

WYTYCZNE DOTYCZĄCE SYSTEMU KANALIZACJI DESZCZOWEJ NA TERENIE GMINY MIASTA GDAŃSK

Opracowanie: Gdańskie Wody Sp. z o.o. - czerwiec 2019

W skład systemu kanalizacji deszczowej wchodzi zarówno systemy otwarte jak i zamknięte. Otwarty system kanalizacji deszczowej należy rozumieć jako system urządzeń niekształtujących zasobów wodnych mogących skierować wodę do rowu, do ziemi, do wód lub do zamkniętego systemu kanalizacji deszczowej. Według wyjaśnień PGW Wody Polskie z r. 2018 zamieszczonych na stronie <http://www.wody.gov.pl/nasze-dzialania/material-pomocniczy-dla-gmin-w-sprawie-ustalania-oplat-za-zmniejszenie-naturalnej-retencji-terenowej> otwarte systemy kanalizacji deszczowej to urządzenia takie jak np. korytka odwadniające, rynsztoki, rynny, rowy, systemy odwodnień i profili dróg, chodników oraz innych powierzchni utwardzonych.

Zamknięte systemy kanalizacji deszczowej należy rozumieć jako klasyczny system przepływu wody od wpustu do wylotu z możliwością zagospodarowania części w zbiornikach retencyjnych, zbiornikach ewapotranspiracyjnych, z możliwością wykorzystania roślinnych systemów podczyszczających. Według wyjaśnień PGW Wody Polskie z r. 2018 zamknięte systemy kanalizacji deszczowej to rurociągi oraz zamknięte kanały ściekowe wraz ze studzienkami.

Celem zaleceń jest określenie wytycznych do projektowania, zawierających zbiór wymagań wykonawczych i eksploatacyjnych „Gdańskich Wód”, 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.

1. 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.

2. 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.

Rury z tworzyw sztucznych: PCV, PP oraz PE w klasie nie niższej niż SN8 dopuszczamy do średnicy dn400.

Przykanaliki od wpustów deszczowych w jezdniach winny być wykonane z PCV lub PP. Rury i kształtki do wykonania rurociągów z tworzyw sztucznych, nie mogą być niższe niż klasy SN8, łączone na uszczelki gumowe.

3. LOKALIZACJA

3.1. **Kanały deszczowe**

Kanały należy lokalizować w liniach rozgraniczających dróg publicznych (dążyć do lokalizacji poza pasem jezdniowym) 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 równoległe do kierunku jazdy (obrócenie układu zejściowego: włącz i stopnie złączowe). 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).

3.2. **Wpusty deszczowe**

Wody opadowe z układów drogowych z odcinków, na których nie ma możliwości zastosowania obiektów małej retencji powinny być ujmowane w oparciu o punktowe odbiory wód opadowych.

Lokalizację wpustów powinno się wyznaczać w oparciu o rozwiązanie wysokościowe w formie planu warstwicowego, przy uwzględnieniu natężenia deszczu miarodajnego dla wynikającego z przepisów prawdopodobieństwa pojawienia się deszczu (Dz.U.1999 nr 43 poz.430 wraz z późniejszymi zmianami oraz norma PN-S-02204/1997) .

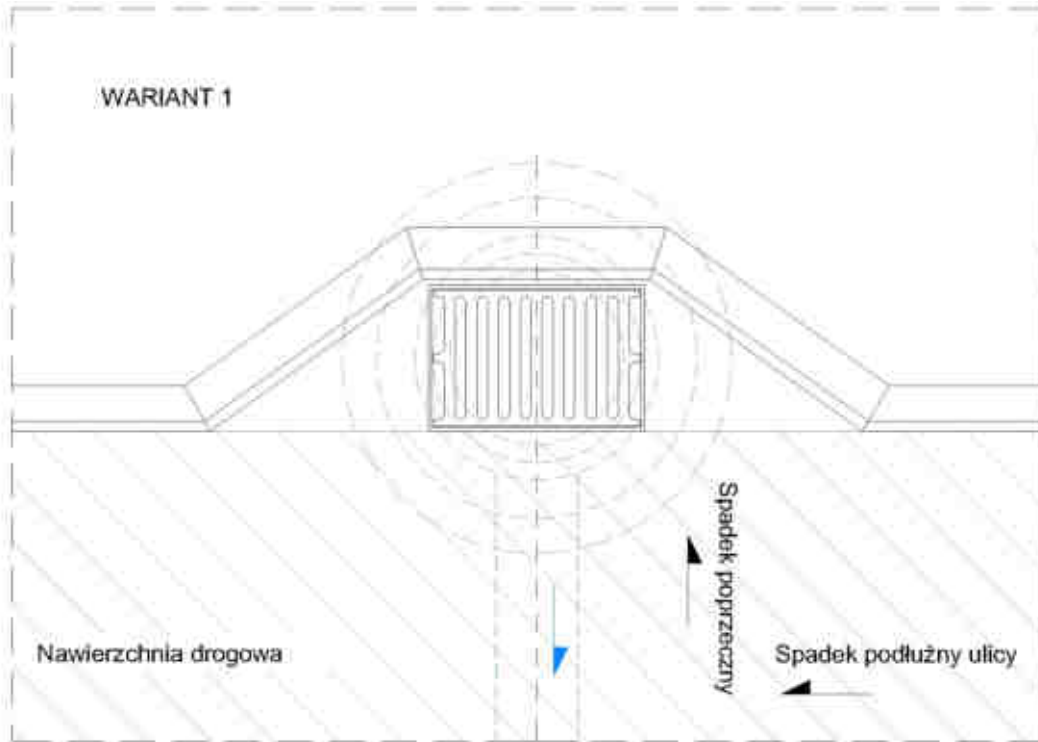
Dodatkowo wpusty należy stosować przed skrzyżowaniami, przejazdami, wjazdami, obiektami, przejściami dla pieszych oraz w najniższych miejscach niwelety.

Zaleca się lokalizację dwóch wpustów w najniższym miejscu lub wykonanie dodatkowych wpustów w odległości 5-10 m przed najniższym punktem.

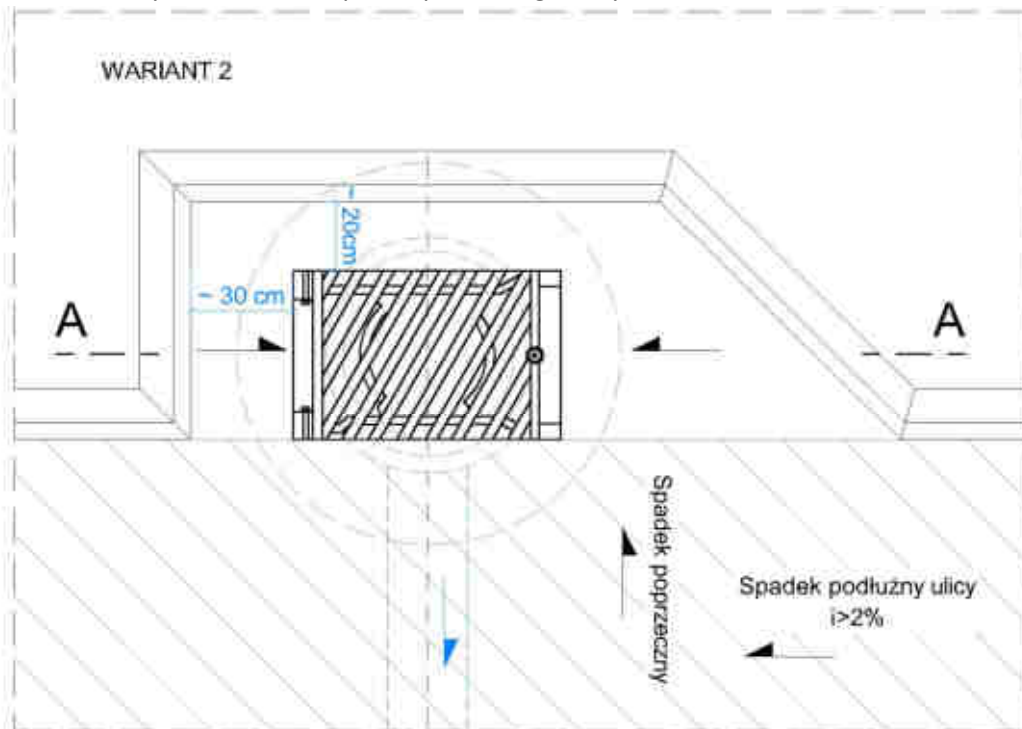
W ulicach nowoprojektowanych oraz przebudowywanych w miejscach, gdzie nie występują kolizje z istniejącym uzbrojeniem podziemnym w pasie zieleni oddzielającej zaleca się lokalizowanie studzienek ściekowych poza pasem ruchu, jako cofnięte poza krawędź nawierzchni.

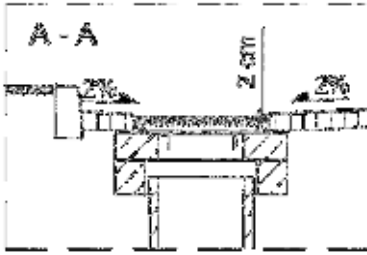
Jako element wspomagający odwodnienie nawierzchni utwardzonych wpustami ulicznymi dopuszcza się stosowanie krawężników spełniających rolę kanału odwodnieniowego.

Poniżej przedstawiono wariantowe rozwiązanie wpustu cofniętego poza krawędź nawierzchni:



Wariant I należy stosować dla spadku podłużnego ulicy do 2%.





Wariant II należy stosować dla spadków nawierzchni powyżej 2%. Ze względu na duże prędkości płynącej strugi wody opadowej zaleca się pozostawienie wolnych przestrzeni pomiędzy wpustem a krawężnikiem. Dodatkowe informacje zawarto w punkcie 7.2.

3.3. Odwodnienie w poprzek ulicy

W wyjątkowych sytuacjach – np. w miejscach występowania lokalnego gromadzenia się wód opadowych na skutek napływu wód ze zlewni w ilości większej aniżeli możliwości wodochłonne istniejącego systemu deszczowego - w celu szybszego ujęcia i odprowadzenia wód opadowych, dopuszcza się lokalizację poprzecznego odwodnienia ulicy wg rozwiązań indywidualnych.

4. 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 powinny być lokalizowane 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 w bliskiej odległości od 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 GZDiZ oraz normy PN-S-02205 lecz nie mniejszy niż $IS = 0.98$

Dodatkowe wymagania dla przyłączy kanalizacyjnych i przykanalików

Przyłącze kanalizacyjne oraz przykanalik od wpustu deszczowego należy włączyć do rurociągu poprzez studnię rewizyjną pod kątem (w planie) 45- 90^o , zalecany optymalny kąt 60^o , zgodnie z kierunkiem

przepływu ścieków. Przejścia rur kanalizacyjnych przez ściany studni należy wykonać przy użyciu kształtki przejściowej producenta rur z wewnętrzną uszczelką, z zachowaniem elastyczności 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).

5. ODPROWADZENIE WÓD OTWARTYM SYSTEMEM KANALIZACJI DESZCZOWEJ, ZAGOSPODAROWANIE WODY DESZCZOWEJ W MIEJSCU WYSTĄPIENIA

Należy dążyć do zintegrowanego zarządzania wodami opadowymi, opartego na zagospodarowaniu opadu w miejscu jego wystąpienia. Wzorując się na procesach naturalnych zachodzących w zlewniach nieurbanizowanych, proponowane rozwiązania powinny zmierzać w kierunku odprowadzenia wód opadowych poprzez ewapotranspirację i infiltrację.

Wprowadzenie odpowiednich rozwiązań technicznych tzw. „naturalnych” umożliwia dodatkowo podczyszczanie wód opadowych i ograniczenie przemieszczania się zanieczyszczeń.

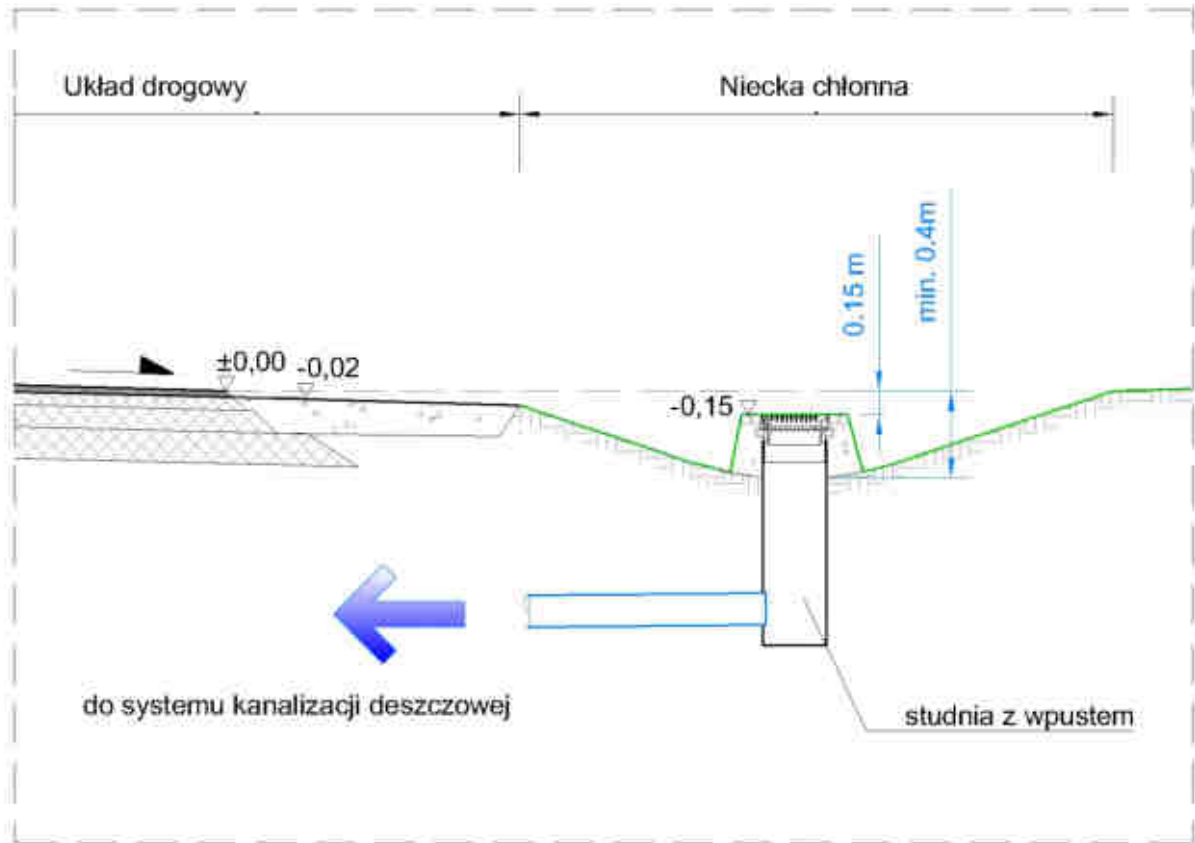
Zaprojektowane niecki oraz poletka chłonne w obrębie dróg powinny być zabezpieczone przed przeciążeniem układu w przypadku wystąpienia deszczu nawalnego lub następujących w krótkim odstępie czasu kolejnych opadów.

Aby zapobiec zalewaniu ulic należy przewidzieć przelewy awaryjne, pozwalające na odprowadzenie nadmiaru wód opadowych nagromadzonych w niecce do systemu kanalizacji deszczowej. Wprowadzone „przelewy nadmiarowe” nie powinny obniżać zdolności retencyjnej i sedymentacyjnej urządzenia.

Ujęcie nadmiarowych wód opadowych zaleca się wykonać poprzez wpusty deszczowe lub studnie ze zwieńczeniem typu kopułowego. Rozstaw wpustów powinien zapewnić odebranie całości wód nadmiarowych. Zaleca się maksymalny rozstaw wpustów co 50m. W przypadku ukształtowania dna niecki w spadku - w najniższym punkcie układu należy stosować wpust podwójny.

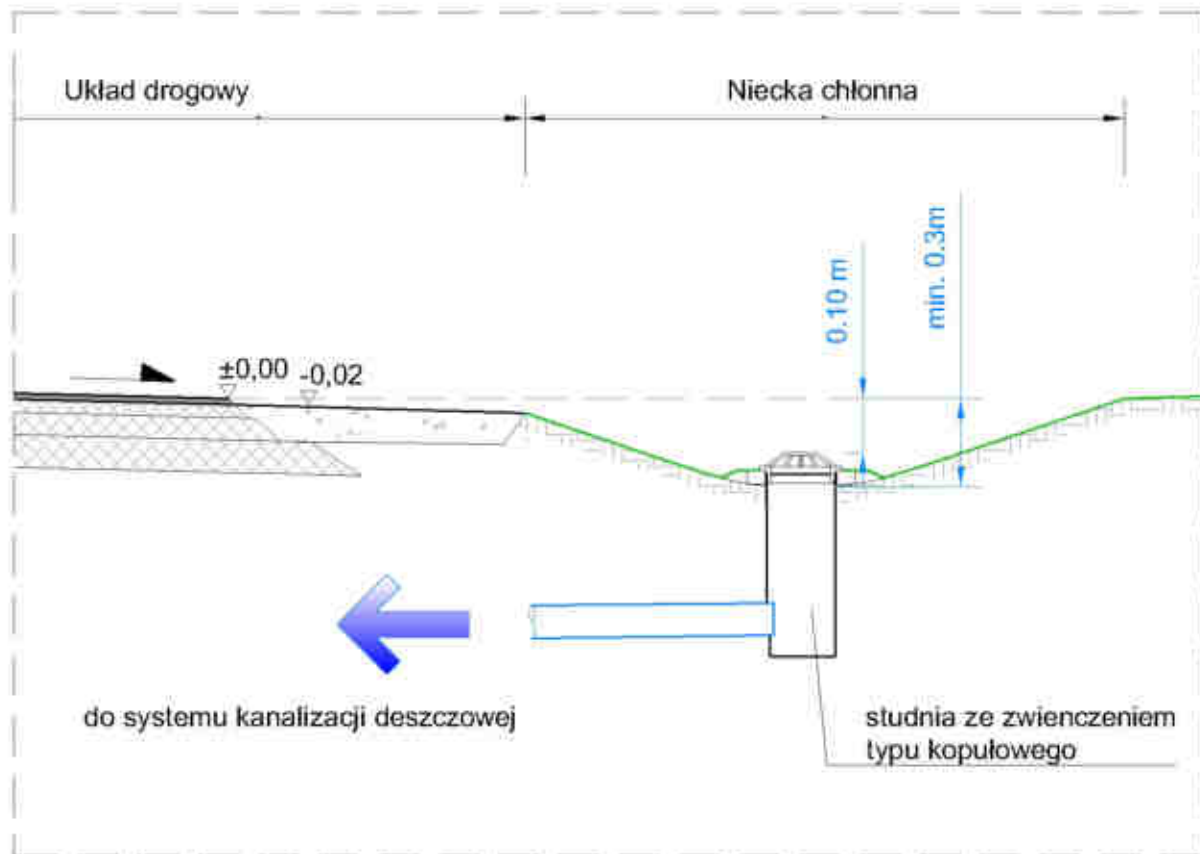
Schemat rozwiązania przelewu awaryjnego:

1. Ujęcie wód opadowych wpustem deszczowym



Głębokość niecki nie mniejsza od 40 cm. Wpusty deszczowe wprowadzone na wysokość około 15 cm poniżej rzędnej niwelety układu drogowego. W miejscu lokalizacji wpustu ukształtowanie niecki dostosować do rzędnej wpustu zgodnie z pokazanym schematem.

2. Ujęcie wód opadowych poprzez studnię z włazem typu kopułowego



Głębokość niecki nie mniejsza od 30 cm. Wpusty kopułowe wyprowadzone na wysokość około 10 cm poniżej rzędnej niwelety układu drogowego. W miejscu lokalizacji wpustu ukształtowanie niecki dostosować do rzędnej studni zgodnie z pokazanym schematem.

6. OBLICZENIA HYDROLOGICZNE

6.1. Materiały wyjściowe i pomocnicze:

- A. PN-S-02204:1997 "Drogi samochodowe. Odwodnienie dróg"
- B. PN-EN 752:2017 "Zewnętrzne systemy odwadniające i kanalizacyjne"
- C. pozostałe obowiązujące normy branżowe
- D. Studium uwarunkowań i kierunków zagospodarowania przestrzennego miasta Gdańska - załącznik nr 2 do Uchwały Rady Miasta Gdańska nr LI/1506/18 z dnia 23 kwietnia 2018 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 20 lipca 2017r. – Prawo wodne; Dz. U. z 2018r. Poz. 2268
- 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. Aktualizacja metodyki obliczania przepływów i opadów maksymalnych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia dla zlewni kontrolowanych i niekontrolowanych oraz identyfikacji modeli transformacji opadu w odpływ - Stowarzyszenie Hydrologów Polskich, Krakowskie Przedmieście 30, 00- 927 Warszawa; 2017 r
- K. W. Błaszczyk, P. Błaszczyk, H. Stamatello „Kanalizacja. Sieci i Pompownie”
- L. Roman Edel "Odwodnienie dróg"
- M. W. Geiger, H. Dreiseitl, tłum. J. Brzeski, Nowe sposoby odprowadzania wód deszczowych ISBN: 83-906015-4-4 r. 1999

6.2. 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). 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 te należy dołączyć do dokumentacji.

Przy niewielkich systemach odwodnieniowych (zlewnie poniżej 2,0 km²) przeznaczonych do przekazania po wybudowaniu na majątek gminy, pracujących w warunkach przepływu bezciśnieniowego, 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.

Natężenie 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

Miasto Gdańsk posiada własny system pomiarów meteorologiczno-hydrologicznych. Wielkość opadów można przyjmować dla poszczególnych rejonów miasta wg poniższego zestawienia wielkości opadów rocznych dla stacji pomiarowych Gdańskich Wód.:

- stacja Oliwa H=670 mm
- stacja Matemblewo H=692 mm
- stacja Wrzeszcz – Reja H=621 mm
- stacja Dolne Miasto H=553 mm
- stacja Trakt Św. Wojciecha H=586 mm

Z uwagi na zaniżone wartości natężenia opadu obliczane tzw. formułą Błaszczyka zaleca się przy wyznaczaniu natężenia 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

6.3. 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 niedopuszczenia do wystąpienia wylania na powierzchnię terenu częściej niż jest to społecznie akceptowalne.

Nowa norma PN-EN 752:2017 modyfikuje zalecenia co do dopuszczalnej częstości wylewów z kanałów, prowadzących do podtopień terenów zurbanizowanych. Do obliczeń sprawdzających projektowanej sieci kanalizacji deszczowej (np. za pomocą modelowania hydrodynamicznego) do wyznaczania przepływu kontrolnego można zastosować częstości występowania wylewów wg. Tab. nr 3. Czas obciążenia sieci opadem powinien być 2-4 krotnie wydłużony w stosunku do czasu trwania opadu miarodajnego przy zastosowaniu zmiennego w czasie rozkładu jego natężenia. Norma PN-EN 752:2017 częstość występowania wylewania uzależnia od skali wpływu zagrożenia na środowisko – dla siedmiu przykładowo zdefiniowanych lokalizacji terenów.

Tab. nr 3 Przykłady kryteriów projektowych dla zagrożeń wylewami z kanałów i podtopieniami terenów wg PN-EN 752:2017

Lp	Wpływ zagrożenia	Przykładowe lokalizacje	Częstość występowania wylewów [1 raz na C lat]	Prawdopodobieństwo przekroczenia w roku [%]
1	2	3	4	5
1	Bardzo mały	Drogi lub otwarte przestrzenie z dala od budynków	1	100
2	Mały	Tereny rolnicze (w zależności od wykorzystania, np. pastwiska, grunty orne)	2	50
3	Mały do średniego	Otwarte przestrzenie wykorzystane do celów publicznych	3	30
4	Średni	Drogi lub otwarte przestrzenie w pobliżu budynków	5	20
5	Średni do wysokiego	Zalania zamieszkałych budynków z wyłączeniem piwnic	10	10
6	Wysoki	Głębokie zalania zamieszkałych piwnic lub przejazdów pod ulicami	30	3
7	Bardzo wysoki	Infrastruktura krytyczna	50	2

^{*)} Częstości występowania wylewów (C) powinny być podwyższone (prawdopodobieństwa zredukowane) wszędzie tam, gdzie wody powodziowe szybko się przemieszczają. Przy przebudowie istniejących systemów, gdy osiągnięcie tych samych kryteriów projektowych dla nowych systemów będzie pociągać za sobą wysokie koszty, można rozpatrywać niższe wartości

6.4. Metodyka obliczeń dla zlewni o powierzchni większej niż 200 ha

W przypadku większych zlewni zgodnie z wytycznymi PN-EN 752-4:1997 oraz EN 16933-2:2017 (E) 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 konieczna jest znajomość hydrogramów wezbrania dla wszystkich 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 wyznaczony dla danego czasu trwania deszczu o zadanym prawdopodobieństwie przewyższenia.

6.5. 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 Wariancie 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 Wariancie 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 jak dla stanu obecnego. Oznacza to, że mimo przewidywanej w przyszłości zmiany zagospodarowania i zwiększenia stopnia uszczelnienia, odpływ zostanie utrzymany na istniejącym poziomie, poprzez jego zredukowanie 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 wg parametrów technicznych wyznaczonych dla stanu zagospodarowania zlewni wg Wariantu B należy pokazać na jakich obszarach zlewni zamierzone jest wprowadzenie ograniczenia spływu wód opadowych.

Zaleca się, aby przepustowość miejskich kanałów zbiorczych dla średnicy powyżej dn600 dobierać dla zlewni analizowanej wg wariantu A. Wszystkie inwestycje prowadzone na działkach nienależących do miasta Gdańska należy realizować dla wariantu B .

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 użytków	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 tramwajowe, 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 doływu 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 $hc \leq 5,0$ m), gdzie dominuje spływ powierzchniowy, zaleca się stosowanie formuły FAA (Federal Aviation Administration, USA) :

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

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	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
	Średnie (pokrycie 50-75%)	49	69	79	84
	Dobre (pokrycie > 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
	żwirowe	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 m ² , lub 65% pow. nieprzepuszczalnej	77	85	90	92
	1000 m ² , 38%	61	75	83	87
	1700 m ² , 30 %	57	72	81	86
	2000 m ² , 25 %	54	70	80	85
	4000 m ² , 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
Łąki	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 należy stosować studnie rewizyjne o konstrukcji żelbetowej (monolitycznej lub prefabrykowanej z kręgów) z 0,50 metrowym osadnikiem o minimalnej średnicy komory roboczej 1200 mm, bez zwężeń 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. Klasę ekspozycji betonu należy dobierać w zależności od warunków środowiskowych wg zaleceń normy PN-EN 206. Kręgi łączone 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 włączonym 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 tworzywowych lub betonowych (nie stosować pierścieni regulacyjnych wyższych niż 0,2 m).

Włazy wykonać ryglowane 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 GZDiZ lecz nie mniejszy niż IS = 0.98 W terenie nie utwardzonym wokół włączów 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 włączów studni rewizyjnych zlokalizowanych poza pasem jezdnym (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 Wód.

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 min. 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 ryglowane na zawiasie 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 GZDiZ w Gdańsku, lecz nie mniejszy niż $IS = 0,98$.

Zaleca się wpusty o przekroju wlotu $>1000 \text{ cm}^2$

W najniższych punktach niwelety oraz na ulicach o dużym spadku podłużnym zaleca się stosowanie wpustów o ruszcie skośnym.

7.3. Komory i studnie spadowe

Wytyczne projektowe dla studni i komór spadowych obejmują zalecenia dla kolektorów deszczowych (nie dotyczą włączy przykanalików z wpustów ulicznych).

Rozwiązania komór i studni spadowych uzależnione są od średnicy kanału wlotowego oraz od wysokości przepadu.

Zaleca się stosować następujące typy rozwiązań dla studni i komór spadowych:

- **dla średnicy rury wlotowej do Dn400 włącznie**
 - **wysokość przepadu do 1,0 m włącznie** - w postaci studni żelbetowej okrągłej z osadnikiem $h=1,0 \text{ m}$
 - **wysokość przepadu powyżej 1,0m** - w postaci studni żelbetowej kwadratowej 1,5x1,5m lub studni okrągłej średnicy min. $\phi 1.5 \text{ m}$ z osadnikiem o głębokości $h=1,0\text{m}$
- **dla średnicy rury wlotowej do Dn400 włącznie**
 - w postaci komory żelbetowej prostokątnej o min. szerokości $B=1,5\text{m}$ i długości określonej wg wzoru $L=\text{długość zasięgu spadania strugi}^* + Dn$ rury wlotowej. Głębokość osadnika $h=1,0\text{m}$.
- **Średnica rury wlotowej Dn800 i większych**
 - **wysokość przepadu do 3,0 m włącznie** – w postaci komora żelbetowa prostokątna zaprojektowana wg wytycznych podanych w opracowaniu „Projektowanie sieci kanalizacyjnych” Wacław Błaszczyk o min. szerokości części przelewowej $B=Dn$ rury wlotowej/wylotowej (przyjąć dla większej) i długości określonej wg wzoru $L=2 \times \text{zasięg}$

spadania strugi*. Głębokość osadnika powinna wynikać z wyliczonej wysokości poduszki wodnej lecz nie mniej niż $h=1,0\text{m}$.

Dopuszcza się uproszczony profil krzywej pochylni – krzywizna przelewu przechodząca w odcinek prosty połączony z dnem komory łukiem kołowym, zapewniającym łagodne przejście strumienia wody do kierunku poziomego.

- **wysokość przepadu powyżej 3,0**

- rozwiązanie komory indywidualne. Długość komory określona wg wzoru

- $L = \text{zasięg spadania strugi} + \text{długość niecki wypadowej (długość odskoku hydraulicznego)}$ *

*) Zasięg spadania strugi oraz długość odskoku hydraulicznego obliczyć wg wytycznych projektowania podanych w opracowaniu CBSiPBW Hydroprojekt „Obliczenie hydrauliczne wypadów”

7.4. Stacje podczyszczania wód opadowych i roztopowych

Wody opadowe przed wprowadzeniem do odbiorników powinny zostać podczyszczone do parametrów zgodnych z wymaganiami określonymi w Rozporządzeniu MŚ z dnia 18 listopada 2014r 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. 2014, poz. 1800) bądź nowe wydane na podstawie Ustawy Prawo wodne z dnia 20 lipca 2017 r.

Podczyszczanie wód opadowych i roztopowych może być realizowane za pomocą naturalnych filtrów roślinnych (odpowiednio dobrane gatunki roślin) lub rozwiązań technicznych (np. separator + osadnik).

Dobór stacji podczyszczania wód opadowych i roztopowych (separator + osadnik) polega na dopasowaniu typoszeregu z karty katalogowej przy spełnieniu warunków określonych w normie PN EN 858-2:2005 oraz zaleceń producenta urządzeń.

Stacje podczyszczania powinny być zasilane dopływem grawitacyjnym. W przypadku braku możliwości grawitacyjnego odprowadzenia wód opadowych do odbiornika, pompownię należy lokalizować poniżej zestawu podczyszczającego.

Zaleca się dobór urządzeń podczyszczających z przelewem zewnętrznym. Stacja podczyszczania – jednociągowa składa się z osadnika i separatora oraz przelewu zewnętrznego, stacja dwuciągowa z osadników i separatorów oraz przelewu nadmiarowego zastępującego przelewy zewnętrzne.

Przed zespołem podczyszczania należy zlokalizować komorę rozdziału. Ilość wód opadowych kierowanych do podczyszczania należy określić zgodnie z wymaganiami rozporządzenia Dz. U. 2014, poz. 1800, § 21 i dla tej ilości dobrać odpowiednią wielkość nominalną urządzeń podczyszczających.

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

Studzienki ściekowe ujmujące wody opadowe i roztopowe z miejsc postojowych - pojedyncze lub grupowe – odprowadzające je bezpośrednio do odbiornika, powinny być wyposażone w osadniki i w filtr sorbentowy do produktów ropopochodnych.

Sposób posadowienia urządzeń do podczyszczania wód opadowych i roztopowych (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 złączowe odpowiadające wymaganiom normy PN-EN 13101.

8. UMOCNIEŃ 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.)

Należy 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 skarpę 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 należy doprecyzować na etapie uzgodnienia dokumentacji i przed przystąpieniem do realizacji. Realizując urządzenia zabezpieczające wewnętrzną instalację odwadniającą przed wodami cofającymi się (kłapy zwrotne), należy 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, z wypełnieniem odpowiednim materiałem (pianobeton, chudy beton, grunton) w celu zabezpieczenia przed pogorszeniem się struktury 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.

10. PRZYKŁADY ZASTOSOWAŃ



Fot. Nr 1 Wpust kopołowy



Fot. Nr 2 Wpust kopołowy



Fot. Nr 3 Wpusty podwójne o wlocie skośnym





Fot. Nr 4,5 Wpuść deszczowy cofnięty poza krawędź nawierzchni



Fot. Nr 6 Odwodnienie w poprzek ulicy