

WYTYCZNE DO PROJEKTOWANIA MIEJSKIEJ SIECI KANALIZACJI DESZCZOWEJ NA TERENIE GMINY GDAŃSK

1. Przedmiot i cel zaleceń

Celem zaleceń jest określenie wytycznych do projektowania, zawierających zbiór wymagań wykonawczych i eksploatacyjnych „Gdańskich Melioracji”, które należy uwzględnić przy projektowaniu systemów odwadniających na terenie Gminy Miasto Gdańsk. Zebrane informacje przeznaczone są jako pomoc dla inwestorów, projektantów i wykonawców przy realizacji miejskiej sieci kanalizacji deszczowej i urządzeń wodnych (zbiorniki, budowle piętrzące, potoki, rowy, przepusty, wyloty). Treść oparta jest na aktualnie obowiązujących normach, przepisach, dostępnej literaturze oraz długoletnich doświadczeniach eksploatacyjnych. **Stosowanie wytycznych nie zwalnia projektanta z obowiązku przestrzegania przepisów, norm, instrukcji oraz właściwego wykorzystania wiedzy inżynierskiej.**

2. Minimalne średnice

Miejski kolektor deszczowy przebiegający w pasie drogowym lub w liniach rozgraniczających planistycznego wydzielenia drogi publicznej, nie może mieć średnicy mniejszej niż 300 mm. Średnica minimalna przykanalików od wpustów deszczowych winna wynosić 200 mm.

3. Materiały do budowy rurociągów kanalizacji deszczowej

Do budowy rurociągów należy stosować materiały posiadające atesty dopuszczenia do stosowania w kanalizacji deszczowej z wymaganymi właściwościami wytrzymałościowymi i odpornością na ścieranie. Preferujemy rury łączone na uszczelki z tworzyw sztucznych, zawsze o jednolitej strukturze ścianki - rury z żywic poliestrowych, polimerobetonowe, żelbetowe, betonowe, kamionkowe, PCV. Przykanaliki od wpustów deszczowych w jezdniach winny być wykonane z PCV.

Rury i kształtki do wykonania rurociągów z tworzyw sztucznych, nie mogą być niższe niż klasy SN8, łączone na uszczelki gumowe.

4. Lokalizacja kanałów

Kanały należy lokalizować w liniach rozgraniczających dróg publicznych (dążyć do lokalizacji poza pasem jezdnym) oraz w wydzielonych pasach (o szerokości minimalnej 4,0 m) dla uzbrojenia w terenie ogólnodostępnym z zapewnieniem dojazdu dla służb eksploatacyjnych. Dążyć do lokalizowania włączów nastudziennych w miejscach nie najazdowych, a jeśli to jest niewykonalne zapewnić ustawienie płyty nastudziennej i obrócenie układu zejściowego (właz i stopnie złazowe) równoległe do kierunku jazdy a otwieranie włączu w kierunku przeciwnym do kierunku jazdy. Przewidzieć utwardzenie drogi

eksploatacyjnej wzdłuż kolektorów (np. płyty betonowe). Utwardzenie drogi eksploatacyjnej jest bezwzględnie wymagane na obszarze, gdzie występują grunty nienośne i podmokłe, mając na uwadze znaczne obciążenie nawierzchni przez sprzęt do obsługi studni, osadników i urządzeń podczyszczających (30,0 Mg).

5. Zagłębienie i układanie kanałów

Zagłębienie rurociągów winno uwzględniać strefę przemarzania oraz zapewnić grawitacyjny odpływ wód i nie powodować kolizji z innymi urządzeniami. Projektowane kolektory tłoczne wraz ze studnią rozprężną lokalizować na terenie inwestora poza działką drogową. Kanałów nie należy lokalizować w skarpach i między torami tramwajowymi.

Głębokość układania przewodów nie powinna przekraczać 6,0 m.

W miejscach w których przewód będzie układany blisko istniejących lub projektowanych obiektów, należy wykonać odpowiednie zabezpieczenie tych obiektów, tak aby struktura gruntów pod obiektami nie została naruszona, zarówno w czasie realizacji jak też w przypadku ewentualnej awarii kanału.

Przy układaniu kanałów w gruntach spoistych, przewody należy układać na podłożach z gruntów sypkich. Przy układaniu przewodów w gruntach słabonośnych, należy zaprojektować wzmocnienie podłoża. Przy kanałach o średnicy ponad 600 mm do projektu należy dołączyć obliczenia wytrzymałościowe gruntu pod rurociągami. Układanie przewodów poniżej poziomu wody gruntowej wymaga obliczeń na wypór. Stopień zagęszczenia podłoża w strefie posadowienia przewodów oraz zasyp wykopów w pasie drogowym winien być zgodny z wymaganiami ZDiZ i nie mniejszy niż $I_s = 0.98$

Przyłącze kanalizacyjne oraz przykanalik od wpustu deszczowego włączamy do rurociągu poprzez studnię rewizyjną pod kątem (w planie) 45- 90⁰, zalecany optymalny kąt 60⁰, zgodnie z kierunkiem przepływu ścieków. Przejścia rur kanalizacyjnych przez ściany studni należy wykonać przy użyciu kształtki przejściowej producenta rur z wewnętrzną uszczelką, zachowując elastyczność uszczelnienia na styku betonowej ściany studni i rury. Przy projektowaniu przyłącza do studni, wysokość włączenia wykonać powyżej 2/3 wysokości (średnicy) kolektora odpływowego. W wyjątkowych przypadkach (duże zagęszczenie wpustów) dopuszcza się łączenie wpust - wpust – studnia rewizyjna na rurociągu, zwiększając średnicę przykanalika do studni do średnicy minimum 250 mm (zalecane Dn 300).

6. Obliczenia hydrologiczne

Materiały wyjściowe i pomocnicze:

- A/ PN-S-02204:1997 "Drogi samochodowe. Odwodnienie dróg"
- B/ PN-EN 752:2008 "Zewnętrzne systemy kanalizacyjne"
- C/ pozostałe obowiązujące normy branżowe
- D/ Studium uwarunkowań i kierunków zagospodarowania przestrzennego miasta Gdańska - załącznik nr 2 do Uchwały Rady Miasta Gdańska nr XVIII/431/07 z dnia 20 grudnia 2007 r.
- E/ Miejscowe plany zagospodarowania przestrzennego (Mpzp) miasta Gdańska

- F/ Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 20 kwietnia 2007r. w sprawie warunków technicznych jakim powinny odpowiadać budowle hydrotechniczne i ich usytuowanie. Dz. U. z 2007r. Nr 86, Poz. 579
- G/ Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 17 sierpnia 2006r. w sprawie zakresu instrukcji gospodarowania wodą. Dz. U. z 2006r. Nr 150, Poz. 1087
- H/ Ustawa z dnia 18 lipca 2001r. – Prawo wodne; Dz. U. z 2001r. Nr 115, Poz. 1229 z późniejszymi zmianami
- I/ Metodyka obliczania przepływów i opadów maksymalnych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia dla zlewni kontrolowanych i niekontrolowanych oraz identyfikacji modeli transformacji opadu w odpływ - Raport końcowy; Stowarzyszenie Hydrologów Polskich, ul. Podleśna 61, 01-673 Warszawa; 2009r
- J/ W. Błaszczyk, P. Błaszczyk, H. Stamatello „Kanalizacja. Sieci i Pompownie”
- K/ Roman Edel "Odwodnienie dróg"

6.1 Przepływy miarodajne dla projektowanej sieci kanalizacji deszczowej

Przy projektowaniu sieci kanalizacji deszczowej wewnętrznej (posesyjnej) założenia do obliczeń hydrologicznych i hydraulicznych oraz jej metodykę, przyjmuje projektant w uzgodnieniu z inwestorem. W przypadku projektowanego „zrzutu” wód opadowych do istniejącej sieci gminnej, w ilościach przekraczających odpływy wg istniejącego stanu zagospodarowania terenu, należy wykazać zdolność przepustową istniejącego odbiornika do przejścia tych wód (obliczenia hydrauliczne i linie energii, które należy dołączyć do projektu budowlanego).

W przypadku braku możliwości „przyjęcia” wyliczonych ilości wód, należy dążyć do zatrzymania wód deszczowych w miejscu ich powstawania. Istnieje szereg rozwiązań technicznych powodujących ograniczenie odpływu wód z terenu inwestora takich jak : zastosowanie nawierzchni przepuszczalnych, lokalne zbiorniki, komory drenażowe, regulatory odpływu, kryzy dławiące.

Dla zabezpieczenia miejskiej sieci kanalizacji deszczowej przed „przeciążeniem” w studni połączeniowej na wylocie instalacji wewnętrznej należy zaprojektować kryzę dławiącą ograniczającą odpływ do wartości obliczeniowej. Obliczenia należy dołączyć do dokumentacji.

Przy niewielkich (o zlewni poniżej 2,0 km²) systemach odwodnieniowych przeznaczonych do przekazania po wybudowaniu na majątek gminy, pracujących w warunkach przepływu beciśnieniowego, obliczenia miarodajnych przepływów wód opadowych zaleca się wykonywać metodą granicznych natężeń opartą na założeniu, że maksymalny przepływ w każdym przekroju obliczeniowym następuje dla opadu deszczu o czasie trwania równemu czasowi dopływu wody do tego przekroju z najdalszego punktu zlewni z uwzględnieniem opóźnienia z uwagi na tzw. koncentrację terenową oraz retencję kanałową wg zaleceń normy PN-S-02204:1997.

Działania projektowe i wykonawcze podejmowane w obrębie systemu (zlewni) muszą być kompleksowe i wyprzedzające.

Nateżenie opadu obliczeniowego (miarodajnego lub kontrolnego wg Tab. nr 1) dla częstości $C \geq 2$ (kolumna nr 2) zaleca się wyznaczać wg tzw. formuły IMiGW (Bogdanowicz-Stachy). Dla opadu miarodajnego o $C=1$ zaleca się stosowanie tzw. formuły Błaszczyka przy zastosowaniu wartości opadu normalnego dla Gdańska wg poniższego zestawienia:

H - wysokość opadu normalnego (średniego z wielolecia) dla Gdańska, [mm]:

dla stacji IMiGW Gdańsk Port Północny H=497 mm

dla stacji IMiGW Gdańsk Rębiechowo H=597 mm

dla stacji IMiGW Gdańsk Świbno h=560 mm

Wielkość opadów można przyjmować dla poszczególnych rejonów miasta wg informacji zawartych w zestawieniu opadów rocznych dla stacji pomiarowych na terenie Miasta Gdańska.

Z uwagi na zaniżone wartości nateżenia opadu obliczane tzw. formułą Błaszczyka zaleca się przy wyznaczaniu nateżenia opadu wg tej formuły stosowanie powiększonych wartości „C” wyszczególnionych w kolumnie nr 3 Tab. nr 1.

Tab. nr 1. Zalecane częstotliwości projektowe deszczu miarodajnego.

Lokalizacja (kategoria zagospodarowania terenu)	Częstość deszczu obliczeniowego wg PN-S-02204:1997 [1 raz na C lat]	Częstość deszczu obliczeniowego we wzorze Błaszczyka dla czasu opadu 10-60min [1 raz na C lat]
1	2	3
Tereny wiejskie	1 na 1	1 raz na 2 do 1,5 lat
Tereny mieszkaniowe	1 na 2	1 raz na 4 do 6 lat
Centra miast, tereny usługowe i przemysłowe	1 na 5	1 raz na 12 do 20 lat
Podziemne obiekty komunikacyjne, przejścia i przejazdy pod ulicami, itp.	1 na 10	1 raz na 20 do 35 lat

Wymiarowany przekrój rozpatrywanego kanału należy dobierać tak, aby jego przepustowość całkowita była większa od przepływu miarodajnego wyznaczonego wg. powyższych wzorów. Zaleca się aby maksymalne wypełnienie kanałów nie przekraczało 85% ich średnicy lub wysokości.

Minimalne i maksymalne prędkości przepływu wody w przewodach, należy dobierać zgodnie z wytycznymi producentów dla poszczególnych materiałów, uwzględniając zapewnienie prędkości samooczyszczenia ($V_{\min} = 0,8$ m/s przy połowie napełnienia kanału) oraz ograniczając zjawisko niszczenia kanału przez ścieranie przy nadmiernych prędkościach.

Zaleca się aby maksymalna prędkość ścieków deszczowych nie przekraczała $V_{\max} = 5,0$ m/s. Nie zaleca się stosowanie spadków kanałów deszczowych niższych niż podane w Tabeli nr 2:

Tabela nr 2 Zalecane minimalne spadki dla nowych kanałów deszczowych o przekroju kołowym.

Średnica D [m]	Spadek minimalny [%]
0,20	0,58
0,25	0,43
0,30	0,34
0,40 i większe	0,30

6.2 Przepływy kontrolne dla projektowanych sieci kanalizacji deszczowej

W warunkach wystąpienia opadów wyższych niż miarodajne następuje dalszy dopływ wody do systemu odwadniającego powodując jego przepełnienie. Zapewnienie standardu odwodnienia odpowiedniego dla kategorii zagospodarowania odwadnianego terenu wymaga niedopuszczenie do wystąpienia wylania na powierzchnię terenu częściej niż jest to społecznie akceptowalne.

Po osiągnięciu całkowitego wypełnienia kanałów i przy dalszym wzroście spiętrzenia ścieków deszczowych do poziomu terenu następuje wzrost ich przepustowości. Zalecenia niemieckie – DWA-A118:2006 wprowadzają pojęcie częstości nadpiętrzenia do poziomu terenu, który to stan jest najbliższy występującemu w dalszej kolejności wylaniu.

Do obliczeń sprawdzających projektowanej sieci kanalizacji deszczowej (np. za pomocą modelowania hydrodynamicznego) do wyznaczania przepływu kontrolnego można zastosować częstości opadów wg. tab. nr 3. Czas obciążenia sieci opadem winien być 2÷4 krotnie wydłużony w stosunku do czasu trwania opadu miarodajnego przy zastosowaniu zmiennego w czasie rozkładu jego natężenia.

Tab. Nr 3 Zalecane częstości nadpiętrzeń do poziomu terenu wg. DWA-A118:2006 oraz częstości wylania wg PN-EN 752:2008 dla nowo projektowanych systemów kanalizacji deszczowej

Lokalizacja (kategoria zagospodarowania terenu)	Częstość nadpiętrzenia [1 raz na C lat]	Częstość wylania [1 raz na C lat]
1	2	3
Tereny wiejskie	1 na 2	1 na 10
Tereny mieszkaniowe	1 na 3	1 na 20
Centra miast, tereny usług i przemysłu	rzadziej niż 5	1 na 30
Podziemne obiekty komunikacyjne, przejścia i przejazdy pod ulicami itp.	rzadziej niż 10*	1 na 50

* Przy przejazdach pod ulicami należy brać pod uwagę, że nadpiętrzeniu powyżej powierzchni terenu towarzyszy z reguły bezpośrednio wylanie, jeżeli nie są stosowane lokalne środki zabezpieczające. Tutaj częstotści nadpiętrzenia i wylania należy przyjmować 1 na 50.	
---	--

6.3 Metodyka obliczeń oraz przepływy miarodajne i kontrolne dla regulacji potoków i projektowania zbiorników retencyjnych.

Zgodnie z wytycznymi zawartymi w PN-EN 752-4:1997 oraz EN 752:2008 (E) przy projektowaniu systemów odwadniających zlewnie o powierzchni większej niż 200 ha należy stosować zmienne w czasie charakterystyki deszczu nawalnego i komputerowe modele symulacyjne przepływu. Do tego celu można wykorzystać gotowe oprogramowanie inżynierskie lub przeprowadzić obliczenia zgodnie z przedstawioną poniżej lub zbliżoną metodyką.

Metodyka obliczeń powinna być zgodna z „Metodyką obliczania przepływów i opadów maksymalnych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia dla zlewni kontrolowanych i niekontrolowanych oraz identyfikacji modeli transformacji opadu w odpływ” wykonaną przez Stowarzyszenie Hydrologów Polskich na zlecenie Krajowego Zarządu Gospodarki Wodnej w Warszawie wg rozdziału dotyczącego zurbanizowanych zlewni niekontrolowanych

Do obliczenia wielkości maksymalnego przepływu o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia w potoku lub innym odbiorniku wód deszczowych lub niezbędnej retencji zbiornika konieczna jest znajomość hydrogramów wezbrania dla wszystkich jego dopływów wyznaczonych dla różnych czasów trwania deszczu o tym samym prawdopodobieństwie przewyższenia. Po zsumowaniu hydrogramów poszczególnych dopływów względem punktu „0” (początek opadu) otrzymuje się hydrogram dopływu wody ze zlewni do węzła obliczeniowego (lub zbiornika) wyznaczony dla danego czasu trwania deszczu o zadanym prawdopodobieństwie przewyższenia. Projektując zbiornik wyznaczamy zależność pomiędzy jego pojemnością i głębokością wody oraz zależność pomiędzy głębokością wody w zbiorniku i wydatkiem budowli piętrząco-upustowych czyli odpływem ze zbiornika. Bilansując hydrogramy dopływu wody ze zlewni wyznaczone dla różnych czasów trwania opadu o zadanym prawdopodobieństwie przewyższenia z charakterystykami zbiornika wyznaczamy czas trwania opadu, który powoduje maksymalny wzrost głębokości wody w zbiorniku (największa objętość zbiornika) i/lub maksymalną wartość odpływu wody przez urządzenia piętrząco-upustowe. Możliwe jest również wyznaczenie czasu, który upłynął od początku opadu do osiągnięcia ww. wartości maksymalnych. Jeżeli wyznaczone wartości maksymalne mieszczą się w bezpiecznych granicach (w tym odpływ ze zbiornika jest niższy od odpływu dozwolonego dla terenu położonego poniżej) to oznacza, że parametry geometryczne zbiornika zostały dobrane prawidłowo.

Zgodnie z wymaganiami zawartymi w Załączniku nr 4 rozporządzenia [F/] dla budowli hydrotechnicznych IV klasy o wysokości piętrzenia $2,0 < H \leq 5,0$ do wyznaczania przepływów obliczeniowych należy przyjmować następujące wartości prawdopodobieństwa:

- przepływ miarodajny $p = 1\%$ 1 raz na $c = 100$ lat
- przepływ kontrolny $p = 0,5\%$ 1 raz na $c = 200$ lat

Dla zbiorników przeciwpowodziowych o wysokości piętrzenia $H \leq 2,0$ m i pojemności powodziowej stałej $V_{ps} \leq 200$ tys. m^3 , położonych na terenach zurbanizowanych (w centrach miast i terenach usług i przemysłu) zaleca się przyjmować prawdopodobieństwo opadu miarodajnego $p = 3\%$, a kontrolnego $p = 1\%$.

Przy projektowaniu przekrojów regulacyjnych potoków zaleca się przyjmowanie przepływu miarodajnego do wymiarowania umocnień o wartości prawdopodobieństwa przewyższenia $p = 10\%$. Prawdopodobieństwo przewyższenia przepływu kontrolnego (mieszczącego się w korycie) zaleca się przyjmować o wartości $p = 1\%$.

Dopuszczalne poziomy zwierciadła wody w przekroju potoku lub zbiorniku należy wyznaczać na podstawie wartości bezpiecznego wzniesienia korony budowli piętrzącej wg Załącznika nr 6 rozporządzenia [F/].

Kluczowym elementem obliczeń jest wyznaczenie hydrogramu wezbrania w oparciu o hietogram opadu. Metodyka zakłada równość prawdopodobieństw wystąpienia deszczu i wywołanego nim wezbrania. Wyznaczenie wartości maksymalnego przepływu w węźle obliczeniowym lub parametrów zbiornika retencyjnego należy wykonać się w kilku etapach:

- a. Obliczenie maksymalnej sumy opadu (miarodajnego lub kontrolnego) w zlewni o zadanym prawdopodobieństwie przewyższenia i czasie trwania oraz rozkładu natężenia opadu w czasie jego trwania (hietogram opadu syntetycznego).
- b. Obliczenia wysokości opadu efektywnego w zlewniach poszczególnych dopływów.
- c. Wyznaczenie parametrów hydrogramu jednostkowego dla poszczególnych dopływów.
- d. Obliczenie hydrogramów wezbrań poszczególnych dopływów położonych powyżej węzła obliczeniowego/zbiornika.
- e. Obliczenie sumarycznego hydrogramu dopływu do węzła/zbiornika wyznaczonego dla opadu obliczeniowego z pkt. a.
- f. Obliczenie podstawowych parametrów roboczych przekroju regulacyjnego potoku lub zbiornika obciążonego dopływem ze zlewni wywołanym opadem z pkt. a.
- g. Powtarzanie obliczeń dla innych czasów trwania opadu o zadanym prawdopodobieństwie przewyższenia w celu wyznaczenia wartości maksymalnych - rzędnych zwierciadła wody w projektowanym przekroju potoku lub zbiorniku oraz wartości maksymalnego odpływu ze zbiornika do odbiornika.

UWAGA : więcej informacji na temat sposobu obliczeń, patrz w zakładce Aktualności/Artykuły.

6.4 Powierzchnia zlewni, współczynniki spływu i inne parametry

Dla przedstawionej powyżej metodyki obliczeń objętości oraz zmian natężenia odpływu wody ze zlewni zurbanizowanej niezbędna jest znajomość kilku jej charakterystycznych parametrów takich jak :

- powierzchnia (F),
- średni współczynnik spływu powierzchniowego (Ψ),
- maksymalna potencjalna retencja (S)
- czas koncentracji (T_c).

Granice zlewni należy wyznaczać na planie sytuacyjno-wysokościowym w skali 1:1000 lub większej. Na ogół bieżą one wierzchołkami wzniesień, ale na terenach zurbanizowanych należy również brać pod uwagę przebiegi rurociągów (istniejącej lub projektowanej) kanalizacji deszczowej. Z analizowanego obszaru wyodrębnia się rodzaje zabudowy / pokrycia zlewni i przyporządkowuje się im odpowiednie wartości współczynnika spływu Ψ i/lub parametru CN. Wyznaczone współczynniki/parametry dla każdej zlewni cząstkowej stanowią podstawę do obliczenia średnio ważonej wartości dla zlewni nadrzędnych, przyporządkowanych do poszczególnych węzłów obliczeniowych.

Stan zagospodarowania przestrzennego analizowanej zlewni zaleca się przedstawiać w trzech wariantach:

- Stan istniejący
- Wariant perspektywiczny A (bez uwzględnienia lokalnej retencji)
- Wariant perspektywiczny B (z uwzględnieniem lokalnej retencji)

W Wariacie A przyjmuje się zagospodarowanie całego obszaru analizowanej zlewni tak jak przewidują to miejscowe plany zagospodarowania przestrzennego (E/) lub uwarunkowania i kierunki zagospodarowania przestrzennego [D/]. Oznacza to znaczny wzrost stopnia uszczelnienia zlewni w stosunku do stanu istniejącego.

W Wariacie B tereny, na których w planach zagospodarowania przewiduje się zabudowę typu mieszkaniowego wielorodzinnego, usługowego, produkcyjnego, magazynowego (w różnych konfiguracjach) traktuje się jak tereny użytkowane rolniczo lub niezagospodarowane czyli takie jakimi są obecnie. Oznacza to, że mimo przewidywanej w przyszłości zmiany zagospodarowania i zwiększenia stopnia uszczelnienia z terenów tych nie nastąpi znaczny wzrost odpływu wód opadowych, gdyż zostanie on zredukowany w lokalnych zbiornikach retencyjnych lub innymi sposobami wg uznania inwestorów. Zwiększenie odpływu z tych terenów w stosunku do stanu istniejącego nastąpi jedynie z uwagi na budowę dróg administrowanych przez władze samorządowe.

W przypadku podjęcia decyzji o realizacji przedsięwzięcia hydrotechnicznego wg parametrów technicznych wyznaczonych dla stanu zagospodarowania zlewni wg Wariantu B **należy pokazać na jakich obszarach zlewni zamierzone jest wprowadzenie ograniczenia spływu wód opadowych.**

Na wielkość współczynnika spływu „ ψ ” składa się wiele czynników. Największy wpływ ma sposób zagospodarowania terenu, gęstość zabudowy oraz spadki terenu. Zaleca się przyjmować wartości współczynnika spływu wg Tab. nr 5.

Tab. nr 5 Współczynniki spływu powierzchniowego

Rodzaj zabudowy i użytkowanie	Spadki terenu [%]					
	do 0,5	1,5	2,5	5,0	7,5	10,0
	Współczynnik ψ					
Powierzchnia zbiornika wodnego	1,0					
Przemysł i tereny składowe	0,60	0,62	0,65	0,70	0,75	0,80
Drogi i ulice	0,60	0,62	0,65	0,70	0,75	0,80
Ciągi piesze, rowerowe, torowiska tramwa-jowe, parkingi	0,50	0,52	0,55	0,60	0,65	0,70
Zabudowa mieszkaniowa o wysokiej intensywności zabudowy (zabudowa zwarta)	0,60	0,62	0,65	0,70	0,75	0,80
Zabudowa ekstensywna (średnia intensywność), zabudowa luźna	0,40	0,42	0,45	0,50	0,55	0,60
Usługi	0,35	0,37	0,40	0,45	0,50	0,55
Usługi z zielenią towarzyszącą (np. cmentarz), aleje spacerowe	0,20	0,22	0,25	0,30	0,35	0,40
Tereny o małej intensywności zabudowy, zabudowa jednorodzinna, willowa	0,30	0,32	0,35	0,40	0,45	0,50
Parki i ogrody	0,10	0,12	0,15	0,20	0,25	0,30
Grunty orne	0,05	0,08	0,10	0,15	0,20	0,25
Lasy i zieleń ekologiczna	0,01	0,02	0,04	0,06	0,10	0,15

Do obliczania maksymalnej retencji potencjalnej zlewni wg metodyki SCS konieczne jest wyznaczenie parametru CN (curve number). Jego wartości zależą od sposobu zagospodarowania. Zaleca się przyjmować wartości parametru CN wg Tab. nr 6.

Dla poszczególnych zlewni cząstkowych oraz różnych wariantów zagospodarowania zlewni konieczne jest wyliczenie tzw. czasów koncentracji, które wyznaczają szybkość reakcji zlewni na opad efektywny. Czasy koncentracji oznaczają czasy dopływu wód opadowych z najdalszych (hydraulicznie) miejsc zlewni cząstkowych do węzła obliczeniowego. Do wyznaczania czasu spływu wód deszczowych na początkowym odcinku (ok. $L \leq 100,0$ m) i niewielkim spadku terenu (różnica wysokości $h_c \leq 5,0$ m), gdzie dominuje spływ powierzchniowy, zaleca się stosowanie formuły FAA (Federal Aviation Administration, USA) :

$$T_c = 0,0117 * (1,1 - \psi) * L^{0,833} / h_c^{(1/3)}, \quad [\text{godz}]$$

Na pozostałych odcinkach, z ruchem wody koncentrującym się w strumieniach lub kanałach należy stosować formuły oparte o wzory Chezy i Manninga, zgodnie z metodyką SCS.

Tab. nr 6 Zalecane wartości parametru CN

Rodzaj pokrycia terenu (użytkowania zlewni)	Opis Warunki hydrologiczne	Wartości CN dla grup glebowych			
		A	B	C	D
Tereny otwarte: trawniki, parki, pola golfowe, cmentarze, itp.	Złe warunki hydrologiczne (trawa pokrywa do 50 % powierzchni)	68	79	86	89
	Srednie warunki hydrologiczne (pokrycie trawą 50-75%)	49	69	79	84
	Dobre warunki hydrologiczne (pokrycie trawą > 75%)	39	61	74	80
Tereny nieprzepuszczalne: utwardzone parkingi, dachy, jezdnie	--	98	98	98	98
Ulice i drogi	nieprzepuszczalne z pobocznymi i rowami otwartymi	83	89	92	93
	zwrowe	76	85	89	91
	gruntowe	72	82	87	89
Tereny handlowe i przemysłowe	ok. 85% pow. nieprzepuszczalnej	89	92	94	95
	ok. 72% pow. nieprzepuszczalnej)	81	88	91	93
Tereny zamieszkałe – przy przeciętnej powierzchni działki:	< 500 m2, lub 65% powierzchni nieprzepuszczalnej	77	85	90	92
	1000 m2, 38%	61	75	83	87
	1700 m2, 30 %	57	72	81	86
	2000 m2, 25 %	54	70	80	85
	4000 m2, 20%	51	68	79	84
zagrody	59	74	82	86	
Ugór		77	86	91	94
Rośliny okopowe	warunki przeciętne	67	77	83	87
Rośliny zbożowe	warunki przeciętne	62	73	81	85
Rośliny motylkowe	warunki przeciętne	60	72	80	83
Pastwiska	warunki przeciętne	49	69	78	84
Ląki	warunki przeciętne	30	58	71	78
Lasy	gęste	25	55	70	77
	średniogęste	36	60	73	79
	rzadkie	45	66	77	83

7. Uzbrojenie sieci kanalizacji deszczowej

7.1 Studnie rewizyjne

Na sieci kanalizacji miejskiej stosujemy studnie rewizyjne o konstrukcji żelbetowej (monolitycznej lub prefabrykowanej z kręgów) z 0,50 metrowym osadnikiem o minimalnej średnicy komory roboczej 1200 mm, bez zwężek i kominów włączonych. W wyjątkowych przypadkach po uprzednim uzgodnieniu, dopuszczamy zastosowanie studni o mniejszych średnicach i z innych materiałów.

Komory robocze studni rewizyjnych winny być wykonane z betonu klasy kl. C35/45, wodoszczelnego W-8, mało nasiąkliwego n_w poniżej 4%, mrozoodpornego F-150, łączonych pomiędzy sobą i elementem dna za pomocą odpowiednich uszczeltek.

Przy konieczności wykonania w wykopie dolnej część studni „na mokro” wykonać ją jako monolit z betonu hydrotechnicznego (kl. C35/45 ; W-8 ; F-150). Dno studni rewizyjnych ustawiać na podłożu wzmocnionym.

Płyta pokrywowa prefabrykowana, wykonana z żelbetu o średnicy większej od zewnętrznej średnicy kręgów, z otworem włazowym o średnicy 600 mm, osadzonym na pierścieniu odciążającym.

Włazy kanałowe osadzić na płycie pokrywowej regulując wysokość w dostosowaniu do niwelety drogi za pomocą pierścieni dystansowych łączonych przy pomocy zaprawy cementowej (nie stosować pierścieni regulacyjnych wyższych niż 0,2 m). Włazy wykonać z zawiasem, ryglowane lub zatrzaskowe bez możliwości wyjęcia korpusu, bez uszczeltek wygłuszających, z żeliwa szarego z pokrywą wentylowaną z logo Gdańska. Dla studni zlokalizowanych w jezdniach i parkingach – stosować włazy klasy D400.

Stopień zagęszczenia podłoża w strefie posadowienia studni w pasie drogowym winien być zgodny z wymaganiami ZDiZ lecz nie mniejszy niż $I_s = 0,98$

W terenie nie utwardzonym wokół włazów wykonać fartuchy betonowe lub zabrukować (pierścień o średnicy 1000 mm lub kwadrat 1000 x 1000 mm).

Przy głębokości studni powyżej 4,00 m, nie są wymagane osadniki.

W przypadku studni o głębokości większej niż 6,00 m, rozwiązanie konstrukcyjne musi zostać potwierdzone (zaakceptowane) przez konstruktora. Korpusy włazów studni rewizyjnych zlokalizowanych poza pasem jezdny (w zieleni) wymagają kotwienia.

W rozwiązaniach projektowych należy stosować się do wymogów BHiP w celu zapewnienia bezpiecznej obsługi głębokich studni rewizyjnych przez służby eksploatacyjne Gdańskich Melioracji .

7.2 Wpusty deszczowe (studnie ściekowe)

Wpusty deszczowe należy montować na betonowych, prefabrykowanych studzienkach ściekowych o średnicy 500 mm z betonu klasy C35/45, wodoszczelnego W-8, mało nasiąkliwego n_w poniżej 4%, mrozoodpornego F-150. Studzienki ściekowe muszą posiadać osadnik o głębokości 700 mm. Dno studzienek ściekowych ustawiać na podłożu wzmocnionym. Wszystkie połączenia elementów studzienek muszą zapewnić całkowitą szczelność. Zaleca się stosowanie dolnej części studzienek jako monolitycznej.

Stosować wpusty uliczne z uchylnym zatrzaskowym rusztem z rygłem wykonane z żeliwa szarego o min wymiarze 400×600 mm bez uszczeltek. Skrzynka żeliwna klasy D400 powinna opierać się na pierścieniu odciążającym. Nie stosować wpustów przystosowanych do koszy osadnikowych.

Stopień zagęszczenia w strefie posadowienia studni wpustów w pasie drogowym i zasyp wykopów winien być zgodny z wymaganiami ZDiZ w Gdańsku, lecz nie mniejszy niż $I_s = 0,98$

7.3 Stacje podczyszczania ścieków opadowych

Oczyszczanie ścieków opadowych ma na celu ochronę odbiornika przed zanieczyszczeniami, określonymi w Rozporządzeniu MŚ z dnia 8 lipca 2004r w sprawie warunków jakie należy spełnić przy wprowadzaniu ścieków do wód lub do ziemi, oraz w sprawie substancji szczególnie szkodliwych dla środowiska wodnego.

Stacja podczyszczania – jednociągowa składa się z osadnika i separatora oraz przelewu zewnętrznego, stacja dwuciągowa z osadników i separatorów oraz przelewu nadmiarowego zastępującego przelewy zewnętrzne.

Rozdział strumienia ścieków opadowych na część kierowaną do podczyszczania należy zaprojektować w sposób zapewniający wydajność nominalną stacji.

Sprawność podczyszczania zawiesin ogólnych nie może być mniejsza niż 65%, a substancji ropopochodnych niższa niż 90%.

Przykanalik odprowadzający ścieki opadowe z miejsc postojowych - pojedynczy lub grupowy - powinien być wyposażony w filtr sorbentowy ropopochodnych.

Sposób posadowienia urządzeń do podczyszczania ścieków opadowych (przewodów, osadników, separatorów i wylotów) powinien wynikać z badań geologiczno – inżynierskich.

Lokalizacja urządzeń podczyszczających powinna być uzgodniona z właścicielem (-ami) gruntu(-ów).

Elementy betonowe i żelbetowe wykonać z betonu wibroprasowanego w kl. C35/45, W8, F-150. Zbrojenie betonu wykonać z prętów zbrojeniowych ze stali klasy AIII. Stosować stopnie złazowe odpowiadające wymaganiom normy PN-EN 13101.

8. Umocnienia wylotów do cieków otwartych (rowy, kanały, potoki i zbiorniki)

Dla wylotów kanalizacji deszczowej do cieków otwartych należy zaprojektować i wykonać umocnienia koryt cieków w rejonie wylotów. Umocnienia dna i skarp cieków otwartych przed skutkami erozji, zaleca się stosować różne rodzaje umocnień w zależności od prędkości i wielkości przepływu oraz nachylenia skarp. Preferujemy stosowanie materiałów naturalnych (gabion, materac gabionowy, bruk, faszyna, darnina, itp.)

Dążyć do lokalizowania wylotu min 20 cm nad dnem rowu (w przypadku zbiornika 20 cm nad normalnym poziomem piętrzenia).

Dla średnic wylotu >300 mm, włączenie do cieku otwartego wykonać łagodnie, zgodnie z kierunkiem przepływu i w zależności od szerokości dna odbiornika umocnić również dno i przeciwległą skarpe koryta. W rejonie wylotu. Skarpy i dno umocnić na długości $L = (5 \div 7) \times$ średnica wylotu, lecz nie mniej niż po 2,0 metry w górę i w dół cieku. Szczegóły rozwiązań będą dopracowywane na etapie uzgodnienia dokumentacji i przed przystąpieniem do realizacji. Realizując urządzenia zabezpieczające wewnętrzną instalację odwadniającą przed wodami cofającymi się (klapy zwrotne) montować je zawsze w studni na terenie inwestora (nigdy nie umieszczać w rowie potoku, zbiorniku)

9. Wyłączenie kanalizacji deszczowej z eksploatacji

Przewody wyłączone z eksploatacji powinny być usunięte, a gdy nie jest to możliwe lub uzasadnione ekonomicznie mogą być pozostawione w gruncie i wypełnione odpowiednim materiałem (pianobeton, chudy beton, grunton) w celu zabezpieczenia przed pogarszającą się strukturą gruntu (filtracja przez nieszczelności, zapadanie się pasa drogowego).

W przypadku odcięcia i pozostawienia w gruncie wypełnionego, nieczynnego przewodu uprawniony geodeta na inwentaryzacji geodezyjnej powykonawczej przyjętej do zasobów ośrodka zobowiązany jest dokonać oznaczenia tego przewodu jako nieczynny, a inwestor winien dokonać likwidacji gminnego środka trwałego. W dokumentacji projektowej należy przedstawić metodę likwidacji nieczynnych kolektorów deszczowych szczególnie w pasie drogowym.