



ul. Szybisko 30, 30-698 Kraków

tel. 12 6547562, kom: 602 286 141

ekosystembiuro@gmail.com

NIP 679-141-97-89

INWESTOR	Urząd Miasta i Gminy w Skale		
Koncepcja przelewu burzowego na kanalizacji ogólnospławnej doprowadzającej ścieki do oczyszczalni w Nowej Wsi			
OPRACOWAŁ	NUMER UPRAWNIEŃ/ SPECJALNOŚĆ		PODPIS
dr inż. Jerzy Banaś	Upr GW 56/65		
dr inż. Zbigniew Mucha	Upr 97/2000 specjalność instalacyjna ze specjalizacją w zakresie oczyszczalni ścieków		ZBIGNIEW MUCHA Uprawnienia budowlane do projektowania bez ograniczeń w specjalności instalacyjnej w zakresie sieci, instalacji i urządzeń wodociągowych i kanalizacyjnych, ciepłych, wentylacyjnych i gazowych. Specjalizacja: oczyszczalnie ścieków
Kraków, styczeń 2016 rok			

SPIS TREŚCI

- 1. PODSTAWA OPRACOWANIA**
- 2. CEL I ZAKRES OPRACOWANIA**
- 3. OPIS ISTNIEJĄCEGO SYSTEMU USUWANIA I OCZYSZCZANIA ŚCIEKÓW**
- 4. KONCEPCJA MODERNIZACJI PRZELEWU**
- 5. KOSZTY INWESTYCYJNE**

SPIS RYSUNKÓW

- Rys. 1 Schemat systemu usuwania i oczyszczania ścieków
- Rys. 2 Zlewnia kanalizacji ogólnospławnej z dopływem do oczyszczalni w Nowej Wsi – skala 1:10 000
- Rys. 3 Schemat istniejącego przelewu burzowego – skala 1:25
- Rys. 4 Schemat proponowanego przelewu burzowego – skala 1:25
- Rys. 5 Proponowana lokalizacja zbiornika retencyjnego i przelewu – skala 1:500
- Rys. 6 Schemat działania zbiornika retencyjnego

1. PODSTAWA OPRACOWANIA

Koncepcja opracowana została na zlecenie Urzędu Miasta i Gminy w Skale. Podstawą opracowania jest umowa zawarta pomiędzy UMiG w Skale a Pracownią Projektową EKOSYSTEM Kraków.

2. CEL I ZAKRES OPRACOWANIA

Celem opracowania jest wykonanie koncepcji modernizacji istniejącego przelewu na kanalizacji ogólnospławnej odprowadzającej ścieki z terenu miasta i gminy Skala do oczyszczalni w Nowej Wsi.

Przesłanką uzasadniającą konieczność wykonania koncepcji jest zobowiązanie Gminy Skala do wykonania opracowania zapisane w pkt III.13 decyzji pozwolenia wodnoprawnego z 2013 roku.

Opracowanie obejmuje:

- Opis istniejącego stanu gospodarki ściekowej,
- Obliczenia bilansu ilości wód opadowych dopływających do kanalizacji ogólnospławnej,
- Obliczenia i dobór urządzeń regulacyjno-przelewowych,
- Obliczenie pojemności zbiornika retencyjnego,
- Obliczenie przepustowości istniejącej oczyszczalni ścieków pod kątem przyjęcia wód opadowych,
- Obliczenie szacunkowych kosztów inwestycyjnych.

3. OPIS ISTNIEJĄCEGO SYSTEMU USUWANIA I OCZYSZCZANIA ŚCIEKÓW

3.1 Ogólny opis terenu zlewni

Miasto Skala położone jest na Wyżynie Olkuskiej, w południowo wschodniej jej części. Odległość mierzona w linii prostej od leżącego na południowy wschód Krakowa wynosi 20km a od leżących na południowy zachód Katowic - 59 km. Wymienione miasta znajdują się w makroregionie Wyżyna Śląsko-Krakowska, gdzie wysokość wzniesień

waha się między 400-450 m npm, a wzniesienie dolin 300-350m npm. Wysokość średnich rocznych opadów mieści się w granicach 700-750mm.

Teren miasta położony jest na wzniesieniu należącym do zlewni Prądnika i Dłubni w pobliżu źródeł tych rzek. W przybliżeniu przez środek miasta przebiega granica tych zlewni. Część wschodnia terenów miejskich ciąży do zlewni Dłubni poprzez jej dopływ Minózkę a część zachodnia do Prądnika i jego dopływu bez nazwy.

Od strony południowej za terenami miasta znajdują się źródłiska potoku Korzkiewka uchodzącego do Prądnika. Miasto znajduje się na lokalnym wzniesieniu otoczonym dolinami; od północy i wschodu doliną Minóżki; od zachodu odcięte stromym stoki doliny Prądnika i od południa łagodnym stoki doliny Korzkiewki. Dzięki takiej morfologii terenu spływy wód deszczowych z obszarów zewnętrznych nie trafiają na teren miasta.

3.2. Charakterystyka istniejącego systemu kanalizacji

Na terenie aglomeracji Skąpa występuje mieszany system kanalizacji. W mieście Skąpa funkcjonuje system kanalizacji ogólnospławnej z kanałami grawitacyjnymi o długości około 7,0km. W założeniu była to kanalizacja deszczowa, do której podłączane zostały odpływy ze zbiorników bezodpływowych. Ścieki z tej kanalizacji odpływają w dwóch kierunkach:

- w kierunku oczyszczalni w Nowej Wsi kolektorem o średnicy 0,6/0,8m w ulicy Słomnickiej z odpływem do potoku Smródka w zlewni Minożki i Dłubni,
- z zachodniej części miasta kolektorem o średnicy 0,8m w ulicy Olkuskiej z odpływem do Prądnika. Na trasie tego kanału znajdują się 3 przepompownie ścieków mające na celu ujęcie ścieków komunalnych i przetłoczenie ich do kanalizacji prowadzącej ścieki do oczyszczalni w Nowej Wsi.

Kanalizacja w pozostałych miejscowościach gminy Skąpa wykonana jest jako kanalizacja rozdzielcza ściekowa z odpływem do oczyszczalni w Nowej Wsi oraz do lokalnej oczyszczalni w Ojcowie.

Schemat systemu kanalizacji w aglomeracji Skąpa z odpływem do oczyszczalni w Nowej Wsi znajduje się w części rysunkowej.

3.3. Opis istniejącego przelewu na kanalizacji

W czasie deszczu uruchamiany jest przelew na kanalizacji przed oczyszczalnią z odpływem wód opadowych bez oczyszczania do odbiornika – potoku Smródka.

Na kanale ogólnospławnym w odległości około 120m od terenu oczyszczalni znajduje się żelbetowa komora przelewowa o wymiarach w rzucie 3,0 x 1,6m z krawędzią przelewową i kanałem odpływowym o średnicy 700mm do przepustu 0,8x 1,4m i potoku Smródka oraz kanałem odpływowym o średnicy 300mm do oczyszczalni.

W pozwoleniu wodnoprawnym z 2013roku określono średnią roczną liczbę zrzutów z przelewu na 10 oraz zobowiązano Użytkownika do prowadzenia obserwacji i archiwizacji pomiarów przepływów burzowych. Z udostępnionych przez Użytkownika danych dotyczących krotności działania przelewu w okresie obowiązywania pozwolenia wodnoprawnego a więc z ponad dwuletnich (od 30.04.2013r) obserwacji wynika, iż w tym okresie przelew działał 20 razy co daje średnią roczną liczbę zrzutów 7.

Schemat istniejącego przelewu podano na rysunku w załączeniu.

3.4. Charakterystyka istniejącej oczyszczalni w Nowej Wsi

3.4.1 Ogólny opis obiektu

Oczyszczalnia została zaprojektowana na przepustowość 1500 m³/d ścieków miejskich w okresie bezdeszczowym oraz 3000m³/d ścieków w czasie deszczu. Oczyszczalnia została oddana do eksploatacji w 1995 r. W ostatnich latach nastąpiła modernizacja oczyszczalni związana z częściową wymianą zużytych urządzeń technologicznych oraz wybudowane zostały nowe obiekty jak stacja odwadniania osadu, stacja ścieków dowożonych oraz stacja PIX i dawkowania ZZW.

Do oczyszczalni siecią kanalizacji ogólnospławnej dopływają ścieki bytowe i wody opadowe oraz ścieki biologicznie rozkładalne z drobnych zakładów rzemieślniczych. Dowożone są także nieczystości z terenów nie skanalizowanych gminy Skała.

Ilość oczyszczanych ścieków jest opomiarowana. Dane dotyczące roku 2013-2015 (do 22.11) wskazują, że ilość ścieków oczyszczanych w oczyszczalni wynosiła średnio 1115m³/d. Najwyższa ilość ścieków zmierzona na przepływomierzu w odpływie z

oczyszczalni 13.04.2013r wyniosła $Q_{\text{dmax}} = 3198 \text{ m}^3/\text{d}$. W okresie bezdeszczowym ilość ścieków oczyszczanych w oczyszczalni wynosi ok. $850\text{-}900 \text{ m}^3/\text{d}$.

Ścieki ze zbiorników wybieralnych dowożone były średnio w ilości ok. $8 \text{ m}^3/\text{d}$.

Na podstawie wykonanych badań jakości ścieków stwierdzono następujące średnie wartości stężenia zanieczyszczeń w ściekach:

BZT₅ – 266 (93-470) g/m^3

ChZT – 567 (235 -1026) g/m^3

Zaw. og. – 314 (100-920) g/m^3

Nog – ok. 60 g/m^3

Pog – ok. 6 g/m^3

Ścieki te mają charakter średnio stężonych ścieków komunalnych.

Ładunek BZT₅ w ściekach dopływających do oczyszczalni wynosi średnio:

$$\text{Ł} = 1115 \times 0.266 = 296.6 \text{ kg/d}$$

3.4.2 Odbiornik ścieków i wymagana efektywność oczyszczania.

Bezpośrednim odbiornikiem ścieków oczyszczonych z oczyszczalni w Nowej Wsi jest potok Smródka, który uchodzi do potoku Minożka, będącego dopływem rzeki Dłubnia, na której znajduje się ujęcie wody dla miasta Krakowa. Całkowita powierzchnia zlewni potoku Smródka wynosi $5,18 \text{ km}^2$, a do przekroju wylotu ścieków z oczyszczalni $1,66 \text{ km}^2$.

Zlewnia Smródki w środkowej i dolnej części położona jest na terenie Dłubniańskiego Park Krajobrazowy, który znajduje się w południowym obszarze krasowym Wyżyny Krakowsko-Częstochowskiej. Zlewnia potoku Smródka ograniczona jest linią wododziałową przechodzącą przez lokalne wzniesienia w tym rejonie, z których najwyższy Bracionki wznosi się na wysokość 437,4 m n.p.m. Źródła potoku znajdują na wysokości 374,0 m n.p.m. przy drodze wojewódzkiej nr 773.

Do przekroju wylotu z Oczyszczalni Ścieków w Nowej Wsi w km 2+720 teren zlewni zajmują pola uprawne i użytki zielone oraz nieliczne osadnictwo Nowej Wsi.

W okresie bezdeszczowym potok ten jest suchy i z tego powodu jako pośredni odbiornik ścieków uznano potok Minożka.

Powierzchnia zlewni Minożki do przekroju wpływu potoku Smródka wynosi 18,9 km², a jego długość od źródła do przekroju połączenia się ze Smródką wynosi 1,1 km.

Całkowita długość potoku Minożka od jego źródła w Minodze do ujścia w Iwanowicach Dworskich, do rzeki Dłubni wynosi 8,1 km a powierzchnia zlewni 47,25km².

Maksymalna rzędna źródła potoku wynosi 314,9 m npm, a rzędna dna badanego przekroju ma wartość 305,5 m npm. Najwyższy punkt wododziału zlewni osiąga rzędną 436,0 m npm.

Oczyszczalnia posiada pozwolenie wodnoprawne nr OS.II.6341.33.2013.ZP z dnia 30.04.2013r zmienione decyzją pozwolenia wodnoprawnego OS.II.6341.210.2015.KN z dnia 29.12.2015r z terminem ważności do 30.04.2016r na wprowadzanie oczyszczonych ścieków komunalnych w ilości $Q_{dśr} = 1700\text{m}^3/\text{d}$, $Q_{hmax} = 125\text{m}^3/\text{h}$ i $Q_{maxr} = 750\,000\text{m}^3/\text{rok}$ oraz ścieków z przelewu burzowego do potoku Smródka o średniej liczbie zrzutów nie większej niż 10.

Oczyszczalnia musi spełniać wymagania rozporządzenia MŚ z dnia 18 listopada 2014 r. w sprawie warunków, jakie należy spełnić przy wprowadzaniu ścieków do wód lub do ziemi oraz w sprawie substancji szczególnie szkodliwych dla środowiska wodnego (Dz. U. z 16.12.2014, poz.1800). Oczyszczalnia powinna zapewnić osiągnięcie w ściekach oczyszczonych najwyższych dopuszczalnych stężeń zanieczyszczeń lub minimalnych procentów redukcji dla aglomeracji powyżej 10 000 RLM.

Tabela 1 Najwyższe dopuszczalne wartości wskaźników zanieczyszczeń w ściekach

Lp.	Nazwa wskaźnika	Jednostka	Najwyższe dopuszczalne wartości wskaźników albo minimalny procent redukcji zanieczyszczeń dla aglomeracji o RLM od 10 000 do 14 999
1	BZT ₅	mgO ₂ /l	25 albo 70-90%
2	ChZT	mgO ₂ /l	125 albo 75%
3	Zawiesiny og.	mg/l	35 albo 90%
6	Azot ogólny	mgN/l	15 albo 70-80%
7	Fosfor ogólny	mgP/l	2 albo 80%

3.4.3 Charakterystyka eksploatowanych obiektów oczyszczalni

Stacja zlewna ścieków dowożonych

Jest to kontenerowa stacja POL-EKO wyposażona w pomiar ilości i jakości ścieków a także identyfikację dostawców ze zbiornikiem o pojemności ok. 50m³ wyposażonym w strumienicę napowietrzającą i pompę zatapialną.

Stacja mechanicznego oczyszczania

W budynku w kanałach o szerokości 0.6m i głębokości 1.2m zamontowane są dwa sita ślimakowe o prześwicie 3mm i wydajności każdego 50 l/s. Skratki odprowadzane są do pojemników 110l.

Piaskownik wirowy wykonany jest w konstrukcji żelbetowej o średnicy D=4.2m. Średnica leja wynosi 0.8m. Piaskownik wyposażony jest w instalację do usuwania pulpy piaskowej za pomocą pompy zatapialnej do separatora piasku, który znajduje się obok piaskownika i wykonany jest w wersji atmosferycznej.

Reaktor biologiczny z osadem czynnym

Oczyszczalnia wyposażona jest w reaktor biologiczny z osadem czynnym wielofazowym wykonanym w konstrukcji żelbetowej składającym się z dwóch ciągów technologicznych o pojemności czynnej 660m³.

Ciągi reaktora pracują równolegle i podzielone są na trzy części: komora beztlenowa (lub niedotleniona), niedotleniona (lub tlenowa) i tlenowa. Komora niedotleniona wyposażona jest w ruszt napowietrzający i mieszadła. Reaktor może pracować jako dwu lub trzyfazowy. Reaktor zblokowany jest z komorą wlotową służącą do rozdziału ścieków oraz ze studnią zbiorczą osadu czynnego, w której zainstalowane są pompy recyrkulacyjne. W komorze tlenowej każdego ciągu znajdują się pompy zatapialne służące do recyrkulacji wewnętrznej. Ścieki i osad czynny odpływają z każdego ciągu do jednego z dwóch osadników wtórnych.

Doprowadzenie ścieków do reaktora.

Ścieki dopływają korytem otwartym z piaskownika do komory rozdzielczej, w której znajdują się dwa zatopione wloty o średnicy 300mm, zamykane za pomocą zasuw kanałowych. Dno komory wykonane jest ze spadkiem.

Komora beztlenowa (może pracować także jako komora niedotleniona).

Ścieki dopływają do komory w mieszaninie z osadem czynnym recykulowanym z osadników wtórnych i mieszającym się ze ściekami w studzience przed komorą. Komora posiada wymiary: szerokość 2.4m, długość 6.0m. Pojemność czynna jednej komory wynosi $V_{cz} = 49\text{m}^3$. W komorach zainstalowane są mieszadła.

Komora niedotleniona (może pracować także jako komora tlenowa).

Komorę stanowią dwa korytarze rozdzielone ścianką wewnętrzną, wokół której odbywa się cyrkulacja cieczy.

W ścianie komory beztlenowej znajduje się okno przepływowe, poprzez które ścieki z osadem wpływają do komory niedotlenionej. Przy oknie znajduje się zanurzony wylot rurociągu recyrkulacji wewnętrznej. Pojemność czynna komory wynosi 104m^3 . Cyrkulacja ścieków i osadu wymuszona jest dwoma mieszadłami. W komorze zainstalowany jest także ruszt do napowietrzania.

Komora tlenowa.

Komora składa się z trzech korytarzy, wyposażonych w system doprowadzający sprężone powietrze do natleniania komory oraz w pompę zatapialną do recyrkulacji wewnętrznej.

W komorze znajdują się dwie przegrody wymuszające drogę przepływu wzdłuż utworzonych korytarzy. Pojemność czynna komory wynosi 177 m^3

Ścieki i osad czynny odpływają z każdej komory do jednego z dwóch osadników wtórnych.

Pompownia recyrkulacyjna i osadu nadmiernego wyposażona jest w trzy pompy zatapialne do recyrkulacji osadu i odprowadzania osadu nadmiernego do komory stabilizacji.

Osadniki wtórne

Są to dwa osadniki pionowe prostokątne o wymiarach w rzucie jednego 7.5 x 7.5m i głębokości czynnej 3,2 m. Pojemność czynna jednego osadnika wynosi ok. 179m³. Osadnik wyposażony jest w koryto z trójkątnymi przelewami, rurę centralną oraz w instalację do usuwania części pływających.

Koryto pomiarowe z przepływomierzem

Oczyszczone ścieki odpływają z oczyszczalni przez koryto pomiarowe z przepływomierzem. Oczyszczone ścieki odpływają do potoku Smródka.

Stacja dawkowania PIX i ZZW

W wannie betonowej znajdują się paletopojemniki o pojemności po 1m³, wyposażone w pompki dawkujące środki chemiczne do strącania fosforu (PIX) i do dawkowania ZZW.

Komora stabilizacji osadu

Jest to otwarty zbiornik żelbetowy podzielony na dwie części. Każda z komór ma objętość 252m³ i wyposażona jest w ruszt napowietrzający. Do komór przylega stacja dmuchaw z dwoma dmuchawami ROBOX o $N_s=4kW$

Stacja odwadniania osadu

W budynku stacji odwadniania osadu znajduje się wirówka Alfa Laval ze stacją dawkowania polielektrolitu i instalacją do higienizacji osadu.

Poletka do odwadniania osadu.

Poletka zadaszone wykonane w konstrukcji tradycyjnej i składają się z czterech kwater o wymiarach 18x6m. Całkowita powierzchnia poletek wynosi 432 m².

Poletka są zdrenowane, posiadają warstwę odsączającą..

Stacja dmuchaw

Do napowietrzania reaktorów biologicznych wykorzystywane są trzy dmuchawy (2p+1r) zainstalowane w budynku technologiczno-socjalnym. Są to dmuchawy rotacyjne SPOMAX o następujących parametrach każda:

$$Q = 7,6 \text{ m}^3/\text{min}$$

$$\Delta p \text{ (spręż)} = 0,4 \text{ bar}$$

$$\text{moc silnika } N_s = 11 \text{ kW}$$

3.5. Obliczenie przepustowości hydraulicznej istniejącej oczyszczalni.

Najbardziej wrażliwym na przeciążenia hydrauliczne elementem oczyszczalni mechaniczno-biologicznej są osadniki wtórne.

Obliczenie osadników wtórnych wykonano wg wytycznych ATV.

Obciążenie objętością osadu dla osadników wtórnych o przeważającym przepływie pionowym i przy wytworzeniu się zwartego filtra z kłaczków osadu powinno wynosić $q_o \leq 650 \text{ l/m}^2\text{h}$.

Wymagane dopuszczalne obciążenie powierzchni oblicza się wg wzoru

$$q_{\text{Adop}} = q_o / (X \times IO), \text{ m/h}$$

Dla stężenia osadu w komorze $X = 4 \text{ kg/m}^3$ i indeksu osadu $IO = 150 \text{ ml/gsm}$

$$q_{\text{Adop}} = 650 / (4 \times 150) = 1.08 \text{ m/h}$$

Obciążenie hydrauliczne powierzchni dwóch osadników dla przepływu godzinowego maksymalnego wg pozwolenia wodnoprawnego $Q_{\text{hmax}} = 125 \text{ m}^3/\text{h} = 35 \text{ l/s}$ i powierzchni $A = 2 \times 55.8 = 116.6 \text{ m}^2$ wynosi:

$$q_A = Q_{\text{hmax}} / A = 125 / 116.6 = 1.07 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{h}$$

i jest mniejsze od wartości dopuszczalnej 1.08 m/h dla stężenia osadu w reaktorze $X = 4 \text{ kg/m}^3$ przy $IO = 150 \text{ ml/gsm}$

Czas zatrzymania w osadnikach wtórnych dla $Q_{\text{hmax}} = 125 \text{ m}^3/\text{h}$ wynosi:

$$t_{\text{zmin}} = 358 / 125 = 2.9 \text{ h.}$$

Dla indeksu osadu $IO = 120 \text{ ml/gsm}$

$$q_{\text{Adop}} = 650 / (4 \times 120) = 1.35 \text{ m/h}$$

co daje maksymalną ilość ścieków $Q_{\text{hmax}} = 158 \text{ m}^3/\text{h} = 43.9 \text{ l/s}$.

Osadniki wtórne posiadają wystarczającą przepustowość w okresie bezdeszczowym. W czasie intensywnego deszczu dochodzić może do wypływu zawiesin w ściekach oczyszczonych.

4. KONCEPCJA MODERNIZACJI PRZELEWU

4.1. Kryteria i warunki doboru koncepcji

Modernizacja przelewu na kanalizacji ogólnospławnej doprowadzającej ścieki do oczyszczalni w Nowej Wsi powinna zapewnić dostosowanie obiektu do obowiązujących przepisów i wymagań, przy założeniu ochrony odbiornika ścieków z uwagi na ujęcie wody dla Krakowa oraz ochronę istniejącej oczyszczalni ścieków przed możliwością wynoszenia osadu.

Celem modernizacji jest zaproponowanie spójnego i optymalnego systemu odprowadzania, retencjonowania i oczyszczania ścieków zapewniającego ochronę środowiska.

W rozporządzeniu Ministra Środowiska z dnia 18 listopada 2014r w §22.1 podano, iż: *„Ścieki z przelewów burzowych komunalnej kanalizacji ogólnospławnej mogą być wprowadzane do śródlądowych wód powierzchniowych płynących, wód przybrzeżnych oraz wód przejściowych, jeżeli średnia roczna liczba zrzutów z poszczególnych przelewów nie jest większa niż 10” a w ust.2 „Średnią roczną liczbę zrzutów ustala się na podstawie danych obejmujących wyniki obserwacji opadów z okresu co najmniej 10 lat lub wyniki obserwacji działania istniejących przelewów burzowych w ciągu co najmniej 2 lat.”*

W §22.5 *„ W przypadku braku danych, o których mowa w ust. 2 ścieki z przelewów burzowych komunalnej kanalizacji ogólnospławnej mogą być wprowadzane do wód, jeżeli:*

- 1) kanalizacja doprowadza ścieki do oczyszczalni w aglomeracji o RLM niższym od 100 000;*
- 2) natężenie przepływu w komunalnej kanalizacji ogólnospławnej przed przelewem burzowym, wywołane przez zjawiska opadowe, jest co najmniej czterokrotnie większe; natężenie to jest obliczane według wzoru $(3+1) Q$, gdzie Q stanowi średnie natężenie przepływu w tej kanalizacji, w okresach pogody bezopadowej, określonego dla doby o średniej ilości ścieków dopływających w ciągu roku do oczyszczalni ścieków.*

W ust. 6 wprowadzono możliwość zaostrożenia wymagań: *„Jeżeli na podstawie bezpośrednich analiz wód, do których wprowadzane są ścieki z przelewów burzowych*

komunalnej kanalizacji ogólnospławnej, zostanie stwierdzone, że ścieki z tych przelewów powodują zmianę jakości wód uniemożliwiającą korzystanie z nich zgodnie z ich przeznaczeniem, należy zmniejszyć średnią roczną liczbę zrzutów, o której mowa w ust. 1”

Do właściwego zaprojektowania przelewów burzowych na kanalizacji ogólnospławnej, w celu spełnienia warunków odnośnie dopuszczalnej liczby zrzutów ścieków do wód powierzchniowych konieczna jest znajomość rocznego rozkładu natężeń opadu w postaci krzywej sumowej częstości natężeń średnich, opracowanej na podstawie wieloletnich pomiarów opadów. Na podstawie takiej krzywej można określić wartość natężenia deszczu, które wraz z wyższymi zdarza się określoną ilość razy w ciągu roku. Z uwagi na dużą pracochłonność opracowań zapisów pluwiograficznych brak jest w Polsce na szerszą skalę takich opracowań.

Obliczenia średnich natężeń deszczu w funkcji częstości ich występowania w ciągu roku niezbędnych do projektowania przelewów burzowych kanalizacji ogólnospławnej wykonanych na podstawie bezpośrednich danych pomiarowych z bardzo długiego (ponad 40 letniego) okresu obserwacji na stacji synoptycznej w Katowicach-Muchowcu przedstawiono w opracowaniu IMGW Oddział w Katowicach pt. „Badania rozkładu czasowego i charakterystyk opadów atmosferycznych o dużej wydajności na potrzeby projektowania i przebudowy systemów kanalizacji deszczowych i ogólnospławnych”.

Odczytana z krzywej sumowej częstości średnich natężeń dla czasów opadów powyżej 60 minut wynosi:

- dla sumy zdarzeń w roku $c=10$, średnie natężenie deszczu wynosi 5,5 l/sha
- dla sumy zdarzeń w roku $c=5$, średnie natężenie deszczu wynosi 6,75 l/sha
- dla sumy zdarzeń w roku $c=7$, średnie natężenie deszczu wynosi 6 l/sha

4.2. Obliczenia bilansowe

Obliczenia wykonano przy założeniu powierzchni zlewni $F= 57\text{ha}$ wyznaczonej na podstawie mapy 1:10000 obejmującej teren kanalizacji ogólnospławnej miasta Skąpa (w załączeniu). Do obliczeń przyjęto współczynnik redukcji $\psi = 0,25$ obejmujący współczynnik spływu oraz współczynnik opóźnienia.

Dopływ maksymalny $Q_{\max}$ do komory przelewu na kanalizacji ogólnospławnej (przelew zewnętrzny) obliczono dla deszczu miarodajnego o $p=20\%$ i czasu trwania 15 minut co daje natężenie deszczu 130 l/sha:

$$Q_{\max} = 130 \text{ l/sha} \times 57 \text{ ha} \times 0,25 = 1252 \text{ l/s}$$

Taki przepływ zmieści się w kanale o średnicy 0,6m i spadku 3,8%.

Dopływ do zbiornika retencyjnego Q_r po zrzucie nadmiaru wód opadowych na przelewie.

Przyjęto natężenie deszczu $q=6,0 \text{ l/sha}$ tzw. natężenie spłukujące a więc takie, po przekroczeniu którego zmniejszają się znacznie ładunki transportowanych kanałami zanieczyszczeń.

Z wykresu zawartego w opracowaniu IMGW Katowice wynika, iż suma zdarzeń z takim opadem wynosi 7 przypadków/rok.

$$Q_r = 6,0 \times 57 \times 0,25 = 85,5 \text{ l/s}$$

Dopływ ścieków do zbiornika retencyjnego wynosić będzie $Q_r=85,5 \text{ l/s}$.

Przyjmując aktualny dopływ do oczyszczalni ścieków w okresie bezdeszczowym $Q_{\text{śc}} = 900 \text{ m}^3/\text{d} = 10,5 \text{ l/s}$, współczynnik rozcieńczenia wynosi $n = 85,5/10,5 = 8,1$ tj. $(1 + 8)$ i jest większy od wartości podanej w rozporządzeniu Ministra Środowiska $(1+3)$.

Uwzględniając dane z opracowania IMGW dla wartości natężenia deszczu 6l/sha przelew pracować będzie średnio 7 razy w roku a więc poniżej dopuszczalnej wartości wg rozporządzenia Ministra Środowiska $(10x)$.

4.3. Obliczenia obiektów

Obliczenie komory przelewowej – przelew zewnętrzny

Zadaniem przelewu będzie ograniczenie dopływu ścieków do urządzeń mechanicznego oczyszczania i zbiornika retencyjnego do $Q_r=85,5 \text{ l/s}$. Do odbiornika odpływać będzie $Q_o = 1252 - 85,5 = 1166,5 \text{ l/s}$.

Długość krawędzi przelewowej L dla przelewu czołowego obliczono dla jednostkowej wydajności $q_{0,3} = 0,3 \text{ m}^3/\text{mb} \times s$ odczytanej z nomogramu przy napełnieniu na krawędzi przelewu $H_{\max} = 0,3\text{m}$.

$$L = 1166,5 / (0,3 \times 1000) = 3,89\text{m}$$

Przyjęto $L=4,0\text{m}$.

Na odpływie z przelewu do oczyszczalni będzie zamontowana zastawka opuszczana w celu dokładnego wyregulowania przepustowości $Q_r=85,5 \text{ l/s}$ średnio dla zakresu spiętrzeń wynikających z wysokości warstwy przelewowej (regulacja jednorazowa na czystej wodzie).

Obliczenie zbiornika retencyjnego

Pojemność zbiornika retencyjnego obliczono z bilansu dopływu do zbiornika i odpływu możliwego do przyjęcia przez osadniki wtórne biologicznej oczyszczalni.

Dopływ do zbiornika wynosi $Q_r=85,5 \text{ l/s}$ a odpływ do biologicznego oczyszczania z uwagi na przepustowość osadników wtórnych maksymalnie $Q_{os} = 35 \text{ l/s}$. Różnicę w ilości $50,5 \text{ l/s}$ należy zretencjonować przez 120 minut.

Wymagana pojemność zbiornika retencyjnego wynosi $V_{cz} = 364\text{m}^3$.

Przyjęto zbiornik podzielony na dwie komory o wymiarach: głębokość czynna $2,7\text{m}$, szerokość $4,0\text{m}$, długość jednej komory 17m .

Przelew wewnętrzny między komorami umieszczony będzie w połowie długości ścianki działowej. Wydajność przelewu dla wysokości napełnienia na przelewie 6cm wynosi 100l/sxmb Przyjęto długość przelewu $L_p = 1,0\text{m}$.

Czas przepływu przez jedną komorę zbiornika dla $Q_r=85,5 \text{ l/s} = 306\text{m}^3/\text{h}$ wynosi: $t=182/306 = 0,59\text{h} = \text{ok. } 36\text{minut}$.

Efektywność redukcji zawiesiny dla obliczonego czasu wynosi ok. 50% a stężenie zatrzymanej zawiesiny $S_{zaw} = 400\text{g/m}^3 \times 0,5 = 200\text{g/m}^3$.

Ilość wody opadowej oczyszczanej w zbiorniku przy opadzie 2h

$$Q = 85,5 \text{ l/s} \times 2\text{h} \times 3,6 = 616\text{m}^3$$

$$\text{Ilość zatrzymanej zawiesiny SM} = 616\text{m}^3 \times 0,2 \text{ kg/m}^3 = 123,2 \text{ kgsm/deszcz}$$

Objętość osadu o uwodnieniu $3\%\text{sm}$ $V_{os}=4,1\text{m}^3/\text{operację usuwania}$. Osad tłoczony będzie do istniejącej komory stabilizacji. Dobór pomp do usuwania osadu oraz pomp tłoczących ścieki opadowe do części biologicznej oczyszczalni dobrane zostaną na etapie projektu budowlanego.