

EXEMPLES D'APPLICATIONS

ANNEXE C

Des exemples de calculs simples sont fournis ici à titre indicatif, afin de démontrer l'application de certaines méthodes qui sont actuellement d'usage moins courant. Les exemples ont été regroupés selon le concept de filière de traitement qui est décrit au Guide:

- C.1- Contrôle à la source (tranchée d'infiltration; biorétention)
- C.2- Contrôle en réseau (noue avec infiltration)
- C.3- Bassins de rétention (sans retenue permanente et avec retenue)

Les différents exemples ont été élaborés pour être représentatifs de cas typiques mais on devra considérer, qu'en pratique, plusieurs mécanismes de contrôle pourront être applicables en combinaison ou en série, de façon à atteindre les objectifs visés. Par ailleurs, une des particularités des plus récents critères de contrôle concernant la qualité des eaux pluviales rejetées est que les objectifs peuvent être définis en fonction d'un **volume** à gérer, par opposition à un **débit maximal de rejet** qui, historiquement, a été le critère retenu pour une gestion purement quantitative des eaux pluviales. Ceci peut dans certains cas être une source de confusion.

Pour les cas concrets d'application, on devra veiller à ce que les ouvrages destinés au contrôle qualitatif (qui seront généralement de moindre envergure que les ouvrages pour les contrôles quantitatifs et ne pourront dans la plupart des cas contrôler les événements plus rares) s'intègrent de façon cohérente dans le système global de drainage.

C.1 CONTRÔLE À LA SOURCE

Plusieurs des mécanismes de contrôle à la source font intervenir des processus d'infiltration, ce qui implique le recours à la loi de Darcy :

$$q = k i \quad (C-1)$$

Où q = taux d'infiltration par unité de surface
($m^3/s/m^2 = m/s$)

k = conductivité hydraulique (m/s)

i = gradient hydraulique ($\Delta h / \Delta L$) (m/m)

On assume généralement que le gradient hydraulique est de 1 (il peut toutefois être inférieur pour l'infiltration dans les talus d'un fossé ou dans d'autres situations spécifiques – voir une excellente discussion de cet aspect dans Washington, 2005). Le débit d'infiltration peut donc être exprimé par l'équation suivante :

$$Q = \alpha S q = \alpha S k \quad (C-2)$$

Où Q = débit d'infiltration (m^3/s)

α = coefficient de réduction

S = surface disponible pour l'infiltration (m^2)

Le chapitre 6 et l'annexe B fournissent des valeurs typiques pour la conductivité hydraulique. En pratique ce paramètre doit impérativement être évalué à l'aide de tests in situ et on doit diminuer la valeur utilisée lors de la conception par un facteur de sécurité pour tenir compte de la possibilité de colmatage à long terme et des conséquences potentielles d'un mauvais fonctionnement.

Tranchée d'infiltration

Une tranchée d'infiltration est considérée pour réduire les volumes de ruissellement pour un secteur avec des habitations de type multi-résidentiel. Les gouttières de 4 blocs de logements (superficie tributaire totale de 600 m²) se rejettent vers des tranchées d'infiltration, qui seront situées à au moins 4 m des habitations. L'apport des eaux se fera de façon souterraine, avec un prétraitement adéquat, dans un volume de pierre nette (porosité de 35 %) entouré d'une membrane géotextile. Les tests de perméabilité ont permis d'établir une conductivité hydraulique saturée de 50 mm/h (donc, une valeur de conception de 50 x 0,5 = 25 mm/h). Il s'agit de déterminer les dimensions de la tranchée drainante pour le contrôle de la qualité.

La profondeur maximale de la tranchée drainante s'établit avec l'équation donnée au chapitre 11 :

$$d = P * T / 1000 \quad (C-3)$$

où d est la profondeur maximale de stockage dans la tranchée (m), P est le taux d'infiltration (mm/h) et T est le temps de vidange (idéalement de 24 h). Avec un taux de percolation de 25 mm/h et un temps de vidange de 24 heures, on obtient une valeur d de 0,6 m comme profondeur maximale.

Le volume de ruissellement pour une quantité de pluie de 25 mm tombant sur les toits (600 m²) et en assumant un coefficient de ruissellement de 0,95 est de 14,3 m³. Avec une hauteur de 0,6 m, une largeur de 1,5 m et une porosité de 35 %, la longueur de tranchée drainante remplie de pierre nette qui est requise pour contenir ce volume est de 45,4 m.

On peut maintenant évaluer le comportement de la tranchée et du volume disponible pour différents apports. Le débit pouvant être évacué par les sols autour de la tranchée dépend essentiellement de la conductivité hydraulique et peut être calculé à l'aide de l'équation C-1 donnée plus haut. On peut tout d'abord assumer que l'infiltration ne peut se faire par le fond de la tranchée (qui pourra se colmater à long terme). Par ailleurs, puisque la hauteur d'eau dans la tranchée variera dans le temps durant le remplissage et la vidange, on peut approximer un taux de relâche moyen en assumant que la percolation ne se fait que sur la demi-hauteur de la tranchée (ce qui représente ici 0,30 m). Soulignons que cette hypothèse (que l'infiltration se produira de façon prédominante par les côtés de la tranchée) implique que **les tranchées les plus efficaces seront longues et étroites.**

Le volume pouvant être évacué s'établit donc avec l'équation suivante (D étant la durée considérée, en minutes) :

$$\begin{aligned} V_{\text{évacué}} &= \alpha S k D \\ &= 0,5 * ((2*45,4+(1,5*2)) * 0,30) * \\ &\quad (50/1000) * (D/60) \\ &= 0,0117 D \end{aligned}$$

Les volumes d'apport peuvent par ailleurs s'établir à l'aide de la méthode rationnelle :

$$V_{\text{entrée}} = (CIA/360) (D*60)$$

Le volume de stockage peut s'évaluer par la méthode décrite au chapitre 6 (section 6.5.1.4) : les volumes d'entrée et de sortie sont évalués pour chaque durée (normalement des multiples de 5 minutes) et le volume à stocker est la plus grande différence calculée entre ces deux paramètres.

Si on considère les dimensions de tranchée établies pour le contrôle de la qualité (25 mm), on constatera évidemment que des volumes plus importants seront nécessaires pour des périodes de retour plus rares. Le concepteur aura alors le choix soit d'augmenter les dimensions de la tranchée pour stocker les eaux de ruissellement associées à un événement plus rare (par exemple jusqu'à 2 ans) ou encore de prévoir contrôler ailleurs l'excédent (avec un mécanisme de trop-plein permettant d'acheminer l'eau excédentaire par exemple vers les stationnements ou des conduites surdimensionnées pour effectuer une rétention complémentaire).

Biorétention

Comme pour une tranchée d'infiltration, la fonction primaire d'une zone de biorétention est de fournir le stockage nécessaire pour la gestion de la qualité et non pas pour le contrôle de débits de ruissellement de récurrence plus rare. On devra donc encore là prévoir, pour des cas pratiques, que l'excédent d'eau que l'unité de biorétention ne pourra contenir ou traiter pourra être redirigé vers des bassins de rétention conventionnels ou une unité de stockage souterrain.

Considérons la conception d'une aire de biorétention pour le contrôle qualitatif des eaux de ruissellement provenant d'une aire de stationnement de 0,47 ha (C = 0,95). Le volume à prévoir pour une précipitation de 25 mm est donc :

$$V = (25/1000) * 0,95 * 4\,700 = 112 \text{ m}^3$$

Sans drain perforé, la surface nécessaire pour la zone de biorétention s'établit à l'aide de l'équation suivante donnée au chapitre 11:

$$A_{\text{inf}} = (V_Q \times d_f) / ((i \times (h_f + d_f)) \times t_f) \quad (\text{C-4})$$

Où A = surface du lit de biorétention (m²)

V_Q = volume pour le contrôle de la qualité (m³)

d_f = profondeur du lit filtrant (m)

i = taux d'infiltration pour le sol (mm/h)

h_f = hauteur d'eau moyenne au-dessus du lit pour les conditions de design (m). (Typiquement 0,5 h_{max}, h_{max} étant la hauteur d'eau maximale agissant sur le media)

t_f = temps de vidange maximal (48 h)

Avec un volume de 112 m³, une profondeur du lit filtrant de 1,0 m, un taux d'infiltration de 7,5 mm/h (sol de type B, selon le tableau fourni au chapitre 11), une hauteur maximale d'eau de 300 mm au-dessus du lit (donc h_f = 0,5 * 0,3 = 0,15 m) et un temps de vidange de 24 h, on obtient une surface nécessaire de

$$A_{\text{inf}} = (112 \times 1) / ((7,5/1000) \times (0,15 + 1) \times 24) = 541 \text{ m}^2$$

Avec un drain perforé, la surface nécessaire pour la zone de biorétention s'établit à l'aide de la même équation mais en utilisant le taux d'infiltration du media filtrant (150 mm/jour (6,25 mm/h pour tenir compte du colmatage éventuel (Claytor et Schueler, 1996). On obtient ainsi :

$$A_{\text{inf}} = (112 \times 1) / ((6,25/1000) \times (0,15 + 1) \times 24) = 649 \text{ m}^2$$

Une fois les caractéristiques de l'unité de biorétention établies pour le contrôle de la qualité, on devra évaluer son comportement avec l'apport généré par des pluies plus rares et prévoir des mécanismes d'évacuation appropriés (avec des exutoires aménagés au besoin avec une protection adéquate pour l'érosion) de façon à effectuer une gestion complémentaire des volumes.

Il est par ailleurs recommandé de compléter une analyse de remontée de la nappe sous l'unité de biorétention, pour s'assurer qu'il y ait toujours un minimum de 1,0 m de distance entre le niveau maximal de la nappe phréatique et le dessous de l'unité. Une des méthodes d'analyse les plus reconnues pour ce faire est celle de Hantush (1967).

C.2 CONTRÔLE EN RÉSEAU

Noue avec infiltration

Les paramètres de conception pour une noue avec infil-

tration sont la capacité de rétention en surface (qui dépend de la pente longitudinale et de la configuration de la noue) ainsi que l'espacement et la hauteur des petites surélévations ou barrages servant à maximiser le stockage et l'infiltration. Une variante de ce type de noue peut également inclure, en fin de parcours avant le rejet au milieu récepteur, une unité de biorétention.

La conception devrait normalement se faire en établissant tout d'abord les dimensions de la noue pour rencontrer les objectifs de contrôle pour la qualité. La deuxième étape consiste ensuite à vérifier la profondeur et les vitesses d'écoulement pour l'événement de conception et aussi l'événement 100 ans si il est jugé nécessaire.

Les paramètres de base pour la conception (qui se fait pour un ouvrage dans la région de Québec) sont les suivants :

Surface tributaire = 0,6 ha

Longueur de la noue utilisable = 200 m

Pente longitudinale = 0,5 %

Pentes latérales de la noue = 3H :1V

Pourcentage imperméable = 75 %

Pertes initiales = 1,5 mm

Profondeur du media filtrant = 0,45 m

Profondeur maximale d'eau (qualité) = 0,2 m

Temps d'évacuation maximal = 12 h

Conductivité hydraulique du media filtrant = 15 mm/h

En assumant que les barrages de contrôle auront une hauteur de 0,2 m, leur espacement sera donc 0,2/0,005 = 40 m. Considérant la longueur de 200 m, on aura donc 4 petits barrages de contrôle et 5 réservoirs de stockage.

Données pluviométriques (Station aéroport de Québec)

Contrôle de la qualité 25 mm

$$1 \text{ dans } 2 \text{ ans} \quad i = \frac{401.85}{(3,10 + t)^{0,712}} \quad (\text{C-5})$$

$$1 \text{ dans } 10 \text{ ans} \quad i = \frac{578.35}{(2,80 + t)^{0,699}} \quad (\text{C-6})$$

$$1 \text{ dans } 100 \text{ ans} \quad i = \frac{797.63}{(2,60 + t)^{0,691}} \quad (\text{C-7})$$

Le volume pour le contrôle de la qualité s'établit tout d'abord de la façon suivante :

$$V_{\text{qualité}} = 6000 \times 0,75 \times ((25 - 1,5)/1000) = 106 \text{ m}^3$$

En utilisant l'équation C-4, on peut établir la largeur au fond de la noue en établissant tout d'abord la surface d'infiltration nécessaire:

$$A_{\text{inf}} = (V_Q \times d_f) / ((i \times (h_f + d_f) \times t_f)$$

$$A_{\text{inf}} = (106 \times 0,45) / ((15/1000) \times ((0,2/2) + 0,45) \times 24) = 241 \text{ m}^2$$

Le fond de la noue est donc approximativement
 $241 \text{ m}^2 / 200 \text{ m} = 1,2 \text{ m}$.

Le débit pouvant s'infiltrer par le fond de la noue est donc :

$$Q_{\text{inf}} = k A_{\text{inf}} i = k A_{\text{inf}} (h_{\text{stockage}} + d_{\text{media filtrant}}) / d_{\text{media filtrant}}$$

$$= ((15/1000)/3600) \times 241 \times ((0,2 + 0,45)/0,45)$$

$$= 1,5 \text{ L/s}$$

Le volume de stockage disponible à chaque structure de contrôle peut être estimé avec l'équation suivante :

$$\text{Volume} = 0,5 \times (d^2/\text{pente}) \times (\text{Largeur} + (\text{pente des talus} \times d))$$

d étant la hauteur des ouvrages de retenue (ici 0,2 m).

Le volume est donc, pour chaque portion entre deux ouvrages de retenue :

$$\text{Volume} = 0,5 \times ((0,2^2)/0,005) \times (1,2 + (3 \times 0,2)) = 7,2 \text{ m}^3$$

Avec 5 réservoirs, on a donc une capacité de stockage de l'ordre de 36 m^3 , alors que le volume nécessaire est de 106 m^3 . On devra donc augmenter le stockage à fournir, soit en rehaussant la hauteur des barrages (à un maximum de 0,3 m) ou soit en modifiant les caractéristiques physiques de la noue (largeur, pente latérale, pente longitudinale).

On doit finalement vérifier le comportement de la noue pour les conditions de design (1 dans 10 ans), avec une validation pour un débit extrême de 1 dans 100 ans. Le coefficient C de la méthode rationnelle peut être évalué à partir du pourcentage d'imperméabilité :

$$C = 0,9 \times (\% \text{imp}) + 0,2 \times (1 - \% \text{imp})$$

Dans ce cas, le coefficient serait donc de 0,73. Pour le coefficient à utiliser pour la récurrence 1 dans 100 ans, on devrait utiliser un facteur d'ajustement de 1,25, ce qui donnerait donc un coefficient C dans ce cas de 0,91.

En assumant que le temps de concentration serait 8 minutes, on peut calculer à l'aide des équations C-5 à C-7 les intensités de pluie correspondant à des récurrences 2 ans, 10 ans et 100 ans qui sont respectivement

de 72,4 mm/h et 156,1 mm/h. Les débits de conception établis avec la méthode rationnelle seraient donc :

$$Q_{2 \text{ ans}} = CiA / 360 = 0,73 \times 72,4 \times 0,6/360 = 0,088 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{10 \text{ ans}} = CiA / 360 = 0,73 \times 109,6 \times 0,6/360 = 0,133 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{100 \text{ ans}} = CiA / 360 = 0,91 \times 156,1 \times 0,6/360 = 0,237 \text{ m}^3/\text{s}$$

Les niveaux d'eau dans la noue ainsi que les vitesses d'écoulement sont établis avec l'équation de Manning. Le coefficient de rugosité n peut varier selon une large gamme (en fonction notamment de la hauteur de l'herbe et de l'écoulement) et doit être choisi selon la récurrence analysée. Comme le montre la figure C-1, qui est discutée au chapitre 11, pour de faibles débits, le coefficient de Manning sera normalement plus élevé que pour de plus forts débits. On pourra par exemple utiliser un coefficient de 0,4 pour le débit 1 dans 2 ans, 0,04 pour celui 1 dans 10 ans et 0,03 pour le débit 1 dans 100 ans. L'équation de Manning est utilisée pour estimer les vitesses d'écoulement et s'assurer qu'elles sont sous les vitesses permises pour le type de revêtement envisagé pour la noue (faute de quoi on devra prévoir une protection appropriée).

Le type de revêtement pour la noue doit être adéquat pour permettre de soutenir sans érosion les débits 2 ans et 10 ans (qui est dans le présent cas le débit de conception). Le débit 100 ans doit également être déterminé pour vérifier les conditions extrêmes qui pourront être rencontrées et prévoir une évacuation d'urgence s'il y a lieu.

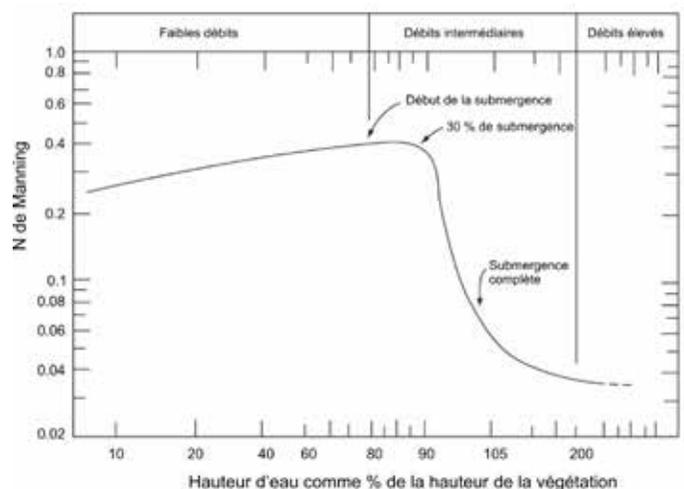


Figure C-1 Variation du coefficient n de Manning pour des canaux avec végétation (adapté de Wong *et al.*, 2006; Minton, 2005).

Soulignons par ailleurs que les calculs présentés sont basés sur l'hypothèse que les drains perforés sous la

couche filtrante ont une capacité d'évacuation suffisante pour accepter les débits qui seront infiltrés, sans quoi ils pourront devenir une contrainte. On pourra utiliser une équation d'orifice pour évaluer cette capacité d'interception, avec un facteur d'ajustement pour tenir compte d'un éventuel colmatage (par exemple 50 % des perforations qui seraient bloquées).

C.3 BASSINS DE RÉTENTION

Bassin avec rétention permanente et niveaux de contrôle multiples

Normalement, la conception d'un bassin de rétention contrôlant un bassin tributaire de plus de 5 ha devrait se faire à l'aide d'un logiciel approprié puisqu'on peut maintenant réaliser efficacement toutes les étapes de conception adéquatement avec les outils informatiques actuellement disponibles. On mettra toutefois en évidence certains aspects spécifiques de la conception sur lesquels il faut porter une attention particulière.

D'un point de vue hydraulique, la conception d'un bassin est relativement simple et consiste essentiellement à déterminer sa configuration (volume, surface, pentes latérales) en fonction des apports et des débits de rejet qui sont permis. En particulier lorsqu'on veut effectuer un contrôle pour plusieurs types de critères (ce qui devrait être un objectif de base pour la plupart des projets), la conception de la structure de sortie devra se faire de sorte que plusieurs types d'équipement, mis en place à des niveaux différents, puissent effectuer globalement les contrôles qui sont requis. Différents types d'agencement pourront être envisagés pour l'ouvrage et le concepteur a donc beaucoup de latitude pour la conception, qui devra souvent s'appuyer sur un processus d'essai et erreur avant d'en arriver à un agencement optimal.

Si on considère par exemple un bassin avec retenue permanente qui doit permettre de rencontrer les objectifs de contrôle de la qualité, de l'érosion dans le cours d'eau récepteur et des débits plus rares (1 dans 2 ans, 10 ans et 1 dans 100 ans). Comme le décrit le chapitre 11, les critères à retenir seraient donc tels que définis au tableau C.1.

Dans un cas pratique, chacun de ces volumes ne sera pas considéré indépendamment pour la conception du bassin mais ils s'emboîteront plutôt l'un dans l'autre, les volumes pour la qualité et le contrôle de l'érosion étant plus petits que ceux pour les récurrences plus rares. C'est l'ouvrage de contrôle à la sortie du bassin de rétention qui permettra de régulariser chacun des apports.

Qualité

L'hydrogramme de conception pour le contrôle de la qualité devrait en principe s'obtenir avec un logiciel, en utilisant une pluie de projet avec une quantité de pluie totale de 25 mm (voir chapitre 8). Si on considère toutefois pour fins de discussion un bassin tributaire de 10 ha pour un secteur résidentiel (unités unifamiliales avec un pourcentage imperméable de 30 %), le coefficient de ruissellement pourra alors s'évaluer à l'aide de la formule suivante :

$$C = 0,9 * (\%imp) + 0,2 * (1 - \%imp)$$

Donc, dans le cas présent, on aurait un coefficient de ruissellement de 0,41. Le volume pour le contrôle de la qualité devrait donc en principe être de :

$$\text{Volume}_{\text{qualité}} = 0,41 * 100\,000 * (25/1000) = 1\,025\text{ m}^3$$

Ce qui correspond à un volume unitaire de 1 025/10 = 102,5 m³/ha. Des mesures in situ ont par ailleurs révélé en Ontario (SWAMP, 2006) que, pour la retenue perma-

Tableau C.1

Résumé des critères de contrôle (MDE, 2000).

Qualité	Les critères pour la qualité peuvent être spécifiques pour un ou plusieurs polluants ou encore viser à traiter 90 % des événements annuels. Une quantité de pluie de 25 mm (avec une distribution de type Chicago et une durée de 6 heures) est recommandée ici.
Potentiel d'érosion	Rétention prolongée (24 h) des débits associés à la pluie de période de retour 1 an (pluie SCS – durée de 24 h pour établir les débits de pré-développement).
Débits de pointe Contrôle pour le cours d'eau récepteur	Les contrôles pour minimiser les inondations dans les cours d'eau récepteurs devraient être fixés en fonction des conditions de pré-développement, idéalement en s'assurant que les débits après développement pour les périodes de retour 1 dans 2 ans, 1 dans 10 ans et 1 dans 100 ans sont les mêmes que ceux prévalant avant le développement. Ces critères devraient idéalement être établis en analysant l'ensemble du bassin versant, de façon à pouvoir tenir compte des possibles effets néfastes d'addition des différents hydrogrammes.

nente, des volumes plus importants devaient être alloués si on voulait atteindre les objectifs de contrôle de la qualité (figure 11.82 du chapitre 11). Pour un secteur résidentiel, le volume unitaire devrait plutôt être de l'ordre de $150 \text{ m}^3/\text{ha}$ (il sera plus élevé avec des secteurs plus imperméabilisés). En prenant cette valeur, on obtient donc un volume de $150 \text{ m}^3/\text{ha} * 10 = 1\,500 \text{ m}^3$.

Ce volume correspond au volume qui devrait toujours être maintenu dans le bassin, tous les autres volumes (dont celui pour la qualité) devant donc s'accumuler au-dessus de cette retenue permanente.

Érosion

Le deuxième volume concerne le contrôle pour l'érosion dans le cours d'eau récepteur, qui devrait être évalué en utilisant la pluie de conception 1 an, pour une durée de 24 heures. Si on veut établir de façon préliminaire sans modélisation ce volume, on peut tout d'abord évaluer le débit après développement et de récurrence 1 an. D'après les statistiques d'Environnement Canada, la quantité de pluie 1 dans 2 ans pour une durée de 24 heures est de 55,3 mm. Si on considère 75 % de cette valeur, on aurait donc pour la récurrence 1 an une quantité de 41,5 mm. Le volume de ruissellement serait donc de l'ordre de :

$$\text{Volume}_{\text{érosion}} = 0,41 * 100\,000 * (41,5/1000) = 1\,702 \text{ m}^3$$

Ce volume devrait être relâché sur une période de 24 heures, donc avec un débit maximum de 19,7 L/s. Soulignons toutefois que ce calcul est approximatif puisqu'il ne tient pas compte du laminage qui se produira dans le bassin de rétention. En pratique, le volume de rétention s'établira

plutôt à une fraction du volume de ruissellement (60-65 % selon MPCA, 2005); l'utilisation d'un logiciel approprié permettra de prendre en compte les effets du laminage sur le volume à prévoir.

Ce volume devra donc être disponible par-dessus la retenue permanente dans le bassin.

Contrôle quantitatif

Finalement, les ouvrages de régulation à la sortie du bassin devront permettre de maintenir les débits prévisibles après le développement aux valeurs qui prévalent avant le développement. Idéalement, les critères de contrôle devraient inclure les récurrences 2 ans, 10 ans et 100 ans mais, en pratique, on pourra contrôler seulement les récurrences 10 ans et 100 ans, en particulier si on a déjà un contrôle de la qualité et de l'érosion.

Typiquement, donc, l'ouvrage de régulation d'un bassin avec retenue permanente comprendra un orifice ou un déversoir en V installé à un niveau relativement bas, juste au niveau de la retenue permanente. Cet orifice ou déversoir en V permettra la relâche du débit pour le contrôle de l'érosion sur une période de 24 heures. Un autre déversoir mis en place un peu plus haut contrôlera le débit 10 ans, avec finalement un troisième déversoir pour le débit 100 ans. Il faudra dans tous les cas prévoir une conduite de vidange du bassin (installée au point bas avec une vanne normalement fermée) ainsi qu'un exutoire d'urgence si un événement très rare ou un blocage des déversoirs ou des orifices se produisait.

RÉFÉRENCES

- Claytor, R.A., and T.R. Schueler. 1996. *Design of Stormwater Filtering Systems*. The Center for Watershed Protection, Silver Spring, MD.
- Hantush, M., 1967. *Growth and Decay of Ground-water-Mounds in Response to Uniform Percolation*. Water Resources Research, 3(1): 227-234.
- Minton, G. (2005). *Stormwater treatment – Biological, Chemical and Engineering Principles*.. Resources Planning Associates, Seattle, Washington.
- MPCA (Minnesota Pollution Control Agency) (2005). *Minnesota Stormwater Manual*. Minnesota Stormwater Steering Committee, Minnesota.
- Washington State Department of Ecology (2005). *Stormwater Management in Western Washington – Volume III, Hydrologic Analysis and Flow Control Design/BMPs*. Publication 05-10-31, Water quality program, Washington State Department of Ecology, Washington.
- Wong, T. H. F. (2006). *Australia Runoff Quality – A Guide to Water sensitive urban design*. Engineers Australia, Melbourne.