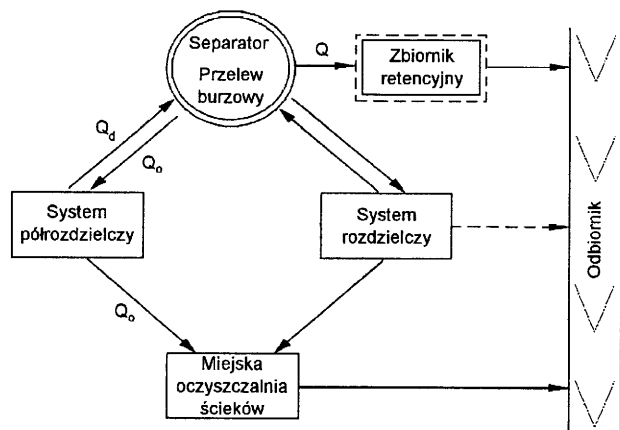


Andrzej Kotowski

Projektowanie separatorów i przelewów burzowych na kanalizacji deszczowej

W ostatnich latach nastąpił znaczący postęp w dziedzinie kanalizacji, wyrażający się opracowaniem efektywnych technologicznie konstrukcji sieciowych obiektów kanalizacyjnych, takich jak separatory i przelewy burzowe, a także opracowaniem metod ich poprawnego wymiarowania hydraulicznego. Separatory burzowe stosowane są najczęściej w półrozdzielczych systemach kanalizacyjnych w celu wydzielenia silnie zanieczyszczonych ścieków deszczowych (tzw. pierwszej fali deszczu) i skierowania ich do oczyszczalni ścieków. Separatory stosowane są też w systemach rozdzielczych na kanalizacji deszczowej, gdzie służą do odprowadzania części ścieków deszczowych do zbiorników retencyjnych bądź bezpośrednio do odbiornika. Współpracując z nimi zbiorniki retencyjne przeznaczone są przede wszystkim do wyrównania stężeń zanieczyszczeń i zmniejszenia natężenia odpływu ścieków deszczowych do odbiornika w czasie trwania spływów opadowych (rys.1).



Rys. 1. Stosowanie separatorów i przelewów burzowych na kanalizacji deszczowej (Q_d – natężenie dopływu ścieków do obiektu, Q_0 – natężenie odpływu do oczyszczalni, Q – natężenie odpływu do zbiornika retencyjnego)

Większość wybudowanych przed laty deszczowych sieci kanalizacyjnych zwymiarowana została metodami, w których nie uwzględniono w dostateczny sposób retencji terenowej i kanałowej, a także nierównomierności przestrzennej opadu [1,2]. Sieci te są więc najczęściej przewymiarowane, co stwarza możliwość okresowego zatrzymywania w nich części odpływu deszczowego przez odpowiednie przydławienie – podpiętrzenie na wylocie. Wówczas kanały deszczowe spełniają funkcję zbiorników retencyjnych, przyczyniając się do spłaszczenia hydrogramów odpływu i polutogramów zanieczyszczeń ścieków opadowych. Efekt przydławienia odpływu

może być osiągnięty przez zastosowanie odpowiednich konstrukcji samych separatorów bądź pełniących tę funkcję przelewów burzowych, w tym znajdujących się w samych zbiornikach retencyjnych, a służących do odciążenia kanalizacji. Wysokość możliwego do przyjęcia spiętrzenia ścieków w kolektorach wynika najczęściej z położenia najniższej zlokalizowanego na sieci kanalizacyjnej wpustu ściekowego – w zasięgu prognozowanej cofki piętrzącej.

W niniejszej pracy omówiono podstawowe zasady projektowania efektywnych – z punktu widzenia ochrony wód – konstrukcji separatorów i przelewów burzowych na kanalizacji deszczowej, wykorzystujących efekt dławienia odpływu.

Przy projektowaniu separatorów należy uwzględnić jakościowe kryterium ochrony wód przed zanieczyszczeniem, wyrażone najczęściej dopuszczalnym stężeniem zanieczyszczeń odprowadzanych w ściekach deszczowych do śródlądowych wód powierzchniowych i do ziemi [1,3,4]. W Polsce obowiązuje w tym względzie wymóg oczyszczania ścieków opadowych z centrów miejsko-przemysłowych z zawiesin ogólnych oraz substancji ekstrahujących się eterem naftowym do wartości dopuszczalnej 50 g/m^3 (Dz. U., 1991, nr 116, poz. 503, § 9). Wymóg ten ma wpływ na wybór wartości krytycznego natężenia przepływu (Q_{kr}), warunkującego rozpoczęcie zrzutu ścieków deszczowych do odbiornika:

$$Q_{kr} = Q_{d \text{ kr}} + \Sigma Q_0 \quad (1)$$

gdzie:

$Q_{d \text{ kr}}$ – krytyczne natężenie dopływu ścieków deszczowych ze zlewni bezpośrednio

ΣQ_0 – suma natężeń odpływów z wyżej położonych przelewów burzowych, dm^3/s

Istotne dla ochrony wód odbiornika jest to, aby do oczyszczalni ścieków trafiały zanieczyszczenia zgromadzone w zlewni, splukiwane z jej powierzchni zredukowanej (ΨA_z) przez deszcz obliczeniowy o natężeniu splukującym (q_s):

$$Q_{d \text{ kr}} = q_s \Psi A_z \quad (2)$$

Za minimalne natężenie deszczu splukującego większość zanieczyszczeń zgromadzonych w zlewni przyjmuje się w Polsce wartość $6 \text{ dm}^3/\text{s}\cdot\text{ha}$, w Niemczech $7,5 \text{ dm}^3/\text{s}\cdot\text{ha}$ (przy czasie przepływu w kolektorze $t_p > 120 \text{ min}$), a w Szwajcarii $15 \text{ dm}^3/\text{s}\cdot\text{ha}$; ogólnie $q_s \in <6;30> \text{ dm}^3/\text{s}\cdot\text{ha}$ [4,5].

Zadaniem przelewu burzowego bądź separatora jest podział maksymalnego prognozowanego natężenia (Q_d) dopływu ścieków na część Q , trafiającą bezpośrednio do odbiornika bądź do zbiornika retencyjnego, oraz na część Q_0 , odpływającą do oczyszczalni ścieków, przy czym $Q_0 > Q_{kr}$ (rys.1).

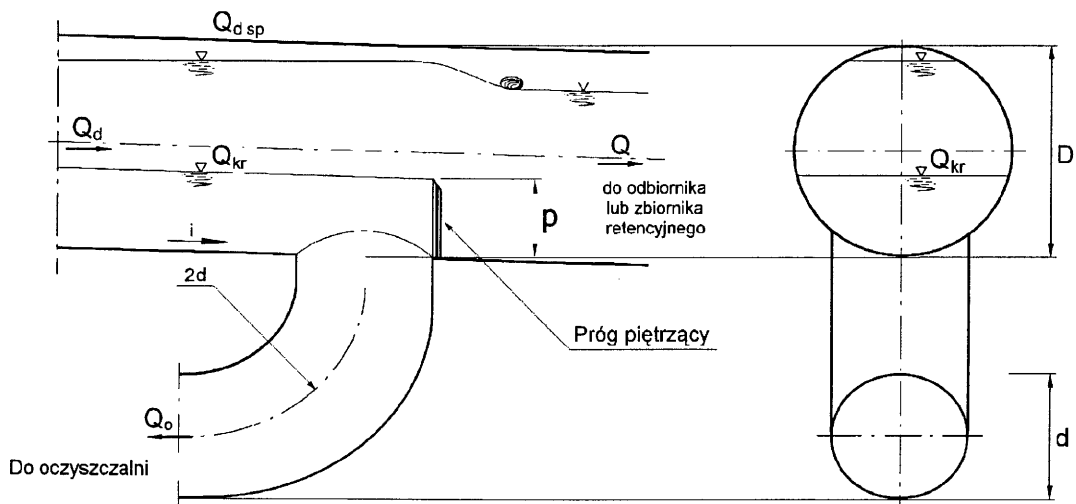
Separatory ścieków deszczowych

Z badań zanieczyszczenia ścieków opadowych wynika, że stężenie zawiesin jest największe w dolnej części strumienia przepływowego kanału, a więc wyżej położony odcinek kanału spełnia w pewnym sensie funkcję osadnika. Na odcinku tym występuje przemieszczanie cięższych i łatwiej opadających zawiesin w dolną część strumienia, kierowaną przez separator do kanału bytowo-gospodarczego (kanalizacja półrozdzielcza) lub zbiornika retencyjnego (kanalizacja rozdzielcza).

Badania hydrogramów odpływu i polutogramów zanieczyszczeń ścieków opadowych, przeprowadzone na typowej zlewni miejsko-przemysłowej w Warszawie o powierzchni 300 ha w okresie 4 lat, nie potwierdziły występowania zjawiska tzw. pierwszej fali odpływu o maksymalnym stężeniu zanieczyszczeń w ciągu pierwszych 15+20 minut trwania odpływu [1]. W czasie tym co prawda występuje maksymalne natężenie odpływu ścieków opadowych, lecz stężenie i ładunek zawiesin ogólnych jest kilkakrotnie wyższy w przedziale 20+40 minut trwania odpływu. Z badań tych wynika m.in. wniosek o celowości stosowania na kanalizacji separatorów ścieków deszczowych o działaniu ciągłym (w całym okresie trwania spływu deszczowego), takich jak przelewy boczne z rurą dławiącą lub upusty denne z progiem piętrzącym, a technologicznie niecelowe jest stosowanie separatorów o działaniu okresowym (jedynie dla pierwszej fali odpływu), tj. kaskadowych czy rynnowych. Te drugie bowiem nie zmniejszają stężeń i natężeń odpływu kolejnej fali zanieczyszczeń, a więc nie ograniczają zrzutów o maksymalnych jednostkowych ładunkach zanieczyszczeń.

Metoda wymiarowania separatorów ścieków deszczowych w postaci upustu dennego z progiem piętrzącym została opracowana na podstawie wyników przeprowadzonych badań modelowych [1]. Wymiary kołowego upustu dennego (d), o konstrukcji przedstawionej na rysunku 2, zależą od przyjętej wartości krytycznego natężenia przepływu ścieków (Q_{kr}), dla którego projektuje się wysokość progu piętrzącego (p) w kanale głównym (D), ułożonym ze spadkiem (i):

$$\frac{Q_{kr}}{Q_d} = 0,305 \left(\frac{d}{D} \right)^{2,33} \left(\frac{p}{D} \right)^{0,45} i^{-0,32} \quad (3)$$



Rys. 2. Schemat wymiarowania separatora z upustem dennym i progiem piętrzącym

Przy przepływie maksymalnym (Q_d), równym przepustowości hydraulicznej kanału, próg piętrzący powoduje przydławienie odpływu (Q) w kierunku odbiornika i zwiększenie odpływu ($Q_0 > Q_{kr}$) w kierunku oczyszczalni ścieków.

Analiza wpływu wartości natężenia krytycznego separatora (Q_{kr}) na zmniejszenie parametrów rocznych zrzutów ścieków deszczowych z kanalizacji półrozdzielczej wykazała, że uzasadnione jest stosowanie separatorów o natężeniu krytycznym wynoszącym od 5% do 30% przepustowości kanału deszczowego (Q_d), tym większe, im ostrzejsze jest kryterium ochrony odbiornika, ponieważ:

- przy zmniejszeniu natężenia krytycznego (Q_{kr}) separatora poniżej 5% przepustowości hydraulicznej kanału deszczowego następuje gwałtowny wzrost parametrów (częstości i czasu trwania) rocznych zrzutów ścieków do odbiornika,

- separator o natężeniu krytycznym równym 30% przepustowości kanału deszczowego zmniejsza parametry zrzutów ścieków do odbiornika do poniżej 10% wartości rocznych tych parametrów w zakresie objętości, ładunku zawiesin, czasu i częstości występowania [1].

Na świecie stosowane są ostatnio separatory hydrodynamiczne ścieków deszczowych [6], których zasada działania polega na wprowadzeniu ścieków w ruch wirowy, przez co uzyskuje się efekt dławiący odpływ i jednocześnie oddzielenie zawiesin pod wpływem siły odśrodkowej. Rozwiązania te, jak i metody obliczeniowe, chronione są obecnie patentami, co utrudnia ich szersze stosowanie.

Przelewy burzowe

Przelewy burzowe, spełniające funkcję separatorów ścieków deszczowych, można podzielić na dwa rodzaje [7]:

- przelewy o niskich krawędziach przelewowych umieszczonych na wysokości równej wypełnieniu normalnemu w kanale dopływowym przy krytycznym natężeniu przepływu ścieków (Q_{kr}),

- przelewy o wysokich krawędziach przelewowych (tj. z urządzeniami piętrzącymi) umieszczonych powyżej wypełnienia normalnego w kanale przy Q_{kr} .

W przelewach bocznych o niskich krawędziach, wobec dużej bezwładności płynących ścieków, długość krawędzi

przelewowych musi być znaczna i nierzadko osiąga kilkanaście metrów. Ponadto w warunkach, gdy natężenie przepływu ścieków w kolektorze gwałtownie wzrosło, to również odpływ do oczyszczalni ścieków wzrasta w niekontrolowany sposób, co może spowodować spadek jej sprawności. Tych mankamentów pozbawione są w znacznej mierze przelewy boczne o wysokich koronach przelewowych i dławionym odpływie (rys.3).

Utrzymanie założonych warunków działania przelewu zapewniają takie urządzenia jak:

- rura dławiąca o odpowiedniej średnicy (d_r) i długości (l_r),
- zasuwka bądź zastawka piętrząca o regulowanym stopniu otwarcia,
- wirowe regulatory dławiące o odpowiednio dobranym otworze wylotowym, stabilizujące w określonych granicach natężenie odpływu (Q_o) do oczyszczalni [8].

Zastosowanie dławienia odpływu, już przy krytycznym natężeniu przepływu ścieków (Q_{kr}), pozwala na stosowanie wysokich krawędzi przelewowych, co z kolei zwiększa retencję sieci i zmniejsza częstotliwość działania przelewu w ciągu roku. Dławienie odpływu Q_o przy maksymalnym dopływie ścieków do przelewu (Q_d) ma wpływ na wzrost wysokości warstwy przelewowej i przyczynia się do znacznego skrócenia długości krawędzi przelewowych (l_p), zwykle do kilku metrów.

Dotychczas opracowane metody wymiarowania hydraulicznego bocznych przelewów burzowych z rurą dławiącą są zbyt uproszczone. Uproszczenia te polegają głównie na:

- pomijaniu kształtu zwierciadła ścieków na długości bocznej przelewu (poprzez przyjmowanie stałej wartości wysokości warstwy przelewowej),
- przyjmowaniu stałej wartości współczynnika przepływu przelewu, analogicznie jak to ma miejsce w przelewach czołowych o ostrokrawędziowym, niezatopionym działaniu.

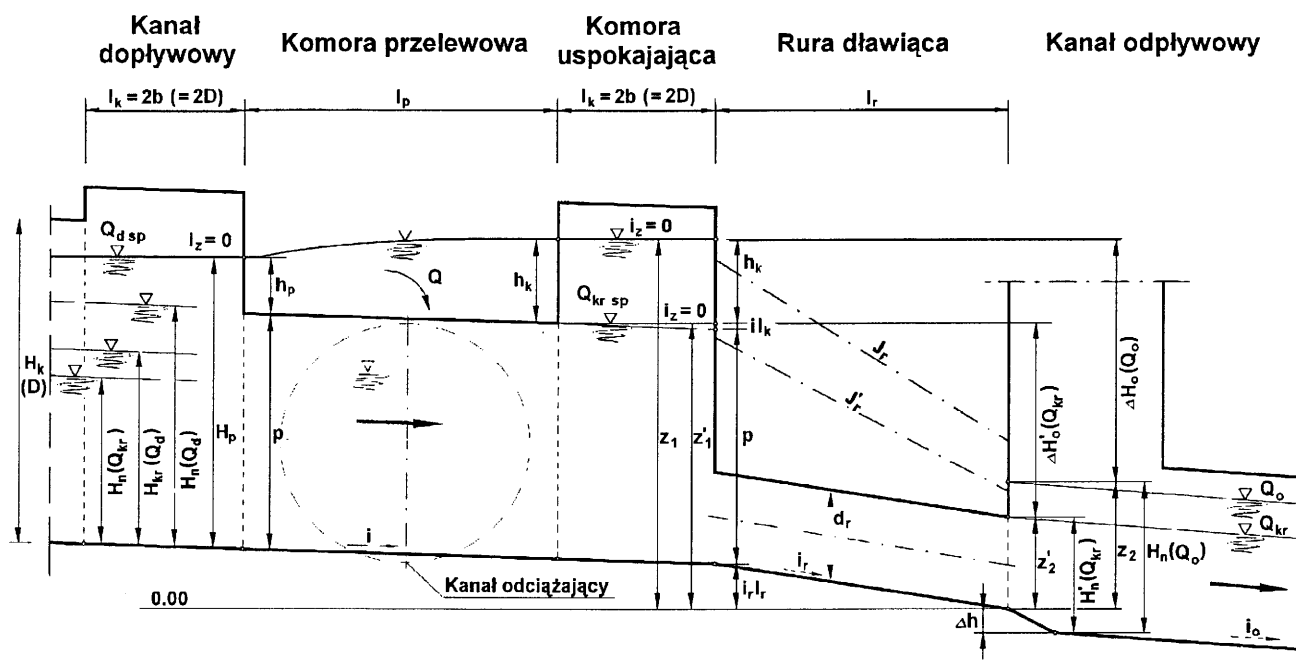
Ponadto rozpowszechniona dotychczas standaryzacja konstrukcji tych obiektów – bez komór uspokajających przepływ przed, a zwłaszcza za przelewem bocznym – w świetle badań

technologicznych [9] wydaje się niewłaściwa, ze względu na zrzuć z przelewów rumowiska wlezonego. Właściwe więc było przyjęcie nowego standardu budowy i schematu obliczeniowego tych przelewów (rys.3). Celem badań podjętych w Instytucie Inżynierii Ochrony Środowiska Politechniki Wrocławskiej było teoretyczne i doświadczalne zbadanie zjawisk hydraulicznych towarzyszących działaniu przelewów bocznych z dławionym odpływem i obecnością komór uspokajających oraz opracowanie zasad ich projektowania [7]. W odniesieniu do kanalizacji ogólnospławnej zasady te sformułowano w pracach [5,10]. W niniejszej pracy podano szczegółowe zasady projektowania tego typu obiektów na kanalizacji deszczowej.

Model matematyczny działania analizowanych przelewów oparto na równaniu ruchu, określającym swobodne przepływy w komórce przelewowej oraz na uogólnionym równaniu Bernoulliego, określającym ciśnieniowy przepływ w rurze dławiącej [7]. Do opracowania procedury obliczeniowej przyjęto następujący tok postępowania:

- dla natężenia dopływu (Q_{kr}) przyjmuje się odpowiednią wysokość krawędzi przelewowej (p), uwzględniając warunki hydrauliczne wystąpienia na przelewie przepływu spokojnego ($p > H_{kr}(Q_d)$), a następnie oblicza się niezbędną długość rury dławiącej (l_r) o przyjętej średnicy (d_r),
- dla natężenia dopływu (Q_d) określa się żądany rozdział przepływów na przelewie: dla przyjętego natężenia $Q_o \in \langle 1,1Q_{kr}; 1,3Q_{kr} \rangle$ oblicza się straty ΔH_o w rurze dławiącej i wyznacza się wysokość warstwy przelewowej (h_k) na końcu przelewu; dla natężenia $Q = Q_d - Q_o$ i obliczonej wysokości h_k wyznacza się iteracyjnie niezbędną długość krawędzi przelewowej (l_p), zmieniając dyskretnie wysokość warstwy przelewowej (h_p) na początku przelewu.

Przyjęto przy tym, że kształt przekroju poprzecznego komór przelewowych i uspokajających do wysokości osi poziomej przekroju jest taki sam jak kanałów dopływowych. Powyżej tej wysokości komory mają przekrój prostokątny (tj. powyżej $D/2$ – kanał kołowy; $2H_k/3$ – kanał jajowy itp.). W wypadku kanałów o przekroju pryzmatycznym (np. prostokątnym)



Rys. 3. Schemat wymiarowania udoskonalonych przelewów burzowych z rurą dławiącą odpływ z komory uspokajającej ($l_k=2b=(2D)$) za przelewem bocznym ($p > H_{kr}(Q_d)$) na kanalizacji deszczowej

długość komory uspokajającej za przelewem wynosi $l_k=2b$. W wypadku kanałów cylindrycznych (np. kołowych, jajo- wych, itp.) należy zastosować dwie komory uspokajające o $l_k=2D$ przed i za komorą przelewową o długości l_p (rys.3).

Parametry kanału dopływowego

Dla maksymalnego natężenia dopływu ścieków deszczowych do przelewu (Q_d) oraz przyjętego spadku dna (i) należy określić wymiar kanału dopływowego. Np. dla prostokątnego kształtu przekroju poprzecznego kanału – jego szerokość (b) i wysokość (H_K) kanału lub dla przekroju kołowego – średnicę (D). Następnie należy określić wypełnienie normalne $H_n(Q_d)$ przy natężeniu Q_d , a także wypełnienie krytyczne $H_{kr}(Q_d)$ – z równania ruchu krytycznego [5,7] (przy współczynniku Coriolisa $\alpha=1,15$ dla kanałów cylindrycznych oraz $\alpha=1,20$ dla kanałów przyzmatycznych), bądź z nomogramu przedstawionego na rysunku 4.

Wysokość krawędzi przelewowej

Wysokość krawędzi przelewowej (p) oraz (wstępnie) wysokość warstwy przelewowej na początku komory przelewowej (h_p) należy przyjąć uwzględniając następujące warunki hydrauliczne [7]:

$$p \geq H_{kr}(Q_d); \quad p + h_p = H_p > H_n(Q_d); \quad 0,1 < h_p/H_p < 0,4 \\ H_p \leq 0,95 H_K \text{ (lub } D) \quad (4)$$

Następnie należy obliczyć prędkość przepływu w komorze przelewowej przy natężeniu Q_{kr} , spiętrzoną do przyjętej wysokości krawędzi przelewowej (p). Jeśli prędkość ta jest mniejsza od 0,3 m/s, to należy obniżyć wysokość (p) krawędzi przelewu [12].

Długość rury dławiącej

Różnicę wysokości zwierciadeł cieczy (H_o), przy natężeniu odpływu $Q_o > Q_{kr}$ w rurze dławiącej, można określić z równania Bernoulliego (rys.3):

$$z_1 - z_2 \equiv \Delta H_o(Q_o) = \zeta_w \frac{v_o^2}{2g} + \lambda \frac{l_r}{d_r} \frac{v_o^2}{2g} + \frac{a_r v_o^2}{2g} \quad (5)$$

przy czym:

ζ_w – współczynnik strat na wlocie do rury dławiącej ($\zeta_w=0,40$ [4,14])
 v_o – prędkość przepływu w rurze dławiącej przy Q_o ($v_o=4Q_o/(\pi d_r^2)$), m/s

Pierwszy człon po prawej stronie równania (5) określa straty miejscowe na wlocie do rury dławiącej, drugi – straty liniowe na długości (l_r) rury dławiącej, a trzeci – straty miejscowe na wylocie z rury, które są równe wysokości energii kinetycznej. Według badań [13] w rurowciągach ciśnieniowych odprowadzających ścieki z separatorów bądź przelewów burzowych współczynnik Coriolisa wynosi $\alpha_r=1+2,93\lambda-1,55\lambda^{3/2}$. Współczynnik liniowych oporów tarcia (λ) w rurze dławiącej należy obliczyć ze znanej postaci wzoru Colebrooka-White'a, bądź z jawnej postaci wzoru Phama [5,7].

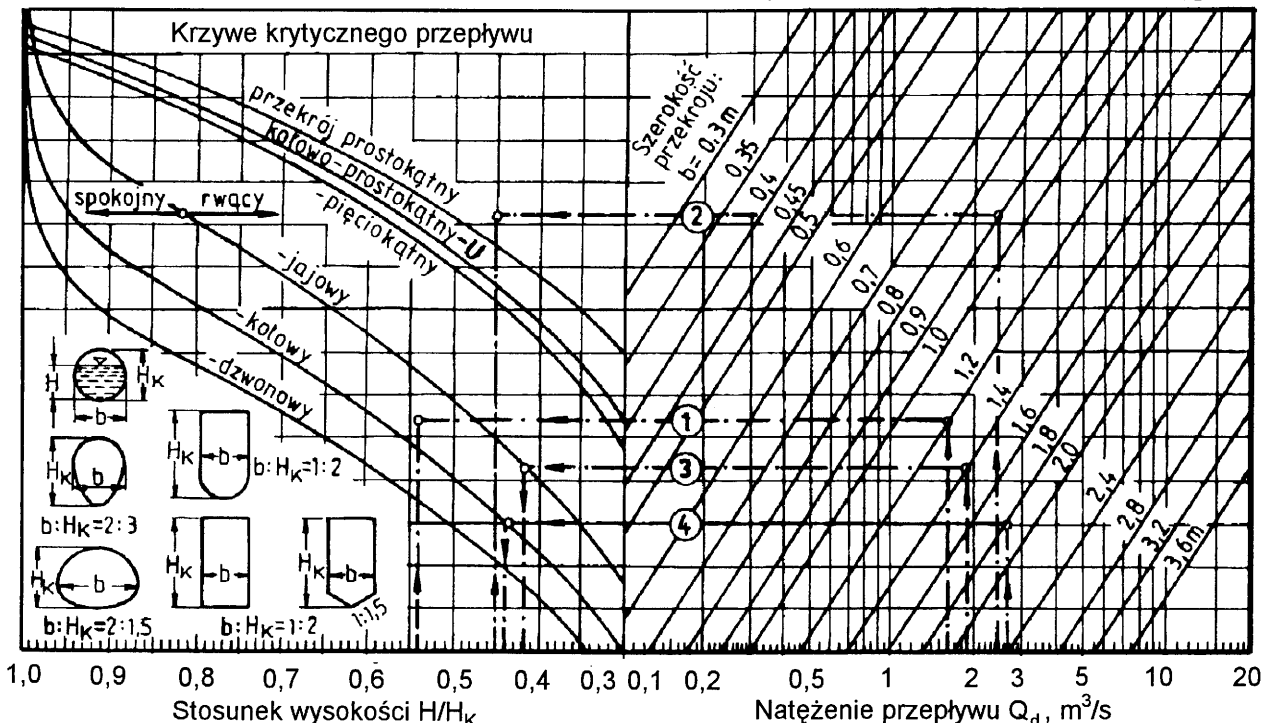
Długość rury dławiącej (l_r) o przyjętej średnicy $d_r \geq 0,2$ m i spadku dna $i_r \geq i_{rmin}=1/d_r$ (‰), należy obliczyć z przekształconego równania Bernoulliego zapisanego dla przyjętej wysokości krawędzi (p), przy natężeniu Q_{kr} , w postaci:

$$i l_k + p - z_2 - (a_r - \zeta_w) \frac{8 Q_{kr}^2}{g \pi^2 d_r^4} \\ l_r = \frac{\lambda \frac{8 Q_{kr}^2}{g \pi^2 d_r^5} - i_r}{\quad} \quad (6)$$

Długość rury dławiącej musi spełniać następujący warunek: $20 d_r \leq l_r \leq 75,0$ m [4,5,7,10].

Parametry kanału odpływowego

Dla natężenia przepływu Q_{kr} i przyjętego spadku dna kanału odpływowego (i_o) do oczyszczalni ścieków należy przyjąć wymiar kanału (b , H_K lub D) i określić wypełnienie normalne $H_n^I(Q_{kr})$. Najczęściej przyjmuje się $z_2^I=d_r$, gdy wartość liczby Froude'a $Fr=v_{kr}/(g d_r)^{1/2} < 1$ [4,14]. W wypadku gdy



Rys. 4. Przybliżone (przy $\alpha=1$) określenie rodzaju przepływu i wysokości krytycznej w kanałach o różnych przekrojach poprzecznych [7, 11]
 (1 – przekrój jajowy, $b=1,2$ m, $H=0,97$ m, $H/H_K=0,54$; dla $Q_d=1,6$ m³/s przepływu spokojny, 2 – przekrój prostokątny $b=0,9$ m, $H=0,81$ m, $H/H_K=0,45$; dla $Q_d=2,45$ m³/s przepływu rwący, 3 – przekrój jajowy, $b=1,4$ m, $Q_d=1,9$ m³/s, $H_K=0,88$ m, 4 – przekrój kołowy, $b=1,8$ m, $Q_d=2,65$ m³/s, $H_K=0,79$ m)

$H_n^1(Q_{kr}) > z_2^1$ zachodzi konieczność obniżenia dna kanału odpływowego (względem przyjętego poziomu odniesienia – rys. 3) o wartość $\Delta h = H_n^1(Q_{kr}) - z_2^1$.

Wysokość warstwy przelewowej na końcu przelewu

Dla maksymalnego natężenia dopływu ścieków do przelewu (Q_d) natężenie odpływu w rurze dławiącej (Q_o) będzie większe od Q_{kr} . Dla przyjętej wartości natężenia Q_o należy określić wypełnienie normalne $H_n(Q_o)$ w kanale odpływowym oraz obliczyć wysokość strat $\Delta H_o(Q_o)$ w rurze dławiącej ze wzoru (5). Następnie należy określić wysokość warstwy przelewowej na końcu krawędzi przelewowej (h_k) ze wzoru (przy czym $1,05 \leq h_k/h_p \leq 1,4$ [7]):

$$h_k = H_n(Q_o) + \Delta H_o(Q_o) - (i_l k + p + i_{lr} + \Delta h) \quad (7)$$

Długość krawędzi przelewowej

Dla natężenia Q_d i przyjętego odpływu Q_o natężenie przepływu przez przelew wyniesie $Q = Q_d - Q_o$. Wysokość warstwy przelewowej (h_k) została ustalona przy wymiarowaniu rury dławiącej, gdyż określa ją wysokość strat hydraulicznych w rurze dławiącej przy przepływie o natężeniu Q_o . Długość krawędzi przelewowej (l_p) musi być więc tak dobrana (wysokość h_p została przyjęta wstępnie do wyznaczenia wysokości p krawędzi przelewu), aby na końcu przelewu wysokość warstwy przelewowej wynosiła również h_k (z przyjętą dokładnością, np. ± 1 cm), przy czym $2b \leq l_p \leq 4b$. Jeżeli $l_p > 4b$ należy zastosować przelew dwustronny, natomiast gdy $l_p < 2b$ – należy dokonać korekty wartości natężenia Q_o .

Obliczenia niezbędnej długości krawędzi przelewowej (l_p) należy przeprowadzić iteracyjnie, korzystając z bezwymiarowej postaci równania różniczkowego ruchu [5,7] lub wykorzystując wzory:

$$l_p = \frac{Q}{\frac{2}{3} \mu \sqrt{2g} h_m^{3/2}} \quad (8)$$

gdzie:

μ – współczynnik przepływu przelewu bocznego, obliczony ze wzoru $\mu = 0,644 - 0,0519q_r + 0,00882L_o + 0,085W_o - 0,0748Fr_o - 0,064H_o$ ($\mu \in <0,51; 0,59>$)

q_r – współczynnik rozdziału przepływów na przelewie, obliczony z zależności $q_r = Q/Q_d$ ($q_r \in <0,5; 1>$)

L_o – względna długość krawędzi przelewowej, obliczona z zależności $L_o = l_p/H_p$ ($L_o \in <1,8; 5,1>$)

W_o – względna wysokość warstwy przelewowej na początku przelewu, obliczona z zależności $W_o = h_p/H_p$ ($W_o \in <0,1; 0,4>$)

Fr_o – liczba Froude'a w początkowym przekroju poprzecznym komory przelewowej, obliczona z zależności $Fr_o = Q_d/[A_o(gH_p)^{1/2}]$ ($Fr_o \in <0,1; 0,5>$)

K_o – współczynnik kształtu kanału na początku komory przelewowej, obliczony z zależności $K_o = bH_p/A_o$ ($K_o \in <1; 1,2>$)

h_m – miarodajna (średnia ważona [7,15]) wysokość warstwy przelewowej, obliczona z zależności $h_m = h_p + (3/5)(h_k - h_p)$, przy czym:

$$h_k = h_p + 0,9 \frac{\alpha v_p^2}{2g} \quad (9)$$

v_p – prędkość przepływu na początku komory przelewowej, obliczona z zależności $v_p = Q_d/A_o(Q_d \text{ sp})$

Ponieważ najczęściej wartość h_k , uzyskana z obliczeń rury dławiącej według wzoru (7), różni się od obliczonej ze wzoru (9) dla przyjętej na wstępie wysokości h_p (o więcej niż np. 1 cm), należy zwiększyć wysokość h_p dla $h_k(7) > h_k(9)$, bądź zmniejszyć wysokość h_p dla $h_k(7) < h_k(9)$ i proces iteracyjny rozpocząć od określenia nowej wartości h_k ze wzoru (9).

Ostatecznie należy obliczyć wysokość miarodajną (h_m) oraz współczynnik przepływu (μ) i wyznaczyć długość krawędzi przelewu (l_p).

Podsumowanie

Zaprezentowana w pracy metoda projektowania udoskonalonych przelewów burzowych na kanalizacji deszczowej dotyczy przelewów bocznych z dławionym odpływem o następującej charakterystyce:

– wysoko umieszczonych krawędziach przelewowych ($p \geq H_{kr}(Q_d)$ oraz $p + h_p > H_n(Q_d)$), równoległych do osi i dna kanału, oraz o praktycznym profilu korony – spełniających warunek ostrokrawędziowego (o szerokości korony $s \leq h_m/2$) i niezatopionego działania,

– takim kształcie przekroju poprzecznego komory przelewowej, jak przekrój kanału dopływowego do wysokości osi poziomej przekroju oraz prostokątnym powyżej tej wysokości, wraz z komorą uspokajającą za przelewem o długości $l_k = 2b$ – w wypadku kanałów przyzmatycznych, bądź z dwiema komorami uspokajającymi (przed i za przelewem o długości $l_k = 2D$) – w wypadku kanałów cylindrycznych.

Opisany model matematyczny działania analizowanych przelewów burzowych i podany sposób ich projektowania na kanalizacji deszczowej zapewnia ograniczenie częstości i czasu trwania oraz poprawę jakości zrzutów ścieków do odbiornika, poprzez maksymalne wykorzystanie zdolności retencyjnej i sedymentacyjnej kanałów deszczowych.

LITERATURA

1. M. FIDALA-SZOPE: Ochrona wód powierzchniowych przed zrzutami z kanalizacji deszczowej i półrozdziałczej. Poradnik. IOŚ, Warszawa 1997.
2. E. W. MIELCARZEWICZ: Warunki racjonalnego rozwoju i modernizacji systemów kanalizacyjnych. Mat. IV Kongresu Kanalizatorów Polskich – POLKAN, PZITS, Łódź 1999, ss. 65–75.
3. Council Directive 91/271/EEC of 21 May 1991 concerning urban waste water treatment. European Community Environment Legislation, Vol. 7., Water Office for Official Publication of the European Communities, Luxembourg 1992.
4. K. IMHOFF, K. R. IMHOFF: Kanalizacja miast i oczyszczanie ścieków. Oficyna Wydawnicza Projprzem-EKO, Bydgoszcz 1996.
5. A. KOTOWSKI: Projektowanie niekonwencjonalnych przelewów burzowych. Ochrona Środowiska, 2000, nr 1(76), ss. 25–29.
6. Manual Combined Sewer Overflow Control. USEPA/625/R-93/007, 1993.
7. A. KOTOWSKI: Podstawy wymiarowania bocznych przelewów burzowych z rurą dławiącą. Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Seria Monografie nr 38, Wrocław 1998.
8. A. KULICZKOWSKI, G. STASZEWSKI: Sposoby rozwiązania problemu przeciążeń sieci kanalizacyjnych. GWiTS, 1998, nr 10, ss. 414–416.
9. E. A. DELO, A. J. SAUL: Performance of a high-side-weir storm-sewage chamber-incorporating storage. Proc. of 2-nd int. conf. on Urban Storm Drainage. Urbana 1981, Illinois, USA, pp. 110–119.
10. A. KOTOWSKI: Zasady wymiarowania udoskonalonych przelewów burzowych z rurą dławiącą. Mat. IV Kongresu Kanalizatorów Polskich – POLKAN, PZITS, Łódź 1999, ss. 127–139.

11. H. WAGNER, G. J. KALLWASS: Hydraulische Voraussetzungen zur Berechnung von Regenüberläufen. *gwf-Wasser/Abwasser*, 1960, 26, S. 660–661.
 12. W. MUNZ.: Die hydraulische Bemessung von Regenüberläufen mit Drosselstrecke. *Schweiz. Bauzeitung*, 1971, Jg. 89, 29, S. 540–544.
 13. V. LACO: Modelový výzkum hydraulických parametrov kapacitnej OK s bočným prepadem. VUVH, Bratislava 1980.
 14. ATV–Arbeitsblatt A111. Richtlinien für hydraulische Dimensionierung und den Leistungsnachweis von Regenwasser-Entlastungsanlagen in Abwasserkanälen und -leitungen, 1994, S. 1409–1570.
 15. A. KOTOWSKI: Badanie charakterystyk przepływu bocznych przelewów burzowych z dławionym odpływem. *GWITS*, 2000, nr 2, ss. 56–62.
-

Design of Separators and High Side Weirs for Storm Sewers

There has been considerable progress in urban storm drainage in the past decade. The majority of designs aim at upgrading the efficiency of combined sewer overflow control. Their imple-

mentation will contribute to a more effective control of environmental pollution.