

**B. OPIS TECHNICZNY DO PROJEKTU BUDOWLANEGO BUDOWY
ZWIĘKSZENIA RETENCJI WÓD OPADOWYCH**

I. CZEŚĆ OGÓLNA

1. Przedmiot opracowania
2. Inwestor, Użytkownik, Wykonawca
3. Podstawy opracowania
4. Wykaz uzgodnień
5. Charakterystyka wymiarowa projektowanych modułów
odwodnieniowych

II. CZEŚĆ TECHNOLOGICZNA

1. Charakterystyka projektowanych rozwiązań
2. Obliczenia hydrauliczne
3. Zbiorniki retencyjno - chłonne
4. Istniejący stan uzbrojenia w rejonie projektowanych modułów
odwodnieniowych
5. Roboty ziemne
6. Geotechniczne warunki posadowienia

III. CZEŚĆ KONSTRUKCYJNA

B. OPIS TECHNICZNY DO PROJEKTU BUDOWLANEGO BUDOWY ZWIĘKSZENIA RETENCJI WÓD OPADOWYCH

I. CZĘŚĆ OGÓLNA

1. Przedmiot opracowania

Przedmiotem opracowania jest projekt budowlany zwiększenia retencji wód opadowych w ul. Podleśnej (na odcinku od ul. Leśny Ślad do ul. Południowej). Projektuje się wykonanie pięciu modułów odwodnieniowych składających się z pięciu zbiorników retencyjno-chłonnych. Moduły odwodnieniowe zlokalizowane będą w ulicy Podleśnej na dz. o nr ew. 100/13 w obrębie 05-10 w Milanówku.

2. Inwestor, Użytkownik, Wykonawca

Inwestor - Gmina Milanówek
ul. Kościuszki 45
05-822 Milanówek

Użytkownik - Urząd Miasta Milanówka
ul. Spacerowa 4
05-822 Milanówek

Wykonawca - zostanie wyłoniony w drodze przetargu publicznego

3. Podstawy opracowania

- 3.1. Umowa z Inwestorem Nr W/420/TOM/420/15 z dnia 06.07.2015r.
- 3.2. Warunki techniczne do projektowania nr 1/2015 wydane przez Urząd Miasta Milanówka pismo TOM.631.25.2015 z dn. 17.08.2015r.
- 3.3. Wykaz podmiotów i skorowidz działek ewidencyjnych wydany przez Starostwo Powiatu Grodziskiego, Wydział Geodezji i Kartografii pismo EGB.6621.6951.2015 z dn. 09.11.2015r.
- 3.4. Decyzja 19CP/2015 o ustaleniu lokalizacji inwestycji celu publicznego wydana przez Burmistrza Miasta Milanówka pismo GNPP.6733.14.2015 z dnia 27.10.2015r.
- 3.5. Zezwolenie Burmistrza Miasta Milanówka na lokalizację elementów odwodnienia w pasie drogowym ulicy Podleśnej pismo TOM.6853.1.115.2015 z dn. 23.10.2015r.
- 3.6. Opinia geotechniczna wraz z dokumentacją badań podłoża gruntowego oraz projekt geotechniczny opracowane przez Pracownię Badań Geotechnicznych „GEObud” s.c. we wrześniu 2015 r.
- 3.7. Plan sytuacyjno-wysokościowy z inwentaryzacją urządzeń podziemnych w skali 1:500
- 3.8. Wizja lokalna i pomiary uzupełniające w terenie wykonane przez projektanta

4. Wykaz uzgodnień

- 4.1. Uzgodnienie nr 37/15 Referatu Ochrony Środowiska i Gospodarki Zielenią Urzędu Miasta Milanówka pismo OŚZ.610.64.2015 z dn. 20.10.2015r.
- 4.2. Starostwo Powiatu Grodziskiego 05-825 Grodzisk Maz. ul. Żyrardowska 48a Protokół z narady koordynacyjnej NR PODGIK.6630.748.2015 z dn. 02.12.2015r.
- 4.3. Decyzja nr 1300/2015 wydana przez Mazowieckiego Wojewódzkiego Konserwatora Zabytków pismo WN.5152.348.2015.MCH z dnia 09.12.2015 r. 00-373 Warszawa, ul. Nowy Świat 18/20.
- 4.4. Urząd Miasta Milanówka 05-822 Milanówek, ul. Spacerowa 4 – uzgodnienie projektu Nr 2/2015, pismo TOM.631.47.2015 z dnia 10.12.2015 r.

5. Charakterystyka wymiarowa projektowanych modułów odwodnieniowych

5.1. Moduł odwodnieniowy „A2”:

- „A2w” nr 1 - wpust deszczowy żeliwny klasy „D” osadzony na studzience osadnikiem z kręgów żelbetowych $\varnothing 0,50$ i głębokości osadnika $h=1,0m$;
- „A2p” nr 2 – przykanalik o długości $L=2,5m$ i średnicy $D200 \times 5,9mm$ z rury PVC klasy „S” (SN8; SDR 34) ze ścianką litą jednorodną;
- „A2st” nr 3 – studzienka osadnikowa z kręgów żelbetowych $\varnothing 1,2m$ łączonych na uszczelki gumowe z włazem żeliwnym klasy D400, żeliwnymi stopniami złączowymi, o głębokości osadnika $h=1,0m$;
- „A2d” nr 4 – rura drenażowa D400 karbowana dwuścienna z P.P. SN8 typu TP (ze szczelinami na całym obwodzie $>50 \text{ cm}^2/mb$) o długości $L=1,0 \text{ m}$ w obsypce z tłucznia kamiennego płukanego gr. 31 – 63 mm z zabezpieczeniem na całym obwodzie geowłókniną;
- „A2zb” nr 5 - zbiornik retencyjno-chłonny składający się z 4 komór drenażowych i 2 pokryw skrajnych typu SC-740 z P.P. Powierzchnia łóżyska filtracyjnego $A=14,25m^2$ i pojemności $V=11,00m^3$. Komory w obsypce z tłucznia kamiennego płukanego gr. 31-63mm z zabezpieczeniem geowłókniną;
- „A2o” nr 6 - odpowietrznik zbiornika retencyjno-chłonnego składającej się z rury odpowietrznej z PVC klasy „S” (SN8 i SDR34) o długości $L = 1,0m$ i studzienki D315 z PVC z żeliwnym wpustem deszczowym C250.

5.2. Moduł odwodnieniowy „B2”:

- „B2w” nr 1 - wpust deszczowy żeliwny klasy „D” osadzony na studzience osadnikiem z kręgów żelbetowych $\varnothing 0,50$ i głębokości osadnika $h=1,0m$;
- „B2p” nr 2 – przykanalik o długości $L=2,0m$ i średnicy $D200 \times 5,9mm$ z rury PVC klasy „S” (SN8; SDR 34) ze ścianką litą jednorodną;
- „B2st” nr 3 – studzienka osadnikowa z kręgów żelbetowych $\varnothing 1,2m$ łączonych na uszczelki gumowe z włazem żeliwnym klasy D400, żeliwnymi stopniami złączowymi, o głębokości osadnika $h=1,0m$;
- „B2d” nr 4 – rura drenażowa D400 karbowana dwuścienna z P.P. SN8 typu TP (ze szczelinami na całym obwodzie $>50 \text{ cm}^2/mb$) o długości $L=1,0 \text{ m}$ w obsypce z tłucznia

kamiennego płukanego gr. 31 – 63 mm z zabezpieczeniem na całym obwodzie geowłókniną;

- „B2zb” nr 5 - zbiornik retencyjno-chłonny składający się z 2 komór drenazowych i 2 pokryw skrajnych typu SC-740 z P.P. Powierzchnia łóżyska filtracyjnego $A=8,25\text{m}^2$ i pojemności $V=5,93\text{m}^3$. Komory w obsypce z tłucznia kamiennego płukanego gr. 31-63mm z zabezpieczeniem geowłókniną;
- „B2o” nr 6 - odpowietrznik zbiornika retencyjno-chłonnego składającej się z rury odpowietrznej z PVC klasy „S” (SN8 i SDR34) o długości $L = 1,0\text{m}$ i studzienki D315 z PVC z żeliwnym wpustem deszczowym C250.

5.3. Moduł odwodnieniowy „C2”:

- „C2w” nr 1 - wpust deszczowy żeliwny klasy „D” osadzony na studziencie osadnikiem z kręgów żelbetowych $\varnothing 0,50$ i głębokości osadnika $h=1,0\text{m}$;
- „C2p” nr 2 – przykanalik o długości $L=2,0\text{m}$ i średnicy D200x5,9mm z rury PVC klasy „S” (SN8; SDR 34) ze ścianką litą jednorodną;
- „C2st” nr 3 – studzienka osadnikowa z kręgów żelbetowych $\varnothing 1,2\text{m}$ łączonych na uszczelki gumowe z włazem żeliwnym klasy D400, żeliwnymi stopniami złazowymi, o głębokości osadnika $h=1,0\text{m}$;
- „C2d” nr 4 – rura drenazowa D400 karbowana dwuścienna z P.P. SN8 typu TP (ze szczelinami na całym obwodzie $>50\text{cm}^2/\text{mb}$) o długości $L=1,0\text{m}$ w obsypce z tłucznia kamiennego płukanego gr. 31 – 63 mm z zabezpieczeniem na całym obwodzie geowłókniną;
- „C2zb” nr 5 - zbiornik retencyjno-chłonny składający się z 4 komór drenazowych i 2 pokryw skrajnych typu SC-740 z P.P. Powierzchnia łóżyska filtracyjnego $A=14,40\text{m}^2$ i pojemności $V=12,20\text{m}^3$. Komory w obsypce z tłucznia kamiennego płukanego gr. 31-63mm z zabezpieczeniem geowłókniną;
- „C2o” nr 6 - odpowietrznik zbiornika retencyjno-chłonnego składającej się z rury odpowietrznej z PVC klasy „S” (SN8 i SDR34) o długości $L = 1,0\text{m}$ i studzienki D315 z PVC z żeliwnym wpustem deszczowym C250.

5.4. Moduł odwodnieniowy „D2”:

- „D2w” nr 1 - wpust deszczowy żeliwny klasy „D” osadzony na studziencie osadnikiem z kręgów żelbetowych $\varnothing 0,50$ i głębokości osadnika $h=1,0\text{m}$;
- „D2p” nr 2 – przykanalik o długości $L=1,5\text{m}$ i średnicy D200x5,9mm z rury PVC klasy „S” (SN8; SDR 34) ze ścianką litą jednorodną;
- „D2st” nr 3 – studzienka osadnikowa z kręgów żelbetowych $\varnothing 1,2\text{m}$ łączonych na uszczelki gumowe z włazem żeliwnym klasy D400, żeliwnymi stopniami złazowymi, o głębokości osadnika $h=1,0\text{m}$;
- „D2d” nr 4 – rura drenazowa D400 karbowana dwuścienna z P.P. SN8 typu TP (ze szczelinami na całym obwodzie $>50\text{cm}^2/\text{mb}$) o długości $L=1,0\text{m}$ w obsypce z tłucznia kamiennego płukanego gr. 31 – 63 mm z zabezpieczeniem na całym obwodzie geowłókniną;
- „D2zb” nr 5 - zbiornik retencyjno-chłonny składający się z 3 komór drenazowych i 2 pokryw skrajnych typu SC-740 z P.P. Powierzchnia łóżyska filtracyjnego $A=11,25\text{m}^2$ i pojemności $V=9,60\text{m}^3$. Komory w obsypce z tłucznia kamiennego płukanego gr. 31-63mm z zabezpieczeniem geowłókniną;

5.5. Moduł odwodnieniowy „E”:

- „Ew” nr 1; „Ew” nr 2; „Ew” nr 3; „Ew” nr 4 – cztery wpusty deszczowe żeliwne klasy „D” osadzone na studzienkach z osadnikiem z kręgów żelbetowych $\varnothing 0,50$ i głębokości osadnika $h=1,0m$;
- „Ep” nr 7 o długości $L=2,5m$; „Ep” nr 8 o długości $L=2,5m$; „Ep” nr 9 o długości $L=2,5m$; „Ep” nr 10 o długości $L=2,5m$ i średnicy $D200 \times 5,9mm$ z rur PVC klasy „S” (SN8; SDR 34) ze ścianką litą jednorodną;
- „Est” nr 5 i „Est” nr 6 – studzienki osadnikowe z kręgów żelbetowych $\varnothing 1,2m$ łączonych na uszczelki gumowe z włazem żeliwnym klasy D400, żeliwnymi stopniami żłazowymi, o głębokości osadnika $h=1,0m$;
- „Ed” nr 12 $L=1,0m$ i „Ed” nr 13 $L=3,0m$ – rury drenażowe D400 karbowane dwuścienne z P.P. SN8 typu TP (ze szczelinami na całym obwodzie $>50 \text{ cm}^2/\text{mb}$) w obsypce z tłucznia kamiennego płukanego gr. 31 – 63 mm z zabezpieczeniem na całym obwodzie geowłókniną;
- „Ezb” nr 5 - zbiornik retencyjno-chłonny składający się z 7 komór drenażowych i 2 pokryw skrajnych typu SC-740 z P.P. Powierzchnia łóżyska filtracyjnego $A=24,75m^2$ i pojemności $V=18,72m^3$. Komory w obsypce z tłucznia kamiennego płukanego gr. 31-63mm z zabezpieczeniem geowłókniną;

II. CZĘŚĆ TECHNOLOGICZNA

1. Charakterystyka projektowanych rozwiązań

Ze względu na występujące anomalie pogodowe z dużą ilością opadów, istniejący system odwodnieniowy nie nadaje z zagospodarowaniem wód opadowych co przyczynia się do zalewania ulicy. W celu uporządkowania gospodarki wód opadowych w ul. Podleśnej zostanie wybudowanych 5 modułów odwodnieniowych, które zretencjonują nadmiar wody opadowej w 5 podziemnych zbiornikach retencyjno-chłonnych. Zagospodarowane wody opadowe w zbiornikach retencyjno - chłonnych zostaną wprowadzone do ziemi za pomocą infiltracji. Moduły odwodnieniowe A2, B2, C2, D2, E będą zlokalizowane w ulicy Podleśnej na dz. o nr ew. 100/13 w obrębie 05-10.

Tabela: Zbiorcze zestawienie rzędnych dla modułów odwodnieniowych A2, B2, C2, D2, E w ulicy Podleśnej

Wyszczególnienie	Rzędne wysokościowe m n.p.m				
	Moduł A2	Moduł B2	Moduł C2	Moduł D2	Moduł E
Wpust deszczowy	„A2w”nr1, h=1,96m	„B2w”nr1, h=1,9m	„C2w”nr1, h=1,9m	„D2w”nr1, h=1,9m	„Ew”nr1, h=1,9m
Osadzony na studzience $\varnothing 0,50m$	Rt. 101,54 Rd. 99,58	Rt. 101,57 Rd. 99,67	Rt. 101,60 Rd. 99,70	Rt. 101,57 Rd. 99,67	Rt. 101,57 Rd. 99,67 „Ew”nr2, h=1,9m Rt. 101,55 Rd. 99,65 „Ew”nr3, h=1,9m Rt. 101,57 Rd. 99,67 „Ew”nr4, h=1,9m Rt. 101,45

					Rd. 99,55
Przykanalik D200x5,9mm	„A2p”nr2, L=2,5m Rd. 100,58 Rd. 100,32	„B2p”nr2, L=2m Rd. 100,67 Rd. 100,46	„C2p”nr2, L=2m Rd. 100,70 Rd. 100,46	„D2p”nr2, L=1,5m Rd. 100,67 Rd. 100,46	„Ep”nr7, L=2,5m Rd. 100,67 Rd. 100,32 Ep”nr8, L=2,5m Rd. 100,65 Rd. 100,32 Ep”nr9, L=2,5m Rd. 100,67 Rd. 100,32 Ep”nr10, L=2,5m Rd. 100,55 Rd. 100,32
Studzienka osadnikowa Ø1,20m	„A2st”nr3, h=2,63m Rt. 101,50 Rd. 98,87	„B2st”nr3, h=2,63m Rt. 101,63 Rd. 99,00	„C2st”nr3, h=2,63m Rt. 101,63 Rd. 99,00	„D2st”nr3, h=2,62m Rt. 101,63 Rd. 99,01	„Est”nr5, h=2,63m Rt. 101,50 Rd. 98,87 „Est”nr6, h=2,63m Rt. 101,50 Rd. 98,87
Rura drenażowa D400mm	„A2d”nr4, L=1m Rd. 99,87 Rd. 99,87	„B2d”nr4, L=1m Rd. 100,01 Rd. 100,01	„C2d”nr4, L=1m Rd. 100,01 Rd. 100,01	„D2d”nr4, L=1m Rd. 100,01 Rd. 101,01	„Ed”nr11, L=1m Rd. 99,87 Rd. 99,87 „Ed”nr13, L=3m Rd. 99,87 Rd. 99,87
Komory drenażowe SC-740	„A2zb”nr5, L=9,5m Rd. 99,83 Rd. 99,83	„B2zb”nr5, L=5,5m Rd. 99,97 Rd. 99,97	„C2zb”nr5, L=9,6m Rd. 99,97 Rd. 99,97	„D2zb”nr5, L=7,5m Rd. 99,97 Rd. 99,97	„Ezb”nr12, L=17,5m Rd. 99,83 Rd. 99,83
Warstwa tłucznia dno	Rd. 99,68 Rd. 99,68	Rd. 99,82 Rd. 99,82	Rd. 99,82 Rd. 99,82	Rd. 99,82 Rd. 99,82	Rd. 99,68 Rd. 99,68
Warstwa tłucznia góra	Rg. 100,74 Rg. 100,74	Rg. 100,88 Rg. 100,88	Rd. 100,88 Rd. 100,88	Rd. 100,88 Rd. 100,88	Rd. 100,74 Rd. 100,74

Zadaniem projektowanych modułów odwodnieniowych A2, B2, C2, D2, E jest odprowadzenie wód opadowych i roztopowych zebranych z powierzchni komunikacyjnych ulicy Podleśnej (na odcinku od ul. Leśny Ślad do ul. Południowej) w Milanówku, do nowo zaprojektowanych podziemnych zbiorników retencyjno-chłonnnych, a następnie poprzez infiltrację rozsączenie do gruntu. Zasięg zamierzonego oddziaływania stanowi ulica Podleśna na odcinku od ul. Leśny Ślad do ul. Południowej w Milanówku.

- retencja wód opadowych – ilość wód z opadów atmosferycznych musi zostać zmagazynowana tymczasowo w zbiorniku retencyjnym przed odprowadzeniem do gruntu;
- infiltracja do gruntu – w systemie tym ilość wód zmagazynowana po opadach atmosferycznych musi zostać odprowadzona do gruntu za pomocą infiltracji do gruntu w czasie mniejszym niż 12 godzin.

Systemy komór drenażowych wymagają zastosowania pod spodem komór, pomiędzy komorami oraz na wierzchu tych komór warstwy tłucznia płukanego. Tłuczeń ten służy jako element konstrukcyjny, pozwalający jednocześnie na przemieszczanie się wody opadowej oraz jej magazynowanie. Dopuszczalnym materiałem kamiennym jest płukany tłuczeń o porowatości rzędu 40%. Użyte kamienie muszą mieć uziarnienie w granicach 31-63mm. Istnieje możliwość zastosowania alternatywnie przetworzonego betonu. Zastosowanie kamieni o krawędziach półzaokrąglonych oraz zaokrąglonych jest niedopuszczalne.

Jako warstwa separacyjna, zapobiegająca wnikaniu gruntu do warstwy tłucznia, musi zostać zastosowana geowłóknina wg parametrów wytrzymałościowo-jakościowych. Warstwę geowłókniny należy zastosować na dnie wykopu, pomiędzy tłucznem a gruntem podłoża, na bokach wykopu oraz na górze tłucznia. Warstwa geowłókniny musi całkowicie otaczać tłuczeń. Fundament z tłucznia grubości 15cm pod komory drenażowe i rury drenażowe musi zostać zagęszczony udarowo do 95% wg norm Proctora. Warstwa tłuczenia grubości 15 cm ułożona z boku komór i powyżej nie wymaga zagęszczenia. Materiał wypełniający ułożony powyżej komór należy zagęszczać warstwami co 15cm aż do uzyskania 95% wg norm Proctora. Nawierzchnię drogi należy przywrócić do stanu pierwotnego.

2. Obliczenia hydrauliczne

Moduł A2 - zbiornik retencyjno – chłonny z komór drenażowych „A2zb”nr5

Powierzchnia: $F = 1420 \text{ m}^2 = 0,142 \text{ ha}$

- powierzchnia jezdni – $F_j = 846 \text{ m}^2$
 - powierzchnia chodnika - $F_{ch} = 564 \text{ m}^2$
 - $\Psi - 0,90$ – przyjęto współczynnik spływu dla drogi;
 - $\Psi - 0,70$ – przyjęto współczynnik spływu dla chodnika;
- $$F_{zr} = 846 \cdot 0,9 + 564 \cdot 0,7 = 777,6 + 394,8 = 1172,4 \text{ m}^2$$

Przyjęto powierzchnie zredukowaną $F_{zr} = 1172 \text{ m}^2 = 0,1172 \text{ ha}$

Przy doborze zbiornika wzięto pod uwagę §36 ust. 4 zarządzenia nr 60 Ministra Budownictwa i Przemysłu Materiałów Budowlanych z dnia 29 grudnia 1970r. (Dz. Bud. z 15 marca 1971r.) gdzie objętość zbiorników retencyjnych należy obliczać na deszcz od 15 do 20 min o natężeniu miarodajnym 170 -220 l/s ha.

Przyjęto deszcz 180 l/s ha trwający $t=15 \text{ min}$

Szacunkowe wielkości zrzutu ścieków deszczowych do ziemi za pomocą Modułu A

Q - maksymalny godzinowy

Dla deszczu miarodajnego $t=60\text{min}$ i prawdopodobieństwa $p=100\%$, maksymalny godzinowy zrzut wód deszczowych:

$$Q_s = A : t^{0,67} = 470 : 60^{0,67} \text{ [l/s} \cdot \text{ha]}$$

gdzie:

A – współczynnik zależny od prawdopodobieństwa pojawienia się deszczu i średniej rocznej wysokości opadu

$F_{zr} = 0,1172 \text{ ha}$

Dla opadu do 600 mm i prawdopodobieństwa pojawienia się deszczu 100%: $A=470$

$$Q_s = 470 : 15,54 = 30,24 \text{ [l/s} \cdot \text{ha]}$$

Wielkość maksymalnego godzinowego zrzutu ścieków ustalono według wzoru:

$$Q_{\text{max,h}} = Q_s \cdot F_{zr} = 30,24 \cdot 0,1172 = 3,54 \text{ [m}^3\text{/h]};$$

Q - średnio dobowy

Wielkość średnio dobowego zrzutu ścieków ustalono według wzoru:

$$Q_{\text{sr,d}} = Q_{\text{r,max}} / 365 \text{ [m}^3\text{/d]}$$

gdzie:

$$Q_{\text{r,max}} - \text{opad max roczny}$$

$$Q_{\max, \text{roczny}} = H \cdot F_{\text{zr}} \cdot 10^4$$

$$Q_{\text{śr.d.}} = 703,2 / 365 [\text{m}^3/\text{d}] = 1,9 [\text{m}^3/\text{d}];$$

Q – maksymalny roczny

Wielkość zrzutu ścieków średnio dobowego ustalono według wzoru:

$$Q_{\max, \text{roczny}} = H \cdot F_{\text{zr}} \cdot 10^4$$

gdzie:

- | | | |
|-----------------|---|---------------------------------|
| H | - | średni opad roczny 600 [mm] |
| F _{zr} | - | powierzchnia zlewni 0,6127 [ha] |
- $$Q_{\max, \text{roczny}} = 0,600 \cdot 0,1172 \cdot 10^4 = 703,20 [\text{m}^3/\text{rok}];$$

MODUŁ B2 - zbiornik retencyjno – chłonny z komór drenazowych „B2zb”nr5:

$$F_c = 750 \text{ m}^2 = 0,075 \text{ ha}$$

- powierzchnia jezdni – F_j = 450 m²
- powierzchnia chodnika - F_{ch} = 300 m²
- Ψ- 0,90 – przyjęto współczynnik spływu dla drogi;
- Ψ- 0,70 – przyjęto współczynnik spływu dla chodnika;

$$F_{\text{zr}} = 450 \cdot 0,9 + 300 \cdot 0,7 = 400 + 210 = 610 \text{ m}^2$$

$$\text{Przyjęto powierzchnie zredukowaną } F_{\text{zr}} = 610 \text{ m}^2 = 0,061 \text{ ha}$$

Przy doborze zbiornika wzięto pod uwagę §36 ust.4 zarządzenia nr 60 Ministra Budownictwa i Przemysłu Materiałów Budowlanych z dnia 29 grudnia 1970r. (Dz. Bud. z 15 marca 1971r.) gdzie objętość zbiorników retencyjnych należy obliczać na deszcz od 15 do 20 min o natężeniu miarodajnym 170 -220 l/s ha.

$$\text{Przyjęto deszcz } 180 \text{ l/s ha trwający } t=15 \text{ min}$$

Zdolność chłonna systemu komór drenazowych „B2zb” nr 5 - Q_f:

$$Q_f = k \cdot A \cdot I / 0,001 = 0,00005 \text{ m/s} \cdot 8,25 \text{ m}^2 \cdot 1 = 0,0004125 \text{ m}^3/\text{s} = 0,4125 [\text{l/s}]$$

Szacowany średni czas wchłonięcia opadu wynosi „B2zb” nr 5 - T_{ch}:

$$T_{\text{ch}} = V / Q_f = 7000 / 0,4125 = 16970 [\text{s}] = 4 \text{ godziny } 43 \text{ minuty}$$

Ilość wody wchłanianej w zbiorniku retencyjno-chłonnym „B2zb” nr 5 - V_f:

$$V_f = Q_f \cdot T_{\text{ch}} = 0,4125 \cdot 16970 = 7000 [\text{l}] = 7,00 [\text{m}^3]$$

Szacunkowe wielkości zrzutu ścieków deszczowych do ziemi za pomocą Modułu B

Q - maksymalny godzinowy

Dla deszczu miarodajnego t=60min i prawdopodobieństwa p=100%, maksymalny godzinowy zrzut wód deszczowych:

$$Q_s = A : t^{0,67} = 470 : 60^{0,667} [\text{l/s} \cdot \text{ha}]$$

gdzie:

A – współczynnik zależny od prawdopodobieństwa pojawienia się deszczu i średniej rocznej wysokości opadu

F_{zr} – 0,061 ha

Dla opadu do 600 mm i prawdopodobieństwa pojawienia się deszczu 100%: A=470

$$Q_s = 470 : 15,54 = 30,24 [\text{l/s} \cdot \text{ha}]$$

Wielkość maksymalnego godzinowego zrzutu ścieków ustalono według wzoru:

$$Q_{\max,h} = Q_s \cdot F_{zr} = 30,24 \cdot 0,061 = 1,84 \text{ [m}^3/\text{h]};$$

Q - średnio dobowy

Wielkość średnio dobowego zrzutu ścieków ustalono według wzoru:

$$Q_{\text{śr.d.}} = Q_{r.\max} / 365 \text{ [m}^3/\text{d]}$$

gdzie:

$Q_{r.\max}$ - opad max roczny

$$Q_{\max,\text{roczny}} = H \cdot F_{zr} \cdot 10^4$$

$$Q_{\text{śr.d.}} = 366 / 365 \text{ [m}^3/\text{d]} = 1,0 \text{ [m}^3/\text{d]};$$

Q – maksymalny roczny

Wielkość zrzutu ścieków średnio dobowego ustalono według wzoru:

$$Q_{\max,\text{roczny}} = H \cdot F_{zr} \cdot 10^4$$

gdzie:

H - średni opad roczny 600 [mm]

F_{zr} - powierzchnia zlewni 0,6127 [ha]

$$Q_{\max,\text{roczny}} = 0,600 \cdot 0,061 \cdot 10^4 = 366,00 \text{ [m}^3/\text{rok]};$$

Moduł C2 i D2 - zbiornik retencyjno – chłonny z komór drenażowych

Powierzchnia zlewni:

$$F_c = 1700 \text{ m}^2 = 0,17 \text{ ha}$$

- powierzchnia jezdni – $F_j = 1020 \text{ m}^2$
- powierzchnia chodnika - $F_{ch} = 680 \text{ m}^2$
- Ψ - 0,90 – przyjęto współczynnik spływu dla drogi;
- Ψ - 0,70 – przyjęto współczynnik spływu dla chodnika;

$$F_{zr} = 1020 \cdot 0,9 + 680 \cdot 0,7 = 918 + 476 = 1394 \text{ m}^2$$

Przyjęto powierzchnie zredukowaną $F_{zr} = 1394 \text{ m}^2 = 0,1394 \text{ ha}$

Przy doborze zbiornika wzięto pod uwagę §36 ust.4 zarządzenia nr 60 Ministra Budownictwa i Przemysłu Materiałów Budowlanych z dnia 29 grudnia 1970r. (Dz. Bud. z 15 marca 1971r.) gdzie objętość zbiorników retencyjnych należy obliczać na deszcz od 15 do 20 min o natężeniu miarodajnym 170 -220 l/s ha.

Przyjęto deszcz 180 l/s ha trwający $t=15$ min

Dobór zbiornika:

Maksymalny dopływ wody do zbiornika:

$$Q = F_{zr} \times 180 / 10000$$

$$Q = 1394 \times 180 / 10000 = 25,09 \text{ l/s}$$

Ilość wody dopływającej w czasie trwania deszczu 15 minutowego:

$$V_z = 25,09 \text{ l/s} \times 15 \times 60 / 1000 = 22,58 = 23 \text{ m}^3$$

Objętość istniejących 3 studni chłonnych: $V_{st.} = 5,71 = 5,70 \text{ m}^3$

Wymagana objętość zbiornika retencyjnego:

$$V_{\text{wymagana}} = V_{\text{wyliczona}} - V_{\text{istniejąca}} = 23 \text{ m}^3 - 5,70 \text{ m}^3 = 17,30 \text{ m}^3$$

Dobór ilości komór drenażowych SC-740 o wymiarach 217 x 130 x 76 [cm]:

$$\text{Minimalna ilość komór drenażowych } 17,3 \text{ m}^3 : 2,6 \text{ m}^3/1 \text{ szt.} = 6,66 = 7 \text{ szt.}$$

Przyjęto dwa moduły C2-4 szt. i D2-3 szt.

Szacunkowe wielkości zrzutu ścieków deszczowych do ziemi za pomocą Modułu C i D

Q - maksymalny godzinowy

Dla deszczu miarodajnego $t=60\text{min}$ i prawdopodobieństwa $p=100\%$, maksymalny godzinowy zrzut wód deszczowych:

$$Q_s = A : t^{0,67} = 470 : 60^{0,667} [\text{l/s} \cdot \text{ha}]$$

gdzie:

A – współczynnik zależny od prawdopodobieństwa pojawienia się deszczu i średniej rocznej wysokości opadu

$F_{zr} = 0,1394 \text{ ha}$

Dla opadu do 600 mm i prawdopodobieństwa pojawienia się deszczu 100%: $A=470$

$$Q_s = 470 : 15,54 = 30,24 [\text{l/s} \cdot \text{ha}]$$

Wielkość maksymalnego godzinowego zrzutu ścieków ustalono według wzoru:

$$Q_{\text{max,h}} = Q_s \cdot F_{zr} = 30,24 \cdot 0,1394 = 4,22 [\text{m}^3/\text{h}];$$

Q - średnio dobowy

Wielkość średnio dobowego zrzutu ścieków ustalono według wzoru:

$$Q_{\text{sr,d}} = Q_{\text{r,max}} / 365 [\text{m}^3/\text{d}]$$

gdzie:

$Q_{\text{r,max}}$ - opad max roczny

$$Q_{\text{max,roczny}} = H \cdot F_{zr} \cdot 10^4$$

$$Q_{\text{sr,d}} = 836,4 / 365 [\text{m}^3/\text{d}] = 2,29 [\text{m}^3/\text{d}];$$

Q – maksymalny roczny

Wielkość zrzutu ścieków średnio dobowego ustalono według wzoru:

$$Q_{\text{max,roczny}} = H \cdot F_{zr} \cdot 10^4$$

gdzie:

H - średni opad roczny 600 [mm]

F_{zr} - powierzchnia zlewni 0,6127 [ha]

$$Q_{\text{max,roczny}} = 0,600 \cdot 0,1394 \cdot 10^4 = 836,40 = 836,40 [\text{m}^3/\text{rok}];$$

MODUŁ E

Zbiornik retencyjno-chłonny, komora drenażowa „Ezb” nr 11:

Powierzchnia zlewni:

$$F_c = 1410 \text{ m}^2 = 0,141 \text{ ha}$$

- powierzchnia jezdni – $F_j = 840 \text{ m}^2$
- powierzchnia chodnika - $F_{ch} = 570 \text{ m}^2$
- $\Psi - 0,90$ – przyjęto współczynnik spływu dla jezdni;
- $\Psi - 0,70$ – przyjęto współczynnik spływu dla chodnika;

$$F_{zr} = 840 \cdot 0,9 + 570 \cdot 0,7 = 756 + 399 = 1155 \text{ m}^2$$

Przyjęto powierzchnie zredukowaną $F_{zr} = 1155 \text{ m}^2 = 0,1155 \text{ ha}$

Przy doborze zbiornika wzięto pod uwagę §36 ust. 4 zarządzenia nr 60 Ministra Budownictwa i Przemysłu Materiałów Budowlanych z dnia 29 grudnia 1970r. (Dz. Bud. z 15 marca 1971r.) gdzie objętość zbiorników retencyjnych należy obliczać na deszcz od 15 do 20 min o natężeniu miarodajnym 170 -220 l/s ha.

Przyjęto deszcz 180 l/s ha trwający $t=15 \text{ min}$

Szacunkowe wielkości zrzutu ścieków deszczowych do ziemi za pomocą Modułu E

Q - maksymalny godzinowy

Dla deszczu miarodajnego $t=60\text{min}$ i prawdopodobieństwa $p=100\%$, maksymalny godzinowy zrzut wód deszczowych:

$$Q_s = A : t^{0,67} = 470 : 60^{0,67} \text{ [l/s} \cdot \text{ha]}$$

gdzie:

A – współczynnik zależny od prawdopodobieństwa pojawienia się deszczu i średniej rocznej wysokości opadu

$F_{zr} = 0,1155 \text{ ha}$

Dla opadu do 600 mm i prawdopodobieństwa pojawienia się deszczu 100%: $A=470$

$$Q_s = 470 : 15,54 = 30,24 \text{ [l/s} \cdot \text{ha]}$$

Wielkość maksymalnego godzinowego zrzutu ścieków ustalono według wzoru:

$$Q_{\text{max.h}} = Q_s \cdot F_{zr} = 30,24 \cdot 0,1155 = 3,49 \text{ [m}^3/\text{h]};$$

Q - średnio dobowy

Wielkość średnio dobowego zrzutu ścieków ustalono według wzoru:

$$Q_{\text{sr.d.}} = Q_{\text{r.max}} / 365 \text{ [m}^3/\text{d]}$$

gdzie:

$Q_{\text{r.max}}$ - opad max roczny

$$Q_{\text{max.roczny}} = H \cdot F_{zr} \cdot 10^4$$

$$Q_{\text{sr.d.}} = 693 / 365 \text{ [m}^3/\text{d}] = 1,9 \text{ [m}^3/\text{d]};$$

Q – maksymalny roczny

Wielkość zrzutu ścieków średnio dobowego ustalono według wzoru:

$$Q_{\text{max.roczny}} = H \cdot F_{zr} \cdot 10^4$$

gdzie:

H - średni opad roczny 600 [mm]

F_{zr} - powierzchnia zlewni 0,6127 [ha]

$$Q_{\text{max.roczny}} = 0,600 \cdot 0,1155 \cdot 10^4 = 693 \text{ [m}^3/\text{rok]};$$

3. Zbiorniki retencyjno-chłonne

Retencję wód w ulicy Podleśnej podzielono na pięć zbiorników retencyjno-chłonnych składających się z modułów:

MODUŁ A2

Dobór zbiornika „A2zb”nr5:

Maksymalny dopływ wody do zbiornika:

$$Q_{cz} = F_{zr} \times 180/10000$$

$$Q_{cz} = 1172 \times 180/10000 = 21,10 \text{ l/s}$$

Ilość wody dopływającej w czasie trwania deszczu 15 minutowego:

$$V_z = 21,1 \text{ l/s} \times 15 \times 60/1000 = 18,99 = 19 \text{ m}^3$$

Objętość istniejących 2 studni chłonnych A1-2 A1-3: $V_{st.} = 8 \text{ m}^3$

Wymagana objętość zbiornika retencyjnego „A2zb”nr5:

$$V_{wymagana} = V_{wyliczona} - V_{istniejąca} = 19 \text{ m}^3 - 8 \text{ m}^3 = 11 \text{ m}^3$$

Dobór ilości komór drenażowych SC-740 o wymiarach 217 x 130 x 76 [cm]:

$$9,2 \text{ m}^3 : 2,6 \text{ m}^3/1 \text{ szt.} = 4 \text{ szt.}$$

- Dobrano komory drenażowe SC-740 - 4 szt.;
- Długość łoża filtracyjnego dla zestawu komór drenażowych:
 $L = 4 \text{ szt.} \times 2,17 \text{ m} + [0,40 + 0,42] = 8,68 + 0,82 = 9,50 \text{ [m]};$
- Szerokość łoża filtracyjnego - $b = 1,5 \text{ m};$
- Powierzchnia - $F = 1,5 \text{ m} \times 9,5 \text{ m} = 14,25 \text{ m}^2$

Przyjęto objętość zbiornika retencyjno-chłonnego z komór drenażowych „A2zb”nr5 - V_{max} :

$$\text{Komory} + \text{studnia} = [4 \text{ szt.} \times 2,6 \text{ m}^3] + 1,8 = 9,2 + 1,8 = 11 \text{ [m}^3]$$

Zdolność chłonna systemu komór drenażowych „A2zb”nr5 – Q_f :

$$Q_f = k \cdot A \cdot I / 0,001 = 0,00005 \text{ m/s} \cdot 14,25 \text{ m}^2 \cdot 1 = 0,0007125 \text{ m}^3/\text{s} = 0,7125 \text{ [l/s]}$$

Szacowany średni czas wchłonięcia opadu wynosi – T_{ch} :

$$T_{ch} = V / Q_f = 11000 / 0,7125 = 15438 \text{ [s]} = 4,29 \text{ [h]}$$

Ilość wody wchłanianej w zbiorniku retencyjno chłonnym „A2zb”nr5 – V_f :

$$V_f = Q_f \cdot T_{ch} = 0,7125 \cdot 15438 = 11000 \text{ [l]} = 11 \text{ [m}^3]$$

MODUŁ B2

Dobór zbiornika „B2zb”nr5:

Maksymalny dopływ wody do zbiornika:

$$Q_{cz} = F_{zr} \times 180/10000$$

$$Q_{cz} = 610 \times 180/10000 = 11 \text{ l/s}$$

Ilość wody dopływającej w czasie trwania deszczu 15 minutowego:

$$V_z = 11 \text{ l/s} \times 15 \times 60/1000 = 9,90 \text{ m}^3$$

Objętość istniejącej 1 studni chłonnej: $V_{st.} = 3,97 \text{ m}^3$

Wymagana objętość zbiornika retencyjnego „B2zb”nr5 - $V_{wymagana}$:

$$V_{wymagana} = V_{wyliczona} - V_{istniejąca} = 9,90 \text{ m}^3 - 3,97 \text{ m}^3 = 5,93 \text{ m}^3$$

Przyjęto objętość zbiornika retencyjnego z komór drenazowych „B2zb” nr 5 - Vmax:

$$V_{\max} = [2 \text{ szt.} \times 2,6 \text{ m}^3] + 1,8 = 5,20 + 1,80 = 7,00 [\text{m}^3]$$

Dobór ilości komór drenazowych SC-740 o wymiarach 217 x 130 x 76 [cm]:

$$5,93 \text{ m}^3 : 2,6 \text{ m}^3 / 1 \text{ szt.} = 2 \text{ szt.}$$

- Dobrano 2 szt. komór drenazowych SC-740;
- Długość łoża filtracyjnego z zestawu komór drenazowych:
 $L = 2 \text{ szt.} \times 2,17 + [0,40 + 0,76] = 4,34 + 0,76 = 5,10 [\text{m}]$;
- Szerokość łoża filtracyjnego - b = 1,5 m;
- Powierzchnia - F = 1,5m x 5,1m = 7,65 m²

Zdolność chłonna systemu komór drenazowych „B2zb” nr 5 - Qf:

$$Q_f = k \cdot A \cdot l / 0,001 = 0,00005 \text{ m/s} \cdot 7,65 \text{ m}^2 \cdot 1 = 0,0003825 \text{ m}^3/\text{s} = 0,3825 [\text{l/s}]$$

Szacowany średni czas wchłonięcia opadu wynosi „B2zb” nr 5 - Tch:

$$T_{ch} = V / Q_f = 7000 / 0,3825 = 18299 [\text{s}] = 5 \text{ godziny } 11 \text{ minut}$$

Ilość wody wchłanianej w zbiorniku retencyjno-chłonnym „B2zb” nr 5 - Vf:

$$V_f = Q_f \cdot T_{ch} = 0,3825 \cdot 18299 = 7000 [\text{l}] = 7,00 [\text{m}^3]$$

MODUŁ C2

Dobór zbiornika „C2zb” nr 5:

- Długość łoża
 $L = [4 \text{ szt.} \times 2,17 \text{ m}] + [0,40 + 0,52] = 8,68 + 0,92 = 9,60 [\text{m}]$;
- Szerokość łoża filtracyjnego - b = 1,5 m;
- Powierzchnia - F = 1,5m x 9,60m = 14,4 m²

Przyjęto objętość zbiornika retencyjnego z komór drenazowych „C2zb” nr 5 - V max:

$$V_{\max} = [4 \text{ szt.} \times 2,6 \text{ m}^3] + 1,80 = 10,40 + 1,80 = 12,20 [\text{m}^3]$$

Zdolność chłonna systemu komór drenazowych „C2z nr 5” - Qf:

$$Q_f = k \cdot A \cdot l / 0,001 = 0,00005 \text{ m/s} \cdot 14,4 \text{ m}^2 \cdot 1 / 0,001 = 0,72 \text{ m}^3/\text{s} = 72 [\text{l/s}]$$

Szacowany średni czas wchłonięcia opadu wynosi „C2zb” nr 5 - Tch:

$$T_{ch} = V / Q_f = 12200 / 0,72 = 16944 [\text{s}] = 4 \text{ godziny } 42 \text{ minut}$$

Ilość wody wchłanianej w zbiorniku retencyjno-chłonnym „C2zb” nr 5 - Vf:

$$V_f = Q_f \cdot T_{ch} = 0,72 \cdot 16944 = 12200 [\text{l}] = 12,20 [\text{m}^3]$$

MODUŁ D2

Dobór zbiornika „D2zb” nr 5:

- Długość łoża
 $L = [3 \text{ szt.} \times 2,17 \text{ m}] + [0,40 + 0,59] = 6,51 + 0,99 = 7,50 [\text{m}]$;
- Szerokość łoża filtracyjnego - b = 1,5 m;
- Powierzchnia - F = 1,5m x 7,5m = 11,25 m²

Przyjęto objętość zbiornika retencyjnego z komór drenażowych „D2zb” nr 5 - V max:

$$V_{\max} = [3 \text{ szt.} \times 2,6 \text{ m}^3] + 1,80 = 7,80 + 1,80 = 9,60 \text{ [m}^3\text{]}$$

Zdolność chłonna systemu komór drenażowych „D2zb” nr 5 - Qf:

$$Q_f = k \cdot A \cdot I / 0,001 = 0,00005 \text{ m/s} \cdot 11,25 \text{ m}^2 \cdot 1 = 0,00056 \text{ m}^3/\text{s} = 0,56 \text{ [l/s]}$$

Szacowany średni czas wchłonięcia opadu wynosi „D2zb” nr 5 - Tch:

$$T_{ch} = V / Q_f = 9600 / 0,56 = 17142 \text{ [s]} = 4 \text{ godziny } 46 \text{ minut}$$

Ilość wody wchłanianej w zbiorniku retencyjno chłonnym „D2zb” nr 5 - Vf:

$$V_f = Q_f \cdot T_{ch} = 0,56 \cdot 17142 = 8140 \text{ [l]} = 8,14 \text{ [m}^3\text{]}$$

MODUŁ E

Dobór zbiornika „Ezb” nr 11::

Maksymalny dopływ wody do zbiornika:

$$Q = F_{zr} \times 180 / 10000$$

$$Q = 1155 \times 180 / 10000 = 20,79 = 20,80 \text{ l/s}$$

Ilość wody dopływającej w czasie trwania deszczu 15 minutowego:

$$V = 20,8 \text{ l/s} \times 15 \times 60 / 1000 = 18,72 \text{ m}^3$$

Wymagana objętość zbiornika retencyjnego:

$$V_{\text{wymagana}} = 18,72 \text{ m}^3$$

Dobór ilości komór drenażowych SC-740 o wymiarach 217 x 130 x 76 [cm]:

$$18,72 \text{ m}^3 : 2,6 \text{ m}^3 / 1 \text{ szt.} = 7,2 \text{ szt.}$$

- Dobrano 7 szt. komór drenażowych SC-740;
- Długość łoża filtracyjnego z zestawu komór drenażowych:

$$L = [7 \text{ szt.} \times 2,17 \text{ m}] + [0,40 + 0,91] = 15,19 + 1,31 = 16,50 \text{ [m]};$$
- Szerokość łoża filtracyjnego - b = 1,5 m;
- Powierzchnia - F = 1,5 m x 16,5 m = 24,75 m²

Przyjęto objętość zbiornika retencyjnego z komór drenażowych -V max:

$$V_{\max} = [7 \text{ szt.} \times 2,6 \text{ m}^3] + 1,80 = 18,20 + 1,80 = 20 \text{ [m}^3\text{]}$$

Zdolność chłonna systemu komór drenażowych – Qf:

$$Q_f = k \cdot A \cdot I / 0,001 = 0,00005 \text{ m/s} \cdot 24,75 \text{ m}^2 \cdot 1 = 0,00124 \text{ m}^3/\text{s} = 1,24 \text{ [l/s]}$$

Szacowany średni czas wchłonięcia opadu wynosi – Tch:

$$T_{ch} = V / Q_f = 20000 / 1,24 = 16129 \text{ [s]} = 4 \text{ godziny } 28 \text{ minut}$$

Ilość wody wchłanianej w zbiorniku retencyjno chłonnym – Vf:

$$V_f = Q_f \cdot T_{ch} = 1,24 \cdot 16129 = 20000 \text{ [l]} = 20 \text{ [m}^3\text{]}$$

4. Istniejący stan uzbrojenia w rejonie proj. modułów odwodnieniowych

Ocenę stanu istniejącego uzbrojenia w rejonie proj. modułów odwodnieniowych (zbiorników retencyjno-chłonnych) oparto na planie sytuacyjno - wysokościowym w skali 1 : 500 oraz pomiarach uzupełniających i wizji lokalnej w terenie.

Na omawianym terenie występuje następujące uzbrojenie: kanały sanitarny z przyłączami kanalizacji sanitarnej, przewód wodociągowy z przyłączami, przewód gazowy z przyłączami, studzienki chłonne z wpustami deszczowymi, kabel telefoniczny, kable energetyczne NN oraz napowietrzne linie: telefoniczna i energetyczne NN i SN. Z projektowanymi przykanalikami i rurą drenażową krzyżują się istn. przewody wodociągowe i kanały sanitarne. Ponadto, w trakcie wykonywania robót ziemnych mogą być ujawnione niewykazane na planie sytuacyjnym sieci uzbrojenia podziemnego, które w trakcie robót powinny być odpowiednio zabezpieczone przed uszkodzeniem.

5. Roboty ziemne

Projektowane elementy modułów odwodnieniowych (wpusty, studzienki osadnikowe, komory drenażowe i rury drenażowe) wykonywane będą w wykopach wąskoprzestrzennych szalowanych szalunkami płytowymi. Przykanaliki i odpowietrznik mogą być wykonane w wykopach bez szalowania. Wykopy wykonywane będą mechaniczno – ręczne (w 80 % mechanicznie, 20 % ręcznie). Przewiduje się całkowitą wywózkę urobku na odległość 1km. Ze względu na zlokalizowanie modułów odwodnieniowych w istniejącej jezdni ulicy Podleśnej należy zwrócić szczególną dbałość przy zasypywaniu wykopów. Zasyp powinien być zagęszczony, a wynik zagęszczenia potwierdzony badaniami (wskaźnik zagęszczenia gruntu wg CBR $\geq 0,98$). W czasie prowadzenia robót instalacyjno – montażowych wykopy należy zabezpieczyć barierkami z odpowiednim oznakowaniem. Wszystkie roboty ziemne i instalacyjne należy wykonywać zgodnie z Polską Normą PN-B-10736 „Roboty ziemne. Wykopy otwarte dla przewodów wodociągowych i kanalizacyjnych. Warunki techniczne wykonania”. Odbiór robót instalacyjnych należy prowadzić zgodnie z Polską Normą PN-92/B-10735 „Kanalizacja. Przewody kanalizacyjne. Wymagania i badania przy odbiorze”. W czasie wykonywania robót ziemnych i instalacyjnych należy przestrzegać uwag i zaleceń zawartych w protokole nr PODGiK.6630.748.2015 z narady koordynacyjnej (pkt. 1 – 6), która odbyła się w Starostwie Powiatu Grodziskiego w dniu 02.11.2015 r.

6. Geotechniczne warunki posadowienia

Opis geotechnicznych warunków posadowienia przyjęto na podstawie „Opinii geotechnicznej wraz z dokumentacją badań podłoża gruntowego dla potrzeb projektu budowlanego systemu rozsączeniowego wód opadowych i roztopowych zlokalizowanego w ul. Podleśnej w Milanówku” opracowanej przez Pracownię Badań Geotechnicznych „GEObud” s.c. we wrześniu 2015 r. W strefie przypowierzchniowej omawianego terenu, pod warstwami konstrukcyjnymi nawierzchni drogowych, zalegają holocenijskie grunty nasypowe składające się z mieszaniny piasków różnoziarnistych oraz humusowej substancji organicznej o miąższości od 0,7 m do 0,9m. Osady nasypowe są podścielone przez rozległą serię plejstocenijskich sypkich gruntów wodnolodowcowych, wykształconych głównie w postaci piasków drobnych i pylistych, lokalnie piasków średnioziarnistych o miąższości powyżej 2,3 m. W podłożu projektowanych odwodnieniowych w strefie głębokości do 3m p.p.t. nie

stwierdzono obecności warstwy wodonośnej. Zgodnie z klasyfikacją przedstawioną w Rozporządzeniu Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25 kwietnia 2012 r. (Dz. U.212 nr 0 poz. 463) oraz w oparciu o wykonaną opinię geotechniczną w podłożu analizowanego terenu występują proste warunki gruntowe, dzięki temu projektowany system rozsączania wód opadowych i roztopowych może być zakwalifikowany do drugiej kategorii geotechnicznej.

III. CZĘŚĆ KONSTRUKCYJNA

Do budowy przykanalików od wpustów deszczowych $\varnothing 0,20$ oraz przykanalików odpowietrzników $\varnothing 0,10$ przewidziano rury PVC klasy „S” (SN8; SDR34) D200x5,9mm D110x3,2mm ze ścianką litą jednorodną spełniające wymagania Polskiej Normy PN-EN 1401 łączone za pomocą uszczelek gumowych. Rury kanalizacyjne należy układać na 20cm podsypce piaskowej z obsypką z piasku pozbawionego kamieni i gruzu do 30cm ponad wierzch rur z dokładnym jego zagęszczeniem (przykanaliki D200 x 5,9mm – „A2p” nr 2; „B2p” nr 2; „C2p” nr 2; „D2p” nr 2; „Ep” nr 7; „Ep” nr 8; „Ep” nr 9 „Ep” nr 10, odpowietrznik D110 x 3,2mm – „A2o” nr 6; „B2o” nr 6; „C2o” nr 6 i „D2o” nr 6). Ubrojenie przykanalików stanowią studzienki kanalizacyjne osadnikowe o średnicy $\varnothing 1,20$ m, które zaprojektowano w oparciu o Polską Normę PN-B-10729 „Kanalizacja. Studzienki kanalizacyjne”. Dolną część studzienek należy wykonać z formie gotowych prefabrykatów z betonu kl. B-40/W-6. W górnej części studzienki należy wykonać z typowych kręgów żelbetowych wg normy branżowej BN-86/8971-08. Płyty pokrywowe żelbetowe należy wykonywać wg projektu indywidualnego. Na płytach pokrywowych należy ustawić włazy kanalizacyjne typu ciężkiego DN600 wg PN:EN 124 o wytrzymałości na obciążenie próbne 400kN i zabezpieczyć je przez obetonowanie. Projektowane wpusty deszczowe uliczne żeliwne klasy „D” wg PN-88/H-74080/04 należy ustawić na studzienkach osadnikowych $\varnothing 0,50$ wykonanych z kręgów żelbetowych i głębokościach osadników $h=1,0$ m. Rury drenażowe D400 należy wykonać z rur karbowanych, dwuściennych z PP SN8 typu TP ze szczelinami wykonanymi na całym obwodzie $>50\text{cm}^2/\text{mb}$.

W celu zamontowania przykanalików i rur drenażowych w studzienkach pod wpusty deszczowe i w studzienkach osadnikowych należy zabetonować w ścianach studzienek odpowiednie kształtki przeznaczone do tego celu (przejścia przez ścianę). Niedopuszczalne jest zabetonowanie bezpośrednio w ścianach studzienek bosych końców rur kanalizacyjnych PVC i P.P. Płyty pokrywowe należy ustawić na zaprawie cementowej 1:3 „na wcisk”. Dolne części studzienek należy ustawić na podłożu z betonu kl. B-7,5 i grubości $h=5\text{cm}$. Zewnętrzne powierzchnie ścian studzienek należy zaizolować przez smarowanie abizolem R+2 x KL. Komory drenażowe muszą spełniać Aprobata Techniczną Instytutu Dróg i Mostów AT/2007-03-2251. Do obsypki komór drenażowych i rur drenażowych należy stosować tłuczeń płukany o uziarnieniu 31-63mm. Całość obsypki musi zostać zabezpieczona materiałem filtracyjnym – geowłókniną.

Opracował:
inż. Jan Wojcieszki



inż. Jan Wojcieszki
Upr. bud. do proj. bez ograniczeń
kier. rob. bud. w bud. osób fizycznych
w specjalności instal. inżynierskiej
w zakresie sieci sanitarnych Nr St-596/86