dm}^3/\text{s]},$$

gdzie:

ψ - współczynnik spływu powierzchniowego, q_{\max} - natężenie deszczu o częstotliwości występowania jeden raz w roku i czasie trwania 15 min [$\text{dm}^3/(\text{s} \times \text{ha})$] (zgodnie z pkt 1 ust. 2 § 19 rozporządzenia), F - całkowita powierzchnia odwadniana [ha], φ - współczynnik opóźnienia (stosowany dla zlewni > 1 hektara).

Obliczenie ilości wód opadowych i roztopowych.

Ilość ścieków deszczowych dopływających ze zlewni:

$$Q = (F \times q \times \psi \times \varphi) \text{ [dm}^3/\text{s]}$$

gdzie:

Q - maksymalny przepływ obliczeniowy [dm^3/s]

F - powierzchnia zlewni [ha]

q - natężenie deszczu miarodajnego [$\text{dm}^3/\text{s ha}$]

ψ - współczynnik spływu powierzchniowego

φ - współczynnik opóźnienia zależy od spadku i kształtu zlewni = 1, $F < 1$ ha

Powierzchnia zlewni terenu zielonego

$$F = 0,038 \text{ ha}$$

$$\varphi = 1,725 \quad \text{współczynnik opóźnienia (n=6)}$$

$$\psi = 0,15 \quad \text{współczynnik spływu}$$

$$q = A/t^{0,667}$$

t - czas trwania deszczu w minutach równy 15 min

A - wartość tabelaryczna równa 572 dla $p=100\%$ i opadów do 1000 mm

$$q = 93,960 \text{ [dm}^3/\text{s ha]}$$

$$Q = 0,9244 \text{ [dm}^3/\text{s]}$$

Powierzchnia zlewni - drogi asfaltowej

$$F = 0,0963 \text{ ha}$$

$$\varphi = 1,477 \quad \text{współczynnik opóźnienia (n=6)}$$

$$\psi = 0,85 \quad \text{współczynnik spływu}$$

$$q = A/t^{0,667}$$

t- czas trwania deszczu w minutach równy 15 min

A- wartość tabelaryczna równa 572 dla p=100% i opadów do 1000 mm

$$q = 93,96 \text{ [dm}^3\text{/s ha]}$$

$$Q = 11,3601 \text{ [dm}^3\text{/s]}$$

Powierzchnia zlewni - nawierzchnie żwirowe

$$F = 0,0300 \text{ ha}$$

$$\varphi = 1,794 \quad \text{współczynnik opóźnienia (n=6)}$$

$$\psi = 0,15 \quad \text{współczynnik spływu}$$

$$q = A/t^{0,667}$$

t- czas trwania deszczu w minutach równy 15 min

A- wartość tabelaryczna równa 572 dla p=100% i opadów do 1000 mm

$$q = 93,960 \text{ [dm}^3\text{/s ha]}$$

$$Q = 0,7585 \text{ [dm}^3\text{/s]}$$

Nawierzchnie chodnik, kamienne, betonowe, ..

$$F = 0,0173 \text{ ha}$$

$$\psi = 1,966 \quad \text{współczynnik spływu}$$

$$\varphi = 0,75 \quad \text{współczynnik opóźnienia (n=6)}$$

$$q = A/t^{0,667}$$

t- czas trwania deszczu w minutach równy 15 min

A- wartość tabelaryczna równa 572 dla p=100% i opadów do 1000 mm

$$q = 93,960 \text{ [dm}^3\text{/s ha]}$$

$$Q = 2,3972 \text{ [dm}^3\text{/s]}$$

Całkowita ilość powstających wód opadowych i roztopowych,

jaką należy odprowadzić kanalizacją

deszczową wynosi:

$$Q = 15,4402 \quad \text{[dm}^3\text{/s]}$$

$$Q = 0,0154 \text{ [m}^3/\text{s]}$$

Odcinek w km projektowanego chodnika i drogi powiatowej nr 2931 S: 0+323- 0+426 (prawa stron) – zlewnia „C”.

Zlewnia ciągnąca to tereny zielone, tereny o nawierzchni żwirowej, asfaltowej, znajdujących się w bezpośrednim sąsiedztwie projektowanego chodnika.

Dane do obliczeń:

Lp.	Rodzaj powierzchni terenu	jedn.	Ilość
1	Powierzchnia zlewni terenu zielonego	ha	0,0045
2	Powierzchnia zlewni - drogi asfaltowej	ha	0,0328
3	Powierzchnia zlewni - nawierzchnie żwirowe	ha	0,0010
4	Nawierzchnie kamienne, betonowe, chodnik ..	ha	0,0173
	Suma :	ha	0,0556

Maksymalny przepływ ścieków deszczowych wymagających podczyszczenia:

$Q_{\max} = \psi \times q_{\max} \times F \times \varphi$ [dm³/s], gdzie: ψ - współczynnik spływu powierzchniowego, q_{\max} - natężenie deszczu o częstości występowania jeden raz w roku i czasie trwania 15 min [dm³/(s x ha)] (zgodnie z pkt 1 ust. 2 § 19 rozporządzenia), F - całkowita powierzchnia odwadniana [ha], φ - współczynnik opóźnienia (stosowany dla zlewni >1 hektara).

Obliczenie ilości wód opadowych i roztopowych.

Ilość ścieków deszczowych dopływających ze zlewni:

$$Q = (F \times q \times \psi \times \varphi) \text{ [dm}^3/\text{s]}$$

gdzie:

Q - maksymalny przepływ obliczeniowy [dm³/s]

F - powierzchnia zlewni [ha]

q - natężenie deszczu miarodajnego [dm³/s ha]

ψ - współczynnik spływu powierzchniowego

φ- współczynnik opóźnienia zależy od spadku i kształtu zlewni = I, F<1 ha

Powierzchnia zlewni terenu zielonego

F = 0,0045 ha

φ = 2,461 współczynnik opóźnienia (n=6)

ψ = 0,15 współczynnik spływu

q = A/t^{0,667}

t- czas trwania deszczu w minutach równy 15 min

A- wartość tabelaryczna równa 572 dla p=100% i opadów do 1000 mm

q = 93,960 [dm³/s ha]

Q = 0,1565 [dm³/s]

Powierzchnia zlewni - drogi asfaltowej

F= 0,0328 ha

φ = 1,767 współczynnik opóźnienia (n=6)

ψ = 0,85 współczynnik spływu

q = A/t^{0,667}

t- czas trwania deszczu w minutach równy 15 min

A- wartość tabelaryczna równa 572 dla p=100% i opadów do 1000 mm

q = 93,96 [dm³/s ha]

Q = 4,6301 [dm³/s]

Powierzchnia zlewni - nawierzchnie żwirowe

F = 0,001 ha

φ = 3,162 współczynnik opóźnienia (n=6)

ψ = 0,15 współczynnik spływu

q = A/t^{0,667}

t- czas trwania deszczu w minutach równy 15 min

A- wartość tabelaryczna równa 572 dla p=100% i opadów do 1000 mm

$$q = 93,960 \text{ [dm}^3/\text{s ha]}$$

$$Q = 0,0446 \text{ [dm}^3/\text{s]}$$

Nawierzchnie chodnik, kamienne, betonowe, ..

$$F = 0,0173 \text{ ha}$$

$$\psi = 1,966 \quad \text{współczynnik spływu}$$

$$\varphi = 0,75 \quad \text{współczynnik opóźnienia (n=6)}$$

$$q = A/t^{0,667}$$

t- czas trwania deszczu w minutach równy 15 min

A- wartość tabelaryczna równa 572 dla p=100% i opadów do 1000 mm

$$q = 93,960 \text{ [dm}^3/\text{s ha]}$$

$$Q = 2,3972 \text{ [dm}^3/\text{s]}$$

Całkowita ilość powstających wód opadowych i roztopowych,
jaką należy odprowadzić kanalizacją
deszczową wynosi:

$$Q = 7,2284 \text{ [dm}^3/\text{s]}$$

$$Q = 0,0072 \text{ [m}^3/\text{s]}$$

**Odcinek w km projektowanego chodnika i drogi powiatowej nr 2931 S: 0+327- 0+426 (lewa strona) –
zlewnia „D”.**

**Zlewnia ciągnąca to tereny zielone, tereny o nawierzchni żwirowej, asfaltowej, znajdujących się w
bezpośrednim sąsiedztwie projektowanego chodnika.**

Dane do obliczeń:

Lp.	Rodzaj powierzchni terenu	jedn.	Ilość
1	Powierzchnia zlewni terenu zielonego	ha	0,0295
2	Powierzchnia zlewni - drogi asfaltowej	ha	0,0304

**BUDOWA CHODNIKA W CIĄGU DROGI POWIATOWEJ NR 2931S UL. WIEJSKA W KUŹNI NIEBOROWSKIEJ -
PROJEKT**

3	Powierzchnia zlewni - nawierzchnie żwirowe	ha	0,0029
	Suma :	ha	0,0628

Maksymalny przepływ ścieków deszczowych wymagających podczyszczenia:

$Q_{max} = \psi \times q_{max} \times F \times \varphi$ [dm³/s], gdzie: ψ - współczynnik spływu powierzchniowego, q_{max} - natężenie deszczu o częstotliwości występowania jeden raz w roku i czasie trwania 15 min [dm³/(s x ha)] (zgodnie z pkt 1 ust. 2 § 19 rozporządzenia), F - całkowita powierzchnia odwadniana [ha], φ - współczynnik opóźnienia (stosowany dla zlewni >1 hektara).

Obliczenie ilości wód opadowych i roztopowych.

Ilość ścieków deszczowych dopływających ze zlewni:

$$Q = (F \times q \times \psi \times \varphi) \text{ [dm}^3/\text{s]}$$

gdzie:

Q - maksymalny przepływ obliczeniowy [dm³/s]

F - powierzchnia zlewni [ha]

q - natężenie deszczu miarodajnego [dm³/s ha] ψ - współczynnik spływu powierzchniowego

φ - współczynnik opóźnienia zależy od spadku i kształtu zlewni = 1, $F < 1$ ha

Powierzchnia zlewni terenu zielonego

$$F = 0,0295 \text{ ha}$$

$$\varphi = 1,799 \quad \text{współczynnik opóźnienia (n=6)}$$

$$\psi = 0,15 \quad \text{współczynnik spływu}$$

$$q = A/t^{0,667}$$

t - czas trwania deszczu w minutach równy 15 min

A - wartość tabelaryczna równa 572 dla $p=100\%$ i opadów do 1000 mm

$$q = 93,960 \text{ [dm}^3/\text{s ha]}$$

$$Q = 0,7473 \text{ [dm}^3/\text{s]}$$

Powierzchnia zlewni - drogi asfaltowej

$$F = 0,0304 \text{ ha}$$

$$\varphi = 1,790 \quad \text{współczynnik opóźnienia (n=6)}$$

**BUDOWA CHODNIKA W CIĄGU DROGI POWIATOWEJ NR 2931S UL. WIEJSKA W KUŹNI NIEBOROWSKIEJ -
PROJEKT**

$\psi = 0,85$ współczynnik spływu

$q = A/t0,667$

t- czas trwania deszczu w minutach równy 15 min

A- wartość tabelaryczna równa 572 dla p=100% i opadów do 1000 mm

$q = 97,41$ [dm³/s ha]

$Q = 4,346$ [dm³/s]

Powierzchnia zlewni - nawierzchnie żwirowe

$F = 0,0029$ ha

$\varphi = 2,648$ współczynnik opóźnienia (n=6)

$\psi = 0,15$ współczynnik spływu

$q = A/t0,667$

t- czas trwania deszczu w minutach równy 15 min

A- wartość tabelaryczna równa 572 dla p=100% i opadów do 1000 mm

$q = 93,960$ [dm³/s ha]

$Q = 0,1082$ [dm³/s]

Całkowita ilość powstających wód opadowych i roztopowych, jaką należy odprowadzić kanalizacją deszczową wynosi:

$Q = 5,2015$ [dm³/s]

$Q = 0,0052$ [m³/s]

Określenie wielkości zrzutu ścieków: maksymalnego godzinowego, średniego dobowego oraz maksymalnego rocznego.

Odcinek w km projektowanego chodnika i drogi powiatowej nr 2931 S: 0+008,60 - 0+327 (lewa strona) – zlewnia „A”.

OKREŚLENIE WIELKOŚCI ZRZUTU ŚCIEKÓW: MAKSYMALNEGO GODZINOWEGO, ŚREDNIEGO DOBOWEGO ORAZ MAKSYMALNEGO ROCZNEGO.

Maksymalny godzinowy zrzut ścieków:

Maksymalny godzinowy zrzut ścieków deszczowych obliczono przy założeniu czasu trwania deszczu miarodajnego $t=60$ min. Natężenie deszczu o takim czasie trwania i częstotliwości występowania raz na dwa lata ($c=2$).

A - wartość tabelaryczna równa 720 dla $p=50\%$ i opadów do 1000 mm

$$q_{mg} = 46,914 \text{ (l/s * ha)}$$

przyjmując, że natężenie deszczu w ciągu 60 minut jest stałe maksymalny godzinowy zrzut ścieków deszczowych wyniesie:

$$Q_{\text{max godz}} = q_{mg} \times F_{\text{zred}}$$

$$F_{\text{zred}} = 1,14447 \quad \text{ha}$$

$$Q_{\text{max godz}} = 193,290 \quad \text{m}^3/\text{h}$$

Średni dobowy zrzut ścieków:

Średni dobowy zrzut ścieków Q_{rdob} obliczono na podstawie średniej rocznej ilości odprowadzanych wód deszczowych. Średnią roczną ilość wód deszczowych odprowadzanych projektowanym wylotem kanalizacji deszczowej obliczono z wzoru:

$$Q_r = f \cdot H \cdot F_{\text{zred}} \cdot 10 \text{ (m}^3/\text{rok)}$$

H- opad roczny 1000 mm

f- współczynnik zmniejszający wielkość H o wysokość opadu nie dającą odpływu

$f = 0,9$

10- współczynnik przeliczeniowy jednostek

$Q_r = 10300,23 \text{ m}^3/\text{rok}$

Przeciętnie w roku liczba dni z opadem wynosi 180, stąd średni dobowy zrzut ścieków $Q_{\text{śrdob}}$ wyniesie odpowiednio

$Q_r/180 = 57,224 \text{ m}^3/\text{d}$

Maksymalny roczny zrzut ścieków:

Maksymalny roczny zrzut ścieków Q_{max} obliczono zakładając, że będzie on rezultatem rocznej sumy opadów atmosferycznych charakterystycznej dla roku najbardziej wilgotnego, która wynosi 1200 mm.

Zastosowano wzór: $Q_{\text{max}} = f \cdot H \cdot F_{\text{zred}} \cdot 10 \text{ (m}^3/\text{rok)}$; pozostałe oznaczenia jak wyżej.

$Q_r = 12360,276 \text{ m}^3/\text{rok}$

Odcinek w km projektowanego chodnika i drogi powiatowej nr 2931 S: 0+008,60 - 0+323 (prawa stron) – zlewnia „B”.

OKREŚLENIE WIELKOŚCI ZRZUTU ŚCIEKÓW: MAKSYMALNEGO GODZINOWEGO, ŚREDNIEGO DOBOWEGO ORAZ MAKSYMALNEGO ROCZNEGO.

Maksymalny godzinowy zrzut ścieków:

Maksymalny godzinowy zrzut ścieków deszczowych obliczono przy założeniu czasu trwania deszczu miarodajnego $t = 60 \text{ min}$. Natężenie deszczu o takim czasie trwania i częstotliwości występowania raz na dwa lata ($c = 2$)

A- wartość tabelaryczna równa 720 dla $p = 50\%$ i opadów do 1000 mm

$q_{\text{mg}} = 46,914 \text{ (l/s} \cdot \text{ha)}$

przyjmując, że natężenie deszczu w ciągu 60 minut jest stałe maksymalny godzinowy zrzut ścieków deszczowych wyniesie:

$$Q_{\max \text{ godz}} = q_{mg} \times F_{zred}$$

$$F_{zred} = 181576 \quad \text{ha}$$

$$Q_{\max \text{ godz}} = 30,666 \quad \text{m}^3/\text{h}$$

Średni dobowy zrzut ścieków:

Średni dobowy zrzut ścieków Q_{srdob} obliczono na podstawie średniej rocznej ilości odprowadzanych wód deszczowych. Średnią roczną ilość wód deszczowych odprowadzanych projektowanym wylotem kanalizacji deszczowej obliczono z wzoru:

$$Q_r = f \cdot H \cdot F_{zred} \cdot 10 \text{ (m}^3/\text{rok)}$$

H- opad roczny 1000 mm

f- współczynnik zmniejszający wielkość H o wysokość opadu nie dającą odpływu

$$f = 0,9$$

10- współczynnik przeliczeniowy jednostek

$$Q_r = 1634,184 \quad \text{m}^3/\text{rok}$$

Przeciętnie w roku liczba dni z opadem wynosi 180, stąd średni dobowy zrzut ścieków

Q_{srdob} wyniesie odpowiednio

$$Q_r/180 = 9,079 \text{ m}^3/\text{d}$$

Maksymalny roczny zrzut ścieków:

Maksymalny roczny zrzut ścieków Q_{\max} obliczono zakładając, że będzie on rezultatem rocznej sumy opadów atmosferycznych charakterystycznej dla roku najbardziej wilgotnego, która wynosi 1200 mm.

Zastosowano wzór: $Q_{\max} = f \cdot H \cdot F_{zred} \cdot 10 \text{ (m}^3/\text{rok)}$; pozostałe oznaczenia jak wyżej

Qr= 1961,021 m³/rok

**Odcinek w km projektowanego chodnika i drogi powiatowej nr 2931 S: 0+323- 0+426 (prawa stron) –
zlewnia „C”.**

OKREŚLENIE WIELKOŚCI ZRZUTU ŚCIEKÓW: MAKSYMALNEGO GODZINOWEGO, ŚREDNIEGO
DOBOWEGO ORAZ MAKSYMALNEGO ROCZNEGO.

Maksymalny godzinowy zrzut ścieków:

Maksymalny godzinowy zrzut ścieków deszczowych obliczono przy założeniu czasu trwania deszczu
miarodajnego t=60 min. Natężenie deszczu o takim czasie trwania i częstotliwości występowania raz na
dwa lata (c=2)"

A- wartość tabelaryczna równa 720 dla p=50% i opadów do 1000 mm

qmg = 46,914 (l/ s * ha)

przyjmując, że natężenie deszczu w ciągu 60 minut jest stałe maksymalny godzinowy zrzut ścieków
deszczowych wyniesie:

$Q \text{ max godz} = qmg \times Fzred$

Fzred= 0,055606 ha

$Q \text{ max godz} = 9,391 \text{ m}^3/\text{h}$

Średni dobowy zrzut ścieków:

Średni dobowy zrzut ścieków Qsrdob obliczono na podstawie średniej rocznej ilości odprowadzanych
wód deszczowych. Średnią roczną ilość wód deszczowych odprowadzanych projektowanym wylotem
kanalizacji deszczowej obliczono z wzoru:

$Qr = f * H * Fzred * 10 \text{ (m}^3/\text{rok)}$

H- opad roczny 1000 mm

f- współczynnik zmniejszający wielkość H o wysokość opadu nie dającą odpływu

f= 0,9

10- współczynnik przeliczeniowy jednostek

Qr= 500,454 m³/rok

Przeciętnie w roku liczba dni z opadem wynosi 180, stąd średni dobowy zrzut ścieków

Qsrdob wyniesie odpowiednio

Qr/180 = 2,780 m³/d

Maksymalny roczny zrzut ścieków:

Maksymalny roczny zrzut ścieków Qmax obliczono zakładając, że będzie on rezultatem rocznej sumy opadów atmosferycznych charakterystycznej dla roku najbardziej wilgotnego, która wynosi 1200 mm.

Zastosowano wzór: $Q_{max} = f \cdot H \cdot F_{zred} \cdot 10$ (m³/rok); pozostałe oznaczenia jak wyżej

Qr= 600,545 m³/rok

Odcinek w km projektowanego chodnika i drogi powiatowej nr 2931 S: 0+327- 0+426 (lewa stron) – zlewnia „D”.

OKREŚLENIE WIELKOŚCI ZRZUTU ŚCIEKÓW: MAKSYMALNEGO GODZINOWEGO, ŚREDNIEGO DOBOWEGO ORAZ MAKSYMALNEGO ROCZNEGO.

Maksymalny godzinowy zrzut ścieków:

Maksymalny godzinowy zrzut ścieków deszczowych obliczono przy założeniu czasu trwania deszczu miarodajnego t=60 min. Natężenie deszczu o takim czasie trwania i częstotliwości występowania raz na dwa lata (c=2)"

A- wartość tabelaryczna równa 720 dla p=50% i opadów do 1000 mm

$$q_{mg} = 46,914 \text{ (l/s * ha)}$$

przyjmując, że natężenie deszczu w ciągu 60 minut jest stałe maksymalny godzinowy zrzut ścieków deszczowych wyniesie:

$$Q_{\text{max godz}} = q_{mg} \times F_{\text{zred}}$$

$$F_{\text{zred}} = 0,062679 \quad \text{ha}$$

$$Q_{\text{max godz}} = 10,586 \quad \text{m}^3/\text{h}$$

Średni dobowy zrzut ścieków:

Średni dobowy zrzut ścieków $Q_{\text{śrdob}}$ obliczono na podstawie średniej rocznej ilości odprowadzanych wód deszczowych. Średnią roczną ilość wód deszczowych odprowadzanych projektowanym wylotem kanalizacji deszczowej obliczono z wzoru:

$$Q_r = f * H * F_{\text{zred}} * 10 \text{ (m}^3/\text{rok)}$$

H- opad roczny 1000 mm

f- współczynnik zmniejszający wielkość H o wysokość opadu nie dającą odpływu

$$f = 0,9$$

10- współczynnik przeliczeniowy jednostek

$$Q_r = 564,111 \quad \text{m}^3/\text{rok}$$

Przeciętnie w roku liczba dni z opadem wynosi 180, stąd średni dobowy zrzut ścieków

$Q_{\text{śrdob}}$ wyniesie odpowiednio

$$Q_r/180 = 3,134 \text{ m}^3/\text{d}$$

Maksymalny roczny zrzut ścieków:

Maksymalny roczny zrzut ścieków Q_{max} obliczono zakładając, że będzie on rezultatem rocznej sumy opadów atmosferycznych charakterystycznej dla roku najbardziej wilgotnego, która wynosi 1200 mm.

Zastosowano wzór: $Q_{\max} = f \cdot H \cdot F_{\text{red}} \cdot 10$ (m³/rok); pozostałe oznaczenia jak wyżej

$Q_r = 676,933$ m³/rok

Jakość wód opadowych.

Wielkość wskaźników zanieczyszczeń w wodach opadowych jest zmienna, zależy od częstotliwości opadów, czasu trwania deszczu, natężenia deszczu, itp.

Jednak ze względu na odwodnienie z chodnika i z drogi przyjęto: stężenie zawiesiny ogólnej: 100,0 mg/l. W wodach opadowych pochodzących z dróg mogą również występować substancje ropopochodne. Analizując cel przedmiotowej inwestycji można założyć, że stężenie substancji ropopochodnych w wodach deszczowych z chodnika i drogi będzie niewielkie, nie można ich jednak wykluczyć.

Wielkość odpływu ścieków deszczowych z przedmiotowej inwestycji określono na:

$Q = 43,9177$ [l/s] - odcinek w km projektowanego chodnika i drogi 0+008,60 - 0+327 (lewa strona),

$Q = 15,4402$ [l/s] - odcinek w km projektowanego chodnika i drogi 0+008,60 - 0+323 (prawa strona),

$Q = 7,2284$ [l/s] - odcinek w km projektowanego chodnika i drogi 0+323- 0+426 (prawa strona),

$Q = 5,2015$ [l/s] - odcinek w km projektowanego chodnika i drogi 0+327- 0+426 (lewa strona).

Te przepływy zostały obliczone na podstawie jednostkowego natężenia deszczu miarodajnego, występującego raz na rok, tzn. dla deszczu o charakterze nawałnicy. Stwierdza się, że przy prawidłowej eksploatacji urządzeń podczyszczających (studzienek ściekowych z osadnikiem piasku), przepustu oraz regularnym utrzymaniu rowu przyjmującego wody opadowe z projektowanych nawierzchni, wpływ inwestycji na jakość wód w odbiorniku będzie obojętny.

3.5. MATERIAŁ

Kanały należy wykonać z rur PE-HD (SN12) o średnicach DN/OD 400mm, łączonych przy pomocy uszczeltek gumowych. Natomiast przykanaliki wykonać z rur o sztywności obwodowej SN8 o średnicy 200mm. Elementy uszczelniające powinny być dostarczane razem z rurami. Rury należy przewozić i składować w oryginalnych wiązkach, a po rozpakowaniu układać w sterty podparte na całej długości lub na podporach drewnianych o rozstawie nie większym niż 2,0 m. Wysokość sterty nie może przekroczyć 2,0 m. Warstwy rur należy układać na przemian tak, by kielichy wystawały poza obrys sterty. Rury należy zabezpieczyć przed nadmiernym promieniowaniem słonecznym. Należy ściśle stosować się do instrukcji producenta.

Rury powinny być wykonane w odcinkach prostych z kielichami Rury powinny być wykonane o średnicy nominalnej odniesionej do średnicy zewnętrznej DN/OD. Rury w szeregu DN/OD muszą posiadać uszczelkę spełniającą wymagania normy PNEN 681-1. Kielich rur DN/OD. Rury i kształtki kanalizacyjne powinny być wykonane z PE-HD o średnicy zewnętrznej DN/OD 400 mm, sztywność obwodowa rur SN 8 i 12 kN/m² (według projektu), zgodnie z normą PN-EN 13476-3.

- Wymagania dla geowłókniny do drenu:

Materiał: PP, igłowana,

Przy obciążeniu 20 KPa: KH>15x10⁻⁴ m/s, KH/KV >1,5, grubość 2-3,2mm,

Zamknięcie drenu: szpilki stal. "U" 8/60 mm

3.6. UZBROJENIE

Uzbrojenie kanalizacji będą stanowić studnie betonowe Dn1000. Studzienki wykonać zgodnie z PN-B-10729:1999 z włazem kanałowym wg PN-EN-124:2000:

- klasy D 400 kN w przypadku studzienki posadowionej w jezdni, parkingu lub utwardzonym poboczu

- klasy B 125 kN w przypadku studzienki posadowionej w zieleńcu.

Studzienki posadowione w drodze, parkingu lub poboczu należy dodatkowo wyposażyć w pierścień odciążający. Jeżeli kanalizacja jest prowadzona w jezdni należy zastosować tzw. włazy samopoziomujące. Zwraca się uwagę na dokładne obsypanie studni rewizyjnych piaskiem z dokładnym zagęszczeniem przy pomocy ubijaków mechanicznych. Dokładną lokalizację i typ studzienek wg. części rysunkowej. W terenach zielonych, do przykrycia studni należy zastosować włazy żeliwne z wypełnieniem betonowym. Włazy studni należy wynieść 5-10 cm ponad teren.

Należy zastosować wpusty tworzywowe ø600 z osadnikiem o głębokości minimum 45cm. Wpusty krawężnikowo jezdniowe winny być typu ciężkiego o nacisku 400 kN. Wpusty ściekowe wykonać powinny być uchylne i ryglowane wyposażone w kosze osadcze. Studnie powinny posiadać Aprobatę techniczną. Przejścia przez ścianę wykonać za pomocą osadzonych kielichów i uszczelki gumowych.

Studnie rewizyjne o średnicy 1000mm należy wykonać z kręgów betonowych. Studzienka betonowa powinna być wyposażona w stopnie żłazowe umożliwiającą wejście do studni, betonowy pierścień odciążający. Studzienki powinny być wykonane z betonu klasy C35/45 (B45) i posiadać nasiąkliwość nie większą od 5%. Łączenie poszczególnych kręgów należy wykonać za pomocą uszczelki elastycznych (gumowych). Studnie rewizyjne powinny zostać wyposażone w kinety betonowe wykonane w zakładzie prefabrykacji. Włazy żeliwne powinny być typu ciężkiego D400 z wypełnieniem betonowym. Studzienki należy posadowić na mieszance betonowej C12/15.

3.7. ZABEZPIECZENIE ANTYKOROZYJNE

Elementy betonowe zabezpieczyć za pomocą środków dyspersyjnych.

3.8.ROBOTY ZIEMNE

3.8.1. WYKOPY

Rozpoczęcie prac wymaga wytyczenia osi wykopu przez uprawnionego geodetę. Przed rozpoczęciem robót ziemnych należy wykonać **przekopy kontrolne** celem dokładnego zlokalizowania istniejącego uzbrojenia. Nie wyklucza się sieci niezainwentaryzowanych. **Przed przystąpieniem do robót należy wykonać pomiary kontrolne rzędnych terenu istniejącego i projektowania w celu stwierdzenia poprawnego pomiaru wysokościowego.**

Wykopy liniowe wykonać o ścianach pionowych o szerokości o min. 0,6m szerszych niż średnica rury, zabezpieczonych grodzicami stalowymi lub obudowami typowymi. Wykopy prowadzić mechanicznie do głębokości 0,25 m powyżej rzędnej dna wykopu. Poniżej wykopy prowadzić ręcznie. **W sąsiedztwie istniejącego uzbrojenia wykopy należy prowadzić ręcznie na całej głębokości.**

Wszystkie wykopy należy zabezpieczyć ogrodzeniem, nocą oświetlić, a w miarę możliwości w tym samym dniu zasypać z ubiciem gruntu warstwami o grubości 20 cm. Przy wykonywaniu wykopów zachować odległość 1,5 m od słupów energetycznych, teletechnicznych i pni drzew. Korzenie drzew wykonawca zobowiązany będzie przyciąć zgodnie ze sztuką pielęgnacji, a miejsca przecięte zabezpieczyć środkiem bakteriobójczym.

Dla gromadzących się wód przypadkowych, w najniższym punkcie wykopu należy wykonać rzapie o wymiarach 50-50-50 cm lub poprzez zabudowę kręgu Dn600. W przypadku napiętego zwierciadła wody gruntowej zastosować igłofiltry. Wody należy odpompować przy pomocy pompy spalinowej i skierować na istniejący teren. Istniejące podłoże gruntowe należy zagęścić i dokonać pomiaru do wartości wskaźnika nie mniejszego od 0,97. Przed wykonaniem podsypki minimalny poziom zagęszczenia powinien wynieść 97% wartość wg. skali Proctora. W miejscu posadowienia studni moduł odkształcenia dynamicznego powinien wynosić na podłożu 30 MN/m².

3.8.2. PODSYPKA

Przewody należy ułożyć na wyrównanym i wzmocnionym podsypką piaskową podłożu. Z wykopu należy usunąć większe kamienie, a dno wykopu wyrównać przez wykonanie na całej szerokości wykopu podsypki grubości 30cm z piasku drobnego. Podsypkę należy zagęścić do 98% w skali Proctora lub wymagany moduł odkształcenia dynamicznego $E_{vd}=40 \text{ MN/m}^2$. Rury muszą być tak ułożone, by podparcie ich było jednolite, co zapewnia dobrze ułożoną i zagęszczoną podsypkę. Pod studnie należy wykonać podsypkę o tych samych parametrach. Powierzchnia w miejscu ułożenia studni powinna posiadać moduł odkształcenia dynamicznego 45 MN/m².

3.8.3. OBSYPKA

Przed przystąpieniem do montażu studni kinety należy unieruchomić poprzez wykonanie podsypki zagęszczanej warstwowo o gr. warstw 10- 15 cm i zagęszczać mechaniczną zagęszczarką typu skoczek.

Po wykonaniu robót montażowych rur należy wykonać obsypkę przewodów piaskiem grubym systematycznie po obu stronach rury, warstwami o grubości nie większej niż 20cm do wys. 30cm ponad wierzch rury. Należy zagwarantować rurom dostateczne podparcie ze wszystkich stron, aby obciążenia były przekazywane

równomiernie i nie występowały przeciążenia miejscowe. Obsypka powinna być tak wykonana, by kanał nie został przemieszczony. Obsypkę należy zagęścić do wskaźnika 100% (zmodyfikowana wartość Proctora) a wymagany moduł odkształcenia dynamicznego wynosić winien min 60 MN/m². Zagęszczanie można prowadzić mechanicznie najlepiej sprzętem, który może jednocześnie pracować po obu stronach przewodu. Niedopuszczalne jest używanie wibratora bezpośrednio nad rurą. Obsypkę wokół studni wykonać warstwą do projektowanego spodu konstrukcji jezdni lub chodników na całym obwodzie i zagęszczać warstwami o gr. 20cm. Ponadto należy ściśle stosować wszelkie zalecenia producenta rur i studni. Zagęszczenie przy studni powinno wynosić 100% wg Proctora lub dynamiczny moduł odkształcenia równy 60 MN/m².

3.8.4. ZASYPIANIE WYKOPÓW

Całkowite zasypanie może nastąpić po wykonaniu próby szczelności przewodów. Do zasypywania wykopów w rejonie dróg należy zastosować grunt rodzimy zmieszany z piaskiem w stosunku 1:1 (tj. 50% piasku i 50% gruntu) zagęszczony do 100% w skali Proctora i dynamiczny moduł odkształcenia podłoża 65 MN/m². W przypadku nie nadającego się podłoża należy zastosować częściową lub całkowitą wymianę gruntu. Słaby grunt należy zastąpić dobrze zagęszczonym gruntem sytkim. Grunt należy zagęszczać warstwowo co 20cm. Na wykonaną obsypkę należy ułożyć folię HDPE o grubości 5 mm (sygnalizacyjną). **Nie ułożenie folii skutkować będzie koniecznością odkopania całego kolektora deszczowego.**

3.9. PRÓBA SZCZELNOŚCI

Próbę szczelności kanalizacji wykonać przez napełnienie wodą. Odbiory i badania przeprowadzić zgodnie z PN-EN 1610.

3.10. SKRZYŻOWANIA Z PRZESZKODAMI

Projektowany kanał będzie się krzyżował z istniejącymi sieciami. W miejscach, gdzie odległość pionowa pomiędzy krawędziami rur kanalizacyjnych i wodociagowych wynosi powyżej 0,2m nie ma potrzeby zabezpieczania tych przewodów.

Kable energetyczne i teletechniczne zabezpieczyć zgodnie PN-76/E-05125 i PN-76/E-05100-1 rurami PE-HD SDR11 dwudzielnymi lub przez ułożenie kształtek betonowych o takiej długości, by końce elementów zabezpieczających znajdowały się min. 1m poza obrysem kabla. Końce rur ochronnych należy zaślepić pianką poliuretanową.

Należy wykonać przekopy kontrolne celem dokładnego zlokalizowania uzbrojenia. **Przed przystąpieniem do robót należy dokonać przekazania placu budowy z udziałem użytkowników urządzeń podziemnych, z którymi krzyżuje się projektowana kanalizacja.** Ze względu na brak szczegółowego posadowienia istniejącego uzbrojenia, należy dokonać przekopów kontrolnych.

4. WYTYCZNE DLA BRANŻ

- Projekt chodnika stanowi odrębne opracowanie

- Pokrywy studni kanalizacyjnych należy osadzić zgodnie z niweletą krawędzi jezdni chodników
- Po wykonaniu kanalizacji deszczowej należy przeprowadzić ich teleinspekcje TV monitoring.
- Wykonanie sieci podlega inwentaryzacji geodezyjnej po wykonawczej.

5. UWAGI KOŃCOWE

1. Całość robót wykonać zgodnie z "Warunkami wykonania i odbioru robót bud. - montażowych - cz.II " i Warunkami technicznymi wykonania i odbioru rurociągów z tworzyw sztucznych
2. Teren budowy zabezpieczyć oraz prace prowadzić zgodnie z Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z 6.02.2003r. w sprawie bezpieczeństwa i higieny pracy przy wykonywaniu robót budowlanych (Dz.U.03.47.401)
3. Stosować przepisy zawarte w Rozporządzeniu Ministra Gospodarki z 20.09.2001 (DzU118, poz.1263) w sprawie bhp podczas eksploatacji maszyn i innych urządzeń technicznych do robót ziemnych, budowlanych i drogowych
4. Prace wykonać pod nadzorem służb ZDP Gliwice.
5. Projekt należy rozpatrywać łącznie z pozostałymi branżami
6. Dopuszcza się zmianę materiałów po uprzednim uzgodnieniu ich z projektantem.
7. Wykonanie sieci podlega inwentaryzacji geodezyjnej po wykonawczej.
8. Połączenia i układanie w gruncie wykonać zgodnie z instrukcją producenta.
9. Wszystkie materiały zastosowane do budowy muszą mieć odpowiednie aprobaty i być dopuszczone do stosowania w budownictwie powszechnym w Polsce.

Kazimierz WOLNY
Uprawn. budowlane do projektowania
i kierowania robotami w zakresie
instalacji sieci i urządzeń sanitarnych
Nr ewid. uprawn. 19/KW/73

CZĘŚĆ II – RYSUNKOWA