

**PRACOWNIA PROJEKTOWA BRANŻY INSTALACYJNEJ
AGENCJA BUDOWLANO-HANDLOWA "CYBA"**

63-400 Ostrów Wielkopolski ul.Kościuszki 4/6
tel. : 062/736-83-14
fax.: 062/591-77-32
tel.kom.: 0602/31-79-80
NIP 622-010-09-88
REGON 59-3-611-25245

PROJEKT BUDOWLANY

OBIEKT : Budowa zbiornika retencyjnego na potrzeby
odprowadzenia wód deszczowych z Osiedli Pruślin i
Wtórek

INWESTOR : Miejski Zarząd Dróg w Ostrowie Wielkopolskim
63-400 Ostrów Wlkp
ul. Zamenhofa 2B

LOKALIZACJA: 63-400 Ostrów Wielkopolski
Rejon Osiedla Pruślin, Wtórek

BRANŻA: Sanitarna

	Imię i Nazwisko	Podpis	Data
Opracował	mgr inż. Maciej Cyba		maj 2013

Ostrów Wielkopolski, maj 2012

Zawartość teczki

1. Opis techniczny

- 1.1. Dane
- 1.2. Podstawa opracowania
- 1.3. Materiały wykorzystane
- 1.4. Podstawy prawne
- 1.5. Charakterystyka odwadnianego terenu
- 1.6. Zakres opracowania
- 1.7. Opis przyjętych rozwiązań
- 1.8. Obliczenia
- 1.9. Wytyczne realizacji inwestycji
- 1.10. Uwagi końcowe
- 1.11. Tablica Nr 1 - Zestawienie obecnego spływu z rejonu ulic Grabowskiej, Jałowcowej Olchowej i Drzymały

2. Rysunki

	Skala	Rys. nr
Plan sytuacyjny	1:500	1
Rozwinięcie kanału odpływowego ze zbiornika retencyjnego do rowu „I” (Do1-Do4)	1:100/200	2
Rozwinięcie końcowego odcinka dopływu do zbiornika retencyjnego (wraz z separatorem) (Rejon przyległy do zbiornika retencyjnego)	1:100/200	3
Rozwinięcie końcowego odcinka dopływu do zbiornika retencyjnego (wraz z separatorem) (Rejon przyległy do zbiornika retencyjnego)	1:100/200	4
Zbiornik retencyjny – rzut	1:100	5
Zbiornik retencyjny – przekroje	1:100	6

Opis techniczny

do projektu budowy zbiornika retencyjnego
na potrzeby odprowadzenia wód deszczowych
z Osiedli Pruślin i Wtórek w Ostrowie Wielkopolskim

1.1. Dane

Obiekt:	Budowa zbiornika retencyjnego na potrzeby odprowadzenia wód deszczowych z Osiedli Pruślin i Wtórek
Adres:	63-400 Ostrów Wielkopolski Rejon Osiedla Pruślin, Wtórek
Inwestor:	Miejski Zarząd Dróg w Ostrowie Wielkopolskim ul. Zamenhofa 2B 63-400 Ostrów Wielkopolski

1.2. Podstawa opracowania

- Zlecenie inwestora

1.3. Materiały wykorzystane

- Istniejące opracowanie „Aktualizacja Programu ogólnego kanalizacji deszczowej miasta Ostrowa Wielkopolskiego” Nr S17-2/2009”, opracowana przez Biuro Projektów Budownictwa Komunalnego Sp z o.o. we Wrocławiu
- Mapy sytuacyjne terenu
- Obowiązujące normy, przepisy i katalogi
- Pozwolenie wodno-prawne nr RPR.6341.1.39.2012 z dnia 20-08-2012r.

1.4. Podstawy prawne

- Ustawa z dnia 18 lipca 2001r Prawo wodne (Dz.U. z 2005r nr 239 poz. 2019)
- Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 24 lipca 2006r w sprawie warunków jakie należy spełnić przy wprowadzeniu ścieków do wód lub do ziemi
- Ustawa z dnia 27 kwietnia 2001r Prawo Ochrony Środowiska (Dz.U. Nr62 z dnia 20.06.2001 poz.627 z późniejszymi zmianami)
- Ustawa z dnia 7 lipca 1994 – Prawo budowlane (tekst jednolity Dz.U. z 12-11.2010r Nr 243 poz.1623 z późniejszymi zmianami)

1.5. Charakterystyka odwadnianego terenu w powiązaniu z koncepcją budowy sieci kanalizacji deszczowej w rejonie osiedla zlokalizowanego pomiędzy ulicami Dębową, Grabowską i Bukową

W rejonie Pruślina znajdują się trzy rowy melioracyjne tj. „H” , „I” i „J”. Obecnie rów „J” jest częściowo zakryty rurami betonowymi Ø1000 z wlotem do rowu „I” w km 3+360, a rów H, przepływa przez północno-wschodni kraniec osiedla i wpływa do rowu „I” na terenie lasu w km 2+470.

Dotychczasowa koncepcję odprowadzenia wód deszczowych z rejonu osiedla, oparta była na założeniu, że wody opadowe, odprowadzone zostaną poprzez zmodernizowany rów „I” do zbiornika retencyjnego zlokalizowanego w rejonie skrzyżowania ul. Nowa Krępa i projektowanej obwodnicy miasta (Zbiornik Nr5, wspólny dla osiedli Rejonu ulicy Dębowej i Osiedla Rejonu ulic Grabowskiej i Nowej Krępy), a następnie wspólnym kanałem D1200 odprowadzone do rzeki Ołobok w km 13+910. Rozwiązanie powyższe wiązało się z założeniem przeprowadzenia odbudowy rzeki Ołobok na odcinku 10+570 do 23+000.

W związku z tym, że odbudowa rzeki Ołobok jest na razie jedynie w fazie koncepcji, w celu umożliwienia odprowadzenia wód deszczowych z rejonu osiedla Rejonu ulicy Dębowej zdecydowano się na budowę zbiornika retencyjnego na terenie działki miejskiej 49/5

W części działki w ramach Miejscowego planu zagospodarowania przestrzennego została wydzielona powierzchnia określona jako Teren wód powierzchniowych śródlądowych i zieleni izolacyjnej.

W rejonie tym istnieje możliwość zlokalizowania zbiornika retencyjnego o powierzchni około 3500 m².

Zbiornik o takiej powierzchni, pozwala na uzyskanie maksymalnie 3483 m³ pojemności czynnej.

1.6. Zakres opracowania

Opracowanie obejmuje budowę zbiornika retencyjnego umożliwiającego odprowadzenie wód deszczowych z rejonu osiedla Pruślin, Wtórek do rowu „I”. Zbiornik retencyjny, ma za zadanie przejęcie szczytowych opadów deszczu, w taki sposób, aby umożliwić odwodnienie Osiedla w rejonie ulicy Dębowej, nie powodując równocześnie zwiększenia odpływów szczytowych przez rów „I”, przebiegający, poniżej punktu włączenia (w km 3+212) do rzeki Ołobok, przez tereny Nadleśnictwa Taczanów.

Rowy „I” oraz „J” powyżej punktu przełączenia zostaną podczas budowy głównych kolektorów kanalizacyjnych przejęte i przekierowane do zbiornika retencyjnego.

Równocześnie, bezpośrednio do rowu „J” zostaną skierowane wody deszczowe z dolnych części rejonu ulic Dębowej, Mahoniowej i Hebanowej, których grawitacyjne odprowadzenie do zbiornika retencyjnego jest niemożliwe.

Rozwiązania materiałowe

Zdecydowano się na wykonanie kanałów kanalizacji deszczowej z rur betonowych kielichowych o średnicy D800mm i D1400mm produkcji Betras

Ostrów Wielkopolski. Jako studnie inspekcyjne zaprojektowano typowe studzienki betonowe D1200, D2000 i D3000.

Zastosowane elementy

- Rury betonowe kielichowe D800 i D1400 prod. Betras Ostrów Wlkp.
- Elementy studni inspekcyjnych betonowych szczelnych D1200, D2000 i D3000 – kinety wyposażone w złącza systemowe, kręgi betonowe, zwężki włączowe, pokrywy, włazy

Dopuszcza się alternatywne zastosowanie elementów kanalizacji deszczowej innych posiadających odpowiednie atesty systemów kanalizacyjnych np. MABO, Uponor lub innych.

1.7. Opis przyjętych rozwiązań

Zdecydowano się 2-etapową budowę zbiornika retencyjnego

- W ramach I etapu zostanie wybudowany zbiornik o objętości całkowitej 3717,6 m³, co pozwoli na odprowadzenie wód deszczowych z całości osiedla w rejonie ulicy Dębowej, oraz z części terenów przeznaczonych pod zabudowę jednorodzinną, zlokalizowanych po południowej stronie ulicy Grabowskiej.

Dodatkowo przewiduje się budowę odcinka kanalizacji D1200 i D1400, od wylotu rowu „I”, u zbiegu ulicy Grabowskiej i Mahoniowej, do zbiornika retencyjnego.

Odcinek ten stanowił będzie główne odprowadzenie wody z zachodniej części osiedla, oraz przejmował będzie wody spływające obecnie rowem „I”, a docelowo siecią kanalizacji deszczowej, z terenów położonych na południe od ulicy Grabowskiej.

Północno-wschodnią część osiedla zamyka kolektor deszczowy DN600-DN800-DN1000, prowadzony zgodnie z Programem ogólnym kanalizacji deszczowej, od ulicy Bukowej, oraz dalej w nowoprojektowanej ulicy zamykającej teren osiedla od strony północnej.

Wody z kolektorów deszczowych D1400 i D1000, zostaną wprowadzone do zbiornika retencyjnego poprzez wspólny dla obu ciągów osadnik piasku i separator węglowodorów.

Wody opadowe z „dolnej” części rejonu ulic Świetlicowej i Jodłowej, odprowadzone zostaną do zbiornika retencyjnego poprzez oddzielny separator węglowodorów, oddzielnym wlotem do zbiornika.

Odływ zbiornika retencyjnego stanowił będzie odcinek KD D800, odprowadzający ścieki ze zbiornika retencyjnego do rowu „I” w km 3+207, (granica terenu Nadleśnictwa Taczanów)

Projekty rurociągów doprowadzających , oraz odprowadzających wody opadowe do zbiornika stanowią oddzielne opracowanie projektowe

- W ramach II etapu (po przyłączeniu około 80% terenu osiedla), po zmianie miejscowego planu zagospodarowania terenu, konieczna będzie dalsza rozbudowa zbiornika o dodatkową pojemność retencyjną - około 1000 m³.

1.8. Obliczenia

Całość obliczeń wykonano, przyjmując deszcze padające z prawdopodobieństwem 20% - tzn zdarzające się raz na 5 lat

1.8.1. Bilans spływu rowem „I” w chwili obecnej

Strefa bezpośredniego oddziaływania rowów „I” i „J”, powyżej km 3+207

Strefa bezpośredniego oddziaływania rowów „I” i „J”, powyżej km 3+207 (granica lasu Nadleśnictwa Taczanów) ogranicza się obecnie do pasa o szerokości około 100 m (po 50 m na każdą stronę rowu)
Długość rowów „I” + „J” powyżej km 3+207 wynosi około 3,0 km

Stąd:

- | | | |
|--|--------------------|------------------------|
| • Powierzchnia zlewni | F | = 30 ha |
| • Czas trwania deszczu | t | = 15 minut |
| • Natężenie deszczu miarodajnego | qs | = 131 l/s/ha |
| • Współczynnik opóźnienia dla 30 ha | ϕ | = $(30)^{-1/4} = 0,43$ |
| • Współczynnik dla zabudowy luźnej (50%) | Ψ | = 0,35 |
| • Współczynnik dla terenów zielonych (50%) | Ψ | = 0,10 |
| • Współczynnik uśredniony | Ψ_{sr} | = 0,225 |

Spływ obliczeniowy

$$Q_{\text{rowu}} = qs \times \phi \times \Psi_{\text{sr}} \times F$$
$$Q_{\text{rowu}} = 131 \times 0,43 \times 0,225 \times 30 = 380 \text{ l/s}$$

Spływ do rowu „I” z ulic Grabowskiej, Jałowcowej Olchowej i Drzymały

Dodatkowy spływ do rowu „I” z ulic Grabowskiej, Jałowcowej Olchowej i Drzymały poprzez separator w ulicy Grabowskiej, zgodnie z załączonym zestawieniem tabelarycznym (Tablica Nr1) wynosi:

$$Q_{\text{k.d.}} = 144 \text{ l/s}$$

Całkowity odpływ rowem „I” w chwili obecnej

Stąd łączny maksymalny odpływ rowem „I”, poniżej km 3+207 wynosi:

$$Q_{\text{całk. „I”}} = 380 + 144 = 524 \text{ l/s}$$

Odpływ maksymalny na poziomie około 524 l/s, przyjęto jako odpływ występujący aktualnie i zgodnie z ustaleniami z Nadleśnictwem Taczanów, nie przewiduje się zwiększenia odpływu do rowu „I” powyżej wartości występujących obecnie.

1.8.2. Bilans spływu rowem „I” po wybudowaniu zbiornika retencyjnego

Maksymalna całkowita ilość wód deszczowych odprowadzana do rowu „I” w km 3+207 nie może przewyższać ilości odprowadzanej obecnie

$$Q_{\text{całk. „I”}} = 524 \text{ l/s}$$

Odptyw wód deszczowych poza zbiornikiem retencyjnym

Poza zbiornikiem retencyjnym odprowadzane są wody deszczowe z „dolnej” części ulic Dębowej, Mahoniowej, Hebanowej oraz „dolnej” części nowoprojektowanej ulicy zamykającej osiedle od strony północnej, których grawitacyjne odwodnienie poprzez zbiornik retencyjny jest niemożliwe.

Określenie spływu wód nieretencjonowanych

Stąd:

- | | | |
|--------------------------------------|-----------|-------------------------|
| • Powierzchnia zlewni | F | = 6,5 ha |
| • Czas trwania deszczu | t | = 15 minut |
| • Natężenie deszczu 15 minutowego | qs | = 131 l/s/ha |
| • Współczynnik opóźnienia dla 7,5 ha | φ | = $(6,5)^{-1/6} = 0,73$ |
| • Współczynnik spływu uśredniony | Ψ | = 0,34 |

Spływ obliczeniowy

$$\begin{aligned} Q_{\text{nieretencjonowany}} &= qs \times \varphi \times \Psi \times F \\ Q_{\text{nieretencjonowany}} &= 131 \times 0,73 \times 0,34 \times 6,5 = 211 \text{ l/s} \end{aligned}$$

Odptyw nieretencjonowany, przed zrzutem do kolektora głównego należy wyposażyć w separatory węglowodorów.

Stąd, dopuszczalny odptyw zbiornika retencyjnego wynosi:

$$Q_{\text{odptywu zbiornika retenc.}} = 524 - 211 = 313 \text{ l/s}$$

Przyjęto odptyw ze zbiornika retencyjnego na poziomie 300 l/s.

Odptyw regulowany będzie poprzez montaż regulatora przepływu PUR-REG, stabilizującego przepływ na poziomie 300 l/s, przy spiętrzeniu 1,5 m s.w.

1.8.3. Wyznaczenie gabarytów i pojemności zbiornika retencyjnego, możliwego do wykonania w I etapie realizacji inwestycji

Przyjęto maksymalny, możliwy do wykonania, w ramach obecnie obowiązującego miejscowego planu zagospodarowania terenu zbiornik, o powierzchni 3500,0m² w płaszczyźnie zewnętrznej krawędzi grobli i następujących parametrach:

Lp	Wyszczególnienie	Ilość
1	Nachylenie ścianki zbiornika	1 : 1,5
2	Poziom dna zbiornika	131,00 mnpm
3	Poziom dna strefy czynnej zbiornika	131,50 mnpm
4	Poziom do którego zbiornik pracuje bez retencji kanałowej	132,30 mnpm
5	Poziom maksymalny roboczy	133,00 mnpm
6	Poziom przelewu awaryjnego	133,20 mnpm
7	Poziom grobli	134,00 mnpm
8	Wymiary dna zbiornika	10,0x165,0 m
9	Wymiary zbiornika na poziomie dna strefy czynnej zbiornika	11,5x166,5 m
10	Wymiary zbiornika na poziomie pracy bez retencji kanałowej	13,9x168,9 m
11	Wymiary zbiornika na poziomie maksymalny roboczy	16,0x171,0 m
12	Wymiary zbiornika na poziomie przelewu awaryjnego	16,6x171,6 m
13	Wymiary zbiornika po wewnętrznym obrysie grobli	19,0x174,0 m
14	Wymiary zbiornika po zewnętrznym obrysie grobli (s=0,5m)	20,0x175,0 m
15	Pojemność martwa	891,0 m ³
16	Pojemność czynna zbiornika - od 131,50 do p.132,30 (bez retencji kanałowej)	1704,2 m ³
17	Pojemność czynna zbiornika - od 131,50 do p.133,00 (kanał dopływowy D1400 zalany do połowy wysokości)	3483,0 m ³
18	Pojemność czynna – awaryjna – od 131,50 do poziomu przelewu awaryjnego	4041,4 m ³
19	Pojemność czynna – awaryjna – od 131,50 do przelania przez groblę	6502,5 m ³

Przy ustalaniu parametrów zbiornika przyjęto następujące założenia:

- minimalny poziom wody w zbiorniku na poziomie 0,5 m nad dnem zbiornika
- przelew awaryjny - 0,20 m ponad maksymalnym roboczym poziomem wody
- przestrzeń od zwierciadła maksymalnego poziomu roboczego do grobli zbiornika - 1,00m
- Brzegi zbiornika i grobla, umocniona płytami betonowymi pełnymi na geowłókninie
- Dno zbiornika – nieuszczelniane
- Grobla umocniona płytami betonowymi pełnymi (szerokość grobli 0,5m), poziom 134,00 m npm

1.8.4. Wyznaczenie prognozowanego dopływu wód deszczowych do zbiornika retencyjnego

Bilans zlewni

Wyznaczenie docelowej powierzchni zlewni zbiornika retencyjnego

	Określenie	Powierzchnia
		ha
1	Teren po południowej stronie ulicy Grabowskiej – dopływ rowem „I” na wysokości ulicy Mahoniowej	100,0
2	Teren po południowej stronie ulicy Grabowskiej – dopływ kanałem deszczowym z ulic Jałowcowej, Ochowej, Drzymały i Grabowskiej	3,5
3	Teren po południowej stronie ulicy Grabowskiej – dopływ w rejonie ulicy Środkowej	6,0
4	Teren po południowej stronie ulicy Grabowskiej – dopływ w rejonie ulicy Leszczynowej	32,0
5	Teren po zachodniej stronie ulicy Dębowej- (tereny po poligonie wojskowym)	14,8
6	Tereny spływu retencjonowanego pomiędzy ulicami Świetlicową i Bukową	33,7
7	Tereny spływu retencjonowanego pomiędzy ulicami Świetlicową i Jodłową na wysokości zbiornika retencyjnego	3,7
7	Tereny spływu retencjonowanego pomiędzy ulicami Sportową i Dębową	8,9
		202,6

Prowadząc analizę wymaganej objętości czynnej zbiornika retencyjnego przyjęto następujące założenia

- Dopuszczalny odpływ ze zbiornika retencyjnego
 $Q_{\text{odpływu}} = 300 \text{ l/s}$
- Powierzchnia zlewni
 $F = 202,6 \text{ ha}$
- Współczynnik opóźnienia dla 202,6 ha
 $\Phi = (202,6)^{-1/6} = 0,41$
- Współczynnik spływu uśredniony
 $\Psi = 0,34$
- Nateżenie deszczu obliczone na podstawie wzoru Błaszczyka
 $Q = 470 \times (C)^{0,33} / t^{0,67}$

Zestawienie odpływów dla różnych okresów trwania deszczu nawalnego
(od 15 minut do 4 godzin)

Czas trwania deszczu	Natężenie deszczu	Spływ z terenu zlewni	Wymagana pojemność zbiornika retencyjnego wg Błaszczyka	Wymagana Pojemność zbiornika retencyjnego wg Mołokowa	Uwagi
Minuty	l/s ha	m ³ /s	m ³	m ³	
15	131	3,700	3060	3830 $\beta = 1,15$	Zbiornik retencyjny planowany do budowy w I etapie o pojemności czynnej 3483 m ³ , wykazuje około 10% niedobór objętości czynnej
30	82	2,316	3628	4044 $\beta = 0,97$	Zbiornik retencyjny planowany do budowy w I etapie o pojemności czynnej 3483 m ³ , wykazuje około 16% niedobór objętości czynnej
60	52	1,468	4205	3858 $\beta = 0,73$	Zbiornik retencyjny planowany do budowy w I etapie o pojemności czynnej 3483 m ³ , wykazuje około 21% niedobór objętości czynnej
120	32	0,904	4349	3450 $\beta = 0,53$	Zbiornik retencyjny planowany do budowy w I etapie o pojemności czynnej 3483 m ³ , wykazuje około 25% niedobór objętości czynnej
150	28	0,791	4419	3417 $\beta = 0,48$	Zbiornik retencyjny planowany do budowy w I etapie o pojemności czynnej 3483 m ³ , wykazuje około 27% niedobór objętości czynnej
180	25	0,700	4320	3250 $\beta = 0,43$	Zbiornik retencyjny planowany do budowy w I etapie o pojemności czynnej 3483 m ³ , wykazuje około 24% niedobór objętości czynnej
240	21	0,579	4017	2751 $\beta = 0,33$	Zbiornik retencyjny planowany do budowy w I etapie o pojemności czynnej 3483 m ³ , wykazuje około 15% niedobór objętości czynnej

Z powyższego zestawienia wynika, że zbiornik retencyjny planowany do budowy w ramach I etapu, nie zapewnia wymaganej pojemności retencyjnej dla całego terenu osiedla Pruślin/Wtórek. W związku z tym, że utwardzanie ulic i budowa sieci kanalizacji deszczowej, przebiegała będzie etapowo, docelowo, konieczna będzie budowa dodatkowej kubatury retencyjnej o objętości około 1000 m³.

Z analizy wypełnienia zbiornika wynika, że nawałniczne będą deszcze nawalne trwające około 2-3 godzin (maksimum retencji wymagane dla deszczu nawalnego - około 150 minutowego).

Określenie parametrów rozbudowy zbiornika retencyjnego (II etap)
(przykładowa lokalizacja – wskazana na mapie)

Lp	Wyszczególnienie	Ilość
1	Nachylenie ścianki zbiornika	1 : 1,5
2	Poziom dna zbiornika	131,00 mnpm
3	Poziom dna strefy czynnej zbiornika	131,50 mnpm
4	Poziom do którego zbiornik pracuje bez retencji kanałowej	132,30 mnpm
5	Poziom maksymalny roboczy	133,00 mnpm
6	Poziom przelewu awaryjnego	133,20 mnpm
7	Poziom grobli	134,00 mnpm
8	Wymiary dna zbiornika	10,0x50,0 m
9	Wymiary zbiornika na poziomie dna strefy czynnej zbiornika	11,5 x 51,5 m
10	Wymiary zbiornika na poziomie pracy bez retencji kanałowej	13,9 x 53,9 m
11	Wymiary zbiornika na poziomie maksymalny roboczy	16,0 x 56,0 m
12	Wymiary zbiornika na poziomie przelewu awaryjnego	16,6 x 56,6 m
13	Wymiary zbiornika po wewnętrznym obrysie grobli	19,0 x 59,0 m
14	Wymiary zbiornika po zewnętrznym obrysie grobli (s=0,5m)	20,0 x 60,0 m
15	Pojemność martwa	273,8 m ³
16	Pojemność czynna zbiornika - od 131,50 do p.132,30 (bez retencji kanałowej)	535,8 m ³
17	Pojemność czynna zbiornika - od 131,50 do p.133,00 (kanał dopływowy D1400 zalany do połowy wysokości)	1111,1 m ³
18	Pojemność czynna – awaryjna – od 131,50 do poziomu przelewu awaryjnego	1294,7 m ³
19	Pojemność czynna – awaryjna – od 131,50 do przelania przez groblę	2118,1 m ³

Sprawdzenie możliwości przejęcia przez zbiornik I Etapu (Pojemność czynna 3483,0 m³), odpływu dla zlewni obejmującej 80% powierzchni osiedla

Założenia do obliczeń

- Dopuszczalny odpływ ze zbiornika retencyjnego
 $Q_{\text{odpływu}} = 300 \text{ l/s}$
- Powierzchnia zlewni
 $F = 202,6 \times 80\% = 162 \text{ ha}$
- Współczynnik opóźnienia dla 162 ha
 $\Phi = (162,0)^{-1/6} = 0,43$
- Współczynnik spływu uśredniony
 $\Psi = 0,34$
- Nateżenie deszczu obliczone na podstawie wzoru Błaszczyka
 $Q = 470 \times (C)^{0,33} / t^{0,67}$

Czas trwania deszczu	Natężenie deszczu	Spływ z terenu zlewni	Wymagana pojemność zbiornika retencyjnego wg Błaszczyka	Wymagana Pojemność zbiornika retencyjnego wg Mołokowa	Uwagi
minuty	l/s ha	m ³ /s	m ³	m ³	
15	131	3,102	2521	3211 $\beta = 1,15$	3211 m ³ < 3483 m ³
30	82	1,942	2955	3146 $\beta = 0,90$	3146 m ³ < 3483 m ³
60	52	1,231	3351	2924 $\beta = 0,66$	3351 m ³ < 3483 m ³
120	32	0,758	3298	2565 $\beta = 0,47$	3298 m ³ < 3483 m ³
150	28	0,663	3267	2446 $\beta = 0,41$	3267 m ³ < 3483 m ³
180	25	0,592	3153	2238 $\beta = 0,35$	3153 m ³ < 3483 m ³
240	21	0,497	2836	1789 $\beta = 0,25$	2836 m ³ < 3483 m ³

Z powyższego zestawienia wynika, że zbiornik retencyjny planowany do budowy w ramach I etapu, pokrywa wymaganą pojemność retencyjną dla powierzchni 162 ha, tzn dla około 80% terenu osiedla Pruślin/Wtórek.

W związku z tym, że w chwili obecnej na terenie osiedla praktycznie nie istnieje infrastruktura deszczowa, a zlewnię stanowią wyłącznie 2 odcinki częściowo zarurowanych rowów, docelowa rozbudowa może zostać wykonana w późniejszym terminie.

1.8.5. Dobór urządzeń na sieci kanalizacji deszczowej

Średnice kanałów dopływowych przyjęto, uwzględniając docelowy spływ z całości osiedla, wyposażonego w pełną infrastrukturę z zakresie kanalizacji deszczowej.

1.8.5.1. Dobór separatora węglowodorów dla dopływu głównego do zbiornika retencyjnego

- Powierzchnia zlewni $F = 198,9$ ha
- Czas trwania deszczu $t = 15$ minut
- Natężenie deszczu 15 minutowego $q_s = 131$ l/s/ha
- Współczynnik opóźnienia dla 205,9 ha $\varphi = (198,9)^{-1/6} = 0,41$
- Współczynnik spływu uśredniony $\Psi = 0,34$
- Zredukowana powierzchnia zlewni 67,6 ha
- Minimalna wydajność separatora (bez by-pass) 1014 l/s
- Obliczeniowe natężenie przepływu 3632 l/s

Dla powyższych przepływów i skuteczności dobrano układ podczyszczający składający się z dwóch równoległych ciągów urządzeń podczyszczających.

Przyjęto przepływy oczyszczany dla pojedynczego ciągu: $Q_{nom1} = 507$ dm³/s, oraz przepływ maksymalny dla pojedynczego ciągu $Q_{max1} = 1850$ dm³/s
Każdy z ciągów urządzeń składa się z dwukomorowego osadnika wirowego

EOW-2 550/2000 i separatora lamelowego ESL 200/2000S z zamknięciem o następujących parametrach:

- średnica zbiornika D1: 5600 mm
- średnica zbiornika D2: 3000 mm
- średnica zbiornika S: 3000 mm
- przepustowość maksymalna całego układu: 4000 dm³/s
- przepustowość maksymalna pojedynczego ciągu: 2000 dm³/s

Zaprojektowane urządzenia w układzie podczyszczającym nie posiadają wewnętrznego kanału odciążającego (by-passu); oznacza to, że wszystkie ścieki wpływające do urządzeń oczyszczających ulegają podczyszczaniu w układzie separacji. Jednocześnie zaprojektowane rozwiązanie zapewnia bezpieczeństwo dla zdeponowanych wcześniej zanieczyszczeń do swojej maksymalnej przepustowości hydraulicznej wynoszącej 4000 dm³/s bez ryzyka wypłukania depozytów.

Dobór separatora substancji ropopochodnych

Separator został dobrany w taki sposób, aby maksymalny przepływ wód deszczowych kierowany do urządzeń podczyszczających Q_{max1} nie przekraczał maksymalnej przepustowości urządzenia Q₂, tzn.

$$Q_2 \geq Q_{max1}$$

Przyjęto układ składający się z połączonych równolegle 2 separatorów lamelowych firmy Ecol-Unicon typu **ESL 200/2000S** z zamknięciem o parametrach:

- przepustowość, przy której następuje zatrzymanie 99% zanieczyszczeń ropopochodnych (zgodnie z badaniami wg normy PN-EN 858-1) Q₁ = 200 dm³/s (10% przepustowości maksymalnej separatora);
- przepustowość maksymalna – największe obciążenie hydrauliczne, jakie może przyjąć urządzenie bez spowodowania wymywania depozytów Q₂ = 2000 dm³/s

Ilość ścieków kierowana na jeden ciąg podczyszczający w ilości Q_{max1} = 3700/2 = 1850dm³/s jest mniejsza od maksymalnej przepustowości hydraulicznej zaprojektowanego separatora Ecol-Unicon ESL Lamela.

Sprawdzenie poprawności doboru:

$$Q_2 > Q_{max1}$$

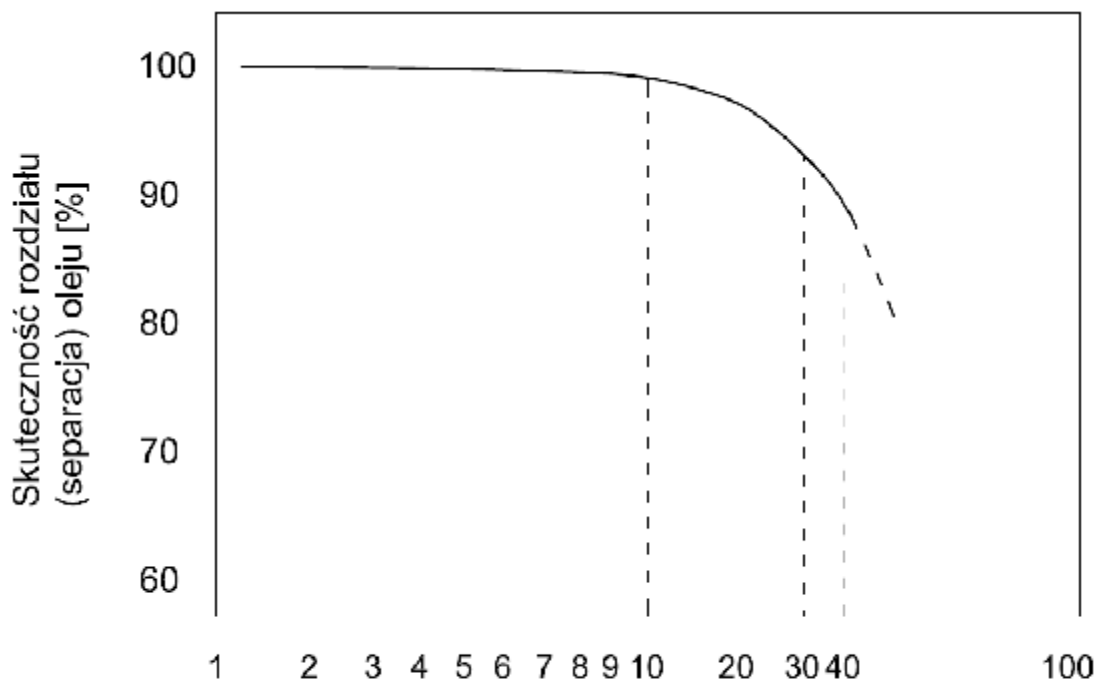
$$2000 \text{ dm}^3/\text{s} > 1850 \text{ dm}^3/\text{s} \rightarrow \text{separator zaprojektowany poprawnie}$$

Skuteczność dobranego separatora:

Dla pojedynczego separatora stopień obciążenia przepływem nominalnym ze zlewni wynosi:

$$\eta = Q_{nom1} / Q_2 = (507/2000) \times 100\% = \mathbf{25\%}$$

Na podstawie wykresu teoretycznej krzywej skuteczności separacji substancji ropopochodnych przy zastosowaniu separatora ESL, skuteczność separacji wyniesie 95% dla przepływu 507 dm³/s, które stanowi 25% maksymalnego obciążenia hydraulicznego urządzenia.



Przepływ (% maksymalnej przepustowości hydraulicznej urządzenia)

Z powyższej krzywej sprawności można odczytać:

- dla 10% przepustowości maksymalnej separatora (dla $Q_1=200 \text{ dm}^3/\text{s}$) skuteczność separacji wynosi ~99%;
- dla 20% przepustowości maksymalnej separatora (dla $Q=400 \text{ dm}^3/\text{s}$) skuteczność separacji wynosi ~97%;
- dla 30% przepustowości maksymalnej separatora (dla $Q=600 \text{ dm}^3/\text{s}$) skuteczność separacji wynosi ~92%.
- dla 40% przepustowości maksymalnej separatora (dla $Q=800 \text{ dm}^3/\text{s}$) skuteczność separacji wynosi ~89%.

Skuteczność usuwania substancji ropopochodnych przy przepływie obliczeniowym ze zlewni wyniesie 95%. Stopień oczyszczania substancji ropopochodnych spełnia wymogi zgodne z Rozporządzeniem Ministra Środowiska z dnia 24.07. 2006 r. (Dz. U. 137 poz. 984).

Skuteczność oczyszczania

Skuteczność zatrzymywania zawiesiny w dobranych osadnikach wirowym EOW-2 dla przepływu $Q_{\text{nom1}}=507 \text{ dm}^3/\text{s}$ wynosi ok. 80% (względem zawiesiny ogólnej o założonym składzie frakcyjnym).

Skuteczność separacji substancji ropopochodnych w dobranych wkładach lamelowych dla przepływu $Q_{\text{nom1}}=507 \text{ dm}^3/\text{s}$ wynosi 95% (dla oleju normowego).

Zawiesiny

Skuteczność usuwania zawiesiny przy przepływie nominalnym wyniesie 80%. (skład frakcyjny założono w oparciu o „Oczyszczanie ścieków, oczyszczanie mechaniczne i chemiczne” B. Cywiński, S. Gdula i In. wydawnictwa Arkady, Warszawa).

Zanieczyszczenia ropopochodne

Skuteczność usuwania ropopochodnych przy przepływie nominalnym wyniesie 95% (dla oleju normowego).

Wnioski:

Ponieważ opad o natężeniu $q=15 \text{ dm}^3/\text{s ha}$ wraz z mniejszymi odpowiadają około 88% wszystkich opadów w Polsce, powyższe rozwiązanie zapewnia skuteczne czyszczenie (sprawność względem zawiesin dla przepływu nominalnego: 80%; sprawność względem ropopochodnych dla przepływu nominalnego: 95%); wód deszczowych ze zlewni przed wprowadzeniem ich do odbiornika.

Skuteczność oczyszczania w przypadku pracy urządzeń podczyszczających w warunkach podtopienia

W przypadku okresowego wystąpienia podtopienia sieci kanalizacyjnej spowodowanej wysokim poziomem ścieków w odbiorniku zostaje obniżona zdolność urządzenia do wytworzenia wiru w pierwszej komorze osadnika wirowego. Jednocześnie w urządzeniu wciąż będzie wydzielana zawiesina ze ścieków w wyniku wydłużenia czasu zatrzymania ścieków w osadniku i zmniejszeniu prędkości przepływu. Zabezpieczeniem przed wynoszeniem zdeponowanych osadów z osadnika jest odpowiedni poziom krawędzi rury centralnej.

Również separator substancji ropopochodnych ESL ze względu na swoją budowę jest zabezpieczony przed przedostawaniem się zgromadzonych w nim substancji ropopochodnych do odpływu.

1.8.5.2. Budowa i zasada działania podczyszczalni wód deszczowych.

Budowa i zasada działania osadnika wirowego EOW-2

Osadnik do podczyszczania wód deszczowych EOW-2 jest urządzeniem służącym do wydzielania zawiesiny łatwoopadającej o gęstości większej od 1 kg/dm^3 ze ścieków deszczowych płynących kanalizacją rozdzielczą.

Urządzenie zbudowane jest z dwóch cylindrycznych zbiorników połączonych rurą centralną.

Pierwszy zbiorniki przeznaczony jest do wydzielenia z wód deszczowych zanieczyszczeń opadających (zawiesiny). Drugi zbiornik podzielony jest na dwie komory. Pierwsza komora stanowi „pułapkę części pływających”, druga - pełni rolę komory odpływowej. Przewód wlotowy wprowadzony jest do zbiornika pierwszego stycznie do pobocznic, co

wymusza ruch wirowy ścieków. Wylot z pierwszego zbiornika tzw. rurą centralną, znajduje się w centralnej części. Dzięki takiej konstrukcji efekt usuwania zawiesiny osiągany jest przy wykorzystaniu oprócz siły grawitacji, siły odśrodkowej. W konsekwencji uzyskujemy wysoką sprawność separacji zawiesiny przy wysokich obciążeniach hydraulicznych, a co za tym idzie urządzenie posiada stosunkowo małą powierzchnię w planie.

W miarę zwiększania napływu, ścieki w zbiorniku pierwszym wirują coraz intensywniej. Zwierciadło ścieków podnosi się. Zanieczyszczenia pływające, które nie zostały wypłukane do zbiornika drugiego podczas pierwszej fali spływu, podnoszą się wraz ze zwierciadłem ścieków aż do przekroczenia poziomu krawędzi rury centralnej zwanej "czerpnią Coriolisa". Z chwilą przekroczenia poziomu krawędzi – części pływające zostają wciągnięte do środka rury centralnej i przepływają wraz ze strumieniem ścieków zatopionym przewodem wlotowym do „pułapki części pływających” w zbiorniku drugim. Ścieki przepływają do komory wylotowej poprzez otwór znajdującej się w dolnej części komory. W razie konieczności urządzenie wyposażone jest w przelew, który łączy bezpośrednio pierwszą studnię z komorą wylotową znajdującą się w drugiej studni.

Przyjęta technologia osadników wirowych EOW-2 cechuje się szeregiem zalet, z których najważniejsze to:

- wysoka skuteczność oczyszczania przepływów nominalnych i większych, co daje wysokie efekty oczyszczania w skali całego roku,
- możliwość przepuszczania przepływów maksymalnych bez wynoszenia zdeponowanych zanieczyszczeń,
- zatrzymanie części zanieczyszczeń pływających, lekkich drobnych śmieci w drugiej komorze osadnika tzw. „pułapce części pływających”,
- mała powierzchnia zabudowy w stosunku do podczyszczanych przepływów, a co za tym idzie: mniejsze w stosunku do innych technologii zapotrzebowanie terenu, niższe koszty transportu i montażu - mniejsze wykopy, oraz niższe koszty ewentualnego odwodnienia wykopu,
- prosta i tania eksploatacja,
- szczelny i wytrzymały korpus z betonowych i żelbetowych elementów wysokiej klasy,
- zastosowanie korpusów betonowych umożliwia instalację na głębiej przebiegających kanałach oraz zazwyczaj nie wymaga dodatkowego kotwienia.

Budowa i zasada działania separatora lamelowego ESL.

ZASADA DZIAŁANIA

Ścieki deszczowe oczyszczone z zawiesiny wpływają do komory wlotowej separatora, w której następuje uspokojenie przepływu i ukierunkowanie strumienia ścieków do komory separacji (środkowa komora urządzenia). Oddzielanie zanieczyszczeń ropopochodnych od wody następuje dzięki zjawisku flotacji (grawitacyjnego rozdziału olejów i wody) podczas poziomego przepływu zanieczyszczonych wód przez sekcje lamelowe (żaluzjowe) umiejscowione w ścianach o specjalnej konstrukcji.

BUDOWA

Korpus separatora wykonany jest z betonu wibroprasowanego klasy C35/45, wodoszczelnego W8, mrozoodpornego F-150. Korpus przykrywany jest pokrywą żelbetową przystosowaną do obciążeń drogowych. W zależności od lokalizacji stosowane są włązy lekkie (lokalizacja w terenie zielonym) lub ciężkie klasy D400 (lokalizacja w drodze, podjeździe, parkingu itp.). Do wysokości powyżej otworów wlotowego i wylotowego korpus wykonany jest z elementów betonowych łączonych za pomocą żywic epoksydowych – wykonany w ten sposób zbiornik charakteryzuje się dużą wytrzymałością i szczelnością. W zbiorniku zamontowane jest wyposażenie wewnętrzne separatora wykonane z aluminium lub polietylenu (przegrody) z tworzywa sztucznego wykonane są również pakiety lamelowe. Korpusy największych separatorów (o średnicy wewnętrznej zbiornika 3000 mm) ze względu na gabaryty i ciężar dostarczane są w elementach do montażu na placu budowy. W przypadku głębokiego posadowienia urządzeń stosuje się dodatkową nadbudowę kręgami betonowymi.

Wyposażenie dodatkowe: Istnieje możliwość wyposażenia separatora w instalację alarmową informującą użytkownika o konieczności usunięcia zgromadzonych w separatorze zanieczyszczeń ropopochodnych.

1.8.5.3. Dobór separatora węglowodorów dla dopływu z rejonu ulic Świetlicowej i Jodłowej na wysokości zbiornika retencyjnego głównego do zbiornika retencyjnego

• Powierzchnia zlewni	F	= 3,7 ha
• Czas trwania deszczu	t	= 15 minut
• Natężenie deszczu 15 minutowego	qs	= 131 l/s/ha
• Współczynnik opóźnienia dla 205,9 ha	ϕ	$= (3,7)^{-1/6} = 0,804$
• Współczynnik spływu uśredniony	Ψ	= 0,34
• Zredukowana powierzchnia zlewni	$F_{zred.}$	= 1,25 ha
• Minimalna wydajność separatora (bez by-pass)	$Q_{n\ min}$	= 19 l/s
• Obliczeniowe natężenie przepływu	Q_{max}	= 133 l/s

Dobór zintegrowanego separatora węglowodorów

Dobrano separator węglowodorów zintegrowany z osadnikiem piasku i by-passem typu ESL 20/200 firmy Ecol-Unicon.

Parametry separatora

Wydajność nominalna (bez przepływu przez by-pass)	Q_n	= 20 l/s
Przepustowość hydrauliczna	Q_{max}	= 200 l/s
Pojemność osadnika wewnętrznego	V_{os}	= 4,2 m ³
Pojemność gromadzenia osadu – połowa wysokości czynnej		
Stężenie zawiesiny na wlocie separatora		200 mg/l
Redukcja zawiesin		> 50%
Stężenie zawiesin za separatorem		< 100 mg/l
Stężenie węglowodorów ropopochodnych za separatorem		< 15 mg/l
Wymiary gabarytowe $D_z/D_w/H$		Ø1800/Ø1500/3,52m

Średnica króćców dopływowych
Średnica króćców odpływowych
Zintegrowany separator piasku

DN400
DN400

1.8.5.4. Dobór regulatora przepływu dla rurociągu odpływowego ze zbiornika retencyjnego

- Wymagana wydajność przepływu 300 l/s

Dobrano regulator przepływu stożkowy CYE o przepustowości 300l/s przy wysokości spiętrzenia do 1,7 m nad poziom dna regulatora prod. Ecol-Unicon

1.9. Wytyczne realizacji inwestycji

Roboty ziemne

Przed przystąpieniem do robót ziemnych, trasa kanału powinna być wytyczona przez uprawnionych geodetów.

W projekcie przewidziano mechaniczne wykonywanie robót ziemnych.

W miejscach, gdzie głębokość wykopu przekracza 0,5 m wykopy należy wykonywać jako ciągłe o ścianach pionowych z pełnym szalowaniem ścian wypraskami stalowymi lub stalowymi szalunkami płytowymi ze stalowymi rozporami.

Dno wykopu powinno być równe, pozbawione kamieni i grud oraz wykonane z projektowanym spadkiem.

Odkryte uzbrojenie należy na czas prowadzenia robót zabezpieczyć przed uszkodzeniem

W warunkach ruchu ulicznego należy przewidzieć konieczność przykrywania wykopów pomostami dla przejścia pieszych lub pojazdów.

Wykop powinien być zabezpieczony barierką o wysokości co najmniej 1.6m, a w nocy oznakowany światłami ostrzegawczymi.

W związku z wysokim poziomem wód gruntowych podczas wykonywania robót ziemnych może wystąpić konieczność odwadniania wykopów.

W okolicach lokalizacji studni zbiorczych, a szczególnie w miejscu lokalizacji separatorów wirowych oraz separatorów koalecencyjnych konieczne będzie wykonanie ścianek szczelnych i lokalne obniżenie poziomu wód gruntowych poprzez montaż układu igłofiltrów.

Roboty montażowe

Na dnie wykopu wyrównanym do projektowanego spadku kanału należy ułożyć podsypkę piaskową o grubości 15 cm. Materiał podłoża powinien spełniać następujące wymagania:

- nie powinien zawierać cząstek większych niż 20mm
- nie może być zmrożony
- nie może zawierać ostrych kamieni lub innego łamanego materiału.

Miejsca przypadkowego przegłębienia wykopu należy zasypać piaskiem użytym do podsypki, a piasek ten zagęścić mechanicznie.

Kanał po ułożeniu powinien ściśle przylegać do podłoża na całej swej długości w co najmniej $\frac{1}{4}$ obwodu.

Montaż przewodów z PVC można prowadzić przy temperaturze otoczenia od 0 do 30°C. Zaleca się prowadzenie robót montażowych w temp. nie niższej niż 5 C.

Zasypywanie wykopów

Do zasypywania wykopów należy przystąpić po odbiorze rurociągu przez Inspektora Nadzoru.

Wykop w rejonie ulic należy zasypać piaskiem zagęszczając warstwami do wskaźnika $Is=1$

Zasypka wykopu składa się z dwóch warstw:

- warstwy ochronnej rury – obsypki
- warstwy wypełniającej – zasyпки.

Obsypkę należy wykonywać warstwami o grubości do $\frac{1}{3}$ średnicy rury, zagęszczając każdą warstwę. Obsypkę należy prowadzić aż do uzyskania zagęszczonej warstwy o grubości co najmniej 30 cm ponad wierzch rury.

Uzupełnianie obsypki wzdłuż rury należy wykonywać podając grunt z najmniejszej możliwej wysokości.

Niedopuszczalne jest spuszczenie mas ziemi z samochodów bezpośrednio na rurę.

Zagęszczanie każdej warstwy obsypki należy tak wykonać aby rura miała odpowiednie podparcie po bokach.

Pierwsze warstwy aż do osi rury powinny być zagęszczane ostrożnie, aby uniknąć uniesienia się rury. Po wypełnieniu wykopu do $\frac{1}{2}$ wysokości rury, wszelkie ubijanie warstw obsypki powinno przebiegać w kierunku od ścian wykopu do rury.

Mechaniczne zagęszczanie nad rurą można rozpocząć dopiero gdy nad jej wierzchem została wykonana warstwa obsypki o grubości co najmniej 30 cm.

Dalsze zasypywanie wykopu może być wykonywane gruntem rodzimym/ jeśli nadaje się do zagęszczania/ lub piaskiem dowiezionym bez ograniczeń uziarnienia.

Zasypywany wykop powinien być zagęszczany warstwami co 30 cm aż do powierzchni terenu.

Zasypywanie górnych warstw osypki w obszarze warstw podbudowy nawierzchni ulicy ujęto w projekcie branży drogowej.

1.10. Uwagi końcowe

- Miejsce wykonywania robót zabezpieczyć zgodnie z obowiązującymi przepisami poprzez odpowiednie oznakowanie, ustawienie barier i oświetlenie na okres nocy.
- W miejscach przewidywanych kolizji z istniejącym uzbrojeniem podziemnym wykopy wykonywać ręcznie
- Prowadzone rurociągi przed zasypaniem należy zainwentaryzować geodezyjnie na zlecenie i na koszt Inwestora.
- Po odbiorze inwestor doprowadzi teren do stanu poprzedniego.
- Całość robót wykonać zgodnie z Warunkami Technicznymi Wykonania i Odbioru Robót Budowlano-Montażowych cz.II , oraz aktualnie obowiązującymi normami i przepisami w zakresie BHP.

W celu budowy zbiornika retencyjnego konieczne będzie:

- zmiana miejscowego planu zagospodarowania przestrzennego
- wycięcie części drzew kolidujących z projektowanym zbiornikiem retencyjnym

Oświadczenie :

Zgodnie z art. 20 ust. 4 ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo Budowlane (Dz. U. Nr 80, poz. 718 z 2003 r. ze zmianami) oświadczam że powyższy projekt budowy zbiornika retencyjnego na potrzeby odprowadzenia wód deszczowych z Osiedli Pruślin i Wtórek w Ostrowie Wielkopolskim został sporządzony zgodnie z obowiązującymi przepisami oraz zasadami wiedzy technicznej.

Projektant:

mgr inż. Maciej Cyba