

## Chapitre 6 - Collecte et évacuation des eaux usées et pluviales

### 6.1 Définitions

Les eaux à évacuer sont de trois types:

- Les eaux provenant des édifices, résidences, commerces, services, autrement appelées eaux usées domestiques.
- Les eaux industrielles qui nécessitent un traitement primaire avant le rejet à l'égout.
- Les eaux du ruissellement urbain.

Les systèmes d'évacuation sont composés principalement de conduites à écoulement à surface libre, de canaux et fossés, et accessoirement de poste de pompage pour refouler les eaux vers les collecteurs. Habituellement, on considère trois catégories de systèmes d'évacuation, soit:

- L'égout combiné ou unitaire
- L'égout pseudo-séparatif
- L'égout séparatif composé d'un égout sanitaire et d'un égout pluvial

Les figures 6.1, 6.2 et 6.3 illustrent les caractéristiques de chacun.

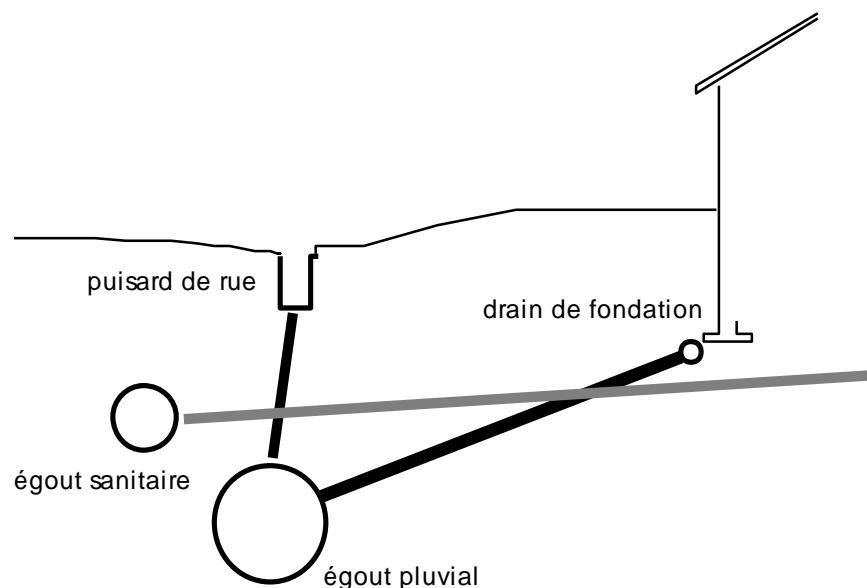


Fig 6.1 - Égouts séparés

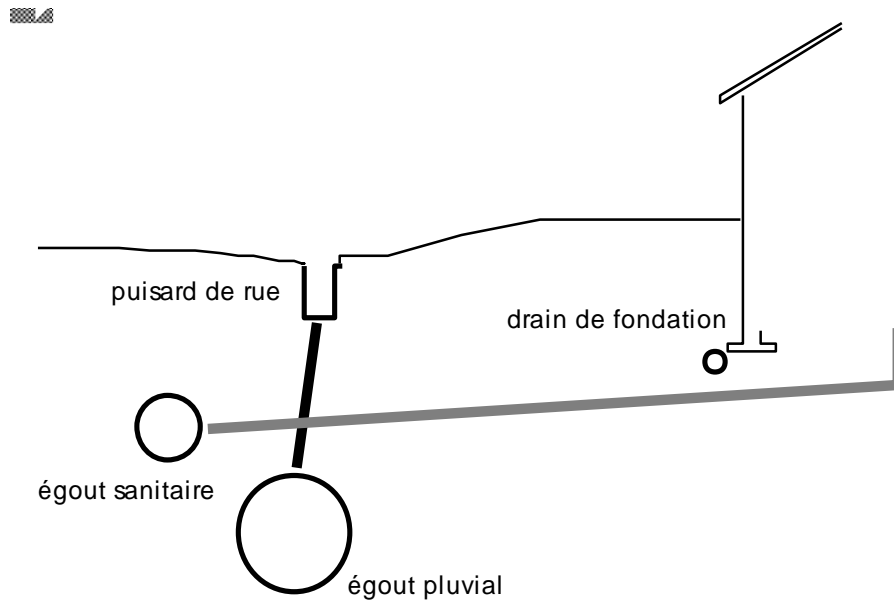


Fig 6.2 - Égouts pseudo-séparé

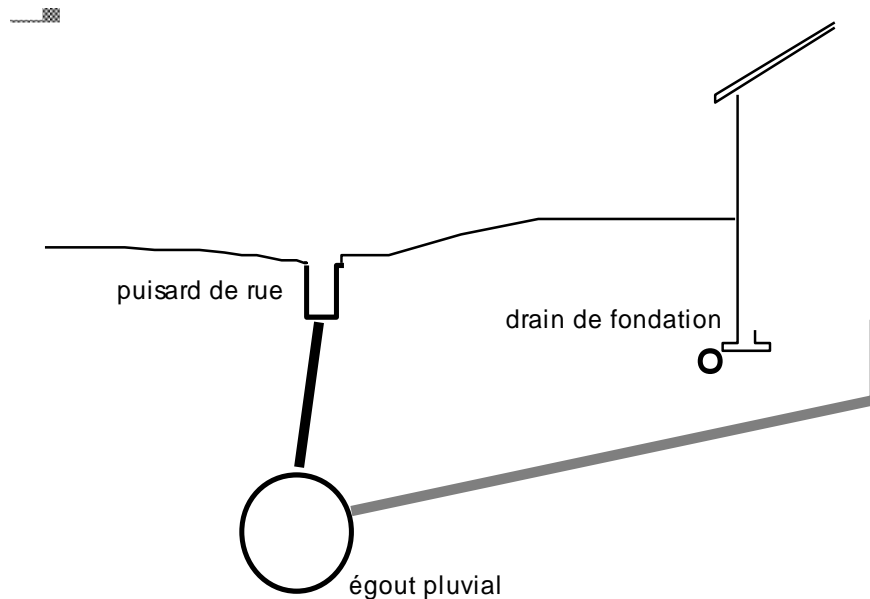


Fig. 6.3 - Égout combiné ou unitaire

## 6.2 Évaluation des quantités à traiter

Les quantités d'eaux usées de consommation, domestiques ou industrielles, sont fortement corrélées avec la demande. On estime qu'elles correspondent à environ 70 % à 130 % de la consommation. Il faut compter en effet avec les eaux infiltrations et de captage, et les fuites dans le réseau.

Au québec, le débit d'eaux usées d'origine domestique est de l'ordre de 200 à 225 L/hab/d, si on ajoute les eaux usées provenant d'autres bâtiments, il faut plutôt compter 320 L/hab/d.

Parmi les eaux qui parasitent le réseau, mentionnons :

- Captage

Le ruissellement par les regards défectueux  
Les raccords illégaux

- Infiltration

Le drainage de la nappe d'eau

Dans le cas de système d'égout ancien et rénové, il est difficile d'avancer des valeurs pour les débits d'infiltration et de captage. Pour un système nouveau, on évalue ces débits de captage à :

- Infiltration

225 L/cm de conduite/km de conduite/d

- Captage

25 L/hab/d (50 L/hab/d pour un réseau vieillissant)

Pour un territoire non aménagé ou l'on projette de construire une infrastructure de collecte des eaux usées, on prendra plutôt :

- Infiltration

60 L/hab/d

- Captage

50 L/hab/d

Heureusement, dans les réseaux neufs, la technologie d'aujourd'hui permet de construire des systèmes étanches. Pour les réseaux anciens, la détermination des problèmes se fait par inspection et mesures des débits par temps sec et humide.

Comme la consommation est variable selon une période donnée de temps, la quantité d'eau usée le sera aussi. On peut évaluer le facteur de pointe par la formule de Hormon :

$$F_p = \frac{Q_{\max}}{Q_{\text{moy}}} = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P}} \quad (6.1)$$

où P est la population desservie en milliers de personnes.

Pour le dimensionnement des conduites, on considère le débit maximum horaire de la journée maximal auquel on ajoute l'infiltration maximale.

$$Q_{\max} = Q_{\text{domestique}} \times F_p + Q_{\text{infiltration}} + Q_{\text{captage}}$$

En ce qui concerne la quantité d'eau de précipitation, cela dépend évidemment des conditions météorologiques, nous discuterons de cet aspect dans la section suivante consacrée à l'égout pluvial.

### 6.3 Notions de drainage urbain

#### 6.3.1 La méthode rationnelle

La technique de calcul des débits de ruissellement afin de calculer les diamètres ou les dimensions des conduites et canaux est basée sur la méthode rationnelle. Cette technique est utilisée depuis la fin du siècle dernier (1889).

Ce n'est pas à proprement parler une méthode de simulation car elle est basée sur une approximation pondérée par les temps de parcours du débit de pointe de l'hydrogramme. Cette approximation nous donne donc l'ordre de grandeurs des débits à véhiculer mais ne peut prévoir toutes les situations critiques.

La méthode rationnelle permet de calculer chaque débit de dimensionnement du réseau de drainage en commençant en tête du bassin:

$$Q = \frac{1}{360} C I A \quad (6.2)$$

où

$Q$  = débit maximum de ruissellement en m<sup>3</sup>/s  
 $A$  = aire du sous bassin en ha  
 $C$  = coefficient de ruissellement  
 $I$  = intensité de précipitation

Les deux hypothèses de base sont :

- L'intensité maximale du ruissellement à tout point du réseau est fonction du taux moyen de précipitation durant le temps de concentration
- Le taux de précipitation maximum survient pendant le temps de concentration

L'intensité de précipitation doit donc être déterminée sur la courbe intensité-durée-fréquence pour le temps de concentration du bassin Fig 6.4. Ce temps peut être déterminé par la formule de drainage des aéroports :

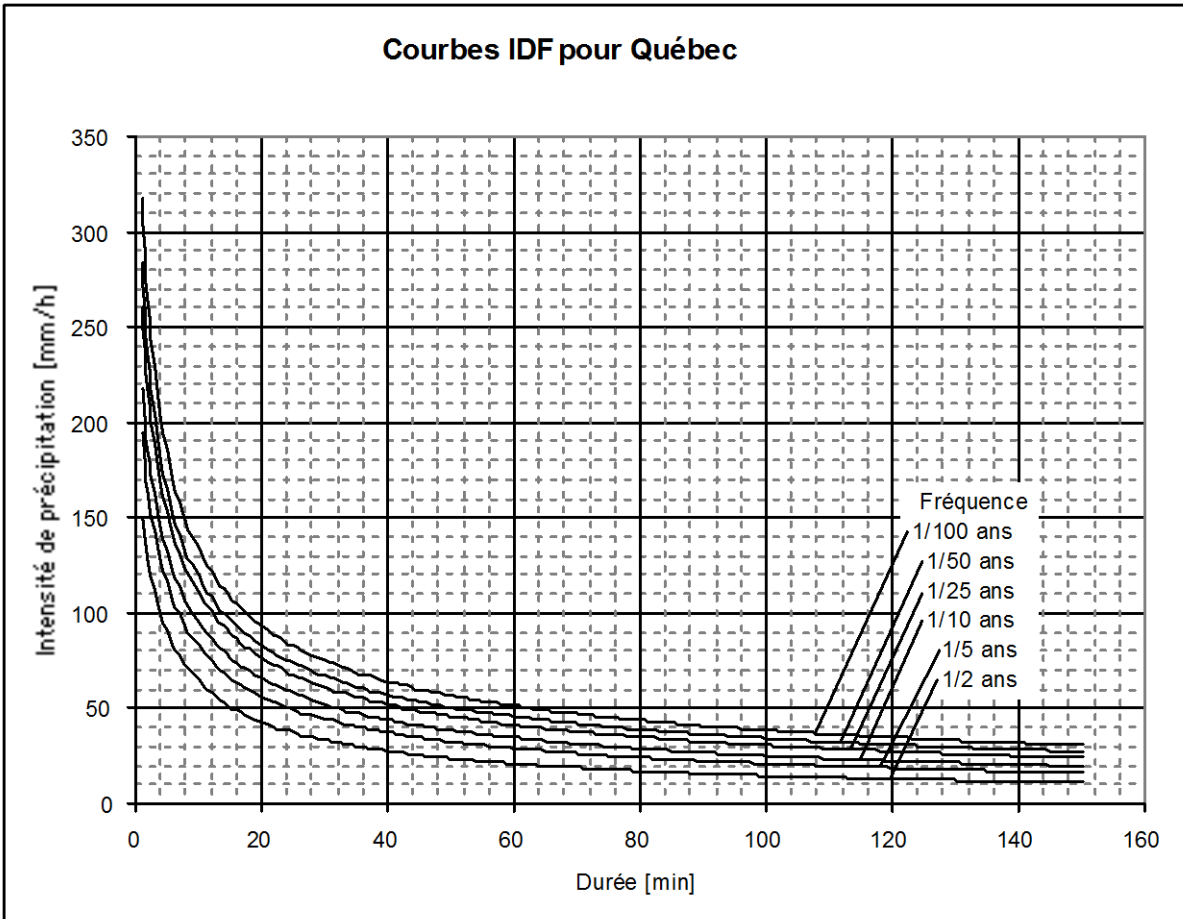
$$t_c = \frac{3,26(1,1-C)L^{1/2}}{S^{1/3}} \quad (6.3)$$

où :

$t_c$  : temps de concentration  
C : coefficient de ruissellement  
L : distance de drainage [m]  
S : pente de la surface à drainer [%]

Le coefficient de ruissellement C doit être déterminé à partir de tables de valeurs calculées en fonction de la nature du sol; en voici quelques valeurs typiques :

<b>Surface</b>	<b>C</b>
Toits	0,70 @ 0,95
Asphalte	0,85 @ 0,90
Pavé	0,75 @ 0,85
Dalle	0,40 @ 0,50
Gravier	0,15 @ 0,30
Parc, gazon	0,05 @ 0,25



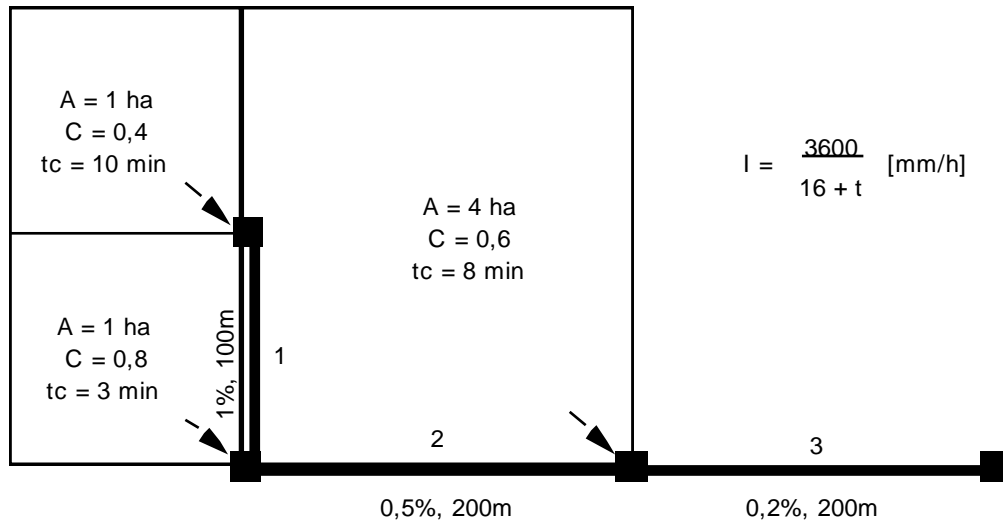
Fi

g 6.4 - Courbe intensité-durée-fréquence

Son application est relativement simple:

- a) Pour chaque sous-bassin de tête de superficie A, on estime le temps  $t_c$  de concentration et le coefficient de ruissellement C. Pour une période de récurrence donnée, on choisit sur la courbe intensité-durée-fréquence un taux de précipitation I correspondant à une durée égale au temps de concentration. Ceci nous permet de calculer le débit, le diamètre de la conduite, la vitesse d'écoulement et le temps de parcours.
- b) Pour un sous-bassin aval, on prend comme temps de concentration le maximum des temps de concentration et des temps de parcours des écoulements amont qui parviennent à son exutoire. La superficie considérée sera la somme de toutes les superficies amont desservies par cet exutoire. Le coefficient de ruissellement sera la moyenne pondérée par les aires des sous-bassins amont des coefficients de ces sous-bassins. Le taux de précipitation est tiré de la courbe IDF. On peut alors calculer le débit, le diamètre, la vitesse et le temps de parcours et passer au sous-bassin suivant.

### Exemple :



Trois sous bassins sont drainés par les conduites 1, 2 et 3. On connaît leur superficie, leur coefficient de ruissellement ainsi que leur temps de concentration. La courbe IDF est donnée.

#### Conduite 1

L'intensité de précipitation est choisie à partir de la courbe IDF en fonction du temps de concentration :

$$I = \frac{3600}{16 + t_c} = \frac{3600}{16 + 10} = 138,5 \text{ mm/h}$$

Connaissant la superficie de l'aire drainée et le coefficient de ruissellement, on calcule le débit par la méthode rationnelle :

$$Q = \frac{1}{360} C I A = \frac{1}{360} \times 0,4 \times 138,5 \times 1,0 = 0,154 \text{ m}^3/\text{s}$$

On calcule alors le diamètre de la conduite coulant pleine qui peut passer ce débit avec une pente égale à celle de la rue sur une longueur donnée, avec un coefficient de Manning de 0,013 :

$$D = \left( \frac{n Q}{\alpha} \right)^{\frac{3}{8}} \frac{1}{S^{\frac{3}{16}}} = \left( \frac{0,013 \times 0,154}{0,3117} \right)^{\frac{3}{8}} \frac{1}{0,01^{\frac{3}{16}}} = 0,357 \text{ m}$$

On choisit un diamètre commercial (arrondi au 5 cm supérieur) :

$$D_c = 0,400 \text{ m}$$

On recalcule le débit plein que peut passer cette conduite :

$$Q_p = \frac{\alpha}{n} D_c^{\frac{8}{3}} S^{\frac{1}{2}} = \frac{0,3117}{0,013} \times 0,4^{\frac{8}{3}} \times 0,01^{\frac{1}{2}} = 0,208 \text{ m}^3/\text{s}$$

Puis la vitesse pleine :

$$V_p = \frac{4Q}{\pi D_c^2} = \frac{4 \times 0,208}{\pi \times 0,4^2} = 1,66 \text{ m/s}$$

ce qui est une vitesse acceptable. Le temps de parcours dans cette conduite sera :

$$t_p = 60 \frac{L}{V} = 60 \times 100 \div 1,66 = 1,01 \text{ min}$$

### Conduite 2

Cette conduite, qui le draine le deuxième sous-bassin, reçoit déjà un débit provenant de l'amont.

La superficie drainée est la somme des superficies drainées à l'entrée de cette conduite :

$$A = \sum_{i=1}^2 A_i = A_1 + A_2 = 1 + 1 = 2 \text{ ha}$$

Le coefficient de ruissellement est calculé comme la moyenne pondérée des coefficients des aires drainées à ce point :

$$C = \frac{\sum_{i=1}^2 C_i A_i}{\sum_{i=1}^2 A_i} = \frac{0,4 \times 1 + 0,8 \times 1}{2} = 0,6$$

Le temps de concentration est égal au maximum des temps de concentration et de parcours :

$$t_c = \max \left\{ \begin{array}{l} t_{c1} \\ t_{c2} + t_{p1} \end{array} \right. = \max \left\{ \begin{array}{l} 3 \\ 10 + 1,01 \end{array} \right. = 11,01 \text{ min}$$

Intensité de précipitation :

$$I = \frac{3600}{16 + t_c} = \frac{3600}{16 + 11,01} = 133,3 \text{ mm/h}$$

Débit de ruissellement :

$$Q = \frac{1}{360} C I A = \frac{1}{360} \times 0,6 \times 133,2 \times 2,0 = 0,444 \text{ m}^3/\text{s}$$



Diamètre de la conduite coulant pleine :

$$D = \left( \frac{nQ}{\alpha} \right)^{\frac{8}{3}} \frac{1}{S^{\frac{8}{16}}} = \left( \frac{0,013 \times 0,444}{0,3117} \right)^{\frac{8}{3}} \frac{1}{0,005^{\frac{8}{16}}} = 0,605 \text{ m}$$

Diamètre commercial :

$$D_c = 0,650 \text{ m}$$

Débit plein :

$$Q_p = \frac{\alpha}{n} D_c^{\frac{8}{3}} S^{\frac{1}{2}} = \frac{0,3117}{0,013} \times 0,65^{\frac{8}{3}} \times 0,005^{\frac{1}{2}} = 0,537 \text{ m}^3/\text{s}$$

Vitesse pleine :

$$V_p = \frac{4Q}{\pi D_c^2} = \frac{4 \times 0,537}{\pi \times 0,65^2} = 1,62 \text{ m/s, vitesse acceptable.}$$

Le temps de parcours :

$$t_p = 60 \frac{L}{V} = 60 \times 200 \div 1,62 = 2,06 \text{ min}$$

### Conduite 3

Superficie drainée :

$$A = \sum_{i=1}^3 A_i = A_1 + A_2 + A_3 = 1 + 1 + 4 = 6 \text{ ha}$$

Le coefficient de ruissellement :

$$C = \frac{\sum_{i=1}^3 C_i A_i}{\sum_{i=1}^3 A_i} = \frac{0,4 \times 1 + 0,8 \times 1 + 0,6 \times 4}{6} = 0,567$$

Le temps de concentration est égal au maximum des temps de concentration et de parcours :

$$t_c = \max \begin{cases} t_{c3} \\ t_{c2} + t_{p2} \\ t_{c1} + t_{p1} + t_{p2} \end{cases} = \max \begin{cases} 8 \\ 3 + 2,06 \\ 10 + 1,01 + 2,06 \end{cases} = 13,07 \text{ min}$$

Intensité de précipitation :

$$I = \frac{3600}{16 + t_c} = \frac{3600}{16 + 13,07} = 123,9 \text{ mm/h}$$

Débit de ruissellement :

$$Q = \frac{1}{360} C I A = \frac{1}{360} \times 0,567 \times 123,9 \times 6,0 = 1,170 \text{ m}^3/\text{s}$$

Diamètre de la conduite coulant pleine avec une pente minimale de 0,25 % puisque la rue a une pente de 0,2 % :

$$D = \left( \frac{nQ}{\alpha} \right)^{\frac{3}{8}} \frac{1}{S^{\frac{3}{16}}} = \left( \frac{0,013 \times 1,17}{0,3117} \right)^{\frac{3}{8}} \frac{1}{0,0025^{\frac{3}{16}}} = 0,991 \text{ m}$$

Diamètre commercial :

$$D_c = 1,000 \text{ m}$$

Débit plein :

$$Q_p = \frac{\alpha}{n} D_c^{\frac{8}{3}} S^{\frac{1}{2}} = \frac{0,3117}{0,013} \times 1,0^{\frac{8}{3}} \times 0,0025^{\frac{1}{2}} = 1,199 \text{ m}^3/\text{s}$$

Vitesse pleine :

$$V_p = \frac{4Q}{\pi D_c^2} = \frac{4 \times 1,199}{\pi \times 1,0^2} = 1,53 \text{ m/s, vitesse acceptable.}$$

Le temps de parcours :

$$t_p = 60 \frac{L}{V} = 60 \times 200 \div 1,53 = 2,18 \text{ min}$$

### 6.3.2. Calcul de l'écoulement

Une conduite pluviale est correctement dimensionnée lorsqu'elle peut faire écouler le débit de dimensionnement sans se mettre en charge, à des vitesses comprises entre 0,6 et 4,5 m/s et à une pente supérieure à 0,0025 (0,25 %). Les directives du Ministère de l'environnement préconisent de plus, un diamètre supérieur ou égal à 300 mm.

Pour obtenir le bon diamètre, on procède comme suit :

1. Calcul du diamètre de la conduite circulaire pleine avec le débit de dimensionnement et la pente du sol ou  $S = 0,0025$  par la formule de Manning :

$$D = \left( \frac{nQ}{\alpha} \right)^{\frac{3}{8}} \frac{1}{S^{\frac{3}{16}}} \quad (6.4)$$

avec  $\alpha = 0,3117$  en S.I. et  $0,4632$  en S.A.

2. On arrondit à la valeur supérieure ce diamètre pour prendre une valeur commerciale  $D_c$ , minimum 300 mm, et on calcule le débit plein:

$$Q_p = \frac{\alpha}{n} D_c^{\frac{8}{3}} S^{\frac{1}{2}} \quad (6.5)$$

3. Calcul de la vitesse d'écoulement pour vérifier si elle comprise entre 0,6 et 4,5 m/s:

$$V_p = \frac{1}{n} \left( \frac{D_c}{4} \right)^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} = \frac{4Q}{\pi D_c^2} \quad (6.6)$$

4. Correction du diamètre ou de la pente pour obtenir un dimensionnement correct, le calcul de la pente en fonction des autres paramètres est donné par:

$$S = \left( \frac{nQ}{\alpha} \right)^2 \frac{1}{D_c^{\frac{16}{3}}} \quad (6.7)$$

5. Le temps de parcours (en min) est donné pour une conduite de longueur  $L$  par:

$$t_p = 60 \frac{L}{V} \quad (6.8)$$

### 6.3.3 Principes de base des méthodes d'hydrogrammes

Une simulation réelle du parcours de l'onde de crue dans un réseau de drainage ne peut se faire qu'en considérant le facteur temps. Pour cela, il suffit de découper un événement « pluie » en intervalles de temps, de considérer pour chaque pas de temps la quantité d'eau qui ruisselle pour arriver à chaque point d'entrée du réseau et d'accumuler, en fonction des quantités d'eau déjà présentes dans le réseau, le débit dans chaque conduite. Les dimensions physiques du réseau, longueurs, diamètres et pentes, permettront de déterminer les temps de parcours dans chaque branche.

Nous aurons donc à chaque point de jonction du réseau la sommation des hydrogrammes d'apport et une telle simulation nous permettra de connaître l'hydrogramme réel en tout point du réseau. (fig 6.5)

Il est évident que plus le pas de temps sera petit plus la précision sera grande. Le nombre de calculs à effectuer sera donc proportionnel au nombre de pas de temps et, aussi, à la taille du réseau. Bien que ces calculs soient relativement simples, il est important de garder un parfait synchronisme de l'ensemble de leur déroulement.

C'est pourquoi une telle méthode ne peut être effectuée à la main et que l'ordinateur devient un outil précieux.

Dans ce qui suit, nous allons montrer le fonctionnement d'un modèle de ruissellement urbain en nous basant sur les caractéristiques du modèle SIRDU développé à partir du modèle ILLUDAS à l'École polytechnique de Montréal.

L'organigramme de base est montré à la figure 6.6 et présente les différentes étapes à franchir pour évaluer la progression d'un hydrogramme dans un réseau de conduite.

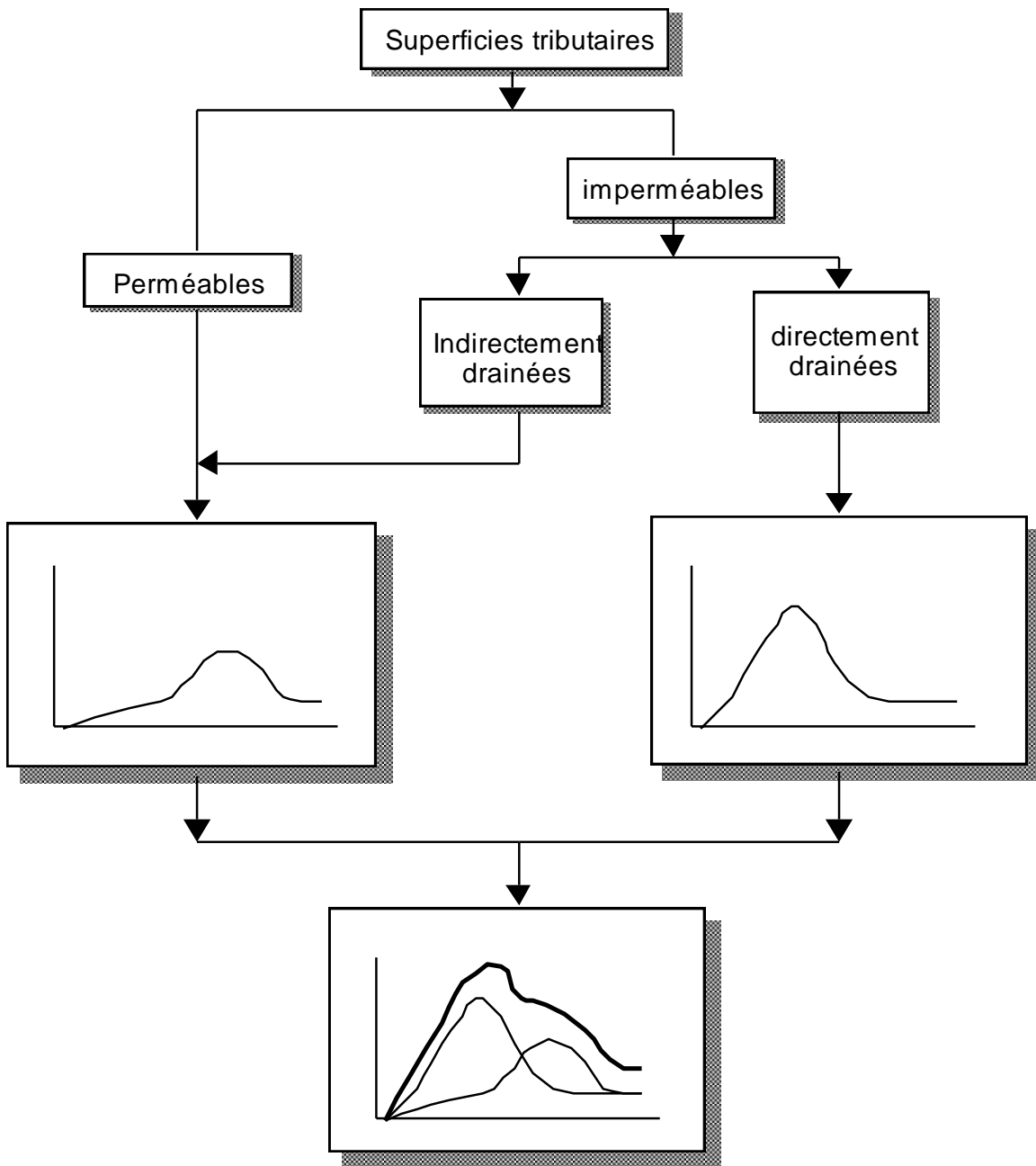


Fig 6.4 – Hydrogrammes de ruissellement à partir de diverses superficies.

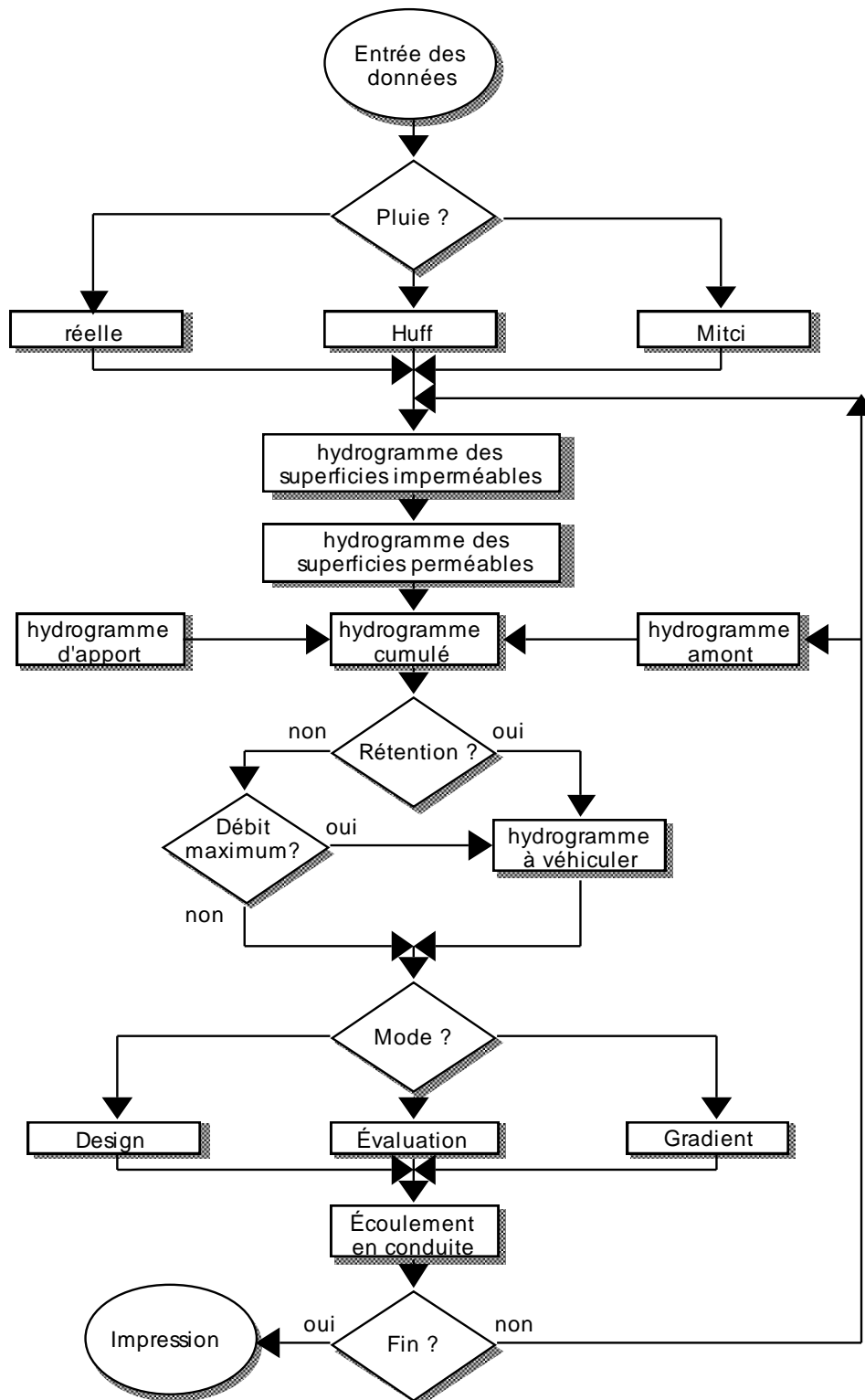


Fig 6.6 - Organigramme du modèle SIRDU

## Choix des pluies de dimensionnement

L'entrée fondamentale de ce type de modèle est évidemment la pluie ou encore le hyétogramme.

Pour faire un dimensionnement correct et efficace de l'infrastructure de drainage, il convient donc d'entrer dans le modèle des pluies relativement rares mais critiques en termes de durée et d'intensité.

Plusieurs pluies synthétiques ont donc été mises sur pied en fonction des caractéristiques météorologiques de la région considérée. Généralement ces pluies considèrent les paramètres physiques et statistiques de durée, d'intensité, de précipitation et de fréquence. Parmi les hyétogrammes synthétiques disponibles, citons :

- la pluie constante
- la pluie de forme triangulaire
- la pluie de Huff
- la pluie de Chicago
- la pluie de Mitci.

La pluie de Mitci, utilisée dans le modèle SIRDU est particulièrement intéressante sur ce plan car elle est construite à partir des courbes intensité-durée-fréquence et peut donc être adoptée à différentes régions du globe.

Cette pluie synthétique se construit comme suit :

Pour une fréquence donnée, la relation intensité de précipitation en fonction de la durée s'écrit comme suit :

$$i = \frac{a}{(t_d - b)^c} \quad (6.9)$$

où :

$i$  = intensité de la précipitation

$t_d$  = durée

$a, b, c$  = constante déterminée à partir des mesures dans une région donnée

On définit ensuite les temps avant  $t_a$  et après  $t_b$  la pointe d'intensité maximale mesurée à partir de cette pointe.

$$t_b = r t_d \quad (6.10)$$

$$t_a = (1 - r) t_d \quad (6.11)$$

où  $r$  est le rapport entre la durée avant l'intensité maximale et la durée totale.

Les intensités avant et après la pointe peuvent s'écrire :

$$i_b = \frac{a \left[ (1-c) \frac{t_b}{r} + b \right]}{\left[ \frac{t_b}{r} + b \right]^{(1+c)}} \quad (6.12)$$

$$i_b = \frac{a \left[ (1-c) \frac{t_b}{1-r} + b \right]}{\left[ \frac{t_b}{1-r} + b \right]^{(1+c)}} \quad (6.13)$$

En pratique, on peut utiliser une méthode discrète pour calculer le hyétogramme à partir du pas de temps choisi. L'intensité de pointe sera alors calculée comme étant l'intensité de précipitation correspondant à une durée de pluie égale à l'intervalle de temps choisi.

Règle générale, le rapport  $r$  est égal à 0,5. Le hyétogramme synthétique peut être donc généré en connaissant le pas de temps choisi, la période de récurrence et la durée totale de pluie, fig. 6.7.

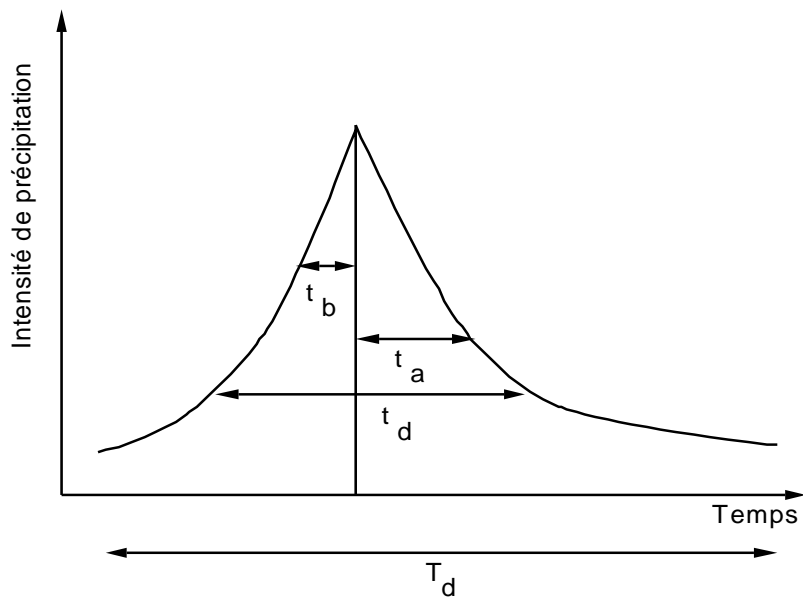


Fig 6.7 - Hyétogramme synthétique



## Caractérisation des sous-bassins

À partir de ces pluies, il faut considérer l'apport net de la quantité d'eau dans le réseau de drainage en fonction des caractéristiques d'écoulement et de rétention des bassins drainés. Il convient donc de tenir compte des paramètres suivants :

- La relation surface-temps, la forme du bassin sera déterminante dans cette relation
- Le temps de concentration, les comportements en ruissellement seront ici primordiaux.

Les bassins sont donc caractérisés en fonction de leur taux de ruissellement. En milieu urbain, on rencontre généralement :

- Des superficies imperméables directement drainées

Les temps de concentration seront déterminés par une formule d'écoulement de type Manning:

$$t_c = n L R^{-2/3} S^{-1/3} \quad (6.14)$$

où :

$t_c$  = temps de concentration  
 $n$  = coefficient de Manning  
 $R$  = rayon hydraulique  
 $S$  = pente moyenne du terrain  
 $L$  = longueur de drainage

Dans le modèle SIRDU, on considère  $n = 0,017$  et  $R = 0,06$  m ce qui représente un débit moyen dans les caniveaux de l'ordre 0,035 à 0,07 m<sup>3</sup>/s par hectare.

La relation surface-temps du bassin dépend de la forme du bassin de la tête à l'exutoire, autrement dit, de la répartition des surfaces isochrones. Étant donné la grande variété de configurations possibles, il convient de faire des hypothèses simplificatrices sur ce plan en adoptant une ou plusieurs surfaces types de forme géométrique simple. Le modèle SIRDU utilise une relation linéaire où la surface de ruissellement est initialement nul et égale à la surface totale au temps de concentration. Ceci est à peu près correct pour une surface carrée ou rectangulaire ayant un rapport longueur-largeur égale à quatre.

Sur ces surfaces imperméables, on considère qu'une certaine quantité d'eau sera obtenue en début de précipitation en raison des petites dépressions de surface, on soustrait donc une hauteur de 2 mm au hyétogramme, une autre valeur peut cependant être choisie par l'utilisateur.

L'hydrogramme de ruissellement est alors calculé en fonction du temps de concentration, donc des surfaces participantes et du hyétogramme net.

- Des superficies perméables et imperméables indirectement drainées

Notons que les superficies imperméables indirectement drainées sont des superficies imperméables qui se drainent sur des superficies perméables lesquelles s'écoulent dans le réseau.

Le temps de concentration s'écrit dans ce cas:

$$t_c = C K L q_e^{2/3} \quad (6.15)$$

avec :

$$K = (C_1 I + c) S^{-1/2}$$

et :

$$q_e = C_2 I L$$

où :

$t_c$  = temps de concentration

$C$  = constante d'unités  $0,0222 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{1/3}$ ,  $0,033 \text{ pi}^{1/3} \text{ s}^{1/3}$

$L$  = longueur de drainage

$I$  = intensité moyenne de précipitation

$c$  = coefficient de terrain

$S$  = pente

$q_e$  = débit unitaire à l'équilibre

$C_1 = 2,76 \times 10^{-3} \text{ h/mm}$  (Izzard)

$C_2 = 2,78 \times 10^{-7} \text{ m h/mm s}$  (Izzard)

Le temps de concentration des superficies perméables indirectement drainées est ajouté au temps calculé ci-dessus.

La relation surface-temps est la même que précédemment.

L'hydrogramme net est constitué d'une partie de la pluie car l'autre partie est, soit retenue, soit infiltrée. L'infiltration est elle-même fonction de la capacité du sol à emmagasiner de l'eau; ceci ne dépend pas uniquement de la nature du sol mais aussi des conditions d'humidité précédente.

Une relation telle que celle de Horton peut alors être utilisée:

$$f(t) = f_c + (f_0 - f_c) e^{-Kt} \quad (6.16)$$

où :

$f(t)$  = taux d'infiltration

$f_0$  = taux d'infiltration en sol sec  
 $f_c$  = taux d'infiltration en sol saturé  
 $K$  = constante

L'hydrogramme de ruissellement est alors calculé de façon semblable au cas précédent, c'est-à-dire en tenant compte du hétérogramme net.

Finalement, l'hydrogramme total sera constitué de la somme des hydrogrammes provenant des superficies, de l'hydrogramme des conduites en amont et d'un éventuel hydrogramme d'apport. Ce dernier permet de simuler un débit de temps sec dans le cas d'un égout unitaire.

## Dimensionnement des canaux et conduites

Différentes possibilités peuvent être considérées avant que l'eau ne parvienne aux conduites et aux canaux, ce sont :

- Les bassins de rétention dont le volume est fixé
- Les déversoirs limitant le débit à un maximum.

Le principal élément à retenir dans le calcul du transport de l'hydrogramme dans les conduites et les canaux est leur capacité d'emmagasinement.

Ceci sera, bien sûr, fonction de la géométrie de ces ouvrages (conduite circulaire, rectangulaire ou canaux trapézoïdaux).

On doit donc mettre en relation l'emmagasinement et le débit de sortie pour chaque tronçon, et ceci pour chaque intervalle de temps en considérant par hypothèse simplificatrice, que l'écoulement est uniforme (d'où l'intérêt de choisir des pas de temps petits). Au milieu d'un pas de temps, à  $\Delta t/2$ , on écrit :

$$Q_e = \frac{2V_e}{\Delta t} + Q_s \quad (6.17)$$

où :

$Q_e$  : débit entrant  
 $Q_s$  : débit sortant  
 $V_e$  : volume d'emmagasinement  
 $\Delta t$  : pas de temps

L'emmagasinement est calculé en fonction de débit de sortie, lequel est inconnu :

$$V_e = f(Q_s) \quad (6.18)$$

La fonction  $f(Q_s)$  dépend de la forme de la conduite et de la formule d'écoulement de Manning :

$$Q_s = \frac{1}{n} A \left( \frac{A}{P} \right)^{2/3} S^{1/2} \quad (6.19)$$

où :

$n$  : coefficient de Manning

$A$  : section d'écoulement

$P$  : périmètre mouillé

$S$  : pente de la conduite

Les expressions de  $A$  et de  $P$  pour une conduite circulaire, par exemple, sont complexes. Elles peuvent être déterminées analytiquement à partir de la géométrie de la section, ou bien, elles peuvent être données sous forme discrètes en fonction de la hauteur relative d'écoulement. Si on utilise des expressions analytiques, la relation d'écoulement en conduite devient:

$$Q_e = \frac{2f(Q_s)}{\Delta t} + Q_s \quad (6.20)$$

Comme  $Q_e$  et  $\Delta t$  sont déjà connues, le débit de sortie  $Q_s$  doit être déterminé par une méthode itérative de Newton-Raphson, en raison de la non-linéarité de cette dernière relation

Les capacités limites de chaque tronçon du réseau pourront donc être considérés, ainsi que les mises en charge et les débordements seront détectés par le modèle. Ce type de modèle peut être utilisé, soit pour analyser un réseau existant, déterminer la cause d'un problème ou bien pour vérifier un nouveau dimensionnement. Une fois les données entrées dans l'ordinateur, elles peuvent être modifiées en partie, au niveau des pluies, des sous-bassins ou du réseau pour améliorer la performance et l'efficacité d'une hypothèse de modification.

## **6.4 L'égout sanitaire**

### 6.4.1 Notions de base

Avant de procéder au dimensionnement du réseau sanitaire, il faut obtenir de l'information sur les débits maximum, moyen et minimum des secteurs à desservir.

Les normes prescrivent des vitesses d'écoulement comprises entre 0,6 et 4,5 m/s. Une pente minimale de 0,25% et un diamètre minimal de 200 mm.

On devra aussi porter attention aux points suivants :

- Éviter les infiltrations et les fuites
- Réduire le plus possible les causes potentielles d'obstacles à l'écoulement
- Prévoir des accès pour l'entretien

### 6.4.2 Méthode de calcul des écoulements

L'écoulement étant à surface libre on emploie la formule de Manning, de plus on aura fréquemment à calculer des écoulements dans des conduites circulaires partiellement pleines (Fig 6.7 ). Les relations suivantes seront donc fort utiles .

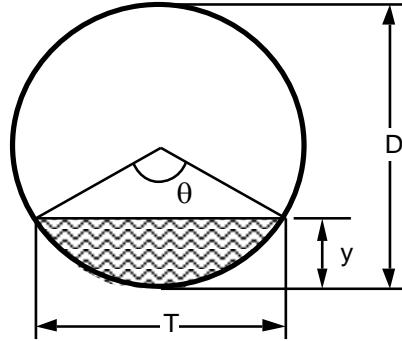


Fig 6.7 - Conduite circulaire partiellement pleine.

La relation entre la profondeur relative et l'angle au centre s'écrit :

$$\cos\left(\frac{\theta}{2}\right) = \left(1 - \frac{2y}{D}\right) \quad (6.21)$$

Le périmètre mouillé :

$$P = \frac{\theta D}{2} \quad (6.22)$$

L'aire de la section d'écoulement :

$$A = \frac{1}{8} (\theta - \sin(\theta)) D^2 \quad (6.23)$$

La largeur au miroir :

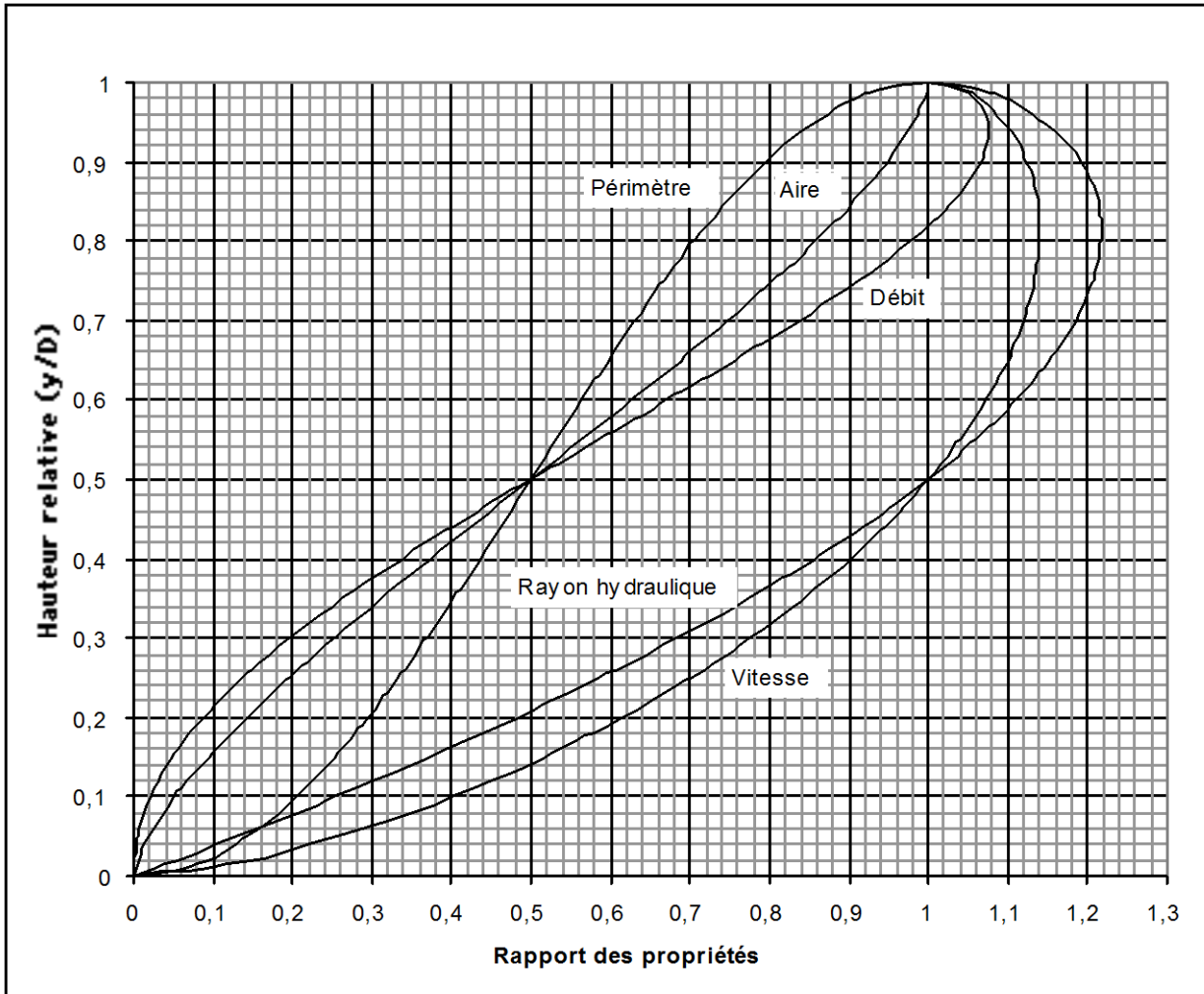
$$T = D \sin\left(\frac{\theta}{2}\right) \quad (6.24)$$

Le rayon hydraulique :

$$R = \left(1 - \frac{\sin(\theta)}{\theta}\right) \frac{D}{4} \quad (6.25)$$

avec  $\theta$  en radians.

Ces relations permettent d'obtenir le graphique de la fig 6.8 Il permet d'obtenir les caractéristiques hydrauliques en fonction du rapport des hauteurs d'écoulement  $y/D$ , ce qui permet de simplifier les calculs en se référant à la conduite coulant pleine.



Fi

g 6.8 - Propriétés hydrauliques d'une section circulaire

### 6.4.3 Vitesse auto-nettoyante ou d'autocurage

La vitesse minimale de 0,6 m/s, coulant en régime plein, a été prescrite pour empêcher que les matières organiques se déposent dans les conduites ce qui risque de former des gaz nauséabonds, parfois toxiques et même pire, explosifs. Cette règle est considérée comme satisfaisante dans la pratique, cependant, si l'on désire plus de détails on peut utiliser une formule mettant en relation la vitesse, la taille des matières solides et leur densité.

À partir des études portant sur le transport de matières solides par un fluide faites par Shields, on peut écrire une relation exprimant la vitesse nécessaire pour générer la force requise pour déplacer et transporter une particule organique ou minérale:

$$V = \frac{1}{n} R^{1/6} \sqrt{\beta(s-1)d} \quad (6.26)$$

avec :

$n$  : Coefficient de Manning

$\beta$  : Coefficient empirique adimensionnel

= 0,04 pour calculer la vitesse nécessaire à initier le transport

= 0,8 pour calculer la vitesse nécessaire à maintenir le transport

$s$  : densité relative de la particule, 2,65 pour les minéraux, 1,01 pour la matière organique.

$D$  : diamètre de la particule en m

Remarquons que cette relation n'est pas une formule d'écoulement mais bien un critère de vitesse.

De plus, notons que la vitesse auto-nettoyante est fonction du rayon hydraulique, il est donc normal que la vitesse requise pour transporter une particule soit plus petite pour une hauteur d'écoulement plus faible.

#### 6.4.4 Étapes du dimensionnement de l'égout sanitaire

a) Placer sur plan les conduites et les regards

b) Déterminer les aires des surfaces desservies par chaque conduite

c) Déterminer le débit de dimensionnement soit le débit moyen multiplié par le rapport  $Q_{\max}/Q_{\text{moy}}$  auquel on ajoute l'infiltration et de captage. (l'infiltration moyenne est de l'ordre de 225 L par cm de diamètre et par km de longueur par jour)

Ramener le débit en débit per capita pour chaque aire desservie.

d) En partant de l'amont, évaluer les débits cumulatifs dans chaque conduite, à la conduite  $i$ ,

$$Q = \sum_{j=1}^i q_j d_j A_j \quad (6.27)$$

avec  $q_j$ , le débit per capita et  $d_j$  la densité de population pour l'aire  $A_j$

e) Calculer le diamètre de la conduite sur les bases suivantes:

$$1^\circ 0,5 \leq y/D \leq 1$$

2° Conduites le plus possible parallèles au sol en respectant l'enfouissement minimum.

3° Le débit minimum journalier doit garantir des conditions d'auto-nettoyage.

4° Le débit de pointe doit pouvoir être évacué par les conduites.

5° Tenir compte de la période d'utilisation de 25 @ 50 ans pour vérifier les débits, il est préférable d'utiliser  $Q_{\min}$  en début de période et  $Q_{\max}$  en fin de période.

### **6.5 Collecte des eaux à traiter**

Depuis la mise en route du programme d'assainissement des eaux usées, des travaux d'équipements hydrauliques sont effectués pour créer une infrastructure de collecte des eaux usées à la sortie des réseaux d'égout existant.

Il s'agit essentiellement d'intercepter les eaux usées à l'endroit où elles étaient rejetées sans traitement en nature pour ensuite les acheminer vers les unités de traitements. Deux problèmes sont généralement rencontrés. Le premier est lié à la nature gravitaire des réseaux d'égouts puisque les exutoires de ces réseaux sont situés dans les points bas. On construit donc des postes de refoulement pour retourner vers les usines d'épuration les eaux usées.

Le deuxième problème est lié au fait que les réseaux comportent parfois des parties très anciennes qui servaient à la fois pour évacuer les eaux sanitaires et de précipitation. Comme il ne serait pas économique de construire une usine d'épuration capable d'absorber les pointes de débits causées par des précipitations intenses, on prévoit des systèmes qui limitent l'accès aux usines et retiennent et déversent une partie des eaux mêlées dans le milieu naturel.



## Exercices

- 6.1 Que signifie "conduite coulant pleine"? Quelle différence y a-t-il avec une conduite en charge?
- 6.2 Dans une conduite circulaire, nous savons qu'il coule un débit de 1,4 m<sup>3</sup>/s avec un  $y/D = 0,75$  et que le débit minimum de 0,3 m<sup>3</sup>/s coule à la vitesse minimum. Le coefficient de Manning est de 0,01. Déterminer le diamètre et la pente de la conduite de même que la hauteur d'écoulement pour le débit minimum.  
( $D = 1,6$  m,  $S = 2 \times 10^{-4}$ )
- 6.3 En posant un débit maximum d'eau usée de 0,1 m<sup>3</sup>/s et un débit moyen de 0,05 m<sup>3</sup>/s, calculer une conduite d'égout sanitaire sous une rue de pente 1 % en respectant une vitesse d'auto-nettoyage pour le débit moyen transportant efficacement des grains de sable de 1 mm ( $S=2.65$ ,  $n=0,013$  et diamètres commerciaux tous les 0,05m ).  
( $D = 0,3$  m,  $S = 0,02$ )
- 6.4 Calculer la conduite pluviale pour un débit de 0,3 m<sup>3</sup>/s avec  $n=0,013$  et une pente de rue de 1 %. Quels diamètres de particules de sable pourra-t-elle entraîner si le débit est de 0,1 m<sup>3</sup>/s?  
( $D = .5$  m,  $0.35$  mm  $< d < 7$  mm)
- 6.5 Une conduite d'égout sanitaire en béton ( $n=0,013$ ) de 510 mm de diamètre peut passer un débit maximum de 250 l/s (en régime de conduite pleine). Le débit minimum est de 15 % du débit maximum.
- a) Calculer la profondeur d'écoulement pour le débit minimum.
- b) Déterminer la pente de la conduite.
- c) Vérifier le diamètre de la particule de sable ( $s=2,65$ ) que peut déplacer le courant en régime de débit minimum sans la maintenir en suspension.
- (a)  $y = 125,5$  mm b)  $S = 0,4\%$  c)  $d = 4,4$  mm)
- 6.6 Décrire brièvement, mais en faisant ressortir les éléments déterminants, ce que l'on désigne par:
- égout combiné
  - égout séparé
  - égout pseudo-séparé

6.7 a) Expliquer ce que représente la courbe intensité-durée-fréquence.

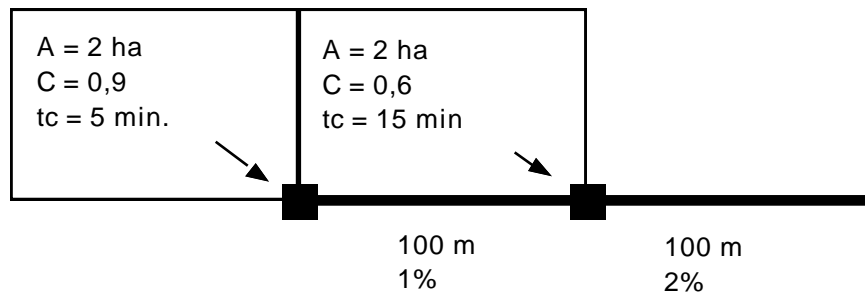
b) Calculer le débit de ruissellement pour un bassin de 2 ha dont le terrain présente 40 % de surfaces imperméable (C=1) et le reste en couvert végétal (C=0,3). Le temps de concentration est estimé à 15 minutes. La courbe IDF pour une fréquence de 1/10 ans est donnée par:

$$I = \frac{2000}{15 + t} \quad [ \text{mm/h} ] \quad \text{et } t \text{ en min}$$

$$(Q = 0,2127 \text{ m}^3/\text{s})$$

6.8 Considérant le schéma de la figure suivante, dimensionner les conduites d'égout pluvial et vérifier la gamme de diamètres de particules minérales ( $s = 2,65$ ) pouvant être déplacées par l'écoulement pour les débits les plus grands. La courbe IDF pour une fréquence de 1/10 ans est donnée par:

$$I = \frac{2000}{20 + t} \quad [ \text{mm/h} ] \quad \text{et } t \text{ en min}$$



$$(D_1 = 520 \text{ mm}, D_2 = 480 \text{ mm})$$

6.9 Pourquoi ne faut-il plus construire de systèmes d'égout pseudo-séparés?