

mgr inż.		Dariusz Nehring	
PRACOWNIA		Dokumentacje techniczne Kosztorysy Operaty wodnoprawne Nadzory inwestorskie	
PROJEKTÓW BUDOWLANYCH		ul. dr. Anny Dobrskiej 9 06-500 Mława Telefon 023-654 95 06 Telefax 023-654 95 06 Kom. 501 257 191 NIP 569-100-80-69	

OPERAT WODNOPRAWNY	
TEMAT:	WYKONANIE ZBIORNIKA RETENCYJNO-CHŁONNEGO NA TRASIE KANALIZACJI DESZCZOWEJ I WYLOTU TEJ KANALIZACJI DO RZEKI PIERŁAWKA W KM 4+370 ORAZ ODPROWADZENIE DO TEGO CIEKU WÓD OPADOWYCH I ROZTOPOWYCH Z OSIEDLA LIDZBARSKA W DZIAŁDOWIE.
ADRES BUDOWY:	Działki nr: 74, 331/2 obręb Pierławki, Gmina Działdowo
INWESTOR:	Gmina Miasto Działdowo 13-200 Działdowo, ul. Zamkowa 12
OPRACOWAŁ:	mgr inż. DARIUSZ NEHRING, upr. proj. MAZ/0331/PWOS/04
MŁAWA grudzień 2015	

Spis treści:

1.0.Dane ogólne:	4
1.1.Podstawa opracowania:	4
1.2. Przedmiot opracowania:.....	4
1.3. Zakres opracowania:.....	5
1.4.Cel opracowania:	5
1.5.Opis dotychczasowego sposobu odprowadzania wód deszczowych:	5
1.6.Opis przewidywanego sposobu odwodnienia dróg i odprowadzenia wód deszczowych:	6
2.0.Stan prawny gruntów, stan prawny inwestycji oraz uzgodnienia:	7
2.1.Stan prawny gruntów, na których znajduje się projektowana sieć, rów retencyjny oraz urządzenia do oczyszczania wód oraz wylot:	7
2.2.Warunki techniczne zrzutu wód deszczowych z planowanej sieci kanalizacji deszczowej z Zarządu Melioracji i Urządzeń Wodnych w Olsztynie Rejonowy Oddział w Działdowie:	8
2.3.Wymagania dotyczące decyzji środowiskowej:.....	9
2.4. Zgodność inwestycji z miejscowym planem zagospodarowania terenu:	9
3.0. Opis zbiornika retencyjno- chłonnego „suchego”:.....	10
3.1.Uwagi ogólne:	10
3.2.Opis zbiornika- zasada działania:	11
3.3.Cechy projektowanego zbiornika retencjonującego wody opadowe i roztopowe:	11
3.4.Obliczenie pojemności zbiornika i czasu przetrzymania wód deszczowych w zbiorniku retencyjno- chłonnym:	11
3.5.Budowa zbiornika retencyjno- chłonnego „suchego”:.....	13
3.6.Elementy wyposażenia zbiornika retencyjno- chłonnego „suchego”:.....	14
4.0. Wylot kanalizacji deszczowej- oznaczony WL1:	15
5.0.Dane ogólne- dotyczy gospodarki ściekowej, stanu i składu ścieków oraz wymagania względem ścieków oczyszczonych:.....	15
5.1.Gospodarka ściekowa:	15
5.2. Skład i stan ścieków deszczowych:.....	16
5.3. Określenie wymagań jakim powinny odpowiadać oczyszczone ścieki w zakresie szczególnego korzystania z wód.	17
6.0.Charakterystyka ilościowa i jakościowa ścieków opadowych:	17
6.1.Uwagi ogólne:	17
6.2.Obliczenia ilości wód deszczowych- dane ogólne:	18
6.3. Ilość wód opadowych dla zlewni –prognozowane zagospodarowanie terenu:	18
6.4.Obliczenie wymaganego natężenia spływu wód poddanych oczyszczeniu dla zlewni:	18
6.5.Obliczenie wymaganej pojemności czynnej osadnika sedymentacyjnego:	19
6.6.Ustalenie max. przepustowości dla rury Ø 800 przy spadku 2‰, 3 ‰, 4‰.....	19
6.7.Obliczenie wymaganego natężenia spływu wód poddanych oczyszczeniu dla zlewni–	

prognozowane zagospodarowanie terenu proporcjonalnie do obszaru w zabudowie jednorodzinnej i wielorodzinnej:	20
6.8. Obliczenie –dobór urządzeń do oczyszczania ścieków opadowych:.....	20
6.9. Ładunek zanieczyszczeń zredukowany w ciągu roku (G) dla zlewni:.....	22
7.0 WPŁYW PLANOWANEGO ZRZUTU WÓD OPADOWYCH NA FUNKCJONOWANIE ODBIORNIKA I BEZPIECZEŃSTWO PRZYLEGLYCH DO NIEGO GRUNTÓW	22
7.1 CHARAKTERYSTYKA ODBIORNIKA	22
7.2 CHARAKTERYSTYCZNE PRZEPŁYWY W RZECIE PIERŁAWKA.....	22
7.3 PARAMETRY KORYTA RZEKI PIERŁAWKA.....	24
7.4 PRZEPUSTOWOŚĆ ODBIORNIKA	24
8.0 WPŁYW PLANOWANEGO ZRZUTU WÓD OPADOWYCH NA ODBIORNIK I PRZYLEGŁE DO NIEGO GRUNTY	26
9. USTALENIA WYNIKAJĄCE Z PLANÓW, PROGRAMÓW I INNYCH.....	27
DOKUMENTÓW OBOWIĄZUJĄCYCH DLA DORZECZA I REGIONU WODNEGO	27
10. WPŁYW PLANOWANEJ DZIAŁALNOŚCI NA WODY POWIERZCHNIOWE I	29
PODZIEMNE.....	29
11. INFORMACJA O FORMACH OCHRONY PRZYRODY.....	29
12.0. Wnioski końcowe:.....	29

Wykaz rysunków:

Rys. nr 1.1-Projekt zagospodarowania terenu 1:500

Rys. nr 1.1A-Obszar zlewni wód opadowych i roztopowych 1:2000

Rys. nr 2.1- Profil sieci kanalizacji deszczowej -odc.: WL1-D1-D2-...-SEP-OSD-Droz.

Rys. nr 3.1- Zbiornik retencyjno chłonny "suchy": szczegóły konstrukcyjne.

Rys. nr 4.1 - Wylot brzegowy kanalizacji deszczowej WL1, WL2, WL3.

Rys. nr 4.2 – Osadnik sedymentacyjny (OSD) typ OZM G 35.

Rys. nr 4.3- Separator koalescencyjny (SEP) typ ECO I NG 150.

Rys. nr 4.4- Studnia rozdzielowa z regulatorem przepływu Q_{max} 121 l/s.

Rys. nr 4.5- Studnia regulacyjna z regulatorem przepływu Q_{max} 150 l/s.

Załącznik nr 1- Opis zamierzonej działalności w języku nietechnicznym.

Załącznik nr 2-pismo (kopia) Zarządu Melioracji i Urządzeń Wodnych w Olsztynie
Rejonowy Oddział w Działdowie- znak: MUW.DD.0702.165.2015.

Załącznik nr 3-pismo (kopia) Nadleśnictwo Lidzbark-znak: ZG.2217.48.2015.G7

Załącznik nr 4-Wypis i wyrys z Miejsowego Planu Zagospodarowania Przestrzennego
Gminy Działdowo.

Załącznik nr 5 -skrócony wypis ze skorowidza działek.

1.0.Dane ogólne:

1.1.Podstawa opracowania:

Podstawą do wykonania *Operatu wodnoprawnego na wykonanie zbiornika retencyjno-chłonnego na trasie kanalizacji deszczowej, wykonanie wylotu tej kanalizacji do rzeki Pierławka w km. 3+370 oraz odprowadzenie do tego cieku wód opadowych i roztopowych z osiedla Lidzbarska w Działdowie* jest:

- zlecenie Inwestora
- mapa sytuacyjno- wysokościowa w skali 1:500
- wizja lokalna i pomiary inwentaryzacyjne
- obowiązujące akty prawne i literatura fachowa:
 - ustawa Prawo wodne (tekst jednolity: Dz.U. z 2015r. poz. 469),
 - ustawa z dnia 27.04.2001 r. Prawo ochrony środowiska (Dz.U. z 2013 poz. 1232 z późniejszymi zmianami)
 - ustawa z dnia 07.07.1994 r. Prawo Budowlane - (tekst jednolity Dz.U. z 2013r., poz. 1409 z późniejszymi zmianami)
 - rozporządzenie Ministra Środowiska z dn. 18 listopada 2014 r. w sprawie warunków jakie należy spełnić przy wprowadzeniu ścieków do wód lub do ziemi oraz w sprawie substancji szczególnie szkodliwych dla środowiska wodnego (Dz.U. z 2014, poz.1800)
 - „Oczyszczanie ścieków”, B. Cywiński i inni, Arkady, Warszawa 1983
 - „Kanalizacja miast i oczyszczanie ścieków:- poradnik, K.i K.R.Imhoff, Arkady, Warszawa 1982
 - „Wodociągi i kanalizacja” Z. Heidrich, Wydawnictwa Szkolne i Pedagogiczne, Warszawa 1980.
- Wypis i wyrys z miejscowego PLAN ZAGOSPODAROWANIA PRZESTRZENNEGO GMINY DZIAŁDOWO.

1.2. Przedmiot opracowania:

Przedmiotem opracowania jest operat wodnoprawny na *wykonanie zbiornika retencyjno-chłonnego na trasie kanalizacji deszczowej, wykonanie wylotu tej kanalizacji do rzeki Pierławka w km. 4+370 oraz odprowadzenie do tego cieku wód opadowych i roztopowych z osiedla Lidzbarska w Działdowie*. Obszar zlewni- odwadnianego obszaru określono na podstawie mapy zasadniczej i zawartych tam rzędnych niwelety terenu (pikietażu) oraz układu (koncepcja sieci) systemu kanalizacji deszczowej- odrębne opracowanie.

Sieć kanalizacji deszczowej z przedmiotowego terenu będzie doprowadzać finalnie wody deszczowe do rzeki Pierławka poprzez wylot (oznaczono WL1) znajdujący się na dz. nr 74 obręb Pierławki w km, 4+370 tej rzeki, w punkcie o współrzędnych geograficznych: 53° 23' 51,57" N -szerokości geograficznej północnej i 20° 14' 01,63" E- długości geograficznej wschodniej i według współrzędnych geodezyjnych (Państwowego Układu Współrzędnych

Geodezyjnych 2000): X=5900682,20 Y= 7442589,75.

Przed zespołem urządzeń do oczyszczania ścieków znajdować się będą studnie: Droz, w której można dokonać poboru próbek ścieków nieoczyszczonych. W dalszej kolejności zaprojektowano osadnik sedymentacyjny (oznaczono OSD), separator koalescencyjny (oznaczono SEP). Kolejno za separatorem zaprojektowano studnię (oznaczoną jako D5) do poboru próbek ścieków oczyszczonych.

Średnica rurociągu w wylocie- DN800mm, rzędna dna rurociągu przy wylocie: 149,40 m npm.

Szczegółowe rozwiązania w zakresie oczyszczania wód i wylotów przedstawione są poniżej.

1.3. Zakres opracowania:

Na podstawie danych ogólnych dotyczących: zlewni, znajdujących się w ich obrębie obiektów, przeznaczenia terenu, przedstawia się gospodarkę ściekową w zakresie odprowadzania ścieków opadowych i roztopowych z terenu określonego na mapie -rys. nr 1.1A.

Grunty w obrębie przedmiotowej zlewni należą głównie do Gminy Miasto Działdowo i prywatnych właścicieli, teren przewidziany jest (zgodnie z Planem Zagospodarowania Przestrzennego) pod zabudowę jednorodzinną i wielorodzinną oraz usługi. Należy podkreślić, że teren zlewni w przeważającej większości (ok 80%) nie jest zagospodarowany. W obrębie zlewni znajdują się wyłącznie nieulepszone drogi gminne. Przedstawia się skład wód, ilość i stan, wymagania jakim powinny odpowiadać przed odprowadzeniem ich do gruntu a także sposób ich oczyszczania i odprowadzania.

1.4. Cel opracowania:

Operat wodnoprawny stanowi podstawę wnioskowania do Starosty Powiatu Działdowskiego o wydanie pozwolenia wodnoprawnego na wprowadzanie ścieków opadowych i roztopowych z terenu o powierzchni $\Sigma F = 360.085,84 \text{ m}^2 = 36,008584 \text{ ha}$ oznaczonego na mapie -rys. nr 1.1A w max ilości $Q = 150,0 \text{ l/s} = 540,0 \text{ m}^3/\text{h}$ i wykonanie wylotu wód deszczowych oznaczonego jako WL1 umieszczonego na dz. nr 74 obręb Pierławki oraz na wykonanie zbiornika retencyjnego na dz. nr 331/2 obręb Pierławki a także odprowadzenie wód opadowych i roztopowych do gruntu w ilości $5 \text{ l/s} = 18,0 \text{ m}^3/\text{h}$ poprzez nasiąkanie.

Roczna ilość wód opadowych wynosi: $105.526,8 \text{ m}^3/\text{rok}$.

1.5. Opis dotychczasowego sposobu odprowadzania wód deszczowych:

W całym obszarze przedmiotowej zlewni (rys. nr 1.1) dotychczas nie istniał zorganizowany system odwodnieniowy: przejmowania wód opadowych i roztopowych. Żadna z ulic, z obszaru zlewni, nie posiada ulepszonej nawierzchni ani też zorganizowanego systemu

odbioru wód deszczowych. Ulice nie były dotychczas organizowane, ponieważ nie istniała techniczna możliwość odwodnienia terenu – nie istniała też sieć kanalizacji deszczowej. Niniejszy operat stanowi początek procesu, który usankcjonuje prawnie zrzut wód deszczowych, co w konsekwencji spowoduje proces budowy sieci kanalizacji deszczowej oraz proces organizowania jezdni, chodników a tym samym może spowodować proces zabudowy działek pod zabudowę usługowo-mieszkalną.

1.6. Opis przewidywanego sposobu odwodniania dróg i odprowadzenia wód deszczowych:

Zlecono (obok operatu wodnoprawnego) opracowanie projektu technicznego obejmującego wylot, zbiornik retencyjno- chłonny oraz urządzenia do oczyszczania ścieków a także odcinek sieci od wylotu do studni w ul. Reginisa (studnia oznaczona jako D13). Zamiarem tego zadania jest przygotowanie formalne oraz rzeczywiste realizacji w przyszłości inwestycji, mających na celu niezbędne uzbrojenie ulic wraz z wykonaniem nawierzchni: jezdni, chodników, ścieżek rowerowych, itp., w obrębie przedmiotowej zlewni- (osiedle Lidzbarska).

Przewiduje się, że zostaną zaprojektowane jezdnie z krawężnikami wysokimi tradycyjnymi, w związku z czym w miejscach właściwych będą umiejscowione wpusty deszczowe z kręgów żelbetowych $\varnothing_{wew}=50$ cm, z osadnikiem piasku każdorazowo o wysokości ok. 0,8 m, pokryte kratami żeliwnymi w klasie D400 opartymi na pierścieniach odciążających. Osadniki wpustów deszczowych służyć będą do wyłapywania piasku na zasadzie sedymentacji (opadania części stałych).

Wody opadowe będą z kolei kierowane do sieci kanalizacji deszczowej wykonanej zazwyczaj w jezdni lub poza nią w postaci rurociągów i studni rewizyjnych umieszczonych nie rzadziej niż co 50,0m. Studnie będą wykonane z kręgów żelbetowych $\varnothing_{wew}=120$ cm wewnątrz bez osadników. Studnie w jezdni będą zwieńczone pokrywą nastudzienną posadowioną na pierścieniu odciążającym wraz z włazem żeliwnym $\varnothing 60$ cm w klasie D400 a studnie usytuowane poza jezdnią będą zwieńczone pokrywą nastudzienną posadowioną na kręgach wraz z włazem żeliwnym $\varnothing 60$ cm w klasie C250 (D400-obecnie tylko D13).

Zebrane wody opadowe poprzez układ wpustów, rurociągów a następnie poprzez projektowany obecnie odcinek sieci D13-D12-...-D7-D6 będą kierowane do studni rozdzielowej D_{roz} (realizującej by-pass urządzeń oczyszczających), następnie do osadnika (OSD) i separatora koalescencyjnego (SEP). W studni rozdzielowej D_{roz} (na odpływie do urządzeń oczyszczających) zostanie zamontowany stożkowy regulator przepływu na wartość $Q_{max}=121$ l/s. Głównym zadaniem separatora jest oczyszczenie pierwszej fali ścieków deszczowych niosących najwyższe stężenie zanieczyszczeń. Reszta wód odprowadzana będzie przez kanał odciążający z pominięciem układu osadnik- separator. Zasada działania układu oczyszczającego polega na tym, że w części osadnikowej wody opadowe poddane są procesowi sedymentacji, gdzie pozbawiane są zawieszin i części stałych. Ścieki po osadniku dopływają do komory separatora koalescencyjnego, gdzie następuje oddzielenie i zatrzymanie substancji ropopochodnych. Proces koalescencji polega

na łączeniu drobnych kropel oleju w większe. Odseparowane cząstki oleju flotują ku powierzchni cieczy tworząc warstwę substancji ropopochodnych. Separator zaopatrzony jest w samoczynne zamknięcie odpływu opadające przy osiągnięciu granicznej warstwy „filtru” olejowego. Za separatorem a przed wylotem do zbiornika retencyjnego usytuowano studnię kontrolną, w której możliwy jest pobór próbek ścieków do badań laboratoryjnych- oznaczona jako D5.

Ścieki (wody opadowe i roztopowe) po oczyszczeniu z zawiesin i ropopochodnych lub z by-passu urządzeń oczyszczających będą kierowane do zbiornika retencyjno- chłonnego „suchego” poprzez wylot WL3. Głównym zadaniem tego zbiornika będzie retencionowanie wody (przejęcie głównej fali opadów), tak aby nie dopuścić do wylania (wystąpienia z koryta) rzeki Pierławka w miejscu zrzutu.

Odpływ wód ze zbiornika nastąpi poprzez wlot WL2 (usytuowany w zbiorniku retencyjnym) i będzie skierowany do studni z regulatorem przepływu utrzymującym stały wydatek wody zrzucanej do rzeki na poziomie ok. 25% wydatku maksymalnego, tj. $Q_{reg}=150\text{l/s}$.

Za tym wlotem (WL2) przewidziano studnię regulacyjną z stożkowym regulatorem przepływu na wydatek $Q_{reg}= 150\text{ l/s}$.

Finalny zrzut wody deszczowych nastąpi do rzeki Pierławka poprzez wylot oznaczony WL1.

Na trasie projektowanej sieci kanalizacji deszczowej wraz z urządzeniami nie występuje uzbrojenie podziemne.

Lokalizacja urządzeń podziemnych naniesiona jest na planie sytuacyjnym- (patrz- dokumentacja techniczna).

2.0.Stan prawny gruntów, stan prawny inwestycji oraz uzgodnienia:

2.1.Stan prawny gruntów, na których znajduje się projektowana sieć, rów retencyjno- chłonny oraz urządzenia do oczyszczania wód oraz wylot:

Sieć kd projektuje się częściowo w ul. Raginisa –odcinek długości ok. 3,5 m oraz jedną studnię D13. Ten zakres zadania zawiera się w pasie drogi gminnej –dz. nr 1989. Pozostała część sieci oraz urządzenia do oczyszczania wód, by-pass urządzeń oczyszczających, zbiornik retencyjno- chłonny oraz regulator przepływu umieszczony jest w dz. nr 331/2 własność: Skarb Państwa, zarząd: Agencja Nieruchomości Rolnych, Oddział Terenowy w Olsztynie. Pomiędzy stronami zostanie *podpisana Umowa o udostępnienie gruntu pod inwestycję*. Strony są w trakcie podpisywania tej umowy.

Bezpośrednio przed wylotem WL1 projektowany jest rurociąg o dł. ok. 6,0m w działce nr 3093/3 własności Skarb Państwa, zarząd: Państwowe Gospodarstwo Leśne Lasy Państwowe Nadleśnictwo Lidzbark. W sprawie umieszczenia w/w elementów Nadleśnictwo Lidzbark przedstawiło stanowisko w piśmie, znak: ZG.2217.48.2015.G7. Nadleśnictwo Lidzbark akceptuje dzierżawę gruntu pod warunkiem uzyskania zgody Regionalnego Dyrektora Lasów Państwowych w Olsztynie.

Wylot wód deszczowych do rzeki Pierławki projektowany jest na działce 74 własności Skarb Państwa, zarząd Marszałek Województwa Warmińsko- Mazurskiego.

2.2. Warunki techniczne zrzutu wód deszczowych z planowanej sieci kanalizacji deszczowej z Zarządu Melioracji i Urządzeń Wodnych w Olsztynie Rejonowy Oddział w Działdowie:

Zarząd (patrz pismo z dnia: 08.06.2015, znak: MUW.DD.0702.165.2015) wyraża zgodę na podłączenie projektowanej sieci kanalizacji deszczowej do rzeki Pierławki w km 4+370 oraz odprowadzenia nią wód opadowych i roztopowych z powierzchni ok.36 ha osiedla Lidzbarska w Działdowie, pod następującymi warunkami:

(poniżej przedstawiono warunki rzutujące na zakres operatu i projektu budowlanego:)

1.Sprawdzenia możliwości bezpiecznego dla odbiornika i przyległych do niego gruntów przyjęcia.

-w pkt. 7.0 wykonano obliczenia, które dowodzą spełnienie tego warunku.

2.Uwzględnienia przy projektowaniu ujściowego odcinka kolektora deszczowego istniejącego rowu R-P-15 i podłączonej do niego sieci drenarskiej.

-projektowane zagospodarowanie terenu nie koliduje z tymi urządzeniami.

3.Zaprojektowania urządzeń kanalizacyjnych w sposób wykluczający zamulenie rzeki i niszczenie jej koryta oraz zapewniający właściwe oczyszczenie odprowadzanych do odbiornika ścieków.

-przewiduje się wykonanie pod każdym wpustem deszczowym osadnika piasku, które chronią kolektor przed zamuleniem oraz nie dopuszczają do niszczenia kolektora (w wyniku tarcie pasku o wewn. stronę ścianki rury.)

Poza tym przed separatorem koalescencyjnym zaprojektowano studnię rozdzielową, w której będzie zamontowany regulator przepływu wód poddawanych podczyszczeniu. Tylko pierwsza fala wód opadowych niesie ze sobą zanieczyszczenia. Wody te skierowane będą do regulatora przepływu (aby nie przekroczyć założonych wartości wydatku objętościowego), a następnie skierowane do osadnika sedymentacyjnego (wyłapującego zawiesiny stałe) oraz kolejno do separatora koalescencyjnego, w którym następuje separacja związków ropopochodnych.

4.Uzyskania pozwolenia wodnoprawnego na planowane wykonanie urządzeń wodnych i odprowadzenie wód deszczowych do rzeki Pierławka.

-właśnie niniejsze opracowanie będzie podstawą do wnioskowania o pozwolenie wodnoprawne.

5.Uzgodnienia z tutejszym Zarządem operatu wodnoprawnego przed złożeniem wniosku o udzielenie pozwolenia wodnoprawnego.

-przewiduje się uzyskanie uzgodnienia operatu wodnoprawnego w Zarządzie Melioracji i Urządzeń Wodnych w Olsztynie Rejon Oddział w Działdowie.

Pozostałe punkty pisma: 6÷10 zawierają zobowiązania do realizacji po uzyskaniu pozwolenia wodnoprawnego.

2.3. Wymagania dotyczące decyzji środowiskowej:

Burmistrz Miasto Działdowo wystosował pismo do Regionalnej Dyrekcji Ochrony Środowiska w sprawie budowy sieci kanalizacji deszczowej, urządzeń oczyszczających oraz zbiornika retencyjnego suchego i otrzymał odpowiedź pisemną, znak: WOOŚ.4240.344.2015.MGu, w której stwierdzono, że zgodnie z art. 71 ustawy z dnia 3.10.2008r. *<o udostępnianiu informacji o środowisku i jego ochronie, udziale społeczeństwa w ochronie środowiska oraz o ocenach oddziaływania na środowisko>* uzyskanie decyzji o środowiskowych uwarunkowaniach jest wymagane dla planowanych przedsięwzięć mogących znacząco oddziaływać na środowisko, wymienionych w rozporządzeniu *<w sprawie przedsięwzięć mogących znacząco oddziaływać na środowisko>*.

Stwierdzono w sentencji tego pisma, że przedmiotowe zadanie nie wymaga uzyskania decyzji o środowiskowych uwarunkowaniach.

Podkreśla się, że pomimo zawarcia w piśmie wnioskującym pytania o zbiornik retencyjny suchy, to RDOŚ nie ustosunkowała się do tego tematu, ponieważ takie zbiorniki nie znajdują się w wykazie inwestycji mogących znacząco oddziaływać na środowisko oraz nie znajdują się w wykazie inwestycji potencjalnie mogących znacząco oddziaływać na środowisko. Należy traktować je jako elementy sieci kanalizacji deszczowej. Patrz: 3.0. Opis zbiornika retencyjnego „suchego”.

2.4. Zgodność inwestycji z miejscowym planem zagospodarowania terenu:

Gmina Miasto Działdowo uzyskała *Wypisu i wyrysu z miejscowego planu zagospodarowania przestrzennego Gminy Działdowo ... dla działek oznaczonych 331/2; 3093/3 położonych w obrębie geodezyjnym Pierławki, gm. Działdowo.*

W rozdziale II- USTALENIA DOTYCZĄCE CAŁEGO OBSZARU GMINY W ZAKRESIE KSZTAŁTOWANIA I OCHRONY ŚRODOWISKA PRZYRODNICZEGO, zapisano (str. 7) m.in., że dla doliny rzeki Pierławki formą ochrony jest ochrona przed zrzutem ścieków nieoczyszczonych.

W rozdziale V- ustalenia w zakresie infrastruktury technicznej (str. 32) umieszczono zapis: *Ścieki opadowe lub roztopowe, ujęte w systemy kanalizacyjne pochodzące z powierzchni zanieczyszczonych, w tym dróg, parkingów, stacji paliw oraz terenów produkcyjnych i składowisk powinny być oczyszczone w stopniu określonym w obowiązujących przepisach; utylizacja tych ścieków powinna nastąpić na terenie, do którego inwestor ma tytuł prawny.*

Przedmiotowa inwestycja polega na przygotowaniu system umożliwiającego zrzut ścieków pochodzących z wód opadowych i roztopowych. Przed zrzutem wody te będą oczyszczone w osadniku segmentacyjnym oraz separatorze koalescencyjnym. Przewiduje się również montaż szereg urządzeń regulujących wydatek zrzucanych wód. Są to regulatory przepływu oraz zbiornik retencyjny „suchy”. Wielkość tych urządzeń dobrano celem

obsługi powierzchni 36 ha oznaczonej w cz. graf. operatu. Zatem przedmiotowe zamierzenie jest zgodne z Miejscowym Planem Zagospodarowania Przestrzennego Gminy Działdowo.

W rozdziale VI- ustalenia dotyczące zasad gospodarowania i inwestowania na obszarze gminy poza granicami opracowania planów wsi.

W §16 wskazano istnienie tzw. obszaru (korytarza) doliny ekologicznej rzeki Pierławka-ozn. Dr4. Z załącznika graficznego wynika, że planowany wylot oraz urządzenia do oczyszczania wód opadowych i roztopowych znajdują się w tym korytarzu ekologicznym rzeki Pierławki. Zapisano ponad to w w/w artykule, że:

W strefie ekologicznej dolin rzek obowiązują ograniczenia w lokalizacji obiektów budowlanych:

-w odległości minimum 50m od brzegów rzeki całkowity zakaz budowy obiektów budowlanych z wyjątkiem obiektów i urządzeń związanych z utrzymaniem i regulacją stosunków wodnych.

Ponieważ z Mapy Podziału Hydrograficznego Polski w skali 1:10 000 wynika, że większa część (20 ha- 56%) tego obszaru położona jest w naturalnej zlewni Pierławki, w związku z czym uznaje się, że stworzenie zorganizowanego systemu odbioru ścieków deszczowo-roztopowych z przedmiotowego obszaru oraz ich zrzut (po oczyszczeniu) do rzeki Pierławka jest regulacją stosunków wodnych.

3.0. Opis zbiornika retencyjno- chłonnego „suchego”:

3.1.Uwagi ogólne:

Należy podkreślić, że projektowany zbiornik retencyjno-chłonny wód deszczowych nie jest typowym sztucznym zbiornikiem retencyjnym wodnym, bowiem:

Zbiornik retencyjny (sztuczne jezioro zaporowe), to sztuczny zbiornik wodny, który powstał w wyniku zatamowania wód rzecznych przez zaporę wodną.

Projektowany zbiornik nie retencjonuje wód rzeki lecz wody zebrane poprzez sieć kanalizacji deszczowej.

Nie jest też typowym zbiornikiem wodnym, ponieważ:

Zbiornik wodny, to zagłębienie terenu wypełnione wodą stojącą (w przeciwieństwie do rzek - wód płynących).

W projektowanym zbiorniku nie będzie pozostawała woda stojąca. Zakłada się spowolnienie odpływu wód względem napływu ale rozładowywanie zbiornika następuje permanentnie aż do jego opróżnienia.

Projektowany zbiornik nie będzie retencjonować wód rzeki lecz wody płynące rurociągami sieci kd w czasie opadu. Zatem projektowany zbiornik retencyjny suchy traktować należy jak element sieci kanalizacji deszczowej, podobnie jak osadniki, separatory, studnie.

3.2.Opis zbiornika- zasada działania:

Ścieki (wody opadowe i roztopowe) w ilości $Q_{SEP}=121$ l/s po oczyszczeniu z zawieszin i ropopochodnych oraz z by-passu urządzeń oczyszczających w ilości $Q_{by-pass}=500$ l/s będą kierowane do zbiornika retencyjno- chłonnego „suchego” poprzez wloty WL3. Max. wydatek wody dopływającej do zbiornika poprzez wylot WL3: $Q_l=621,0$ l/s

Głównym zadaniem tego zbiornika będzie retencjonowanie wody (przejęcie głównej fali opadów), tak aby nie dopuścić do wylania (wystąpienia z koryta) rzeki Pierławki w miejscu zrzutu WL1.

Odływ wód ze zbiornika nastąpi poprzez wlot WL2 (usytuowany w zbiorniku retencyjnym) i będzie skierowany do studni z regulatorem przepływu utrzymującym stały wydatek wody odpływającej ze zbiornika retencyjnego a tym samym zrzucaanej do rzeki na poziomie ok. 25% wydatku maksymalnego, tj. $Q_{reg}=150$ l/s.

Finalny zrzut wody deszczowych nastąpi do rzeki Pierławka poprzez wylot oznaczony WL1.

Ponieważ zbiornik retencyjny nie będzie szczelny, to wody wypełniające zbiornik podczas deszczu będą częściowo wsiąkać w grunt. Ilość rozsączonych wód obliczono w pkt. 3.4 niniejszego operatu i wynoszą one $Q_r=5$ l/s.

3.3.Cechy projektowanego zbiornika retencjonującego wody opadowe i roztopowe:

Normalny poziom piętrzenia (NPP) – jest to najwyższy eksploatacyjny poziom zwierciadła wody w normalnych warunkach użytkowania: wynosi ok. 0,95 m nad poziomem dna.

Maksymalny poziom piętrzenia (Max PP) – jest to najwyższe położenie zwierciadła spiętrzonej wody w szczególnych warunkach użytkowania: wynosi ok. 2,05m, czyli całkowita głębokość zbiornika.

Pojemność całkowita zbiornika wodnego (V_c) – jest to objętość wody zmagazynowana w zbiorniku przy maksymalnym (Max PP) poziomie piętrzenia; wynosi: $V_{maxPP}=2091$ m³ (patrz pkt. 3.3)

Pojemność użytkowa zbiornika wodnego (V_u) – jest to objętość wody zawarta pomiędzy normalnym (NPP) a dnem zbiornika i wynosi: $V_{NPP}=870$ m³ (patrz pkt. 3.1)

3.4.Obliczenie pojemności zbiornika i czasu przetrzymania wód deszczowych w zbiorniku retencyjno- chłonnym:

Ustalono z rys. nr 3.1 dwie wysokości piętrzenia wody w zbiorniku:

h_1 -wysokość od dna zbiornika do dna rury dopływowej (tzw. NPP-normalny poziom piętrzenia) $h_1=150,95-150,00=0,95$ m

h_2 -wysokość całkowita zbiornika(tzw. MAXPP-maksymalny poziom piętrzenia): $h_2=152,05-150,00=2,05$ m

Dla tych wysokości ustalono pojemność czynną zbiornika (średni obrys zbiornika):

$$V_{NPP}=49,5 \cdot 18,5 \cdot 0,95=870 \text{ m}^3$$

$$V_{MAXPP}=51,0*20,0*2,05=2091 \text{ m}^3$$

Wzór na objętość zretencjonowania wody: $V_r=(Q_{dop}-Q_{odpł})*\Delta T$ (wzór nr 1.1)

Wzór na objętość zbiornika: $V_{ZB}=1,2*V_r-V_{kol}$ (wzór nr 1.2)

gdzie: Q_{dop} = wydatek wody dopływającej do zbiornika

$Q_{odpł}$ = wydatek opróżniania zbiornika: $Q_{odpł}=Q_{reg}+Q_r$

Q_{reg} =wydatek wody odpływającej ze zbiornika (regulator przepływu)=621/4=155 l/s

UWAGA: ponieważ typowy regulator przepływu typu stożkowego charakteryzuje się max. przepływem 150 l/s przy spiętrzeniu wody ok. 2,0m, to ustalono wartość: $Q_{reg}=150 \text{ l/s}$.

Q_r =natężenie rozsączania w zbiorniku retencyjnym

ΔT - czas wypełnienia zbiornika

V_r = pojemność niezbędna do zretencjonowania

V_{kol} = pojemność kolektora wraz ze studniami

Odczytano z tabeli 8.1 (Odwodnienie dróg. Roman Edel) wartość współczynnika filtracji dla piasku pylastego $q=5*10^{-6} \text{ m/s}$.

Dla powierzchni chłonnej przy całkowitym napełnieniu zbiornika: $P_2=51,0*20,0=1020 \text{ m}^2$ obliczono $Q_r=5*10^{-6} \text{ m/s}*1020 \text{ m}^2=0,005 \text{ m}^3/\text{s}=5 \text{ l/s} \Rightarrow Q_{odpł}=Q_{reg}+Q_r=150 \text{ l/s}+5 \text{ l/s}=155 \text{ l/s}$.

Obliczono V_{kol} przy następujących ustaleniach uzyskanych z koncepcji sieci kd na przedmiotowym terenie:

-rura Ø800; L=851m; $V_{800}=3,14*0,8^2/4*851=$	428 m ³
-rura Ø600; L=503m; $V_{600}=3,14*0,6^2/4*503=$	142 m ³
-rura Ø500; L=245m; $V_{500}=3,14*0,5^2/4*245=$	46 m ³
-rura Ø400; L=1246m; $V_{400}=3,14*0,4^2/4*1246=$	156 m ³
-rura Ø315; L=415m; $V_{315}=3,14*0,315^2/4*415=$	64 m ³
-studnie Ø1200; 60 szt; $V_{st}=3,14*1,2^2/4*2,0*60=$	136 m ³
-wpusty Ø500; 120 szt; $V_{wp}=3,14*0,5^2/4*2,0*120=$	47 m ³
-rura Ø160; L=60*6=360m; $V_{160}=3,14*0,16^2/4*360=$	7 m ³
Razem:	$V_{kol}=1032 \text{ m}^3$

Z przekształceń wzorów: $V_r=(Q_{dop}-Q_{odpł})*\Delta T$ oraz $V_{ZB}=1,2*V_r-V_{kol}$ uzyskujemy:

$$V_{ZB}=1,2*[(Q_{dop}-Q_{odpł})*\Delta T]-V_{kol} \Rightarrow V_{ZB}+V_{kol}=1,2*[(Q_{dop}-Q_{odpł})*\Delta T] \Rightarrow$$

$$\Delta T=[V_{ZB}+V_{kol}]/1,2*(Q_{dop}-Q_{odpł})$$

Dla wysokości wypełnienia zbiornika h_1 otrzymano:

$$\Delta T=[870+1032]/1,2*(621-155)=3401 \text{ s}=57 \text{ min.} - \text{potrzebny czas do wypełnienia zbiornika.}$$

Dla wysokości wypełnienia zbiornika h_2 otrzymano:

$$\Delta T=[2091+1032]/1,2*(621-155)=5585 \text{ s}=93 \text{ min.} - \text{potrzebny czas do wypełnienia zbiornika.}$$

3.5. Budowa zbiornika retencyjno- chłonnego „suchego”:

Na rysunku nr 3.1 przedstawiono rzut oraz przekroje zbiornika retencyjnego.

Przed wszelkimi pracami ziemnymi (wykopami) należy z niezbędnej powierzchni zebrać (zepchnąć w jedno miejsce) humus. Gromadzenie gruntu (humusu) realizować poza tzw. „klinem wykopu”. Proponuje się aby ta odległość wynosiła min. 5,0 m od wykopów.

W miejscu przewidzianym na usytuowanie zbiornika występuje spadek terenu. Dlatego też od strony wschodniej przewidziano wykop a od strony zachodniej częściowy wykop wraz z formowaniem wału. Wszystkie skarpy wykonać ze spadkiem 1:1,5, tj. ok. 66%.

Wały formować z materiału piaszczystego: żwir, piasek ubijając mechanicznie kolejne warstwy gr. 20 cm do 98° w skali Proctora. Powierzchnię „wewnętrzną” uformowaną zbiornika (dno i skarpy wewnętrzne) wyłożyć izolacją filtracyjną: geowłókniną gr. 0,59 mm (220 g/m²). Zakładki geowłókniny na łączeniach min. 0,5 m.

Następnie na geowłókninie wykonać podsypkę piaskową gr. ok. 10 cm z ubiciem mechanicznym. Na podsypce układać płyty betonowe ażurowe, np. o wym. 0,4x0,6x0,08 m. Z kolei skarpy formowane na zewnątrz zbiornika wyłożyć tzw. geomatą antykorozyjną



Jednym z przykładów geomaty jest produkt o nazwie K-Mat prod. Tegola-patrz zdjęcie powyżej. Uzyskiwana z wytłaczanych, syntetycznych włókien elementarnych, splecionych i zgrzewanych. Dzięki swej trójwymiarowej budowie i wysokiemu wskaźnikowi porowatości (>90%), K-Mat powinien być nasycony (zasypyany) materiałem ziarnistym, na ogół gruntem wegetacyjnym (humus z ziarnami trawy).

Poniżej przedstawiono zdjęcie z miejsca usytuowania zbiornika retencyjno- chłonnego.



3.6.Elementy wyposażenia zbiornika retencyjno- chłonnego „suchego”:

Do wnętrza zbiornika należy zapewnić zjazd i wyjazd samochodu (ewen. ciągnika). Do tego celu ma służyć wykonanie zjazdu o nachyleniu max. 25% i szerokości min. 4,0m. Zjazd wykonać analogicznie jak skarpy zbiornika.

W zbiorniku usytuowano jeden wylot (oznaczono WL3) oraz wlot (oznaczono WL2). Oba te elementy zrealizować z prefabrykatów drogowych, np. prod. SIENKIEWICZ MAT-BUD Sp. z o.o., wylot kolektora wg KPED 02.16. Na rysunku nr 4.1 przedstawiono wymiary tych prefabrykatów. Należy pamiętać, że WL3 jest wylotem dla rury PPØ800 karbowanej a wylot WL2 jest wlotem dla rury PPØ600 karbowanej. Należy odpowiednio przystosować otwory w płycie czołowej. Otwór „zamknąć” kratą stalową uchylną- patrz rys. nr 4.1.

Zbiornik należy ogrodzić tzw. ogrodzeniem modułowym z rozstawem słupków 2,5m i ogólnie o wysokości 1,8m. Wyjątkowo trzy przesła (w okolicach studni: D_{reg}) wykonać z palnej o wysokości 2,5m-patrz rys. nr 3.1. Przewidziano ogrodzenie z cokołem prefabrykowanym. Panele ogrodzeniowe z siatki oraz słupki –ocynkowane ogniowo.

Na panelach ogrodzeniowych (z każdej z czterech stron) umieścić tabliczkę z napisem: <Zakaz wstępu> lub <Wstęp wzbroniony>.

Do zbiornika (od strony zachodniej) należy wykonać schody techniczne. Przewidziano montaż stopni prefabrykowanych o wymiarach 30x20x80cm, z których można uzyskać wymiary stopnia i podstopnia: 27/18 cm. Z boku stopni zainstalować obrzeże betonowe 30x100/8 cm. Wykonać również poręcz o wys. 1,1m z rur czarnych. Podpory –słupki (z tych samych rur) wbetonować w podłoże. Poręcze winne znajdować się po prawej stronie dla osoby schodzącej. Poręcze oraz słupki pomalować farbą antykorozyjną oraz

nawierzchniową chlorokauczkową.

4.0. Wylot kanalizacji deszczowej- oznaczony WL1:

Wody opadowe ze zlewni przejęte przez zaprojektowane odcinki sieci kanalizacji deszczowej odprowadzane będą do rzeki Pierławka za pomocą wylotu kanalizacji deszczowej w postaci elementu prefabrykatu drogowego, np. prod. SIENKIEWICZ MAT-BUD Sp. z o.o., **wylot kolektora** wg KPED 02.16. Na rysunku nr 4.1 przedstawiono wymiary tego prefabrykatu. Sytuację z umiejscowieniem wylotu oznaczonego WL1 na dz. nr 74 obręb Pierławka także przedstawiono na w/w rysunku..

W celu zabezpieczenia skarp i dna rzeki przed rozmywaniem wykonać obustronne umocnienie brzegów i dna koryta poprzez ułożenie materacy gabionowych o gr. 25 cm. Ułożenie gabionów wymagać będzie wykonania prac ziemnych polegających na zebraniu warstwy gruntu o gr. 25m.

Poniżej przedstawiono zdjęcie z miejsca usytuowania wylotu WL1.



5.0.Dane ogólne- dotyczy gospodarki ściekowej, stanu i składu ścieków oraz wymagań względem ścieków oczyszczonych:

5.1.Gospodarka ściekowa:

Woda do celów bytowo – gospodarczych pobierana jest przez instytucje, budynki wielorodzinne oraz prywatne budynki mieszkalnictwa jednorodzinnego z wodociągów rozdzielczych poprzez przyłącza wodne. Ścieki bytowo- gospodarcze odprowadzane są do istniejących kolektorów sanitarnych poprzez przykanaliki sanitarne.

Woda deszczowa zebrana z jezdni i chodników w obecnej chwili jest odprowadzana do

istniejących sieci kanalizacji deszczowej lub do gruntu poprzez rów melioracyjny lub tereny tzw. zielone. Z chwilą wykonania projektowanych sieci kanalizacji deszczowej funkcje odwodnieniowe jezdni i chodników przejmie w całości system kanalizacji deszczowej.

5.2. Skład i stan ścieków deszczowych:

Ścieki deszczowe powstają w trakcie opadów w wyniku wychwytywania z atmosfery zawartych w niej zanieczyszczeń takich jak kurz, pyły, dymy, lotne nasiona i inne oraz w trakcie spłukiwania z powierzchni terenu nagromadzonych tam zanieczyszczeń takich jak osiadłe aerozole, środki ochrony roślin, odpadki stałe, cząstki mineralne i organiczne wypłukiwane z powierzchni nieutwardzonych, produkty ścierania powierzchni utwardzonych, oleje, paliwa samochodowe, produkty ścierania opon i inne... .

Ilość zanieczyszczeń dostających się do ścieków opadowych odprowadzanych z terenu zlewni zależy głównie od następujących czynników:

- zanieczyszczeń atmosfery w obrębie zlewni
- rodzaju nawierzchni ulic, placów i chodników
- rodzaju i intensywności ruchu kołowego i pieszego
- organizacji i sposobu oczyszczania ulic i placów
- ilości terenów zielonych
- intensywności i czasu trwania opadu oraz długości okresu jaki upłynął od ostatniego opadu.

Dane literaturowe (Cywiński 1983, Królikowski 1995) wykazują dużą rozpiętość stężeń i ładunków zanieczyszczeń zawartych w ściekach opadowych.

Wg Cywińskiego 1983, stężenia zanieczyszczeń w ściekach opadowych odpływających ze zlewni ulicznych wynoszą:

- zanieczyszczenia organiczne łatwo utlenialne (BZT₅): (5 - 180 mg O₂/l)
- zanieczyszczenia organiczne trudno utlenialne ChZT-Cr: (64 - 400 mg O₂/l)
- substancje ekstrahujące z eterem naftowym: (1,7- 77,4mg/l)
- zawiesiny ogólne: (72 – 7955 mg/l)

- a)spływ po dachach → 0,5÷ 58 mg/l
- b)spływ po asfalcie → 561 mg/l
- c)spływ po kostce (chodniku) → 561 mg/l
- d)spływ po terenie zielonym
(przyjęto jak dla nawierzchni brukowej) → 1399 mg/l

Poziom zanieczyszczeń w zakresie zawiesiny ogólnej i substancji ekstrahujących z eterem naftowym obliczono poniżej.

5.3. Określenie wymagań jakim powinny odpowiadać oczyszczone ścieki w zakresie szczególnego korzystania z wód.

Warunki z zakresu ochrony środowiska, w sprawie warunków jakie należy spełnić przy wprowadzaniu ścieki do wód lub do ziemi przedstawia rozporządzenie Ministra Środowiska z dn. 18 listopada 2014 r. w sprawie warunków jakie należy spełnić przy wprowadzeniu ścieków do wód lub do ziemi oraz w sprawie substancji szczególnie szkodliwych dla środowiska wodnego (Dz.U. z 2014, poz.1800)

Rozporządzenie dopuszcza odprowadzanie ścieków opadowych do wód powierzchniowych lub do ziemi, po uprzednim ich podczyszczeniu w stopniu zapewniającym usunięcie zawiesin ogólnych i substancji ropopochodnych do dopuszczalnych wartości, określonych w §19 w/w rozporządzenia.

zawiesin ogólnych: 100 mg/l

substancji ropopochodnych: 15 mg/l

Oczyszczone ścieki nie powinny:

- powodować formowania piany
- zawierać odpadków stałych i ciał pływających
- zawierać węglowodorów chlorowanych (DDT, PCB, PCT)
- zawierać substancji promieniotwórczych, w ilościach większych od ustalonych odrębnymi przepisami
- zawierać patogennych drobnoustrojów pochodzących z obiektów, w których leczeni są chorzy na choroby zakaźne lub przebywają rekonwalescencji po tych chorobach.

6.0.Charakterystyka ilościowa i jakościowa ścieków opadowych:

6.1.Uwagi ogólne:

Ustalono zlewnię wód deszczowych dla przedmiotowego wylotu o powierzchni 36 ha. Obszar zlewni oznaczono graficznie na mapie załączonej do niniejszego operatu. Zasięg tego obszaru ustalono poprzez wprowadzenie na mapę przewidywanych tras kanalizacji deszczowej z uwzględnieniem spadku rurociągów i niwelety terenu.

Poniżej przedstawiono obliczenia ilości wód deszczowych.

Teren –obszar zlewni przewidziany jest głównie pod zabudowę mieszkalną jednorodzinną. Obecnie działki są częściowo zabudowane ale nie istnieją nawierzchnie dróg ani też chodniki.

Celem wykonania dalszych obliczeń ustalono średni współczynnik spływu $\psi = 0,4$ (dane z literatury fachowej- $\psi = 0,5 \div 0,3$) jak dla obszaru w zabudowie mieszkalnej luźnej.

Powierzchnia obszaru: $\Sigma F = 360.085,84 \text{ m}^2 = 36,008584 \text{ ha}$.

6.2. Obliczenia ilości wód deszczowych- dane ogólne:

Wody opadowe z przedmiotowych obszarów obliczono przy następujących założeniach:

Q – natężenie spływu ścieków deszczowych z obszaru obliczeniowego

$$Q_d = q * F * \varphi * \psi$$

Q- ilość spływu wód deszczowych

φ - współczynnik opóźnienia spływu <1

ψ - współczynnik spływu <1 (zależy od rodzaju nawierzchni)

q- natężenie deszczu miarodajnego

$q = [470x(c)^{1/3}] / T^{0,67}$ – założenia:

T = 15 min - czas trwania deszczu

c = 1 - okres w latach jednorazowego przekroczenia danego natężenia

$$q = [470x(1)^{1/3}] / 15^{0,67} = 77 \text{ dm}^3/\text{s} \cdot \text{ha}$$

$\psi_s = 0,40$ -średni współczynnik spływu dla terenów zabudowy mieszkalnej luźnej

$\varphi = 1/(F^{1/n})$ – współczynnik opóźnienia

n=6 -współczynnik ukształtowania terenu dla warunków przeciętnych

F = powierzchnia spływu wód deszczowych

6.3. Ilość wód opadowych dla zlewni –prognozowane zagospodarowanie terenu:

Przyjęto do obliczeń:

-powierzchnia całkowita obszaru zlewni: $F_c = 36,01 \text{ ha}$

-Współczynnik opóźnienia dla tego obszaru:

$$\varphi_1 = 1/F^{1/n} = 1/36,01^{1/6} = 0,56$$

Ustalono wydatek wody deszczowej wyłapany poprzez system powstały na zlewni:

$$Q_I = (77/10.000) * (360.085,84 * 0,4 * 0,56) = 621,0 \text{ l/s}$$

6.4. Obliczenie wymaganego natężenia spływu wód poddanych oczyszczeniu dla zlewni:

$$Q_{SEP} = (15/10.000) * (360.085,84 * 0,4 * 0,56) = 121,0 \text{ l/s}$$

Powyższe obliczenia oznaczają, że dla wydatku $Q_{SEP} = 121 \text{ l/s}$ należy dobrać urządzenie oczyszczające (sedymentacja zawiesiny ogólnej i separująca ropopochodnych) a dla wydatku $Q_{by-pass} = 621 - 121 = 500 \text{ l/s}$ należy zapewnić przepustowość urządzenia, np. poprzez by-pass.

6.5. Obliczenie wymaganej pojemności czynnej osadnika sedymentacyjnego:

Założenia:

-wydatek wody poddany separacji koalescencyjnej: $Q_{SEP}=121$ l/s.

-czas przetrzymania ścieków w komorze: 3 min.

$$V_{komory}=121 \cdot 3 \cdot 60=21780 \text{ l.}$$

6.6. Ustalenie max. przepustowości dla rury $\varnothing 800$ przy spadku 2‰, 3‰, 4‰.

Przyjęto założenie całkowitego wypełnienia kanału - rurociągu.

Obliczenie promienia zwilżonego:

$$R_h = \frac{\pi \cdot D^2 / 4}{\pi \cdot D} = \frac{D}{4} = \frac{0,8 \text{ m}}{4} = 0,2 \text{ m}$$

Prędkość przepływu wody w rurze dla spadku rury 0,2‰:

$$v_{min1} = (1/0,013)^{2/3} \cdot (0,002)^{1/2} = 1,17 \text{ m/s}$$

Wydatek wód, który przepływa przez rurę całkowicie wypełnioną ze spadkiem 0,2‰:

$$Q_1 = v_{min1} \cdot \pi \cdot D^2 / 4 = 1,17 \cdot 3,14 \cdot 0,8^2 / 4 = 0,588 \text{ m}^3/\text{s} = 588 \text{ l/s}$$

Prędkość przepływu wody w rurze dla spadku rury 0,3‰:

$$v_{min1} = (1/0,013)^{2/3} \cdot (0,003)^{1/2} = 1,43 \text{ m/s}$$

Wydatek wód, który przepływa przez rurę całkowicie wypełnioną ze spadkiem 0,3‰:

$$Q_1 = v_{min1} \cdot \pi \cdot D^2 / 4 = 1,43 \cdot 3,14 \cdot 0,8^2 / 4 = 0,588 \text{ m}^3/\text{s} = 718 \text{ l/s}$$

Prędkość przepływu wody w rurze dla spadku rury 0,4‰:

$$v_{min1} = (1/0,013)^{2/3} \cdot (0,004)^{1/2} = 1,65 \text{ m/s}$$

Wydatek wód, który przepływa przez rurę całkowicie wypełnioną ze spadkiem 0,4‰:

$$Q_1 = v_{min1} \cdot \pi \cdot D^2 / 4 = 1,65 \cdot 3,14 \cdot 0,8^2 / 4 = 0,588 \text{ m}^3/\text{s} = 829 \text{ l/s}$$

6.7. Obliczenie wymaganego natężenia spływu wód poddanych oczyszczeniu dla zlewni– prognozowane zagospodarowanie terenu proporcjonalnie do obszaru w zabudowie jednorodzinnej i wielorodzinnej:

$$Q_{SEP}=15/10.000) * ([36.480,99 *0,4]*0,56)=121 \text{ l/s}$$

Powyższe obliczenia oznaczają, że dla wydatku $Q_{SEP}=121,0 \text{ l/s}$ należy dobrać urządzenie oczyszczające (sedymentacja zawiesiny ogólnej i separująca ropopochodnych) a dla wydatku $Q_{ZIII} =621,00 \text{ l/s}$ należy zapewnić przepustowość urządzenia, np. poprzez by-pass.

6.8. Obliczenie –dobór urządzeń do oczyszczania ścieków opadowych:

UWAGA: teren obejmujący przedmiotową zlewnię w 70-80% jest niezorganizowany. Właśnie niniejszy operat (i pozwolenie wodnoprawne) ma stworzyć podstawy do szybszego uregulowania dróg z zabudowy działek. Obecnie jednak nie można wyodrębnić powierzchni dachów, jezdni, chodników czy trawników. W związku z powyższym, procentowy udział w/w powierzchni w stosunku do całego obszaru ustalono na podstawie *Operatu wodnoprawnego dla ul. 11 Listopada w Działdowie*. Operat ten obejmował teren przyległy do terenu, w związku z czym można wyrokować o podobnym sposobie zagospodarowania terenu przedmiotowego.

Dane z Operatu wodnoprawnego dla ul. 11 Listopada w Działdowie.

-całkowita powierzchnia: 215.995,83 m²

-powierzchnia dachów: 37.480,99 m²;

-udział w pow. ogólnej: $37.480,99 * 100\% / 215.995,83 = 17,5\%$

-powierzchnia jezdni asfaltowych: 26.466,43 m²

-udział w pow. ogólnej: $26.466,43 * 100\% / 215.995,83 = 12\%$

-powierzchnia chodników, parkingów: 47.178,26 m²

-udział w pow. ogólnej: $47.178,26 * 100\% / 215.995,83 = 22\%$

-powierzchnia trawników: 104.870,15 m²

-udział w pow. ogólnej: $104.870,15 * 100\% / 215.995,83 = 48,5\%$

Dane do obliczeń urządzeń do oczyszczania ścieków opadowych:

Wartości wskaźników zawiesiny ogólnej w ściekach wód opadowych (wg Królikowski 1995) przyjęto następujące:

- | | |
|--|--|
| a) spływ po dachach | → 58 mg/l l (pow. $360.000 * 17,5\% = 60.300 \text{ m}^2$) |
| b) spływ po asfalcie | → 561 mg/l l (pow. $360.000 * 12\% = 40.320 \text{ m}^2$) |
| c) spływ po kostce (chodniki i parkingi) | → 561 mg/l (pow. $360.000 * 22\% = 70.920 \text{ m}^2$) |
| d) spływ po trawnikach | → 1399 mg/l l (pow. $360.000 * 48,5\% = 170.460 \text{ m}^2$) |

-ustalono średnioważony wskaźnik zanieczyszczeń (zawiesiny ogólnej) dla zlewni:
 $Z_I = ([58 \cdot 60.300] + [561 \cdot 40.320] + [561 \cdot 70.920] + [1399 \cdot 170.460]) / 360.000 = 845,5 \text{ mg/l}$

Ustalono wskaźniki zanieczyszczeń:

- zawiesiny ogólnej - $Z_I = 845,5 \text{ mg/l}$
- substancji ropopochodnych - $S_I = 50 \text{ mg/l}$

W celu podczyszczenia wód opadowych ze zlewni z substancji ropopochodnych i z zawiesiny ogólnej przed wylotem do rzeki dobrano studnię rozdzielową, która realizuje tzw. zewnętrzny by-pass (obejście urządzeń do oczyszczania), osadnik sedymentacyjny typu OZM G 35 oraz separator koalescencyjny substancji ropopochodnych typ ECO I NG 125 o następujących parametrach:

- $Q_{\text{mon}} = 121 \text{ l/s}$ (sedymentacja i separacja ropopochodnych)
- $Q_{\text{max}} = 621 \text{ l/s}$ (ogólny wydatek- napływ wód)
- $Q_{\text{by-pass}} = 621 - 121 = 500 \text{ l/s}$

Osadnik OZM G 35:

- pojemność całkowita osadnika – $34,32 \text{ m}^3$, pojemność czynna $28,12 \text{ m}^3$
- wymiary: $S=2,2\text{m}$; $L=6,0\text{m}$
- właz żeliwny 2x dn 600 kl D400
- zagłębienie dna rury wlotowej Dn 400 – $A = 2130 \text{ mm}$
- zagłębienie dna rury wylotowej Dn 400 – $A = 2110 \text{ mm}$

Separator ropopochodnych ECO I NG 125:

- średnica zbiornika – $\varnothing_{\text{zew}} = 2,8 \text{ m}$; $\varnothing_{\text{wew}} = 2,5 \text{ m}$; $H \approx 2,95 \text{ m}$
- właz żeliwny 2x dn 600 kl D400
- zagłębienie dna rury wlotowej Dn 400 – $A = 900 \text{ mm}$
- zagłębienie dna rury wylotowej Dn 400 – $A = 850 \text{ mm}$
- stopień oczyszczenia z zawiesiny przy założeniach zgodnie z normą DIN 1999 cz 2 $\eta = 95\%$

UWAGA: przyjęty powyżej separator zapewnia przetrzymanie ścieków w komorze sedymentacyjnej na poziomie 3 min., bowiem $V_{\text{komory}} = 121,0 \cdot 3 \cdot 60 = 21.780 \text{ l}$.

Z uwagi na nie przekroczenie wymaganej pojemności czynnej komory w stosunku do faktycznej pojemności czynnej dobrego osadnika dla przepływu $Q_{\text{SEP}} = 121,0 \text{ l/s}$, przyjmuje się stopień podczyszczenia ścieków równy sprawności urządzenia $\eta = 95\%$. Jednocześnie ustala się ilość substancji ropopochodnych i zawiesiny po sedymentacji ścieków opadowych, które „wyjdą” z osadników dla zlewni:

$$Z_{\text{fak}} = 845,5 \text{ mg/l} (1-0,95) = 42,3 \text{ mg/l} < 100 \text{ mg/l}$$

$$S_{\text{fak}} = 50 \text{ mg/l} (1-0,95) = 2,5 \text{ mg/l} < 15 \text{ mg/l}$$

Uzyskano zdecydowanie zadowalające wartości ilości zawiesiny i substancji ropopochodnych w odprowadzanych ściekach opadowych.

6.9. Ładunek zanieczyszczeń zredukowany w ciągu roku (G) dla zlewni:

Roczna ilość wód opadowych (obliczenia w oparciu o średni opad roczny = 600 mm) →
 $VR = ([60.300 \cdot 0,95] + [40.320 \cdot 0,9] + [70.920 \cdot 0,8] + [170.460 \cdot 0,15]) \cdot 0,6 \text{ m} = 105.526,8 \text{ m}^3/\text{rok}$

Ładunek zanieczyszczeń zredukowany w ciągu roku:

$$\text{Zawiesiny} - G_{z1} = 105.526,8 \cdot (0,8455) \cdot 0,95 = 84.762 \text{ kg/rok}$$

$$\text{Substancje ropopochodne} - G'_{z1} = 105.526,8 \cdot (0,025) \cdot 0,95 = 2506 \text{ kg/rok}$$

7.0 WPŁYW PLANOWANEGO ZRZUTU WÓD OPADOWYCH NA FUNKCJONOWANIE ODBIORNIKA I BEZPIECZEŃSTWO PRZYLEGŁYCH DO NIEGO GRUNTÓW

7.1 CHARAKTERYSTYKA ODBIORNIKA

Rzeka Pierławka wypływa ze źródeł we wsi Niestoja i przepływa przez grunty tej wsi oraz wsi Filice, Burkat, Pierławki i Księży Dwór. Jest prawobrzeżnym dopływem Kanału Młyńskiego, do którego wpada 6,1 km powyżej jego ujścia do Wkry.

Długość tego cieką wynosi 11 285 m, a jego dno ma szerokość od 0,8 do 2 m.

Na całej długości jest on uregulowany. Jego regulację przeprowadzono w latach 1979 – 1982.

Zlewnia rzeki ma powierzchnię 49 km². Stanowią ją, w przeważającej części, użytki rolne. Lasy zajmują ok. 15 %, a tereny zabudowane (zabudowa luźna) mniej niż 5 %. Zlewnia jest pozbawiona jezior i innych większych zbiorników wodnych. Jej teren jest względnie płaski, o podłużnym kształcie.

7.2 CHARAKTERYSTYCZNE PRZEPŁYWY W RZECIE PIERŁAWKA

Według informacji podanych przez Zarząd Melioracji i Urządzeń Wodnych w Olsztynie Rejonowy Oddział w Działdowie, administratora rzeki Pierławka, charakterystyczne przepływy w tym cieku, najbliższej planowanego zrzutu wód opadowych, przedstawiają się następująco:

Przepływ	W przekroju jazu w km 3+300, gdzie zlewnia ciek ma pow. 45 km ²	W przekroju stopnia w km 5+875, gdzie zlewnia ciek ma pow. 35 km ²
$Q_{NNW} = Q_0$ – absolutnie najniższy	0,032	0,025
$Q_{SNW} = Q_1$ – niski normalny	0,064	0,050
$Q_{NTW} = Q_2$ – średni normalny	0,112	0,088
$Q_{SSW} = Q_m$ – średni	0,214	0,166
$Q_{100\%}$ – maksymalny mogący wystąpić raz na 1 lata	1,11	0,95
$Q_{50\%}$ – maksymalny mogący wystąpić raz na 2 lata	2,11	1,80
$Q_{10\%}$ – maksymalny mogący wystąpić raz na 10 lat	3,74	3,18
$Q_{3\%}$ – maksymalny mogący wystąpić raz na 33 lata	4,73	4,03
$Q_{2\%}$ – maksymalny mogący wystąpić raz na 50 lat	5,03	4,34
$Q_{1\%}$ – maksymalny mogący wystąpić raz na 100 lat	5,67	4,83

Na tej podstawie ustalono przez analogię przepływy w km 4+370, tj. w miejscu planowanego odprowadzania wód deszczowych i opadowych z osiedla Lidzbarska w Działdowie, w którym zlewnia rzeki ma powierzchnię 41 km².

Przepływ	W przekroju miejsca zrzutu w km 4+370, gdzie zlewnia ciek ma pow. 41 km ²
$Q_{NNW} = Q_0$ – absolutnie najniższy	0,029
$Q_{SNW} = Q_1$ – niski normalny	0,058
$Q_{NTW} = Q_2$ – średni normalny	0,102
$Q_{SSW} = Q_m$ – średni	0,171
$Q_{100\%}$ – maksymalny mogący wystąpić raz na 1 lata	1,05
$Q_{50\%}$ – maksymalny mogący wystąpić raz na 2 lata	1,99
$Q_{10\%}$ – maksymalny mogący wystąpić raz na 10 lat	3,52
$Q_{3\%}$ – maksymalny mogący wystąpić raz na 33 lata	4,45
$Q_{2\%}$ – maksymalny mogący wystąpić raz na 50 lat	4,75
$Q_{1\%}$ – maksymalny mogący wystąpić raz na 100 lat	5,33

7.3PARAMETRY KORYTA RZEKI PIERŁAWKA

Według informacji podanych przez Zarząd Melioracji i Urządzeń Wodnych w Olsztynie Rejonowy Oddział w Działdowie, administratora rzeki Pierławka, parametry cieku, w rejonie planowanego zrzutu wód opadowych i poniżej przedstawiają się następująco:

WYMIARY KORYTA

	Km 0+000 - 3+355	Km 3+355 - 4+345	Km 4+345 - 5+875
Szerokość dna	2,0 m	1,8 m	1,6
Nachylenie skarp	1 : 2	1 : 2	1 : 2
Średnia głębokość	1,40	1,47	1,36

Średnia szerokość dna:

- w km 0+000 (ujście do Kanału Młyńskiego) – 4+370 (proj. wylot kan. deszcz.) – 1,95 m
- w km 3+300 (jaz) – 4+370 (proj. wylot kan. deszcz.) – 1,81 m

Średnia głębokość:

- w km 0+000 (ujście do Kanału Młyńskiego) – 4+370 (proj. wylot kan. deszcz.) – 1,42 m
- w km 3+300 (jaz) – 4+370 (proj. wylot kan. deszcz.) – 1,46 m

SPADEK DNA

Średni spadek dna:

- w km 0+000 (ujście do Kanału Młyńskiego) – 4+370 (proj. wylot kan. deszcz.) – 0,68 ‰
- w km 3+300 (jaz) – 4+370 (proj. wylot kan. deszcz.) – 0,89 ‰

7.4PRZEPUSTOWOŚĆ ODBIORNIKA

Na podstawie „Wykresów i tablic do obliczeń przy projektach wodno-melioracyjnych” ustalono objętość przepływu w km 4+370 rzeki, przy podanych wyżej parametrach koryta, w zależności od napełnienia cieku:

Przepustowość koryta w km 4+370 przy: - średnim spadku w km 0+000 - 4+370 – 0,68 ‰, - średniej szerokości dna w km 0+000 - 4+370 – 1,95 m, - nachyleniu skarp 1 : 2.	
Napełnienie (m)	Przepływ (m ³ /s)

	Przy współczynniku szorstkości n = 0,03 (koryto źle utrzymane)	Przy współczynniku szorstkości n = 0,025 (koryto dobrze utrzymane)
0,2	0,09	0,13
0,3	0,22	0,29
0,4	0,4	0,46
0,5	0,6	0,73
0,6	0,85	1,05
0,7	1,18	1,45
0,8	1,5	1,9
0,9	1,95	2,4
1,0	2,4	3
1,1	3	3,6
1,2	3,6	4,2
1,3	4,3	5,2
1,4	5	6
1,5	5,5	7

Faktyczna przepustowość koryta w rejonie planowanego zrzutu wód opadowych jest jednak większa, gdyż na długości ok. 1,1 km bezpośrednio poniżej tego miejsca spadek cieku jest większy od spadku średniego liczonego aż od jego ujścia.

Przepustowość koryta w km 4+370 przy: - średnim spadku w km 0+000 - 4+370 – 0,68 ‰, - średniej szerokości dna w km 0+000 - 4+370 – 1,95 m, - nachyleniu skarp 1 : 2.		
Napełnienie (m)	Przepływ (m ³ /s)	
	Przy współczynniku szorstkości n = 0,03 (koryto źle utrzymane)	Przy współczynniku szorstkości n = 0,025 (koryto dobrze utrzymane)
0,2	0,10	0,14
0,3	0,24	0,31
0,4	0,42	0,5
0,5	0,65	0,75
0,6	0,9	1,1
0,7	1,25	1,5
0,8	1,65	2
0,9	2,15	2,55

1,0	2,6	3,2
1,1	3,2	3,8
1,2	4	4,4
1,3	4,6	5,7
1,4	5,5	6,5
1,5	6	7,3

Napełnienie cieku w km 4+370 podczas występowania średniego i wyższych przepływów charakterystycznych wynosi:

Przepływ w km 4+370 (m ³ /s)		Napełnienie (m)	
		przy n = 0,03 (koryto źle utrzymane)	przy n = 0,025 (koryto dobrze utrzymane)
$Q_{NTW} = Q_2$	0,102	0,2	< 0,2
$Q_{SSW} = Q_m$	0,171	0,25	0,22
$Q_{100\%}$	1,05	0,64	0,59
$Q_{50\%}$	1,99	0,87	0,8
$Q_{10\%}$	3,52	1,14	1,05
$Q_{3\%}$	4,45	1,28	1,2
$Q_{2\%}$	4,75	1,32	1,23
$Q_{1\%}$	5,33	1,38	1,27

Z powyższego wynika, że nawet woda stuletnia $Q_{1\%}$ pomieści się w korycie cieku, którego średnia głębokość na odcinku km 3+300 (jaz) – 4+370 (proj. wylot kanalizacji deszczowej) wynosi 1,46 m.

8.0 WPŁYW PLANOWANEGO ZRZUTU WÓD OPADOWYCH NA ODBIÓRNIK I PRZYŁEGŁE DO NIEGO GRUNTY

Planowana do odprowadzenia do rzeki Pierławka ilość wód deszczowych, o prawdopodobieństwie wystąpienia 100% (raz na rok), wyniesie 150 l/s, tj. 0,150 m³/s. Ilość ta stanowi 14,3% przepływu $Q_{100\%} = 1,05$ m³/s w odbiorniku w miejscu zrzutu i 12,0% $Q_{100\%} = 1,25$ m³/s przy jego ujściu do Kanału Młyńskiego. Średnio więc, na odcinku od km 0+000 do km 4+370, zwiększy istniejący w rzece przepływ $Q_{100\%}$ o 13,2 %. Ponieważ jednak część (20 ha) projektowanego do odwodnienia terenu już znajduje się w naturalnej zlewni Pierławki faktycznie przepływ $Q_{100\%}$ zostanie zwiększony o 13 %.

Ze względu na to, że przyległe do rzeki grunty stanowią głównie łąki, dla których optymalnym poziomem wody w glebie jest 0,4 - 0,5 m poniżej terenu, a średnia głębokość cieku wynosi 1,46 m, za bezpieczne dla położonych w jej sąsiedztwie terenów przyjmuje się napełnienie cieku do 1,06 m.

Przy takim napełnieniu koryta jego przepustowość, przy dobrze utrzymanym cieku, wynosi 3,56 m³/s. Odpowiada to przepływowi powodziowemu Q_{10%}, który może wystąpić raz na dziesięć lat. Tak więc dopiero przy takim przepływie każde zwiększenie dopływu do odbiornika można uznać za szkodliwe dla przyległych gruntów.

Podsumowując, jedynie przy przepływach powodziowych planowane odprowadzenie wód opadowych do Pierławki mogłoby mieć ujemny wpływ na przyległe do niej grunty. Ponieważ jednak do cieku przylegają głównie użytki zielone a przepływy powodziowe występują głównie podczas roztopów, czyli przed okresem wegetacji roślin, podtopienia, a nawet zalania łąk i pastwisk nie spowodują żadnych szkód.

Podczas wegetacji roślin, gdy przepływy w rzece wynoszą przeważnie ok. 0,2 m³/s, dodatkowe zasilenie rzeki wodami opadowymi z osiedla Lidzbarska w Działdowie nie będzie mieć żadnego negatywnego oddziaływania ani na sam odbiornik ani na przyległe do niego grunty.

Także sposób planowanego zrzutu wód deszczowych nie spowoduje uszkodzenia koryta rzeki Pierławka, gdyż w rejonie wylotu kolektora dno i skarpy rzeki zostaną umocnione.

Zwiększony przepływ nie wpłynie też ujemnie na funkcjonowanie większości budowli hydrotechnicznych i komunikacyjnych zlokalizowanych na rzece poniżej miejsca zrzutu, gdyż ich przepustowość jest wystarczająco duża.

Jedyną budowlą, na którą wzrost przepływu może wpłynąć negatywnie jest przepust z przyczółkami betonowymi Ø 100 cm, L=7 m, I= 12,9‰, pod gminną drogą gruntową przy Gospodarstwie Rolnym Księży Dwór w km 0+690 cieku. Jego przepustowość już obecnie jest bardzo ograniczona i wynosi:

- 1,15 m³/s bez podtopienia wlotu,
- 2,48 m³/s z podtopieniem wlotu 0,5 m,
- 3,21 m³/s z podtopieniem wlotu 1,0 m.

Przy większych przepływach w rzece występuje blokowanie przepływu przez ten obiekt. Wprowadzenie dodatkowych ilości wody może doprowadzić do konieczności jego wcześniejszej przebudowy. W takiej sytuacji Gmina Działdowo może żądać od właściciela kanalizacji deszczowej udziału w kosztach przebudowy przepustu.

9. USTALENIA WYNIKAJĄCE Z PLANÓW, PROGRAMÓW I INNYCH DOKUMENTÓW OBOWIĄZUJĄCYCH DLA DORZECZA I REGIONU WODNEGO

W Rozporządzeniu Nr 5/2015 Dyrektora Regionalnego Zarządu Gospodarki Wodnej w Warszawie z dnia 3 kwietnia 2015 r. w sprawie ustalenia warunków korzystania z wód regionu wodnego Środkowej Wisły, w załączniku nr 2 - wykaz celów środowiskowych dla

poszczególnych JCWP rzecznych, dla Kanału Młyńskiego (rzeka Pierławka jest w jego zlewni i posiada ten sam kod JCWP) podano:

- ocena stanu – zły,
- ocena ryzyka nieosiągnięcia – celów środowiskowych – niezagrożona,
- cel środowiskowy – osiągnięcie co najmniej dobrego stanu ekologicznego oraz utrzymanie co najmniej dobrego stanu chemicznego wód.

Kanał Młyński i rzeka Pierławka nie zostały ujęte w załączniku nr 5 - cieki szczególnie istotne oraz cieki istotne dla regionu wodnego Środkowej Wisły.

Ponadto, akt ten określa następujące wymagania, które można odnieść do planowanego przedsięwzięcia:

- § 5. 1. Wprowadzanie ścieków do wód powierzchniowych uwzględnia konieczność zaniechania lub stopniowego eliminowania emisji do wód powierzchniowych substancji priorytetowych oraz substancji szczególnie szkodliwych dla środowiska wodnego.
- § 5. 3. Wprowadzanie ścieków do wód o stanie poniżej dobrego nie może pogarszać w miejscu zrzutu zanieczyszczeń wartości tych parametrów fizykochemicznych i substancji priorytetowych, które zdecydowały o złym stanie wód, a warunki wprowadzania ścieków muszą uwzględniać potrzebę poprawy stanu tych wód, poprzez ustalenie w pozwoleniu wodnoprawnym wymagań zaostrzonych w stosunku do określonych w przepisach wydanych na mocy art. 45 ust. 1 pkt 1 i 3 ustawy, jednak w stopniu nie większym niż wymagania zastosowania najlepszej dostępnej techniki (BAT).

Podobnie, jak w załączniku nr 2 do Rozporządzenia Nr 5/2015 Dyrektora Regionalnego Zarządu Gospodarki Wodnej w Warszawie z dnia 3 kwietnia 2015 r. w sprawie ustalenia warunków korzystania z wód regionu wodnego Środkowej Wisły, Kanał Młyński oceniono w obowiązującym Planie Gospodarowania Wodami. W tym dokumencie również stan cieku określono jako zły, a ocenę ryzyka nieosiągnięcia celów środowiskowych uznano jako niezagrożoną.

Plan zarządzania ryzykiem powodziowym i Plan przeciwdziałania skutkom suszy dla regionu wodnego Środkowej Wisły nie zostały jeszcze opracowane.

Z map zagrożenia i ryzyka powodziowego wynika, że nawet przy powodziach o prawdopodobieństwie wystąpienia 0,2%, tj. mogących zdarzyć się raz na 500 lat, w dolinie Pierławki nie wystąpią zalania oraz straty powodziowe.

10. WPŁYW PLANOWANEJ DZIAŁALNOŚCI NA WODY POWIERZCHNIOWE I PODZIEMNE

Planowane odprowadzanie wód opadowych i roztopowych projektowaną kanalizacją deszczową, dzięki wyposażeniu jej w urządzenia podczyszczające, nie wpłynie ujemnie na jakość wód powierzchniowych i podziemnych.

Zwiększy natomiast przepływy w odbiorniku o 13%, a tym samym podroży koszty jego utrzymania.

11. INFORMACJA O FORMACH OCHRONY PRZYRODY

Teren objęty planowaną inwestycją nie jest objęty żadną formą ochrony przyrody. Jednak 2,7 km poniżej miejsca planowanego odprowadzania wód opadowych rzeka Pierławka wpływa na obszar Natura 2000 „Doliny Wkry i Mławki”.

12.0. Wnioski końcowe:

Siecią kanalizacji deszczowej będą odprowadzane wody deszczowe łącznie w ilości $Q_d = 621,00 \text{ l/s}$ z powierzchni $F_c = 360.085,84 \text{ m}^2 = 36,008584 \text{ ha}$ (osiedle Lidzbarska).

Roczna ilość wód opadowych wynosi: $105.526,8 \text{ m}^3/\text{rok}$.

W wyniku realizacji projektu sieci kanalizacji deszczowej -nazwa zadania: **ODPROWADZENIE WÓD OPADOWYCH Z OSIEDLA LIDZBARSKA W DZIAŁDOWIE** oraz dalszym inwestycjom zapewni się odwodnienie obszaru obliczeniowego a także podczyszczenie wód deszczowych do wartości wymaganych dla ścieków deszczowych odprowadzanych do wód.

Warunkiem prawidłowej pracy projektowanych urządzeń oczyszczających ścieki deszczowe a więc uzyskanie zakładanej redukcji zawartych w nich zanieczyszczeń, jest regularne usuwanie nagromadzonych w nich zanieczyszczeń i ich okresowa kontrola.

Usunięte z osadnika zanieczyszczenia wywozić należy na zalegalizowane składowisko odpadów.

W przypadku zanieczyszczeń substancji ropopochodnych Urząd Miasto Działdowo winien zawrzeć umowę z firmą, która dokonywać będzie odbioru i utylizacji tych substancji przy każdym osiągnięciu granicznej warstwy „filtru” olejowego w separatorze koalescencyjnym.

Przewiduje się następującą redukcję ładunku zanieczyszczeń w ciągu roku:

Zawiesiny - $G_{z1} = 105.526,8 * (0,8455) * 0,95 = 84.762 \text{ kg/rok}$

Substancje ropopochodne - $G'_{z1} = 105.526,8 * (0,025) * 0,95 = 2506 \text{ kg/rok}$

Sieć kanalizacji deszczowej z przedmiotowego terenu doprowadza finalnie wody deszczowe do rzeki Pierławka znajdującej się na dz. 74 własności Skarbu Państwa, w zarządzie Marszałka Województwa Warmińsko- Mazurskiego.

Wylot (oznaczono WL1) projektowany jest w km, 4+370 tej rzeki, w punkcie o współrzędnych geograficznych: 53° 23' 51,57" N -szerokości geograficznej północnej i 20° 14' 01,63" E- długości geograficznej wschodniej i według współrzędnych geodezyjnych (Państwowego Układu Współrzędnych Geodezyjnych 2000): X=5900682,20 Y= 7442589,75. Średnica rurociągu w wylocie- DN800mm; rzędna dna rurociągu przy wylocie: 149,40 m npm. Poziom lustra wody w miejscu wylotu WL1 z dnia 02.12.2015 wynosi 148,15 m npm. Przewidziano również wykonanie zbiornika retencyjnego- chłonnego na dz. nr 331/2 obręb Pierławki oraz odprowadzenie wód opadowych i roztopowych do gruntu w tym zbiorniku w ilości 5 l/s=18,0 m³/h poprzez nasiąkanie. Zbiornik retencyjno-chłonny ma za zadanie przejąć i przetrzymać wody opadowe i roztopowe napływające do zbiornika z sieci kd w ilości Q_{max}=621 l/s, który będzie „rozładowywany” wydatkiem wody czterokrotnie mniejszym, tj. Q_{reg}=150 l/s.

OPRACOWAŁ: