



Faculté des Sciences et Techniques  
Marrakech



## TECHNIQUE DE L'ASSAINISSEMENT

Faculté des Sciences et Techniques de Marrakech

# Plan du cours



## **Partie 1 : Données fondamentales :**

- Généralités.
- Le milieu naturel dit «milieu récepteur».
- Les analyses de sites.
- Les systèmes d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales.
- Eaux usées et eaux pluviales : aspects qualitatifs.
- L'assainissement non collectif.

# Plan du cours



## **Partie 2 : Composante d'un système de collecte :**

- **Conception des réseaux : principes hydrauliques fondamentaux.**
- **Eaux usées : aspect quantitatif et dimensionnement des réseaux.**
- **Eaux pluviales : aspect quantitatif et dimensionnement des réseaux.**
- **Les éléments constitutifs du réseau.**
- **Les déversoirs d'orage.**
- **Les retenues d'eaux pluviales.**
- **Les bassins de stockage - restitution.**

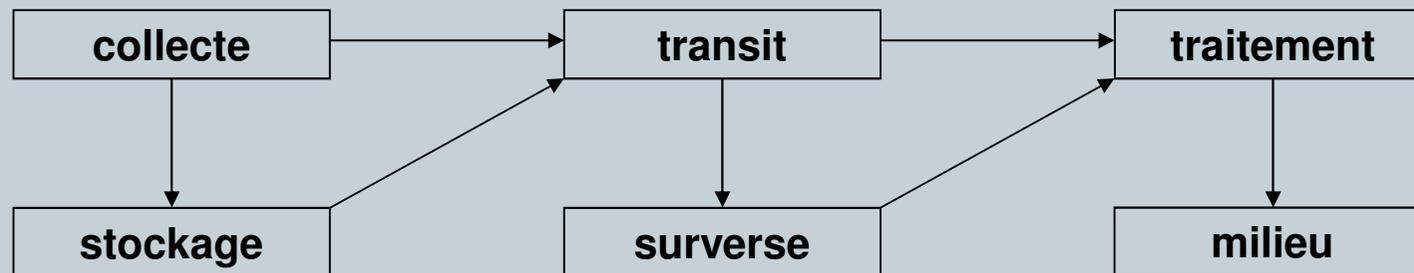
# Plan du cours



## **Partie 3 : Composante d'un traitement :**

- **Prétraitement et élimination des sous-produits.**
- **Le traitement primaire.**
- **L'élimination de la pollution carbonée.**
- **L'élimination de l'azote et du phosphore.**
- **Dimensionnement d'une station d'épuration.**

# Partie 1 : Généralités



**L'assainissement des agglomérations a pour but d'assurer la collecte, le transit, au besoin la rétention de l'ensemble des eaux, pluviales et usées, et de procéder aux traitements avant leur rejet dans le milieu naturel par des modes compatibles avec les exigences de la santé publique et de l'environnement.**

# Partie 1 : Le milieu naturel dit «milieu récepteur»



**La totalité d'eau présente sur notre planète constitue l'hydrosphère. Le volume est estimé entre 1350 et 1700 millions de km<sup>3</sup>. L'incertitude provient des inconnus quant aux réserves souterraines.**

**La répartition des différentes formes d'eau s'établit (en %) comme suit :**

**Océans : 97,4 %.**

**Glaces : 2 %.**

**Eaux souterraines : 0,5 %.**

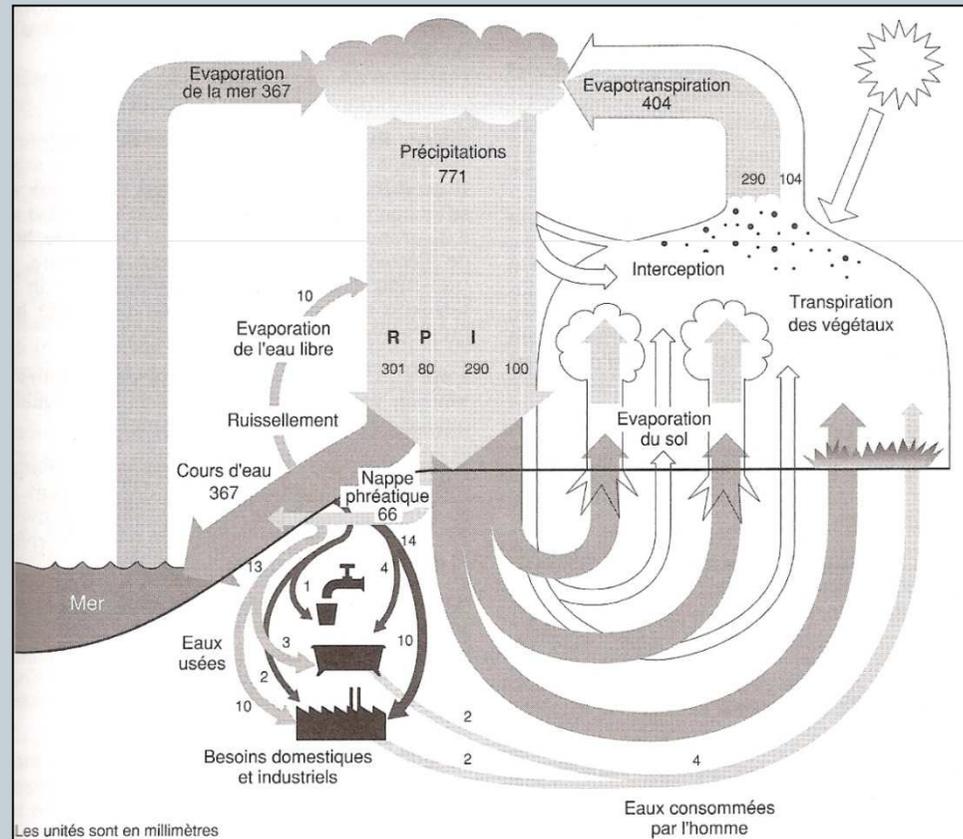
**Lacs et rivières : 0,02 %.**

**Vapeur atmosphérique : 0,001 %.**

# Partie 1 : Le milieu naturel dit «milieu récepteur»

Cette répartition n'est qu'une image car en réalité l'eau est en perpétuel mouvement en raison des phénomènes d'infiltration, d'évapotranspiration et de ruissellement (sur terrains perméables ou saturés).

Figure 1 : Le cycle de l'eau



# Partie 1 : Les analyses des sites



## **I - Morphologie du terrain et topographie :**

**Le relief, les chemins de ruissellement, le sens de l'écoulement, sont autant d'éléments topographiques et morphologiques nécessaires à l'analyse hydrologique des bassins versants décomposés en éléments homogènes.**

**La topographie est imposée et son rôle est essentiel en matière d'assainissement à écoulement gravitaire. La vitesse critique d'autocurage obtenue à partir d'une certaine vitesse minimale maintient les particules en suspension et évite les dépôts. Elle doit être supérieure à 0,60 m/s.**

**En terrain plat, ces conditions entraînent un approfondissement coûteux des réseaux. Le relèvement mécanique des effluents s'avère indispensable.**

**La topographie constitue dans l'étude d'un projet d'assainissement une contrainte majeure.**

# Partie 1 : Les analyses des sites



## **II - Géotechnique :**

**Le paramètre « sol » concerne la nature des couches de terrains rencontrées en couverture, leurs granulométries, leurs perméabilités et leurs comportements vis-à-vis du ruissellement et de l'arrachement des matériaux qui seront susceptibles d'être entraînés pour générer des dépôts dans les émissaires.**

**Ce volet concerne aussi les phénomènes de stabilité, de décompression, de glissement et de tassement. Les ouvrages importants comme les bassins de retenue, les postes de pompage, les stations d'épuration et dans une certaine mesure, les collecteurs nécessitent une connaissance du sol et de sa résistance mécanique.**

# Partie 1 : Les analyses des sites



## II - Géotechnique (suite) :

Un autre paramètre important est la perméabilité  $K$  défini par la relation de Darcy :  
 $V = K \times J$ . Où  $J$  est la perte de charge unitaire et  $V = Q / S$  est la vitesse apparente de filtration en m/s, avec  $Q$  le volume en  $m^3$  infiltré par seconde et  $S$  la surface du sol considéré (en  $m^2$ ).

- $K > 10^{-3}$  m/s : sols très perméables (calcaires karstifiés).
- $10^{-5} < K < 10^{-3}$  m/s : sols perméables (sables et graviers).
- $10^{-6} < K < 10^{-5}$  m/s : sols peu perméables à perméables (sables et graviers moyennement argileux).
- $10^{-7} < K < 10^{-6}$  m/s : sols peu perméables (mollasses limoneuses, limons argileux).
- $K < 10^{-7}$  m/s : sols imperméables (limons, argiles, marnes compactes).

Les vitesses d'arrachement varient de 0,5 m/s pour les sols non cohérents à 0,9 m/s pour les terrains fins cohérents (argiles compactes).

# Partie 1 : Les analyses des sites



## **III - Hydrogéologie et régime des nappes :**

**Le contexte hydrogéologique traversé par un collecteur peut comporter des nappes d'eaux souterraines, perchées ou alluviales. En période humide, les réseaux non étanches posés en points bas sont sujets à l'intrusion d'eaux claires parasites. A l'inverse, en période sèche, ils peuvent entraîner des fuites de pollution préjudiciables aux nappes.**

**L'infiltration ou l'injection dans le sol des eaux traitées ou non polluées peut offrir une alternative au rejet vers le milieu superficiel. D'une part, on limite les débits pluviaux vers les exutoires et d'autre part, on peut envisager la réalimentation des nappes souterraines, mais seule une étude hydrogéologique du sol peut déterminer si cette hypothèse est justifiée.**

# Partie 1 : Les analyses des sites



## **IV - Hydrographie :**

**Le milieu récepteur peut être :**

- **Un ruisseau, dont on doit définir les capacités et les conditions d'accueil en qualité et en quantité.**
- **Un cours d'eau à régime variable passant d'un niveau d'étiage à un niveau de crue.**
- **Un lac ou un étang où la sensibilité due aux rejets est la plus forte (généralement à éviter).**
- **Le bord de la mer avec, le cas échéant, l'influence des marées (le rejet nécessite un examen approfondi et un émissaire immergé).**

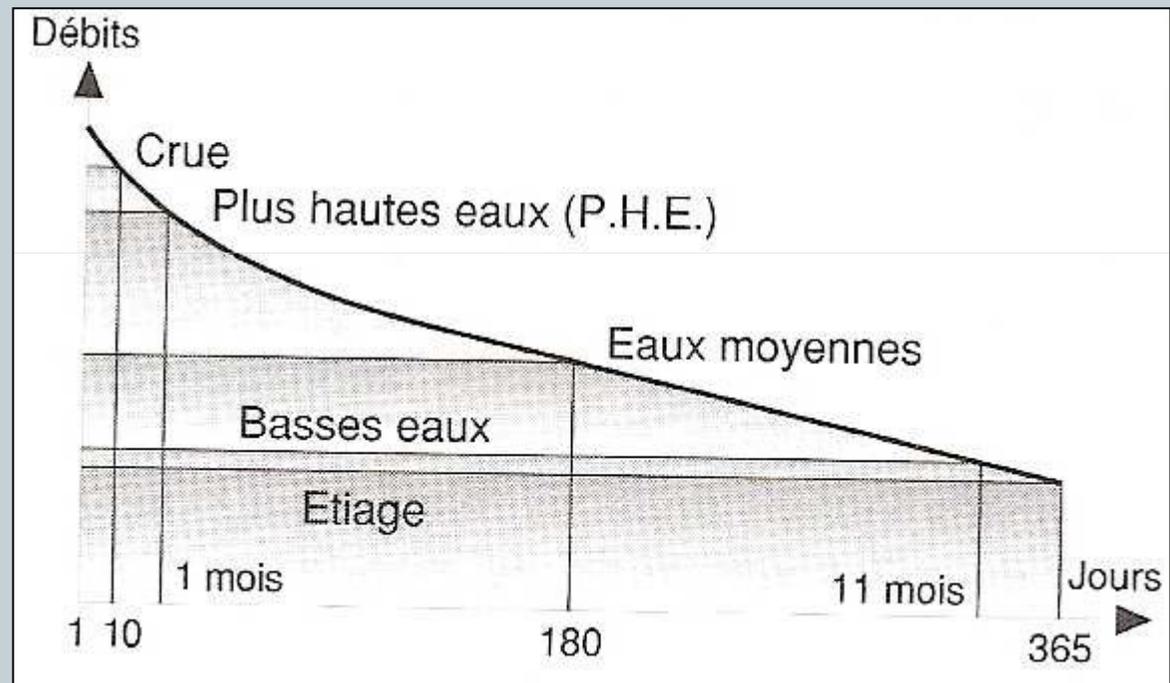
# Partie 1 : Les analyses des sites



## IV - Hydrographie (suite) :

Les côtes caractéristiques pour un cours d'eau sont schématisées par la figure 2 :

**Figure 2 : Courbe des débits classés : débits caractéristiques.**



L'analyse de la sensibilité est basée sur le débit mensuel d'étiage sec quinquennal QMNA5.

# Partie 1 : Les analyses des sites



## **V - Climat et pluviométrie :**

**La climatologie et la conception des ouvrages sont à associer :**

- **La température, le rayonnement, le vent, l'humidité, le gel influent sur le comportement du sol à l'infiltration, à la saturation et au ruissellement.**
- **La réalisation des travaux de terrassement et de mise en œuvre (utilisation des engins de transport de terre, blindage, coulage de béton) dépendent à l'évidence des conditions climatiques.**
- **L'abaissement de la température exerce une influence sur les conditions épuratoires, les lits de séchage de boues....**
- **Les installations d'épuration nécessitent la prise en compte des vents dominants afin de réduire le rabattement des odeurs sur les habitations.**

# Partie 1 : Les analyses des sites



## **V - Climat et pluviométrie (suite) :**

**La pluviométrie concerne directement les évacuateurs d'eau pluviale. Ces derniers sont calculés de telle sorte que la capacité d'évacuation corresponde au débit d'orage d'une fréquence donnée (deux, cinq, dix, vingt ans ou plus) compatible avec les intérêts à protéger.**

**Le manque d'information dans le temps ne permettant pas de disposer d'un historique de mesure suffisamment long, on se réfère souvent à un centre météorologique s'éloignant malheureusement davantage du site considéré.**

# Partie 1 : Les analyses des sites



## **VI - Hydrologie :**

**Afin d'exploiter au mieux les données pluviométriques, il faut les classer dans ce sens:**

- **Les tableaux des hauteurs d'eau par année, par mois et par 24 heures.**
- **Les tableaux des hauteurs et dates des maxima mensuels et annuels.**
- **Les tableaux des hauteurs d'eau statistiques mensuelles (moyennes, quartiles, minima, maxima) sur une période de référence de 30 ans.**
- **Les tableaux de nombre de jours par mois et par an avec des précipitations supérieures ou égales à 0,1 - 1 - 5 - 10 - 20 mm.**

**Les valeurs caractéristiques liées à l'assainissement sont :**

- **Les deux saisons : hiver (novembre - avril) et été (mai - octobre).**
- **La durée totale des précipitations.**
- **La fréquence et la période de retour du projet (déterminées selon les enjeux à protéger).**
- **Les maxima et les moyennes en intensité et en durée.**

# Partie 1 : Les analyses des sites



## VI - Hydrologie (suite) :

### Intensité - durée - fréquence IDF :

L'intensité moyenne est le rapport de la hauteur d'eau tombée (dh) sur une durée donnée (dt) :  $i_m = dh/dt$ .

La période moyenne de retour ayant une probabilité F d'être observée est égale à  $T = 1/F$ .

Précisons qu'un événement pluvieux de période de retour T a une probabilité non nulle de se produire plus d'une fois dans cet intervalle de temps ou de ne pas se produire du tout. En revanche, au cours de cette même période, des événements statistiquement plus rares peuvent se produire. Pour appréhender une fréquence moyenne, on doit observer l'événement au moins 3 fois et par conséquent, pour retenir les valeurs d'une période de retour de dix ans, il faudra avoir au minimum  $10 \times 3 = 30$  ans d'observation.

# Partie 1 : Les analyses des sites



## VI - Hydrologie (suite) :

A l'issue des estimations et des classements, on doit disposer pour chaque durée d'averse  $dt$ , des valeurs  $i_m(t,T)$  correspondant aux périodes de retour caractéristiques. Le choix de la période de retour est un compromis sachant que cela ne sert à rien de dimensionner à l'amont du réseau avec une période de retour de 10 ou 20 ans si l'aval a un degré de protection inférieur à 5 ans.

Plusieurs ajustements mathématiques des courbes IDF ont été réalisés, on cite :

- La formule exponentielle (Montana) :  $i(t,T) = A(T)t^{-B(T)}$  Les paramètres A et B sont déterminés selon les régions par ajustement.
- La formule homographique (Talbot) :  $i(t,T) = a(T)/(t+b(T))$  Les paramètres A et B sont déterminés selon les régions par ajustement. t est le temps depuis l'origine de l'averse mis par l'eau jusqu'au point exutoire, appelé temps de concentration.

# Partie 1 : Les analyses des sites



## **VII - Contexte urbain et industriel, occupation des sols :**

**Les villes ont des vocations différentes : villes importantes, moyennes, à population constante ou variable, à caractère administratif, touristique, industriel ou portuaire.**

**La nature et l'activité dominante de ces diverses composantes d'agglomérations modifient les flux des eaux usées domestiques ou résiduares d'activités ou pluviales pollués et influent sur les réseaux et le fonctionnement des traitements qui, par ailleurs, peut se trouver facilité ou fortement contrarié.**

**Par exemple, en présence d'un habitat très dispersé, on comprend qu'un équipement collectif implique toujours des sujétions excessives. On est alors amenés à préconiser un assainissement non collectif qui, bien étudié, bien construit et bien entretenu, peut s'avérer aussi (voir plus) efficace qu'un assainissement collectif.**

**Pour les agglomérations hautement industriel, il convient de prévoir une épuration séparée des effluents de certains établissements industriels.**

# Partie 1 : Les analyses des sites



## **VII - Contexte urbain et industriel, occupation des sols :**

**Afin de caractériser le bassin étudié, on définit :**

- **Le coefficient d'occupation de sol COS :**

**$\text{COS} = \text{surface de planchers hors œuvre} / \text{surface de la parcelle}.$**

**Pour se rapporter au nombre d'habitat, on peut considérer qu'un logement fait en moyenne 80 à 100 m<sup>2</sup> et qu'il est occupé par 3 personnes.**

- **L'emprise au sol E :**

**$E = \text{surface bâtie au sol} / \text{surface de l'îlot}$**

**Ce coefficient donne le taux d'imperméabilisation limité puisqu'il n'intègre pas les parkings et voiries. Il peut cependant contribuer à déterminer le coefficient de ruissellement.**

- **Le coefficient de ruissellement C :**

**$C = \text{surfaces imperméables} / \text{surface totale}.$**

# Partie 1 : Les systèmes d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales.



## **I - Système unitaire :**

**L'évacuation des eaux usées et pluviales se fait par un unique réseau, généralement pourvu de déversoirs permettant, en cas d'orage, le rejet d'une partie des eaux, par surverse, directement dans le milieu naturel.**

### **Avantages :**

- **Simplicité : il suffit d'une canalisation unique dans chaque voie publique et d'un seul branchement pour chaque bloc d'immeuble ou parcelle.**
- **La collecte et traitement des eaux des petites pluies fortement souillées qui représentent 90% des événements pluviométriques.**

### **Inconvénients :**

- **Déversements intempestifs qu'il convient de gérer au plus juste.**

# Partie 1 : Les systèmes d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales.



## **II - Système séparatif :**

**Consiste à affecter un réseau à l'évacuation des eaux usées domestiques (eaux de vannes et eaux ménagères) et, avec des réserves, certains effluents industriels, alors que l'évacuation de toutes les eaux pluviales est assurée par un autre réseau.**

### **Avantages :**

- **Il est le seul concevable lorsque la population est relativement dispersée.**
- **Il s'impose lorsque le cours d'eau traversant l'agglomération est de faible importance, notamment en période critique d'étiage. On admet que les déversoirs d'orage, en système unitaire, peuvent ramener une pollution conséquente due à l'insuffisance de dilution des déversements dans le cours d'eau.**
- **Les eaux polluées sont évacuées sans aucun contact avec l'extérieur.**
- **Il assure à la station d'épuration un fonctionnement régulier parce que les eaux à traiter ont les débits les plus faibles et les plus réguliers.**

### **Inconvénients :**

- **Il nécessite une «police de réseau» réalisant des contrôles permanents et des mises en demeure sévères nécessitant parfois d'intervenir chez les administrés en propriété privée.**

# Partie 1 : Les systèmes d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales.



## **III - Système non gravitaire :**

**Ou «transferts aidés» mis en œuvre chaque fois que la topographie l'exige. Il permet d'éviter les surprofondeurs excessives et onéreuses nécessaires à la pose des canalisations. Ils présentent un intérêt incontestable pour les liaisons intercommunales avec possibilités de passer au plus court suivant parfois un profil très accidenté.**

### **On distingue :**

- Les réseaux d'assainissement sous pression de refoulement des eaux par pompage.**
- Les réseaux d'assainissement sous vide : Un ou plusieurs usagers sont raccordés gravitairement au regard de transfert qui joue le rôle de déversoir tampon. Celui-ci assure, à travers une vanne, l'évacuation par aspiration des effluents vers la cuve de stockage située dans la centrale à vide.**

# Partie 1 : Les systèmes d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales.

## III - Système non gravitaire (suite) :

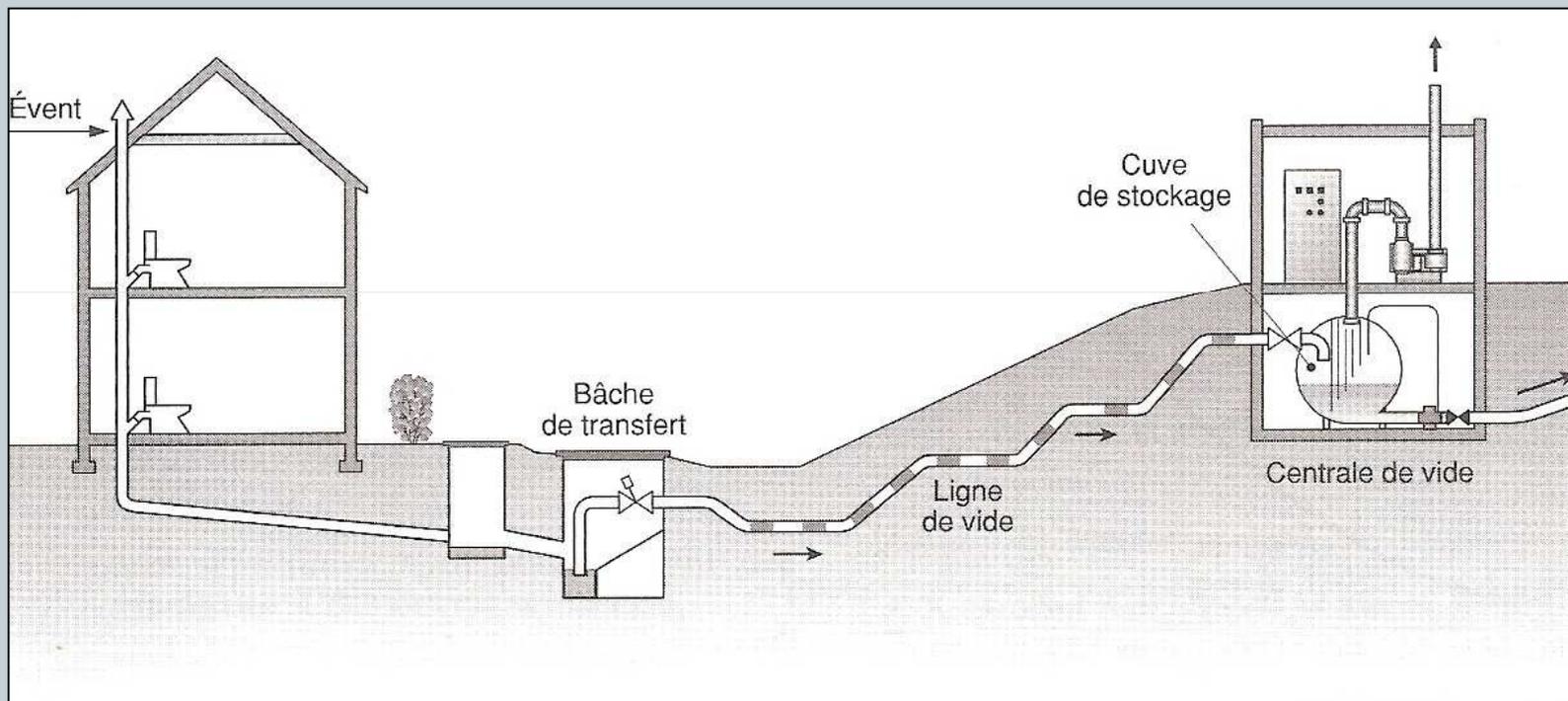


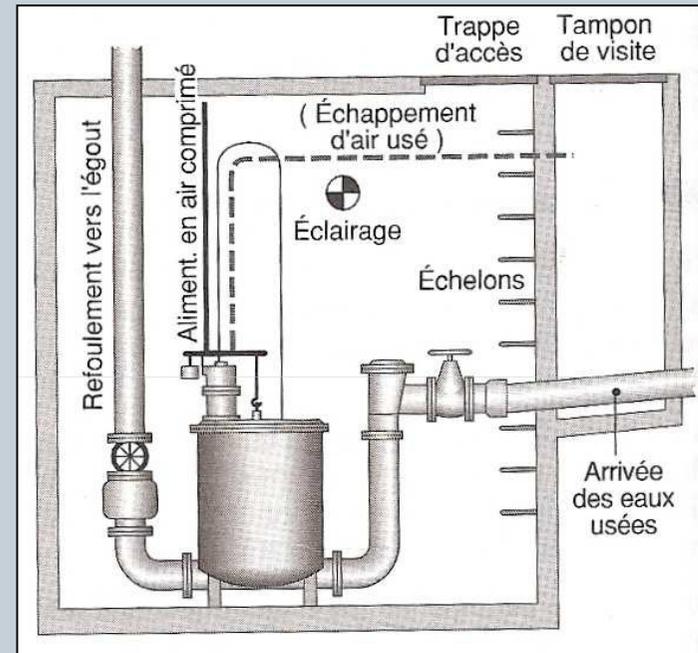
Figure 3 : Principe général du système de transfert à vide.

# Partie 1 : Les systèmes d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales.

## III - Système non gravitaire (suite) :

- Les réseaux d'assainissement sous pression par aéroéjecteur : Le principe consiste en un refoulement par air comprimé.

Figure 4 : Installation d'un aéroéjecteur



L'opération se fait en trois temps : 1- arrivée de l'effluent dans la cuve de l'appareil à travers le clapet et remplissage progressif. 2- le remplissage terminé, un détecteur commande la fermeture du clapet, l'admission d'air comprimé, la mise en pression et le refoulement dans les conduites d'évacuation. 3- à la fin du refoulement, l'ordre de fermeture de la vanne d'admission de l'air et du refoulement permet l'ouverture du clapet soumis à la poussée de l'effluent en attente.

# Partie 1 : Les systèmes d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales.



## **IV - Système non collectif :**

**Ce système est proposé lorsque la faible densité de l'habitat rend inutile la mise en place d'un réseau public. Il a pour objet d'assurer l'épuration des eaux usées par le sol selon des modes compatibles avec les exigences de la santé publique et de l'environnement.**

# Partie 1 : Les systèmes d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales.



## **I - Définition des paramètres :**

### **I-1 - Les matières en suspension (MES) :**

**Elles représentent les matières qui ne sont ni à l'état soluble, ni à l'état colloïdal. Les MES comportent des matières organiques et minérales. Ils constituent un paramètre important qui marque bien le degré de pollution d'un effluent urbain ou même industriel.**

**Les techniques d'analyse font appel à la séparation directe. Le résidu est séché à 105°C et ensuite pesé. Le résultat est exprimé en mg/L.**

# Partie 1 : Les systèmes d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales.



## **I-2 - Les matières volatiles en suspension (MVS) :**

**Elles représentent la fraction organique des MES et sont obtenues par calcination de ces MES à 525°C pendant deux heures. La différence entre le poids à 105°C et le poids à 525°C donne «la perte au feu» et correspond à la teneur en MVS en mg/L.**

## **I-3 - Les matières minérales :**

**Elles représentent le résultat d'une évaporation totale de l'eau c'est-à-dire son extrait sec constitué à la fois par les matières minérales en suspension et les matières solubles (chlorures, phosphates...).**

## **I-3 - Les matières décantables :**

**Elles représentent les MES qui sédimentent au bout de deux heures dans une éprouvette. On prévoit généralement, dans le processus d'épuration, un abattement de 90% de matières décantables.**

# Partie 1 : Les systèmes d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales.



## I-4 - La température :

**Elle est souvent négligée à tort. Le fonctionnement de certains ouvrages, notamment les dégraisseurs, sont très sensibles à des températures trop élevées. Ainsi tout rejet doit être inférieur à 30°C.**

# Partie 1 : Les systèmes d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales.



## I-6 - La demande biochimique en oxygène :

C'est la quantité d'oxygène dépensée par les phénomènes d'oxydation chimique, d'une part, et la dégradation des matières organiques, par voie aérobie, nécessaire à la destruction des composés organiques d'autre part. Ces deux types d'oxydation se superposent, d'où le terme «biochimique». Notons que dans les eaux usées, ce sont les phénomènes biologiques qui prédominent.

Cette analyse repose sur le fait qu'un échantillon dans un flacon fermé, abandonné à lui-même, va consommer rapidement l'oxygène dissous qu'il contient sous l'action des micro-organismes présents. Ceux-ci utilisent l'oxygène pour dégrader les matières organiques contenues dans l'eau.

La DBO s'exprime ainsi en mg d'O<sub>2</sub> consommée par litre d'effluent. Par convention, on retient le résultat de la consommation d'oxygène au bout de 5 jours (DBO<sub>5</sub>). La dégradation des matières azotées par oxydation se fait après une dizaine de jours. Les 5 jours sont donc l'assurance que seules les matières organiques sont concernées.

# Partie 1 : Les systèmes d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales.



## I-7 - La demande chimique en oxygène :

Elle représente la teneur total en matières organiques, qu'elles soient ou non biodégradables. Le rapport DCO/DBO<sub>5</sub> est d'environ 2 à 3 pour une eau usée. Au-delà de ce rapport, il y'a vraisemblablement une anomalie.

## I-8 - L'azote :

Il se présente sous deux forme :

- L'azote réduit correspond à l'azote organique provenant des déchets métaboliques (protéines, urées) d'origine humaine. On parle d'azote total exprimé en mg de N / L.
- L'azote oxydé se trouve de façon marginale dans les eaux usées. Il s'agit de nitrites (NO<sub>2</sub><sup>-</sup>) et de nitrates (NO<sub>3</sub><sup>-</sup>) produits par oxydation de l'azote réduit.

# Partie 1 : Les systèmes d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales.



## **I-9 - Le phosphore :**

Mesuré soit sous forme de phosphore total  $P_T$  soit sous forme de phosphates. Le résultat est exprimé en mg/L.

## **I-10 - Les matières grasses :**

Proviennent des eaux usées domestiques et des rejets des activités (restaurants, commerces alimentaires...). Elles réduisent la section de passage des effluents et nuisent à la bonne oxygénation de l'effluent. Elles sont exprimées en mg/L.

## **I-11 - Les produits toxiques ou dangereux :**

- Les éléments traces métalliques (ETM) constitués par des métaux lourds (plomb, mercure, nickel, zinc, cuivre ...).
- Les composés organiques traces (COT) décomposés en hydrocarbures et cyanures et naturellement toxiques pour l'homme.

## **I-12 - Les paramètres microbiologiques :**

Ils sont constitués de bactéries ou de micro-organismes pathogènes, de virus et de parasites nuisibles pour la santé humaine.

# Partie 1 : Les systèmes d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales.



## II - Qualité des eaux usées :

Les valeurs unitaires de pollution correspondent au rejet journalier standard d'un habitant pour divers paramètres, c'est ainsi qu'a été défini l'équivalent-habitant (EH).

	Pour 1 EH
<b>MES</b>	<b>90 g</b>
<b>DBO<sub>5</sub></b>	<b>60 g</b>
<b>DCO</b>	<b>- (1)</b>
<b>Azote total</b>	<b>15 g</b>
<b>Phosphore</b>	<b>4 g</b>
<b>Matières grasses</b>	<b>15 à 20 g de lipides</b>

(1) Pas d'EH défini. La mesure en réseau donne 45 à 85 g/jour/hab.

# Partie 1 : Les systèmes d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales.



## I-14 - qualité des eaux pluviales :

Contrairement aux eaux usées, les eaux pluviales sont éminemment variables dans leur composition. La pollution atmosphérique provient notamment de la combustion des hydrocarbures destinés à l'industrie et au transport. Sur les surfaces imperméabilisés, les eaux, en ruisselant, vont arracher puis transporter les matières qui se trouvent sur les chaussées, les parkings, les trottoirs et les toitures.

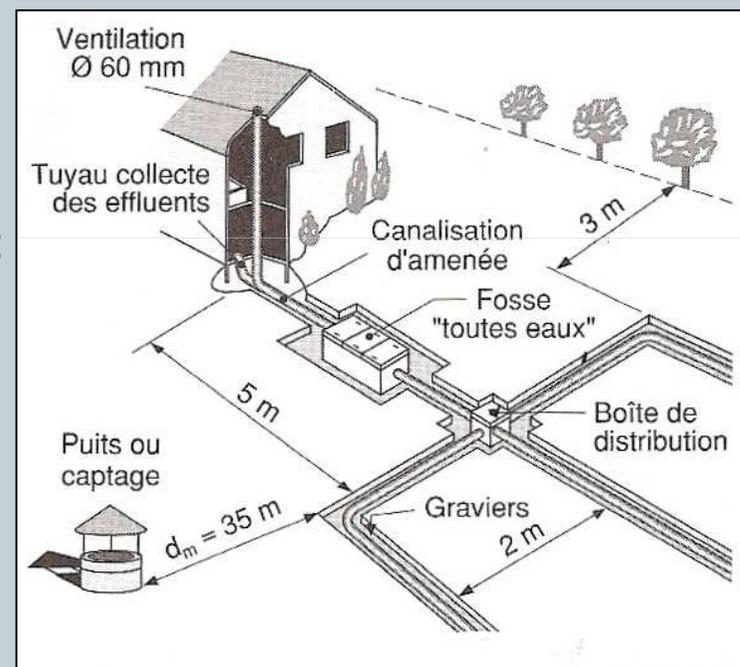
Le tableau suivant présente un ordre de grandeur de teneurs caractérisant un événement pluvieux particulier de fréquence mensuelle :

mg/l	Mini	Maxi	Moyen
MES	160	1945	888
DBO <sub>5</sub>	59	1223	591
DCO	107	3202	1455
NH <sub>4</sub>	14,2	27,4	20,2

# Partie 1 : L'assainissement non collectif.

Ce système est proposé lorsque la faible densité de l'habitat rend inutile la mise en place d'un réseau public. Il a pour objet d'assurer l'épuration des eaux usées par le sol selon des modes compatibles avec les exigences de la santé publique et de l'environnement.

Une composante principale de ce système est la fosse toutes eaux (FTE) destiné à la collecte, à la liquéfaction partielle des matières polluantes contenues dans les eaux usées et à la rétention des matières solides et des déchets flottants. Les solides s'accumulent dans un premier compartiment et subissent une fermentation anaérobie basique que l'on nomme « digestion ». Cela entraîne la production de gaz carbonique, d'hydrogène et de méthane. Un conduit d'aération assure l'évacuation de ces gaz.



**Figure 5 : Réseau de tranchées parallèles sur terrain plat et favorable.**

# Partie 1 : L'assainissement non collectif.



**Après le premier compartiment, un deuxième reçoit les effluents décantés. Il ne faut jamais acheminer les eaux pluviales dans la fosse. La hauteur d'eau utile dans les compartiments ne doit pas être inférieure à 1 m.**

**Le volume utile est de 3m<sup>3</sup> pour des logements de 5 pièces avec 1m<sup>3</sup> par pièce supplémentaire. Le temps de séjour varie entre 5 et 10 jours. La fréquence réglementaire de vidange de la FTE est d'au moins 1 fois tous les 4 ans.**

**Le rendement d'épuration de ces ouvrages est de 50% de DBO et de 65% de MES. Les rendements en azote sont faible et le dispositif n'arrêtent absolument pas les germes bactériens.**

# Partie 1 : L'assainissement non collectif.



**Le sol, milieu très vivant, est un site idéal pour assurer l'épuration des eaux usées prétraités. Celles-ci doivent être diffusées dans le sol, à condition qu'il soit apte à cette fonction. Il existe trois grands types de sol du point de vue de leur aptitude à l'assainissement autonome :**

**Type 1 : aptitude à l'épandage souterrain : la mise en œuvre des tranchées filtrantes est possible;**

**Type 2 : aptitude à l'épandage souterrain dans un sol reconstitué : utilisation d'un lit filtrant.**

**Type 3 : aptitude à l'épandage par un massif sableux drainé. Ceci implique que les effluents épurés seront évacués par des drains vers le milieu hydraulique superficiel.**

# Partie 1 : L'assainissement non collectif.



Les sondages à la pelle mécanique permettent de qualifier les données relatives au sol (nature, texture, perméabilité, profondeur de la nappe, du substratum, morphologie...).

La perméabilité du sol s'apprécie par un test de percolation qui permet de classer le sol. Ce test «méthode Porchet» consiste à réaliser des trous de 150 mm de diamètre et de 0,50 à 0,80 m de profondeur alimentés en eau pour une phase de saturation de 4 heures. Une fois le sol saturé, on peut mesurer l'absorption du sol et donc sa perméabilité K. On distingue :

- Un sol à dominante argileuse ( $K < 15 \text{ mm/h}$ ), l'épandage dans le sol naturel n'est pas réalisable : mise en place d'un filtre vertical.
- Un sol limoneux ( $15 \text{ mm/h} < K < 30 \text{ mm/h}$ ), l'épandage dans le sol naturel est réalisable à l'aide de tranchées filtrantes.
- Un sol à dominante sableuse ( $30 \text{ mm/h} < K < 500 \text{ mm/h}$ ), l'épandage dans le sol naturel est réalisable à l'aide de tranchées filtrantes ou lit filtrant.
- Un sol fissuré ou perméable ( $K > 500 \text{ mm/h}$ ), l'épandage dans le sol naturel n'est pas réalisable.

# Partie 1 : L'assainissement non collectif.



## I- Tranchées et lits d'épandage à faible profondeur :

Cet épandage est réalisé par l'intermédiaire de tuyaux placés horizontalement dans un ensemble de tranchées. Le fond des tranchées doit se situer à 0,60 m minimum et à 1 m maximum sous la surface du sol. La largeur d'une tranchée est de 0,50 m. La longueur maximale d'une tranchée est de 30 m.

Les tranchées sont parallèles et leur écartement d'axe en axe ne doit pas être inférieur à 1,5 m.

Le champ d'épandage doit être au moins à 3 m de la limite de propriété, à 5 m de la maison et à 35 m d'un éventuel puits de captage.

Pour un sol limoneux, on préconise 60 à 90 m de tranchées filtrantes avec 20 ou 30 m pour toute pièce au-delà de 5. Pour un sol à dominante sableuse on doit avoir 45 m de tranchées avec 15 m de tranchées supplémentaires pour chaque pièce au-delà de 5.

# Partie 1 : L'assainissement non collectif.



## I- Tranchées et lits d'épandage à faible profondeur (suite) :

Le fond de la tranchée est garni d'une couche de graviers sans fines 10/40 mm sur 10 à 20 cm. La canalisation est posée avec une pente inférieure à 1cm/m. On remblaie avec du graviers jusqu'à 10 cm au dessus de la génératrice. On dispose un géotextile et on remplit le reste de terre végétale.

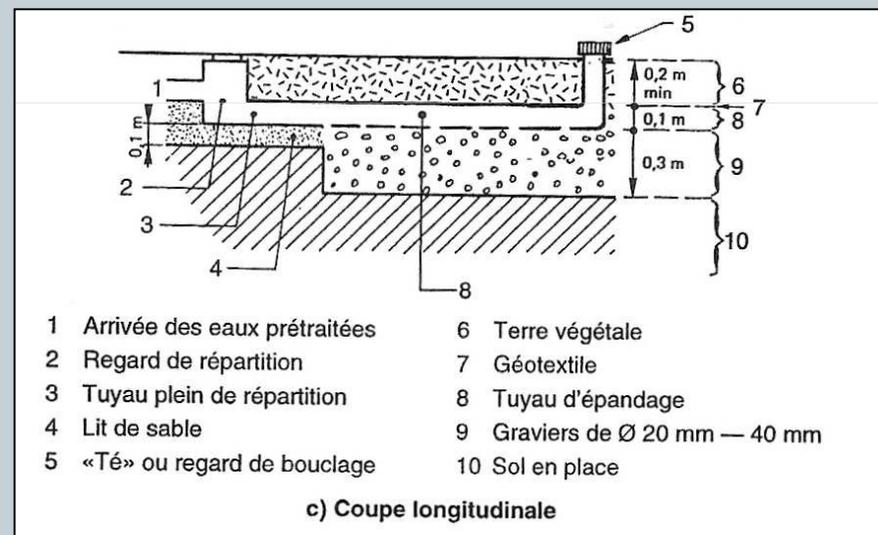
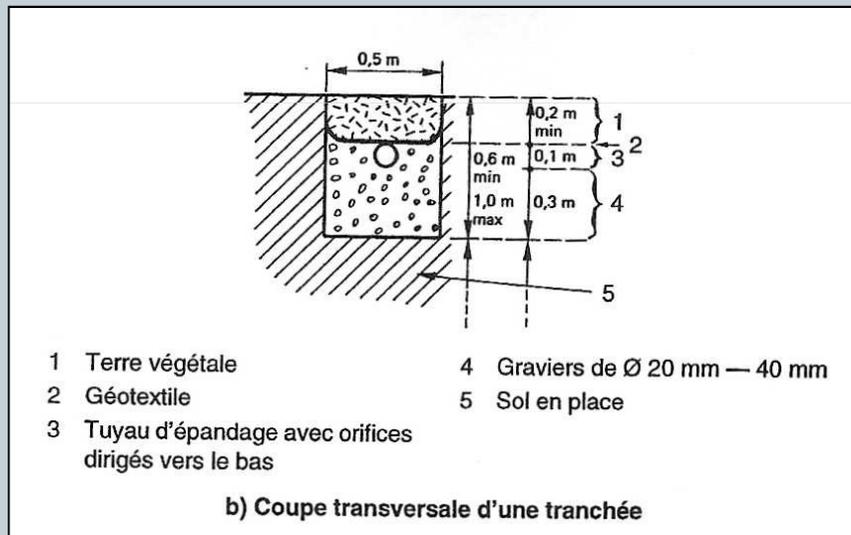


Figure 6 : Tranchées d'infiltration.

# Partie 1 : L'assainissement non collectif.



## I- Tranchées et lits d'épandage à faible profondeur (suite) :

Dans le cas des sols à dominante sableuse où la réalisation des tranchées d'infiltration est difficile, l'épandage souterrain est réalisé dans une fouille unique à fond horizontal. 60 m<sup>2</sup> au minimum sont nécessaires avec 20 m<sup>2</sup> supplémentaires par pièce principale au-delà de 5. La longueur maximale est de 30 m et la largeur maximale est de 8 m.

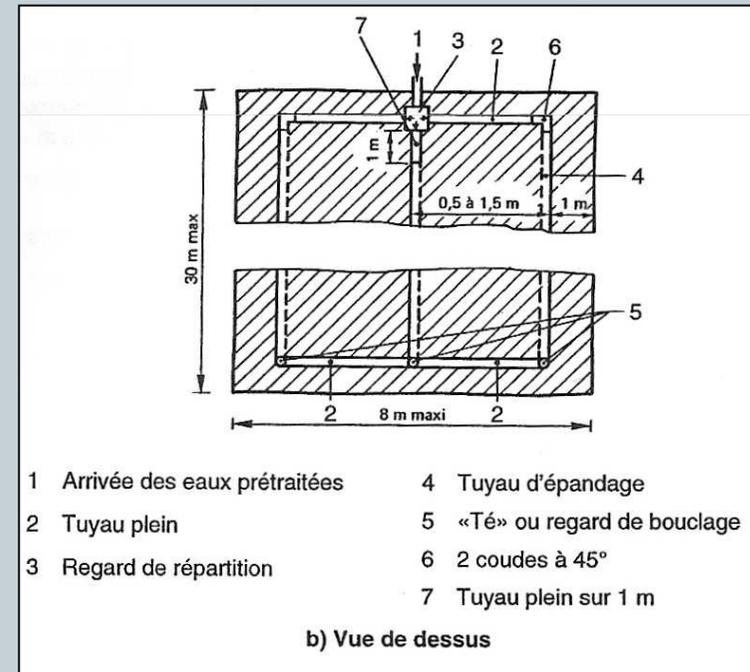
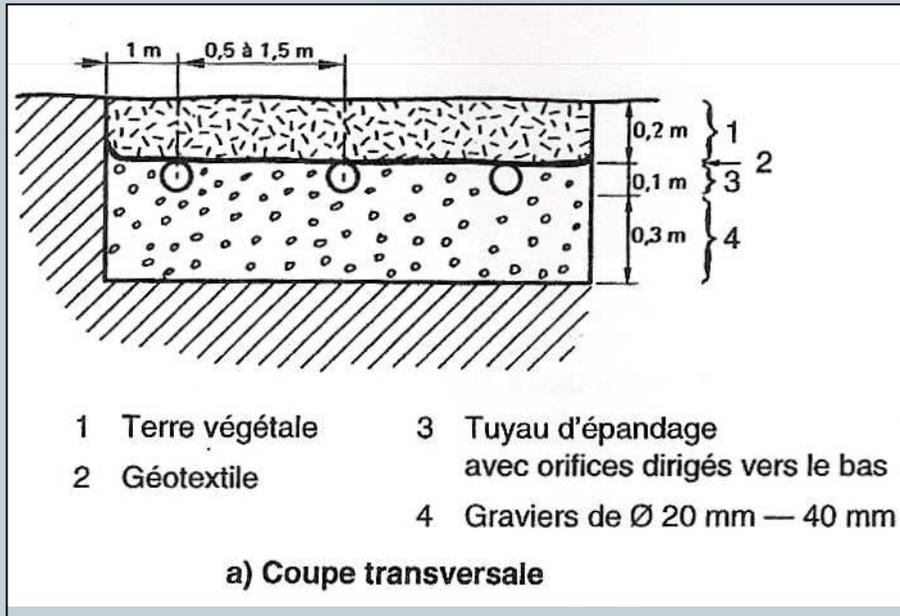


Figure 7 : Lit d'épandage.

# Partie 1 : L'assainissement non collectif.



## **II- Filtre à sable vertical non drainé :**

**Le filtre à sable vertical non drainé reçoit les effluents prétraités. Du sable lavé se substituant au sol naturel est utilisé comme système épurateur et le sol en place comme moyen dispersant.**

**La surface minimale doit être de 25 m<sup>2</sup> avec 5m<sup>2</sup> supplémentaire par pièce principale au-delà de 5. la filtre à sable doit avoir une largeur de 5 m et une longueur minimale de 4m.**

**Le fond du filtre à sable doit être horizontal et se situe à 0,90 m sous le fil d'eau en sortie du regard de répartition. La profondeur de la fouille est de 1,10 m minimum à 1,60 m maximum.**

**Si le sol est fissuré, le fond de fouille pourra être recouvert d'un géotextile.**

# Partie 1 : L'assainissement non collectif.

## II- Filtre à sable vertical non drainé (suite) :

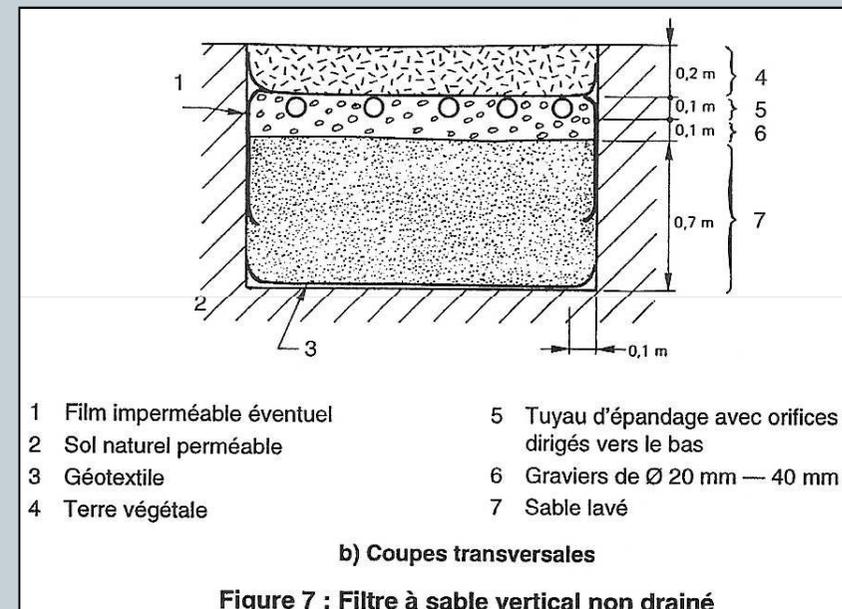
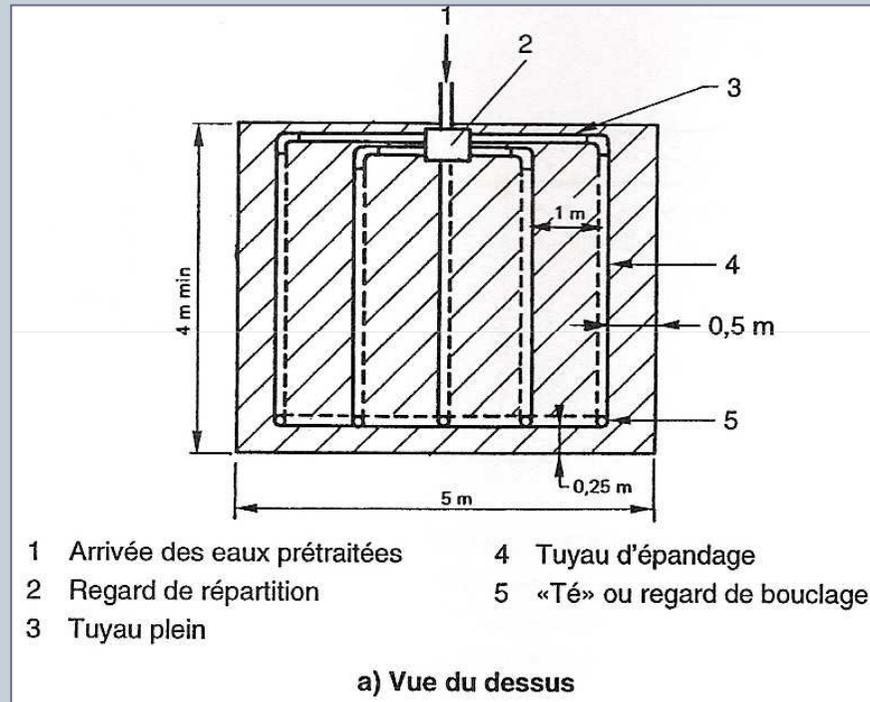


Figure 8 : Filtre à sable vertical non drainé.

# Partie 1 : L'assainissement non collectif.



## **II- Filtre à sable vertical drainé :**

**Le filtre à sable vertical drainé reçoit les effluents prétraités. Du sable lavé se substituant au sol naturel est utilisé comme système épurateur et le milieu superficiel ou souterrain (puits d'infiltration) comme moyen d'évacuation.**

**La surface minimale doit être de 25 m<sup>2</sup> avec 5m<sup>2</sup> supplémentaire par pièce principale au-delà de 5. la filtre à sable doit avoir une largeur de 5 m et une longueur minimale de 4m.**

**Le fond du filtre à sable doit être horizontal et se situe à 1 m sous le fil d'eau en sortie du regard de répartition. La profondeur de la fouille est de 1,20 m minimum à 1,70 m maximum.**

**Dans le cas d'un milieu vulnérable, l'installation d'un film imperméable est indispensable.**

# Partie 1 : L'assainissement non collectif.

## III- Filtre à sable vertical drainé (suite) :

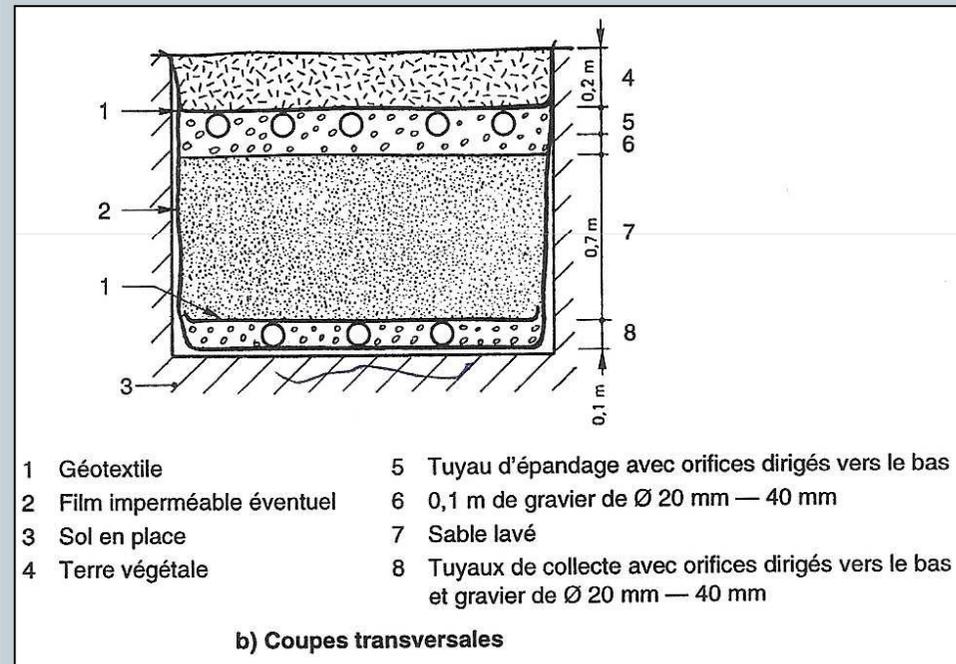
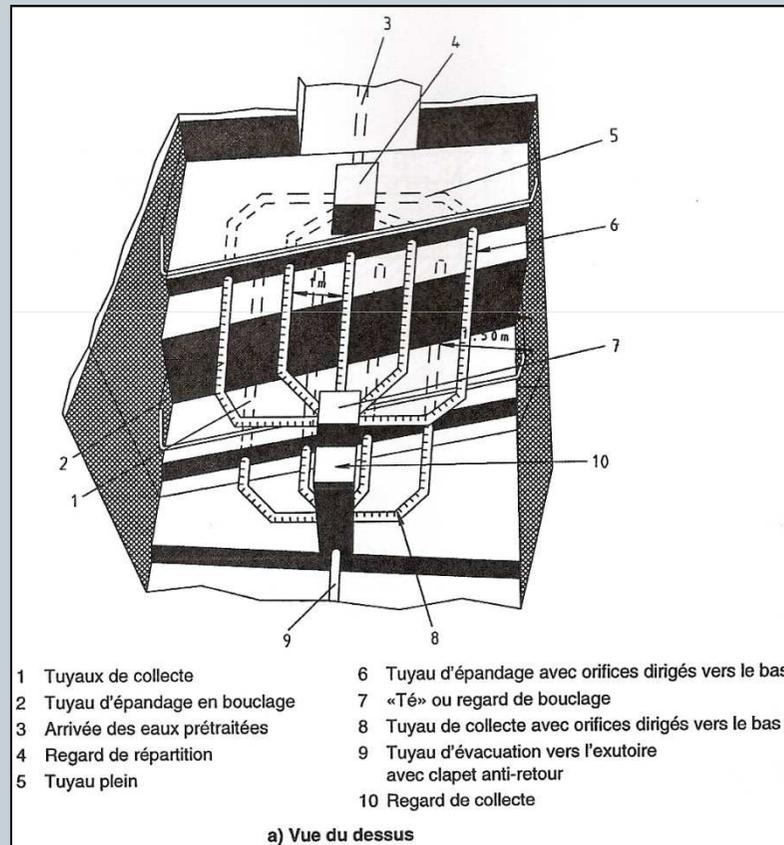


Figure 9 : Filtre à sable vertical drainé.

# Partie 1 : L'assainissement non collectif.



## III- Filtre à sable vertical drainé (suite) :

**Une étude sur plus de cinquante échantillons montre des rendements excellents entre la sortie de la fosse toutes eaux et la sortie d'un filtre à sable drainé :**

- **85% en MES,**
- **94% en DCO,**
- **96% en N,**
- **99% en DBO<sub>5</sub>.**

## Partie 2 : Conception de réseaux : principes hydrauliques fondamentaux.



La structure d'un réseau d'assainissement est complexe par la présence de points singuliers (branchements, canalisations spécifiques, seuils, déversoirs, retenues, stockages...) qui demandent une simplification pour être appréhendés.

Dans ce qui suit on va se limiter à l'étude des canalisations circulaires dans les états principaux suivants :

I- Écoulement libre uniforme :

Données : le débit  $Q$ , la pente du radier  $I_r$ .

On cherche à déterminer la section  $S$  à partir de la relation  $S=Q/V$ . La vitesse se calcule par la relation  $V = K \times R^{2/3} \times I_r^{1/2}$ .

$R$  : le rayon hydraulique =  $S_m/P_m$  ou  $S_m$  est la section mouillée et  $P_m$  le périmètre mouillé (pour une section circulaire pleine ou à demi-section de diamètre  $D$ ,  $R = D/4$ ).

$I_r$  : la pente du radier en m/m.

$K$  : le coefficient de rugosité.

## Partie 2 : Conception de réseaux : principes hydrauliques fondamentaux.



Le coefficient de rugosité est établi dans le tableau suivant selon la section d'écoulement :

Type de sections d'écoulement	K
Fossés naturels en très mauvais état et pente très faible	10
Fossés naturels en mauvais état, de pente > 3 %	20
Caniveau rugueux (galets, herbes...)	30
Caniveau en sol argileux	40
Caniveau en grosse maçonnerie ou en stabilisé	50
Caniveau enrobé	60
Caniveau en béton	70
Collecteur avec de nombreux branchements	70
Collecteur avec regard de branchement	80
Collecteur gros diamètre ( $D \geq 0,80m$ )	90
Collecteur sans branchements	100
Collecteur métal et matériaux composites	100

## Partie 2 : Conception de réseaux : principes hydrauliques fondamentaux.



### I- Écoulement libre uniforme (suite) :

Une fois  $S$  calculé, on retient la section commerciale  $S_c$  immédiatement supérieure à la section théorique  $S$  et on se retrouve alors dans le cas d'un écoulement libre avec une pente motrice hydraulique  $I_m$  égale à la pente du radier  $I_r$ .

Il nous faut après établir les paramètres de l'écoulement réel à partir de l'écoulement théorique calculé. Le tableau et figure ci-après expliquent la méthodologie utilisée.

## Partie 2 : Conception de réseaux : principes hydrauliques fondamentaux.



### I- Écoulement libre uniforme (suite) :

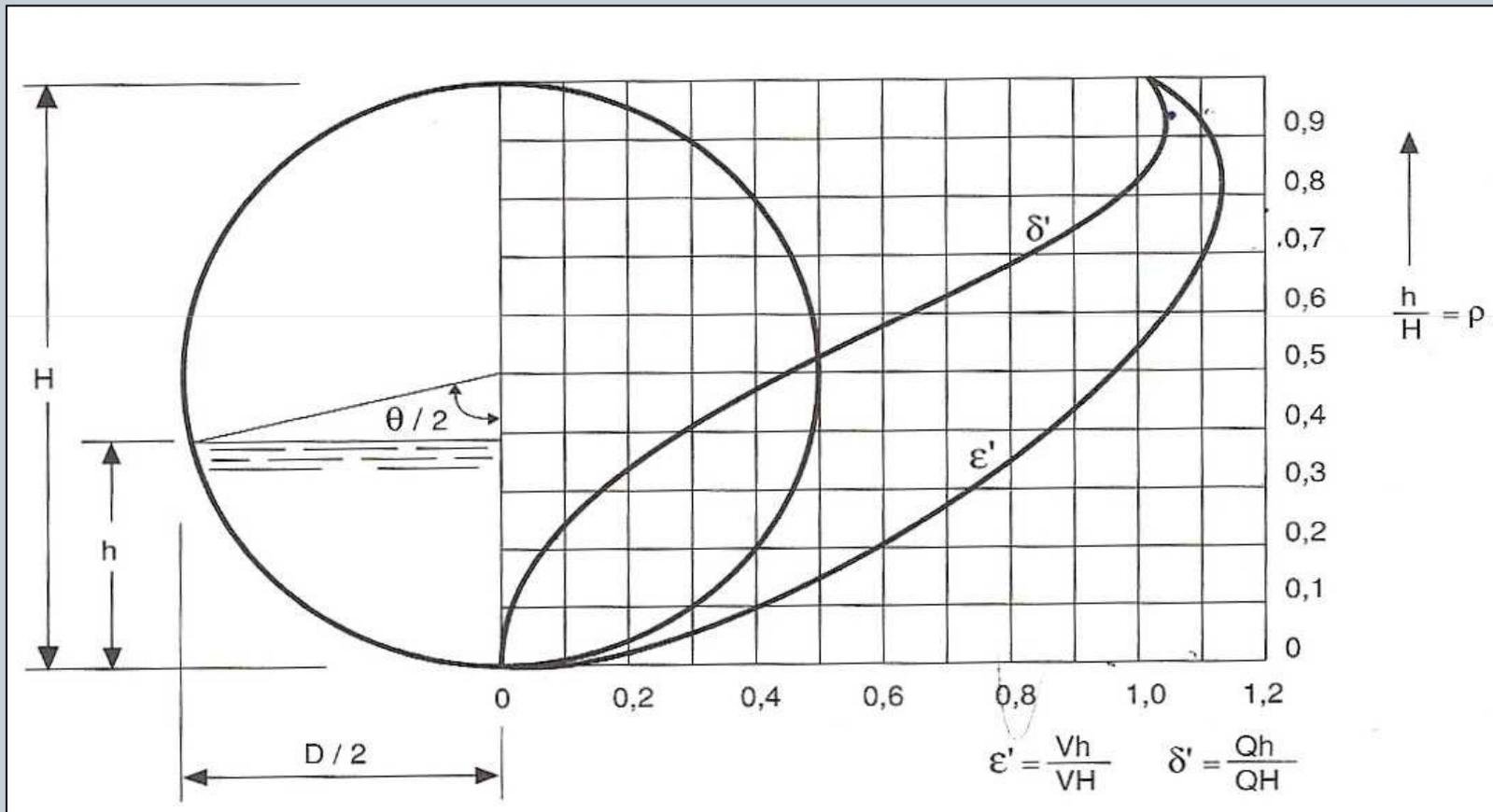


Figure 10 : Remplissage d'une canalisation circulaire.

# Partie 2 : Conception de réseaux : principes hydrauliques fondamentaux.



## I- Écoulement libre uniforme (suite) :

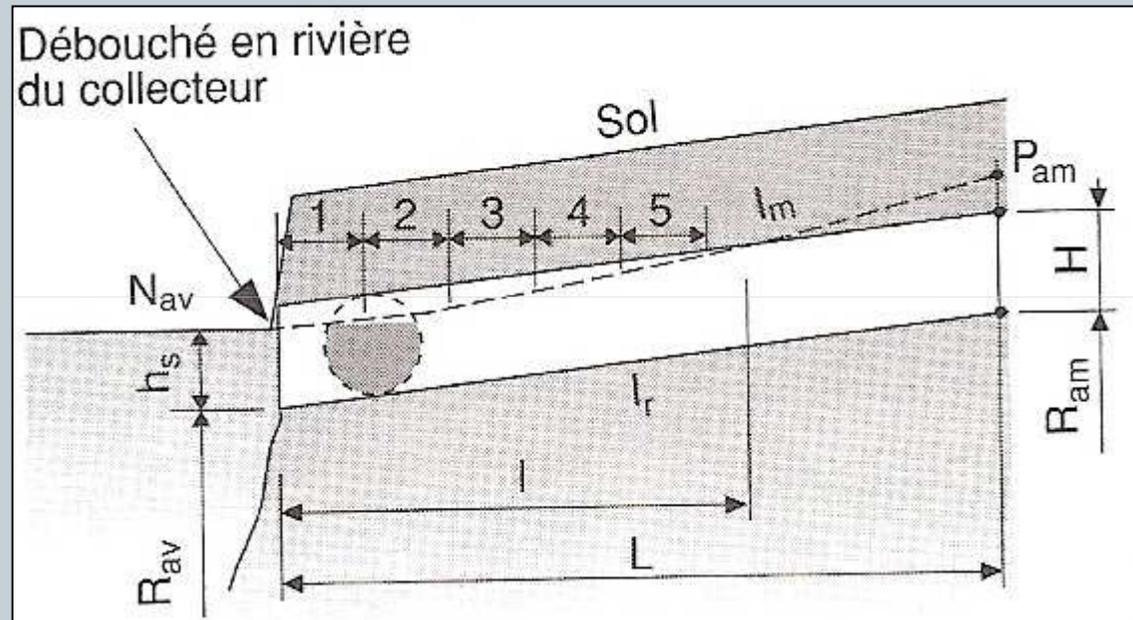
$\rho = h/H$	$\beta' = S/D^2$	$\gamma' = R/D$	$\epsilon' = V_h/V_H$	$\delta' = Q_h/Q_H$
0,025	0,0052	0,016	0,159	0,0010
0,050	0,0148	0,033	0,257	0,0045
0,075	0,0268	0,048	0,333	0,0112
0,100	0,0409	0,064	0,401	0,0208
0,125	0,567	0,079	0,464	0,0334
0,150	0,0739	0,093	0,516	0,0487
0,175	0,925	0,108	0,567	0,0567
0,200	0,1118	0,121	0,615	0,0876
0,225	0,1323	0,134	0,660	0,1113
0,250	0,1535	0,147	0,700	0,1366
0,300	0,1983	0,171	0,776	0,1956
0,350	0,2450	0,194	0,842	0,2623
0,400	0,2933	0,215	0,902	0,3364
0,450	0,3428	0,234	0,955	0,4169
0,500	0,3928	0,250	1,000	0,4997
0,550	0,4428	0,265	1,038	0,5853
0,600	0,4923	0,278	1,071	0,6713
0,650	0,5405	0,288	1,099	0,7550
0,700	0,5873	0,297	1,121	0,8380
0,750	0,6320	0,302	1,131	0,9099
0,775	0,6533	0,304	1,139	0,9461
0,800	0,6735	0,304	1,139	0,9753
0,825	0,6933	0,304	1,139	1,0042
0,850	0,7115	0,304	1,139	1,0305
0,875	0,7288	0,301	1,131	1,0491
0,900	0,7445	0,299	1,124	1,0654
0,925	0,7588	0,294	1,111	1,0728
0,950	0,7708	0,287	1,093	1,734
0,975	0,7803	0,277	1,068	1,0606
1,000	0,7855	0,250	1,000	1,0000

## Partie 2 : Conception de réseaux : principes hydrauliques fondamentaux.



### II- Écoulement libre ralenti par l'aval :

Figure 11 : Écoulement libre ralenti par l'aval.



Si on complique légèrement le problème précédent avec une charge imposée à l'aval en supposant un niveau aval  $N_{av}$  à 95% du remplissage.

## Partie 2 : Conception de réseaux : principes hydrauliques fondamentaux.

### III- Écoulement en charge :

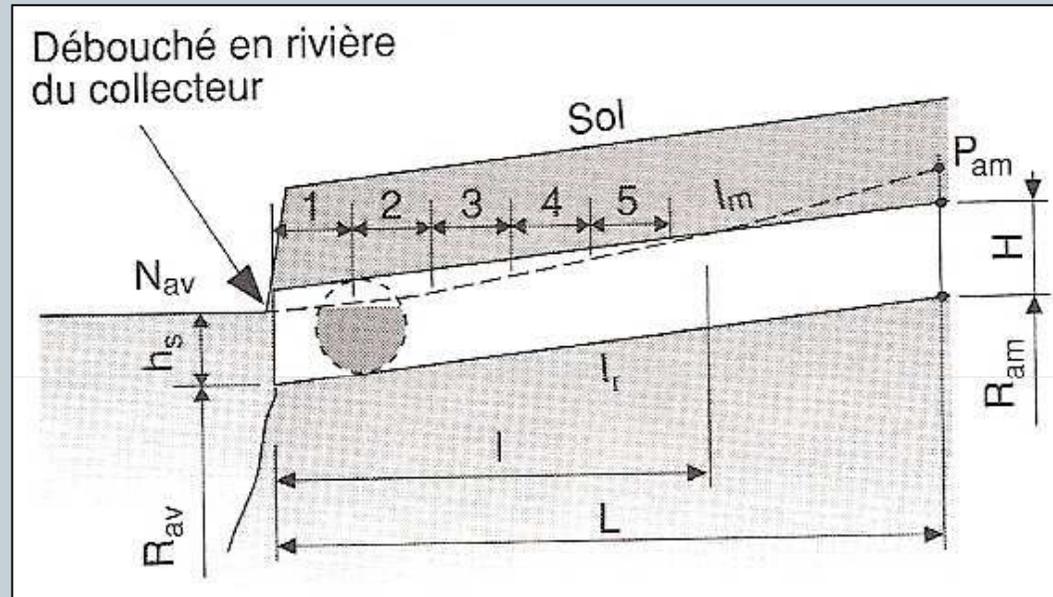
Figure 12 : Écoulement en charge à l'amont.

Le calcul se fait à partir de la formulation :

$$P_{am} = P_{av} + L \times (Q / K \times S \times R^{2/3})^2$$

$P_{am}$  est la côte piézométrique amont.

$P_{av}$  est la côte piézométrique aval égale à  $R_{av} + h_s$  s'il n'y a pas de contraintes et à  $N_{av}$  si l'écoulement est ralenti à l'aval.



## Partie 2 : Conception de réseaux : principes hydrauliques fondamentaux.



### IV- Écoulement à travers des points singuliers :

#### 1- Écoulement à travers un regard :

La perte de charge  $J$  est égale à :

$$J = k_i \times V^2 / (2 \times g)$$

$V$  vitesse moyenne dans la canalisation d'arrivée;

$k_i$  coefficient dépendant de la nature du point singulier ( $k_i = 0,1$  pour un regard).

## Partie 2 : Conception de réseaux : principes hydrauliques fondamentaux.



**2- écoulement à travers les jonctions :**

$$J = 1/n \sum (k_i \times Q_{ei}^2) / (2 \times g \times S_{ei}^2) + (k_s \times Q_s^2) / (2 \times g \times S_s^2)$$

**$k_i$  : variable selon les conditions de confluence de 0,1 à 1 pour 30° à 90°**

**$k_s$  : coefficient de transition, le second terme est négligeable.**

**$Q_{ei}$  : les débits entrants.**

**$Q_s$  : le débit sortant.**

## Partie 2 : Conception de réseaux : principes hydrauliques fondamentaux.



### 3- écoulement à travers les bifurcations :

$$J = (k \times V^2) / (2 \times g)$$

$$\text{avec } k = (1 - D_e^2 / \sum D_s^2)$$

### 4- écoulement à travers les grilles :

$$J = (k \times V^2) / (2 \times g)$$

$$k = \beta \times (e/b)^{4/3} \times \sin\theta$$

**e** épaisseur des barreaux face à l'écoulement.

**b** espace libre entre deux barreaux.

**θ** Inclinaison de la grille par rapport au flux entrant.

## Partie 2 : Conception de réseaux : principes hydrauliques fondamentaux.



### 5- écoulement à travers les bouches à grilles et avaloirs :

Le débit engouffré est  $Q = C \times (2 \times g \times h)$

Pour une grille :  $C = 0,6 \times n \times s \times k$

Pour un avaloir :  $C = \frac{2}{3} \times (1/3)^{1/2} \times L \times h$

**S** : section de chacune des **n** ouvertures de la grille.

**k** : coefficient d'obturation ( $0,8 < k < 1$ ).

**h** : hauteur d'eau.

**L** : longueur d'engouffrement.

Pour un avaloir avec grille, il convient d'appliquer la formulation avec  $L = n \times b \times k$ , où **b** est l'espace libre entre les barreaux.

## Partie 2 : Conception de réseaux : principes hydrauliques fondamentaux.



### 6- écoulement à travers les orifices :

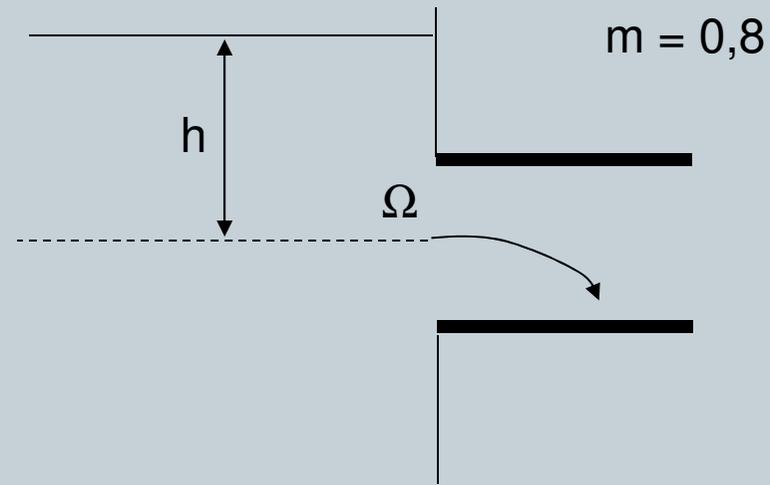
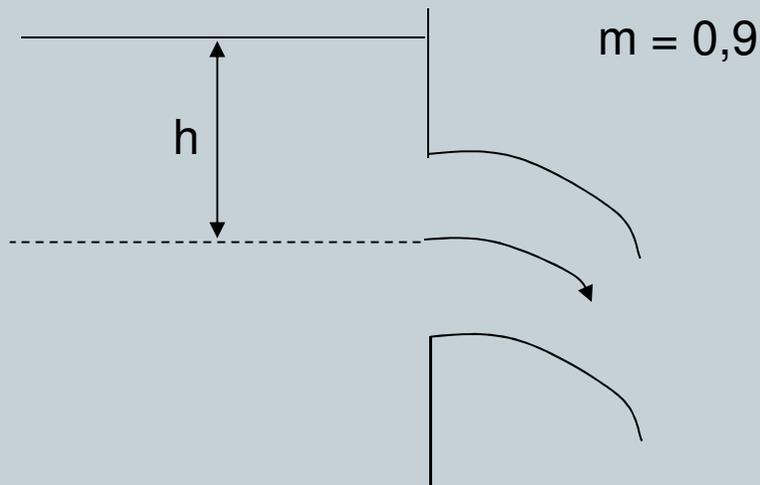
L'écoulement à travers les vannages et les vidanges de bassins de stockage est constitué d'un débit de fuite qui s'exprime :

$$Q = m \times \Omega \times (2 \times g \times h)^{1/2}$$

$\Omega$  Section de l'orifice;

$m$  : coefficient de débit = 0,9 pour une ouverture libre.

= 0,8 pour une ouverture canalisée.

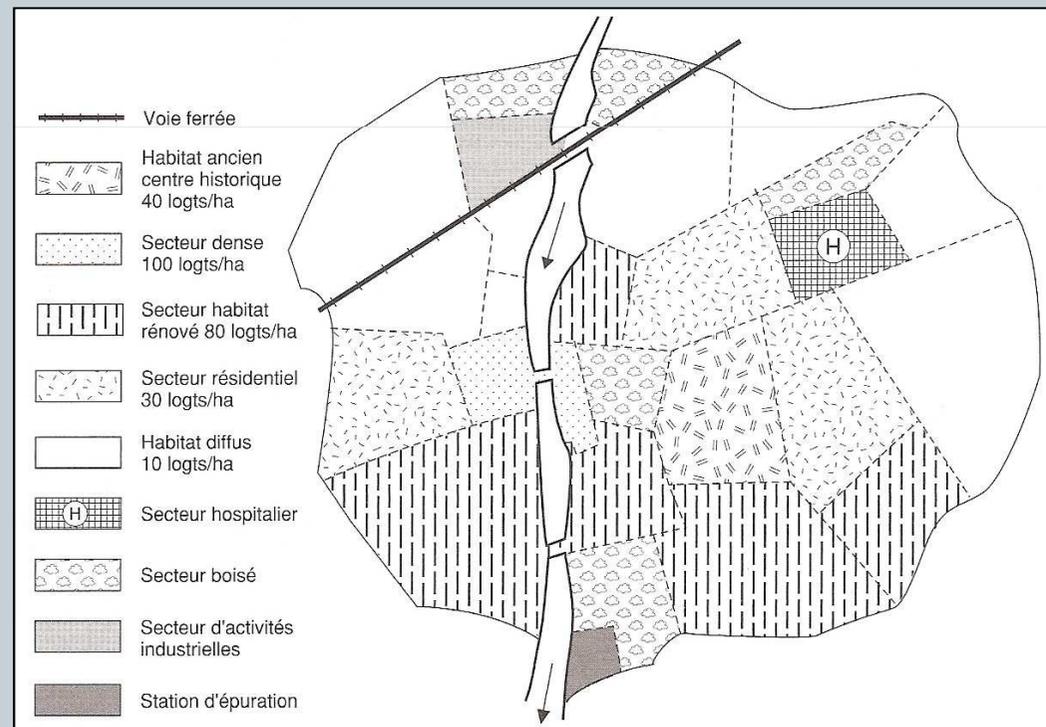


## Partie 2 : Eaux usées : aspect quantitatif et dimensionnement des réseaux.



Les quantités à considérer dépendent de la répartition des consommations d'eau liées aux facteurs socio-économiques. L'évaluation quantitative des rejets d'une agglomération peut être présentée par une modélisation spatiale des zones élémentaires d'occupation des sols. Il convient de compléter ce découpage par une enquête auprès des services municipaux pour définir un découpage socio-économique.

**Figure 13 : Pré-découpage d'un agglomération en zones d'habitat et secteurs d'activités spécifiques.**



## Partie 2 : Eaux usées : aspect quantitatif et dimensionnement des réseaux.



### **I- débits actuels :**

**Si l'on dispose des données mesurées, il sera facile d'évaluer un débit moyen journalier correspondant à la population en place. En revanche, s'il n'est pas possible de réunir les informations, on aura recours à un certain empirisme; les valeurs moyennes des débits actuels ont été établies par la statistique dans la fourchette de 80 à 200 l/hab/jour avec une moyenne de 150 l/hab/jour.**

**En milieu rural traditionnel, la dose unitaire d'eaux usées est estimée à 100l/hab/jour.**

**En périphérie des centres urbains, la dose unitaire, compte tenu des pertes pour usage externe (arrosage des jardins, lavage de voiture...), ne devrait pas dépasser 150 l/hab/jour.**

## Partie 2 : Eaux usées : aspect quantitatif et dimensionnement des réseaux.



### **II- Débits futurs :**

**Dans le cadre d'évaluation de réaménagements, on peut considérer les doses d'eaux usées domestiques suivantes :**

- **150 l/hab/jour pour les petites agglomérations.**
- **200 l/hab/jour pour les agglomérations à partir de 10.000 habitants.**
- **250 l/hab/jour pour les agglomérations à partir de 100.000 habitants.**
- **300 l/hab/jour pour les agglomérations à partir de 500.000 habitants.**
- **350 l/hab/jour pour les agglomérations à partir de 1.000.000 habitants.**

**Rappelons qu'il s'agit de valeurs statistiques et même maximalistes à utiliser dans le cas où on manque de mesures et de données préalablement enregistrées.**

## Partie 2 : Eaux usées : aspect quantitatif et dimensionnement des réseaux.



### III- Coefficient de pointe :

On estime les valeurs des débits moyens journaliers  $q_m$  applicables aux différents points stratégiques et auxquels on affecte le facteur de pointe  $C_p$  :

$$C_p = a + b/q_m^{1/2}$$

$C_p$  : coefficient de pointe ( $\leq 4$ ).

$a$  : paramètre qui exprime la limite inférieure à ne pas dépasser lorsque  $q_m$  tend vers l'infini (on prend généralement  $a = 1,5$ ).

$b$  : paramètre qui traduit, par sommation avec le terme  $a$ , La valeur de croissance lorsque  $q_m$  tend vers zéro (on prend généralement  $b=2,5$ ).

$q_m$  : débit moyen journalier des rejets en l/s

## Partie 2 : Eaux usées : aspect quantitatif et dimensionnement des réseaux.



**Ainsi, pour dimensionner des ouvrages d'évacuation des eaux usées, il convient de prendre en compte les valeurs extrêmes qui sont :**

- **Les valeurs des débits de pointe qui conditionnent implicitement le dimensionnement des canalisations en système séparatif.**
- **Les valeurs des débits minimaux qui permettent d'apprécier la capacité d'autocurage des canalisations, restant entendu que, dans la même mesure où les dépôts ne séjournent pas trop longtemps dans le réseau pour s'agglomérer et s'incruster sur le radier, ceux-ci ont de très fortes chances d'être entraînés et par conséquent disparaître dès lors que les vitesses croissent. La vitesse de non sédimentation des matières solubles est de l'ordre de 0,60 m/s.**

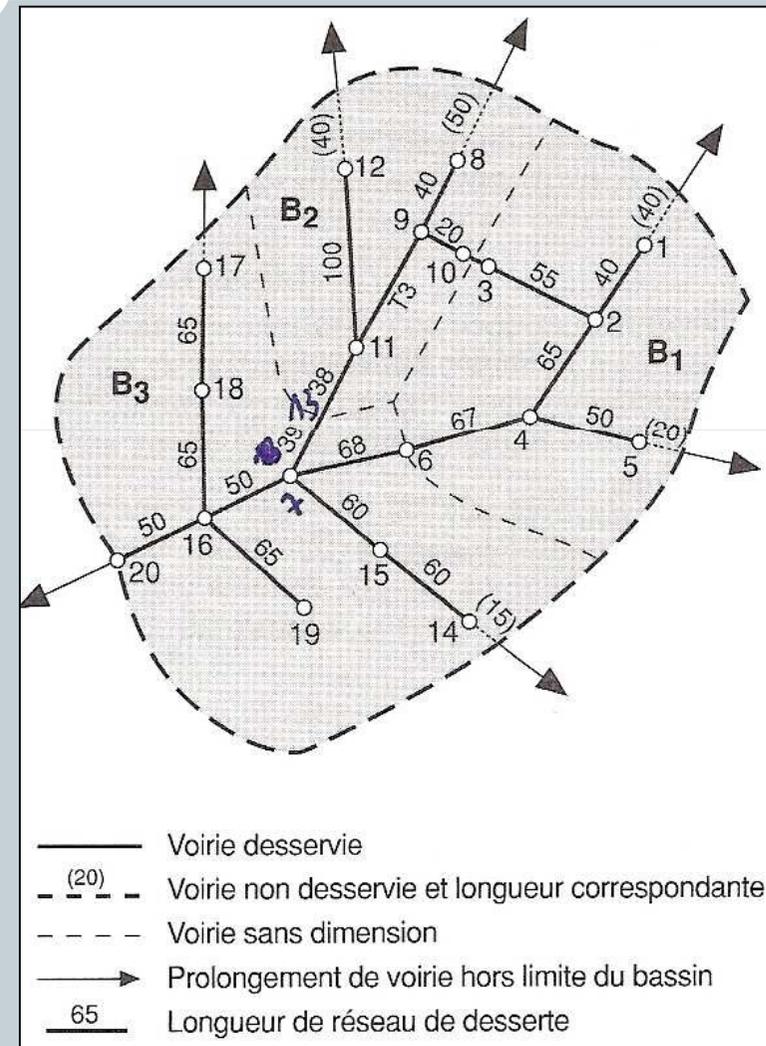
## Partie 2 : Eaux usées : aspect quantitatif et dimensionnement des réseaux.

### IV- Dimensionnement des réseaux des eaux usées :

Le calcul des réseaux d'évacuation des eaux usées suit une procédure de deux étapes :

- Calcul des débits du projet qui permettront de déterminer les caractéristiques dimensionnelles du réseau et de sa capacité d'évacuation et la possibilité d'autocurage.
- Le calcul des sections d'ouvrages en fonction de la pente à partir d'un réseau simplifié.

**Figure 14 : Schéma d'ossature de réseau d'évacuation des eaux usées.**



## Partie 2 : Eaux usées : aspect quantitatif et dimensionnement des réseaux.



### IV- Dimensionnement du réseaux des eaux usées (suite) :

On établit d'une part les valeurs du COS établies en situation actuelle et d'autre part les moyennes des surfaces occupées par les familles (surface d'habitation)

	<i>B1</i>	<i>B2</i>	<i>B3</i>	<i>total</i>
Surfaces non bâties imperméabilisées :				
- Pourcentages	50%	20%	25%	31,5%
- Surfaces correspondantes m <sup>2</sup>	4585	542	5317	10444
Surfaces bâties imperméabilisées :				
a) Surface d'habitation :				
- Pourcentages	30%	50%	50%	44,5%
- Surfaces correspondantes m <sup>2</sup>	2751	1356	10634	14741
b) Surface des dépendances :				
- Pourcentages	20%	30%	25%	24%
- Surfaces correspondantes m <sup>2</sup>	1834	814	5317	7965
Total m <sup>2</sup>	9170	2712	21268	33150

## Partie 2 : Eaux pluviales aspect quantitatif et dimensionnement des réseaux.



Le phénomène de saturation se manifeste après le début de l'averse en un temps d'entrée dans le système qui varie de 2 à 20 minutes selon les observations établies sur différents milieux urbains. On utilisera pour la suite la formule :

$$t_2 = K_2 L^{0,77} I^{-0,385}$$

$K_2$  facteur d'homogénéité des unités ( $K_2 = 0,0195$ ).

L longueur du plus long parcours en m.

I pente sur le plus long parcours L en m/m.

$t_2$  temps d'entrées en minutes.

## Partie 2 : Eaux pluviales aspect quantitatif et dimensionnement des réseaux.



### I- Détermination des débits de projets :

#### 1- Méthode rationnelle :

Une des finalités de la méthode consiste à évaluer, à mesure de l'avancement du calcul, les temps de concentration aux divers points caractéristiques du parcours d'un réseau.

Le temps caractéristique  $t_c$  représente la valeur finale du temps que mettra une goutte d'eau, la plus éloignée hydrauliquement, pour parvenir à l'exutoire considéré.

On considère que pour une averse uniforme d'intensité  $i$  et de durée  $t_c$  tout le bassin contribue à la formation du débit  $Q$  à l'exutoire. Par ailleurs, si l'averse durait plus longtemps que  $t_c$  avec la même intensité, la sommation d'hydrogramme identiques, décalés dans le temps, montrerait que le débit de pointe demeurerait égale à la valeur de  $Q(t_c)$ .

## Partie 2 : Eaux pluviales aspect quantitatif et dimensionnement des réseaux.

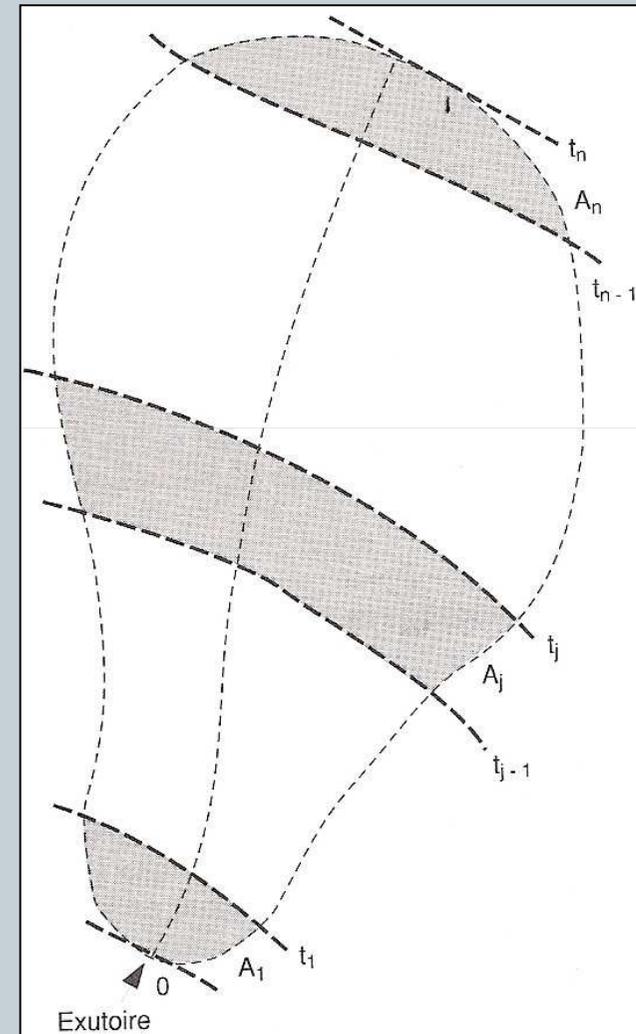


### I- Détermination des débits de projets (suite) :

#### 1- Méthode rationnelle (suite) :

Dans la pratique, la démarche consiste à estimer les débits produits à l'aval des secteurs élémentaires  $A_1, A_2, \dots, A_n$ .

Figure 15 : définition du découpage en zones élémentaires.



## Partie 2 : Eaux pluviales aspect quantitatif et dimensionnement des réseaux.



### I- Détermination des débits de projets (suite) :

#### 1- Méthode rationnelle (suite) :

Les hypothèses de base sont :

- L'intensité  $i$  en mm/h est uniforme dans le temps et dans l'espace (valeur moyenne).
- Le débit de pointe  $Q_{pk}$  pour chaque aire est une fraction du débit précipité  $i \times A_k$

$$Q_{pk} = C_k \times i \times A_k.$$

- Le débit de pointe à l'exutoire :

$$Q_p = \sum Q_{pk} = \sum C_k \times i \times A_k = i \times \sum C_k \times A_k$$

$$\text{En posant } C \times A = \sum C_k \times A_k$$

$$\text{On a : } Q_p = K_1 \times C \times i \times A$$

Avec  $K_1 = 1/360$  coefficient d'homogénéité se rapportant aux unités.

## Partie 2 : Eaux pluviales aspect quantitatif et dimensionnement des réseaux.



### I- Détermination des débits de projets (suite) :

#### 1- Méthode rationnelle (suite) :

Dans la formule  $Q_p = K_1 \times C \times i \times A$ , le coefficient de ruissellement équivalent  $0 < C < 1$  est déterminé par l'intermédiaire des coefficients de ruissellement élémentaires. Ces derniers sont évalués suivant le type de sols ou d'occupation de sols.

<i>Nature de la surface</i>	<i>Coefficient de ruissellement</i>
Pavage, chaussées revêtues, pistes ciment	$0,70 \leq C \leq 0,95$
Toitures et terrasses	$0,75 \leq C \leq 0,95$
Sols imperméables avec végétation :	
$l \leq 2\%$	$0,13 \leq C \leq 0,18$
$2\% \leq l \leq 7\%$	$0,18 \leq C \leq 0,25$
$l \geq 7\%$	$0,25 \leq C \leq 0,35$
Sols perméables avec végétation :	
$l \leq 2\%$	$0,05 \leq C \leq 0,10$
$2\% \leq l \leq 7\%$	$0,10 \leq C \leq 0,15$
$l \geq 7\%$	$0,15 \leq C \leq 0,20$

## Partie 2 : Eaux pluviales aspect quantitatif et dimensionnement des réseaux.



### I- Détermination des débits de projets (suite) :

#### 1- Méthode rationnelle (suite) :

<i>Type d'occupation du sol</i>	<i>Coefficient de ruissellement</i>
Commercial	$0,70 \leq C \leq 0,95$
Résidentiel	
Lotissements	$0,30 \leq C \leq 0,50$
Collectifs	$0,50 \leq C \leq 0,75$
Habitats dispersés	$0,25 \leq C \leq 0,40$
Industriel	$0,50 \leq C \leq 0,80$
Parcs et jardins publics	$0,05 \leq C \leq 0,25$
Terrain de sport	$0,10 \leq C \leq 0,30$
Terrains vagues	$0,05 \leq C \leq 0,15$
Terrains agricoles	
Drainés	$0,05 \leq C \leq 0,13$
Non drainés	$0,03 \leq C \leq 0,07$

## Partie 2 : Eaux pluviales aspect quantitatif et dimensionnement des réseaux.



### I- Détermination des débits de projets (suite) :

#### 1- Méthode rationnelle (suite) :

Dans la formule  $Q_p = K_1 \times C \times i \times A$ , l'intensité  $i$  est déterminée en utilisant la formule de Montana de type :

$$i(t_c, T) = A(T) t_c^{-B(T)}$$

**A et B à déterminer statistiquement selon les régions.**

**T est la période de retour considérée.**

## Partie 2 : Eaux pluviales aspect quantitatif et dimensionnement des réseaux.



### I- Détermination des débits de projets (suite) :

#### 1- Méthode rationnelle (suite) :

Il faudra aussi considérer que sur une aire géographique donnée, l'intensité de la pluie mesurée à l'épicentre de l'averse décroît proportionnellement avec l'étendue de son impact au sol. On utilisera la formule de Caquot :

$$i_c = i \times A^{-\varepsilon}$$

Avec A en hectares et  $\varepsilon$  à déterminer selon le tableau suivant :

<i>Fréquence</i>	$\varepsilon$	$1-\varepsilon$
Mensuelle	0,01	0,99
Annuelle	0,03	0,97
Décennale	0,05	0,95

## Partie 2 : Eaux pluviales aspect quantitatif et dimensionnement des réseaux.



### I- Détermination des débits de projets (suite) :

#### 1- Méthode rationnelle (suite) :

Enfin, dans la formule  $Q_p = K_1 \times C \times i \times A$ , l'aire de l'impluvium est déterminé avec une délimitation des secteurs qui tient compte de l'occupation du sol actuelle et future, de la couverture végétale et de la topographie du site.

## Partie 2 : Eaux pluviales aspect quantitatif et dimensionnement des réseaux.



### I- Détermination des débits de projets (suite) :

#### 1- Méthode rationnelle (suite) :

##### Utilisation de la méthode :

Rappelons que la vitesse  $V$  dans les canalisations soit être comprises entre :

$V_{\min} \leq V \leq V_{\max}$  avec :

- $V_{\min}$  est la vitesse au-dessous de laquelle l'autocurage ne serait pas réalisé.
- $V_{\max}$  est la vitesse au-dessus de laquelle il y'a un risque évident d'érosion du matériau mis en œuvre.

Le diamètre de la canalisation doit correspondre à un diamètre commerciale et ne doit pas être inférieur à 0,30 m.

## Partie 2 : Eaux pluviales aspect quantitatif et dimensionnement des réseaux.



I- Détermination des débits de projets (suite) :

1- Méthode rationnelle (suite) :

Utilisation de la méthode :

1<sup>ère</sup> étape : délimiter l'aire du bassin et tracer un schéma d'ossature du réseau et représenter les sous-bassins élémentaires avec leurs caractéristiques (surfaces, longueurs, pentes, coefficients de ruissellement).

2<sup>ème</sup> étape : Calculer le débit de pointe au premier nœud

$$Q_p = K_1 \times C \times i \times A \times A^{-\epsilon} = 1/360 \times C \times A \times t_c^{-B} \times 60 \times A^{0,95}$$

On calcule le diamètre théorique de la canalisation correspondant au nœud étudié :

$$D = (Q_p / (K \times f \times l^{1/2}))^{3/8}$$

K coefficient de Manning

$Q_p$  débit de pointe

l pente hydraulique en m/m

$$f = \pi / 4^{5/3} = 0,3117$$

## Partie 2 : Eaux pluviales aspect quantitatif et dimensionnement des réseaux.



**I- Détermination des débits de projets (suite) :**

**1- Méthode rationnelle (suite) :**

**Utilisation de la méthode :**

En fonction du diamètre théorique, on fixe le diamètre  $\phi$  commercial en mm.

On calcule ensuite le débit et la vitesse à pleine section :

$$Q_{ps} = K \times f \times \phi^{8/3} \times I^{1/2}$$

$$V_{ps} = 4 \times Q_{ps} / \pi \phi^2$$

On calcule ensuite  $r_Q = Q_p / Q_{ps}$  et on détermine  $r_v$  et  $r_H$  qui nous permettent de calculer la vitesse et hauteur réelles de l'écoulement :  $V = V_{ps} \times r_v$  et  $H = \phi \times r_H$ .

Enfin, on calcule le temps de concentration à l'aval  $t_c(\text{aval}) = t_c(\text{amont}) + t_1$  avec

$$t_1 = L / (60 \times V)$$

Et on passe au noeud suivant ....

## Partie 2 : Eléments constitutifs d'un réseau.



**Un réseau se doit d'être étanche et résistant.**

**Les ouvrages principaux sont les tuyaux de diamètre croissant de l'amont vers l'aval, On distingue :**

- **Les collecteurs principaux :  $\Phi > 0,80$  m.**
- **Les collecteurs secondaires :  $0,40 < \Phi < 0,80$  m.**
- **Les collecteurs tertiaires :  $\Phi < 0,30$  m.**
- **Les branchements particuliers :  $\Phi = 0,15$ m au minimum pour les eaux usées.**
- **Les collecteurs visitables de grands diamètres et sections spéciales.**

**Les ouvrages annexes : tous les dispositifs de raccordements, d'accès, d'engouffrement ainsi que les installations fonctionnelles (déversoirs d'orage, relèvements, bassin de stockage-restitution...)**

## Partie 2 : Eléments constitutifs d'un réseau.



### Type de canalisations :

En béton non armé : Trois classes 60B, 90B et 135B correspondant à une charge maximale à l'écrasement rapportée à la surface diamétrale intérieure de 60, 90 ou 135 KN/m<sup>2</sup>.

R charge de rupture en daN et e épaisseur en mm.

<i>Diamètre Nominal (mm)</i>	<i>Série 60B</i>		<i>Série 90B</i>		<i>Série 135B</i>	
	<i>R</i>	<i>e</i>	<i>R</i>	<i>e</i>	<i>R</i>	<i>e</i>
200	2000	30	2500	30	3500	32
250	2100	36	2600	36	3800	40
300	2400	45	2700	45	4100	48
400	2800	50	3600	52	5400	60
500	3500	60	4500	65	6750	70
600	4100	70	5400	80	8100	85
800	5000	85	7200	105	10800	130

## Partie 2 : Eléments constitutifs d'un réseau.



**En béton armé : avec de séries d'armatures : les barres droites génératrices et les spires en hélices continues avec un pas de 15 cm.**

<b>Diamètre Nominal (mm)</b>	<b>Série 60B</b>		<b>Série 90B</b>	
	<b>R</b>	<b>e</b>	<b>R</b>	<b>e</b>
300			4050	37
400	3800	43	5400	45
500	4500	50	6750	53
600	5400	58	8100	62
800	7200	74	10800	80
1000	9000	90	13500	100
1200	10800	105	16200	120
1400	12600	120	18900	140
1500	13500	128	20250	148
1600	14400	135	21600	155
1800	16200	150	24300	170
2000	18000	160	27000	180
2200	19800	200	29700	200
2500	22500	225	33750	225
2800	25200	250	37800	250
3000	27000	270	40500	270
3200	28800	290	43200	290
3500	31500	315	47250	315

## Partie 2 : Eléments constitutifs d'un réseau.



**Type de canalisations :**

**Tuyaux en grès :**

**Le grès est constitué d'argiles et de sables argileux cuit entre 1200 et 1300°C. Le matériau est imperméable, inattaquable par les agents chimiques et il est, de ce fait, recommandable pour les installations industrielles.**

<b>Diamètre Nominal (mm)</b>	<b>Série nominale N</b>		<b>Série renforcée R</b>	
	<b>R</b>	<b>e</b>	<b>R</b>	<b>e</b>
200	2800	20		
250	3000	22	4000	30
300	3200	24	4500	33
400	3600	29	5000	36
500	4000	35	6000	44
600	4000	39	6000	52
800	4000	45	7000	59
1000	4000	51	7000	68

## Partie 2 : Eléments constitutifs d'un réseau.



### **Type de canalisations :**

#### **Tuyaux en PVC :**

**Selon la quantité de plastifiant, le PVC peut être souple ou rigide. Le PVC rigide non plastifié, utilisé en assainissement, est opaque et de couleur normalisée gris clair. Il offre une exceptionnelle résistance à l'agression d'ordre chimique et a donc un intérêt pour les installations industrielles.**

#### **Tuyaux en fonte :**

**Les caractéristiques de ces tuyaux leur confèrent le label d'excellence.**

**En site urbain, où l'encombrement est de taille et où les réseaux sont soumis aux risques d'interventions ponctuelles, les tuyaux et raccords en fonte demeurent les mieux adaptés, car les moins influencés par le sol environnant, la nappe phréatique et les conditions difficiles de mise en œuvre.**

## Partie 2 : Éléments constitutifs d'un réseau.



**Type de canalisations :**

**Dalots et conduits rectangulaires :**

**L'utilisation des éléments préfabriqués de section carrée ou rectangulaire, posés sous la chaussée, pouvant affleurer le sol et recevant directement les surcharges roulantes, constitue une solution intéressante : elle évite, dans certains cas, le recours à des tranchées profondes.**

**Un calcul des actions routières, des moments en service et des actions dues au remblai est nécessaire pour la justification de ces ouvrages.**

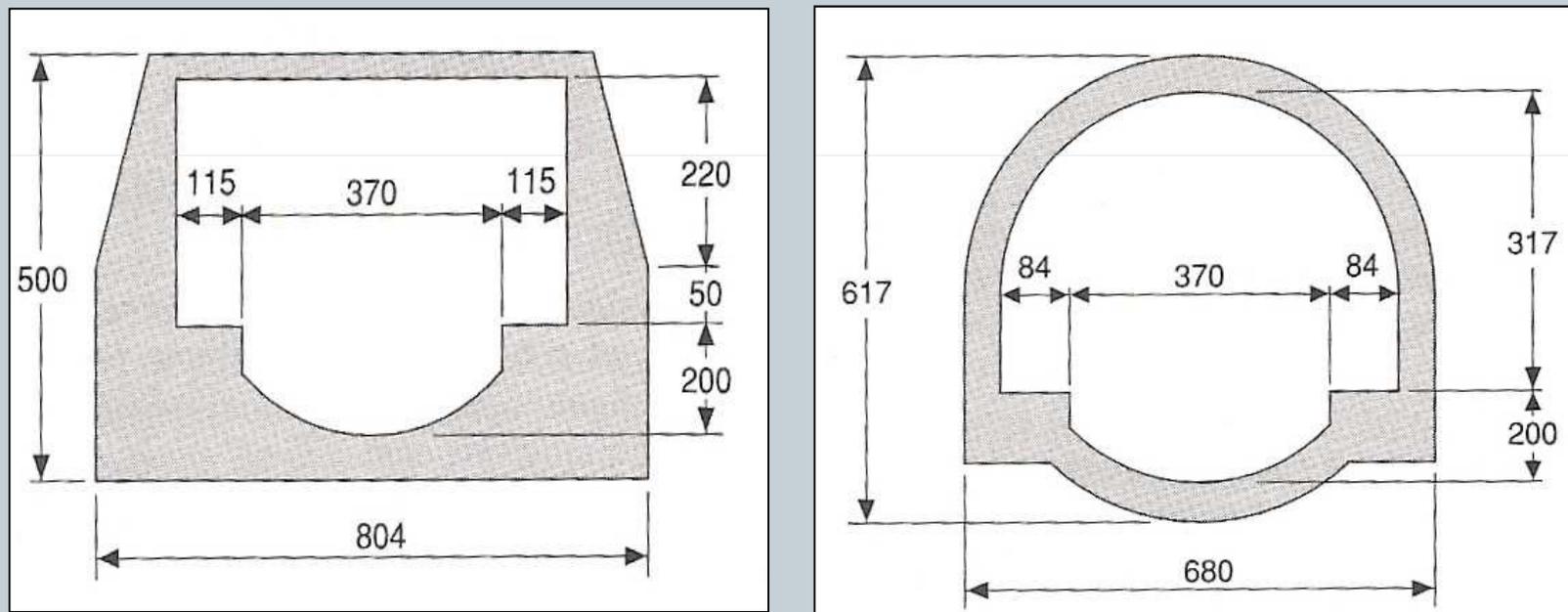
## Partie 2 : Eléments constitutifs d'un réseau.



**Type de canalisations :**

**Collecteurs visitables de sections particulières :**

**Ces collecteurs sont réalisés dans les centres urbains où les systèmes d'assainissement est du type unitaire.**



**Figure 16 : Exemple de collecteurs à cunette (cotes en centimètres).**

## Partie 2 : Eléments constitutifs d'un réseau.



Ouvrages normaux :

Branchement au réseau :

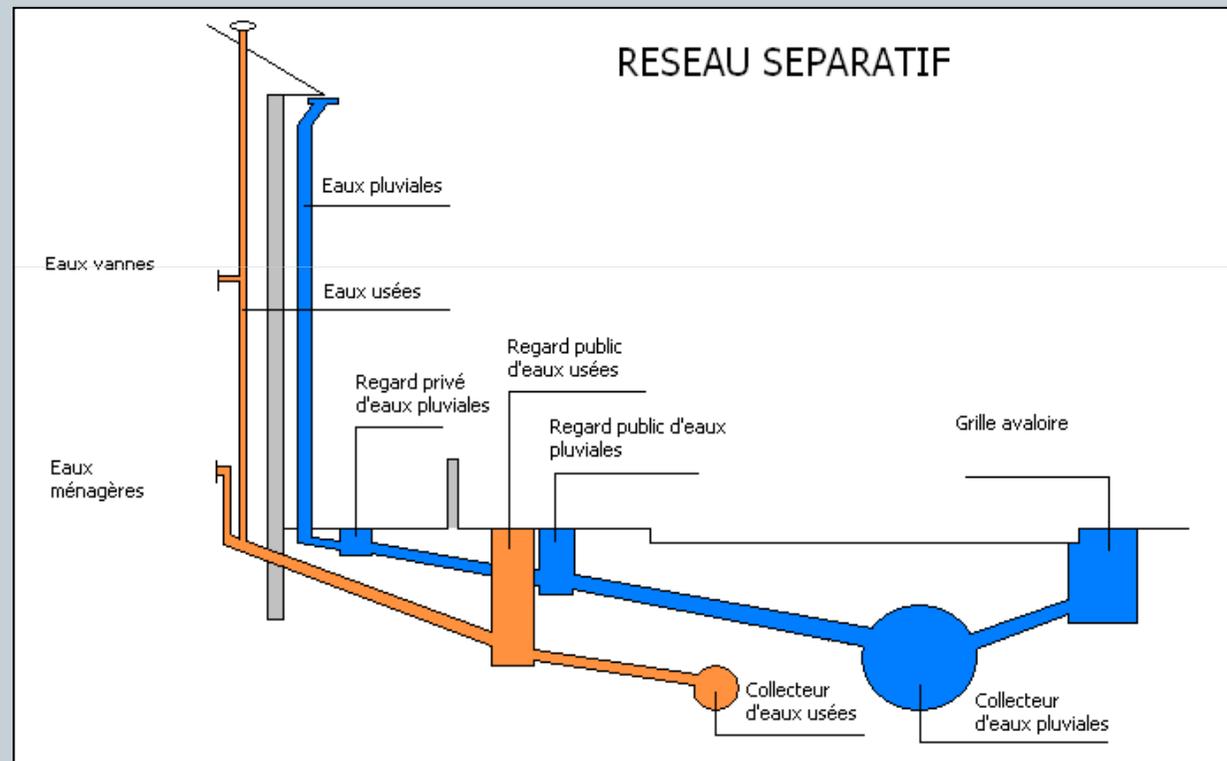


Figure 17 : Le branchement d'assainissement sur domaine public.

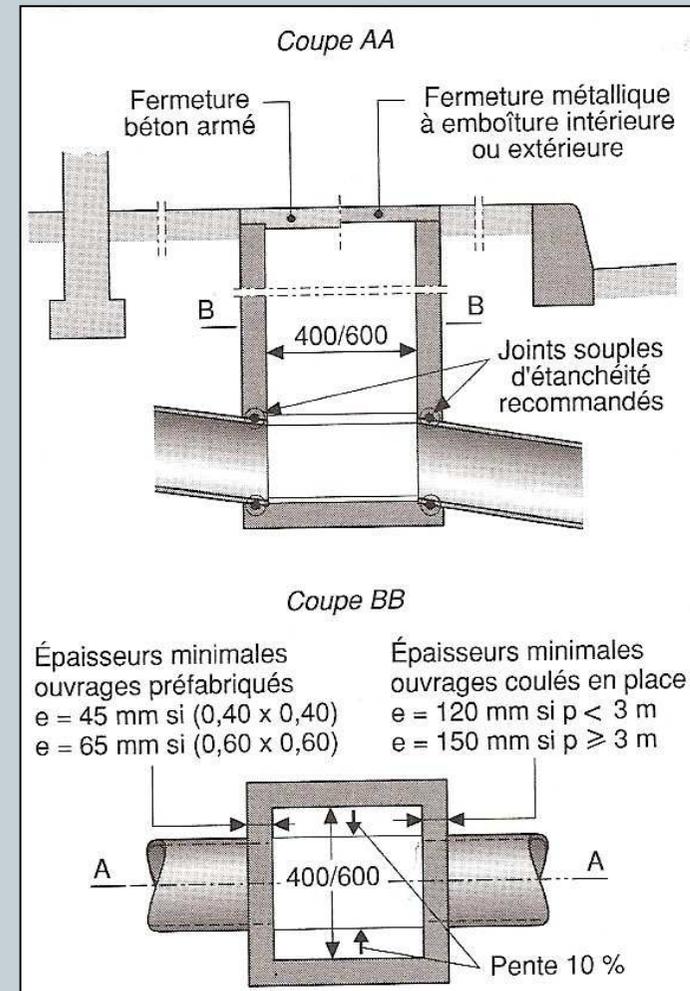
## Partie 2 : Éléments constitutifs d'un réseau.

### Ouvrages normaux :

**Branchement au réseau : comprend trois parties essentielles : le regard de façade, la canalisation de branchement et le dispositif de raccordement au réseau :**

**Le regard de façade : en bordure de la voie publique et au plus près de la façade de la propriété raccordée.**

**Figure 18 : Regard de façade (section carrée).**



## Partie 2 : Éléments constitutifs d'un réseau.



**Ouvrages normaux :**

**Branchement au réseau :**

**Canalisation de branchement :**

**Les dimensions du réseau publiques sont fixées à 0,20 m de diamètre pour le réseau de collecte des eaux usées en système séparatif, et à 0,30 m de diamètre pour la collecte des eaux pluviales et usées en système unitaire.**

**Le tracé doit être rectiligne avec une pente de 3%.**

**Le raccordement se fait suivant une oblique inclinée à 45° ou 60° par rapport à l'axe général du réseau public.**

**Si l'ouvrage est visitable, le fil d'eau est réalisé au maximum à 0,30 m au-dessus du radier afin de garantir le personnel d'entretien contre les projections.**

## Partie 2 : Eléments constitutifs d'un réseau.



**Ouvrages normaux :**

**Ouvrages de collecte de surface :**

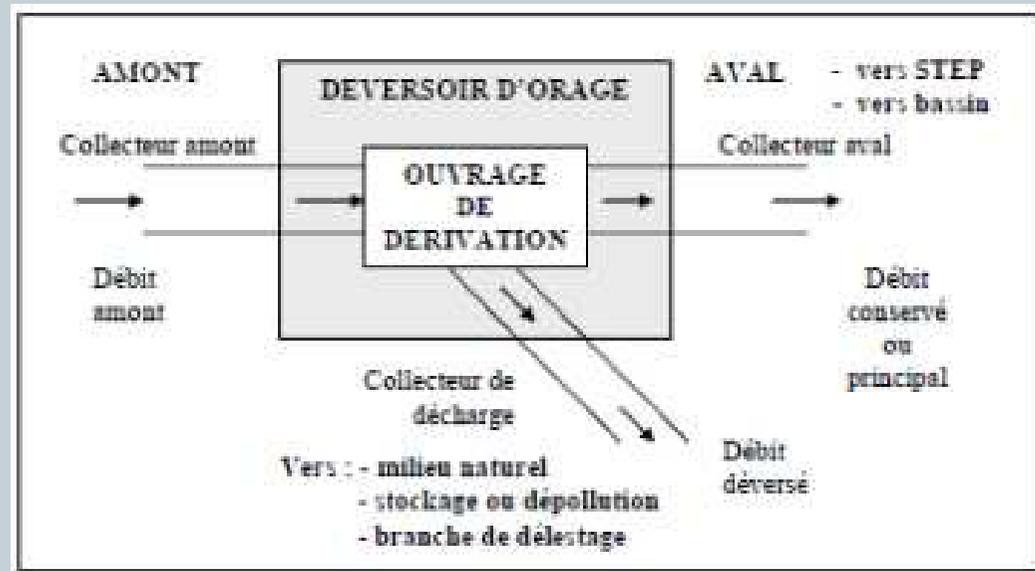
- **Ouvrages de collecte et de transport : Fossés, gargouilles et caniveaux.**
- **Bouche d'engouffrement : Elles sont destinées exclusivement à collecter les eaux de surface ; elles sont généralement disposées aux points bas des aires revêtues ou réparties sur les tronçons de voiries ou aux carrefours ; en bordure, elles sont placées soit sous les trottoirs en bordure si celles-ci sont de dimensions suffisantes, soit sous les caniveaux et les bords de chaussées dans le cas contraire.**

## Partie 2 : Les déversoirs d'orage.



Un déversoir d'orage est un dispositif dont la fonction principale est d'évacuer les pointes exceptionnelles des débits d'orage vers le milieu récepteur. En amont d'une station d'épuration qui traite des effluents unitaires, il convient, notamment, de ménager au moins un déversoir d'orage pour éviter les surcharges; on a souvent intérêt, surtout si le milieu récepteur est sensible, à réserver des espaces où l'on pourra construire un ou plusieurs bassins de pollution capables de stocker temporairement les excédents instantanément incompatibles avec la capacité épuratoire de la station, les eaux polluées stockées étant traitées en différé.

Figure 18 : Schéma de principe du déversoir d'orage.



## Partie 2 : Les déversoirs d'orage.



### Déversoirs à seuil frontal :

Le déversement s'effectue en face du collecteur d'amenée ou dans un changement de direction.

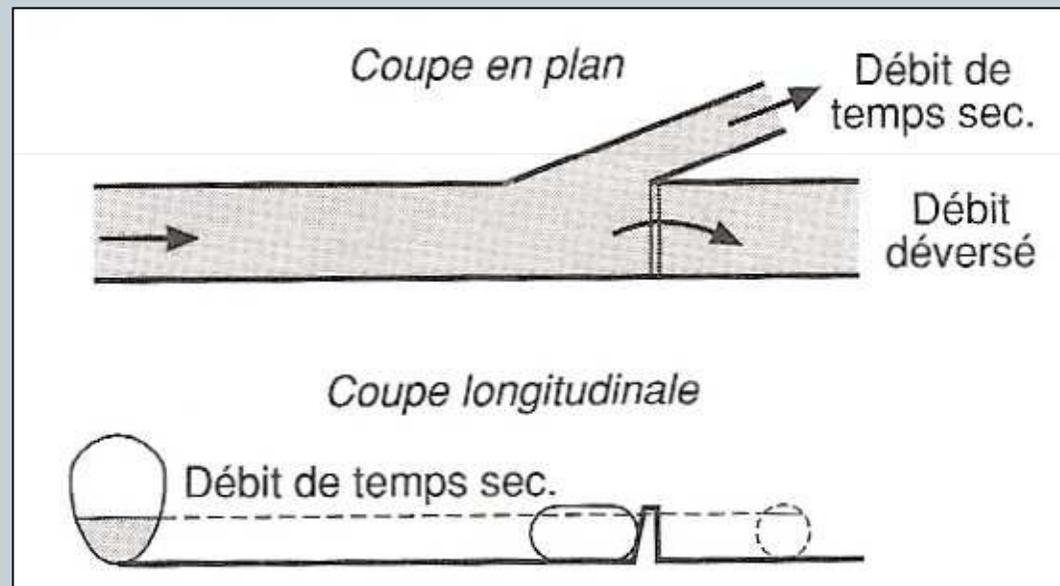
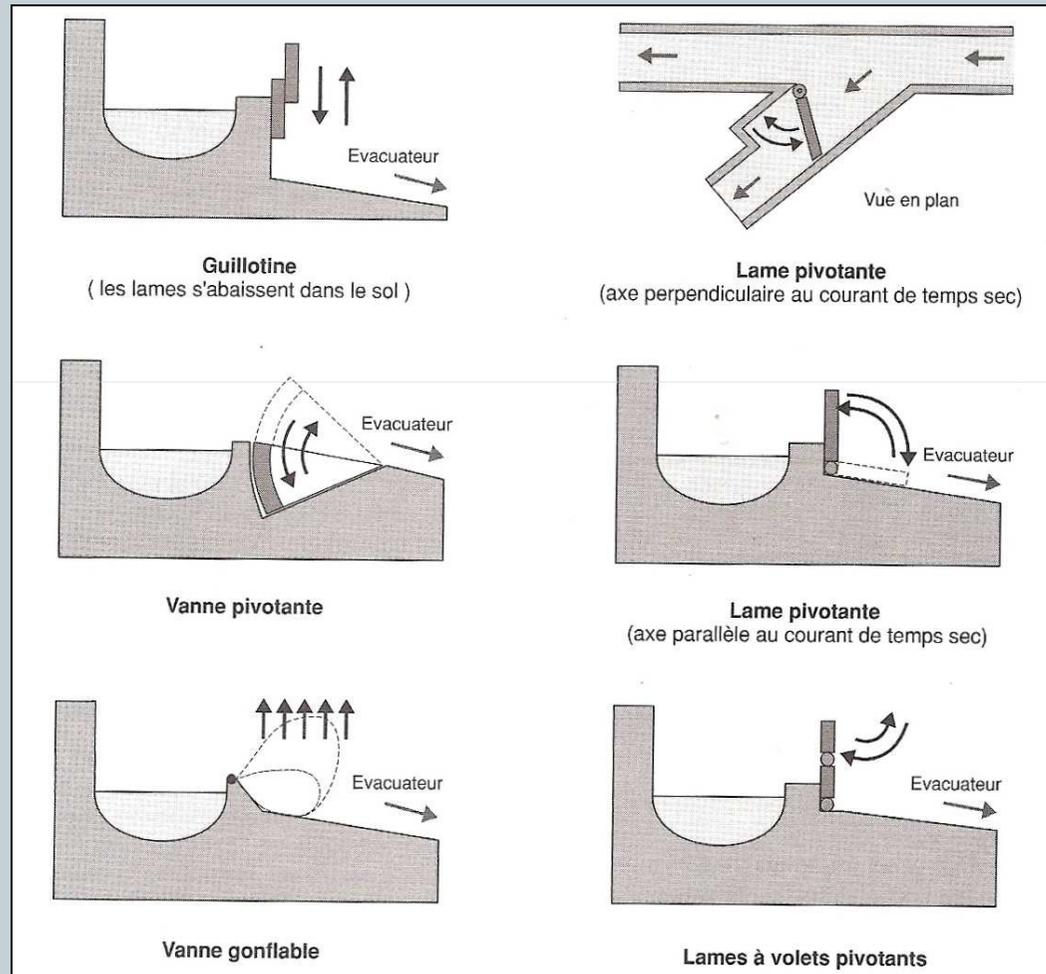


Figure 19 : Déversoir à seuil frontal.

## Partie 2 : Les déversoirs d'orage.

**Déversoirs à seuil latéral :**  
Le déversoir à seuil latéral exige, en général, des largeurs de seuils importantes. La hauteur du seuil peut être réglée pour des durées prédéterminées issue de modèles de simulation et de qualité.

**Figure 20 : Différents type de seuils mobiles de déversoirs d'orage.**



## Partie 2 : Les déversoirs d'orage.



Figure 21 : Exemples de déversoirs à seuil latéral.

## Partie 2 : Les déversoirs d'orage.



**Figure 22 : Exemple de déversoir à seuil latéral.**

## Partie 2 : Les déversoirs d'orage.



Figure 23 : Exemples de déversoirs à seuil frontal.

## Partie 2 : Les retenues d'eaux pluviales.



Si l'on considère les flots de ruissellement aux points d'entrée dans le réseau, on observe qu'une partie des hydrogrammes – notamment celle qui n'est pas admise dans le réseau – est retenue en surface dans les dépressions les plus proches, alors que la partie de l'hydrogramme écrêtée est admise dans le réseau. Les débordements observés ne sont en fait que les écrêtements de flots résultant des limites du réseau aval, qui ne peut les évacuer instantanément.

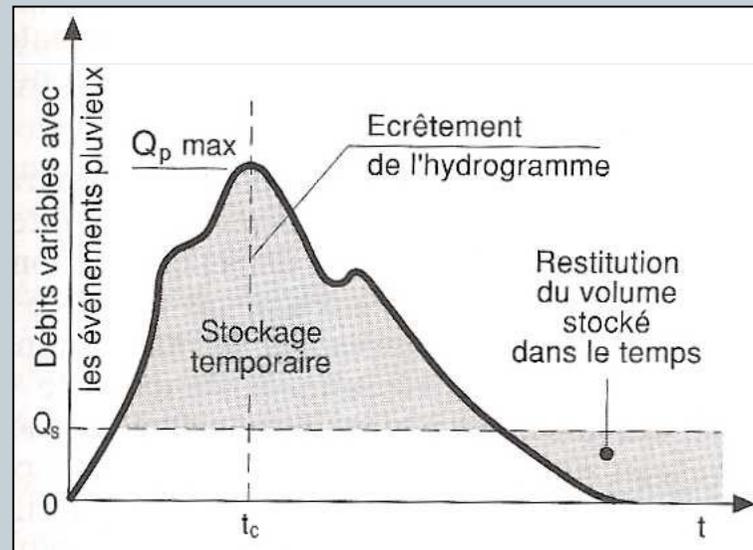


Figure 24 : Mécanisme d'une retenue : écrêtement de l'hydrogramme d'entrée et restitution à débit  $Q_s$  constant dans le temps.

## Partie 2 : Les retenues d'eaux pluviales.



**A cet égard, l'économie des projets, qui reposait jusqu'ici essentiellement sur la nécessité impérieuse d'évacuer le plus rapidement possible les effluents vers le milieu naturel récepteur le plus proche, peut-elle être remise en cause ou modifiée en conséquence ? En effet, on peut naturellement transposer, en invitant les concepteurs à rechercher des solutions a priori plus économiques, moyennant l'interposition de dispositifs ou d'ouvrages de retenues d'un type nouveau.**

**Les dispositifs de retenue permettent donc de s'interposer en amont et au milieu du réseau afin d'écrêter les pointes de débits et de limiter les débordements et les dimensions des canalisations.**

**Les bassins de retenue sont généralement implantés sur les réseaux devenus insuffisants pour se protéger des inondations et dans le cas où on cherche à réduire les dimensions des collecteurs projetés à l'aval ; en effet, il convient de découvrir l'adéquation entre le coût de stockage et le surdimensionnement, en corrélation avec l'entretien.**

## Partie 2 : Les retenues d'eaux pluviales.



### **Dispositions conceptuelles :**

- **Les bassins à sec** : si l'on envisage une retenue limitée en volume et dans le temps. Cette solution est à rechercher lorsque les emplacements disponibles sont rares ou provisoires. Elle offre l'avantage de pouvoir rendre disponible le site, en dehors des crues, pour d'autres usages, tels une aire de jeu, un aménagement d'espaces verts, un stade ou autre terrain de sport, un parking de centre commercial en dépression, etc.
- **Bassin en eau** : si l'on envisage d'exploiter, dans le site urbanisé, les avantages esthétiques d'un plan d'eau permanent, la retenue s'effectuant alors par un marnage sous faible hauteur de variation.

## Partie 2 : Les retenues d'eaux pluviales.



### **Hydrogéologie :**

**Cette nouvelle conception suppose d'effectuer une étude hydrogéologique, afin d'acquérir les connaissances indispensables sur :**

- **La perméabilité ou l'imperméabilité des terrains.**
- **La transmissivité à travers les couches géologiques.**
- **Les niveaux des nappes souterraines et leurs variations saisonnières.**
- **L'évolution des milieux aquifères en fonction des prévisions de l'urbanisation: effets de fluctuation de nappes préjudiciables au maintien des plans d'eau permanents.**
- **L'influence des zones marécageuses...**

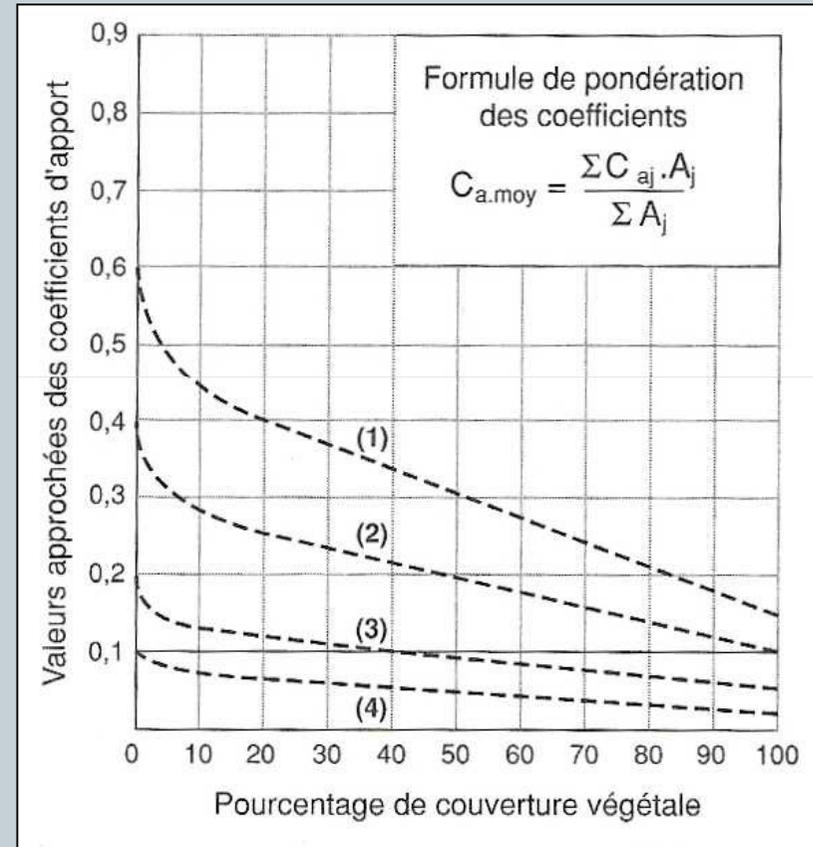
## Partie 2 : Les retenues d'eaux pluviales.

### Méthodes de calcul d'une retenue :

Le calcul se base sur le volume d'eau apporté par une pluie de hauteur  $h$ . Ce volume est une fraction  $C$  du volume d'eau tombé sur l'ensemble du bassin versant de superficie  $S$  :  $V = C \times S \times h$  et  $C \times S$  est la surface active du bassin, c'est-à-dire la surface potentielle de production du volume écoulé.

Figure 25 : abaque d'évolution des coefficients d'apport  $C$  :

- (1) surfaces imperméables
- (2) surfaces plutôt imperméables
- (3) surfaces plutôt perméables
- (4) surfaces perméables



## Partie 2 : Les retenues d'eaux pluviales.



### **Méthode des volumes :**

**Cette méthode revient à calculer un volume  $V$  en fonction du temps. Le volume stocké sera maximal quand :  $dV/dt = 0$  ou  $dV_1/dt = dV_2/dt$**

**Le temps  $t_0$  ainsi calculé, correspond à l'instant où le débit d'apport devient égal (puis inférieur) au débit de fuite. A l'instant  $t$ , le volume d'apport de la superficie active  $S_a$  est :  $V_1 = h(t) \times S_a = i(t) \times t \times S_a$ .**

**Le volume évacué  $Q$  jusqu'à  $t$  est :  $V_2 = Q \times t$**

**Le volume à stocker est :  $V = V_1 - V_2$**

**l'intensité d'une pluie de durée  $t$  dépend de la période de retour  $F$  :  $i=f(F,t)$**

**La hauteur tombé à l'instant  $t$  est donc :  $h(t) = f(F,t) \times t$**

**Le volume d'eau tombé à l'instant  $t$  est  $V(t) = f(F,t) \times C \times S \times t$**

## Partie 2 : Les retenues d'eaux pluviales.



**Méthode des volumes :**

Si le débit de fuite est constant et égal à  $Q$ , le volume accumulé à l'instant  $t$  est :

$$V(t) = (f(F,t) \times C \times S - Q) \times t$$

Ce volume sera maximal pour une averse dont la durée annule la dérivée de  $V(t)$  :

$$(df(F,t)/dt) \times C \times S \times t + f(F,t) \times C \times S - Q = 0$$

Avec la formule homographique  $i = a(F)/(t+b(F))$  (m/min) on a :

$$t = ((a(F)) \times C \times S \times b(F)/Q)^{1/2} - b(F)$$

$$V = h \times C \times S - Q \times t = (a(F) \times C \times S \times t / (t + b(F)) - Q \times t$$

Avec la formule homographique  $i = A(F)t^{-B(F)}$  (m/min) on a :

$$t = (A(F) \times C \times S \times (1-B(F)) / Q)^{1/B(F)}$$

$$V = A(F) \times C \times S \times t^{(1-B(F))} - Q \times t$$

$Q$  en  $m^3/min$ ,  $S$  en  $m^2$  et  $t$  en min.

## Partie 2 : Les retenues d'eaux pluviales.



### **Méthode des volumes :**

**Dans cette méthode, on néglige totalement le temps de l'écoulement. On considère que, dans chaque unité de temps, un volume d'eau égal à  $f(F,T) \times C \times S$ . La Méthode des volumes est, de ce fait, adaptée aux bassins de petites dimensions.**

## Partie 2 : Les retenues d'eaux pluviales.



**Méthode des pluies :**

**En posant :**

**Q = le débit de fuite en m<sup>3</sup>/seconde ;**

**S<sub>a</sub> = la superficie active (S<sub>a</sub> = S × C<sub>a</sub>) en hectares,**

**On obtient « V » (capacité totale) en reportant « q », calculé par la formule suivante :**

$$q \text{ (mm/h)} = 360 \times Q / S_a$$

**sur l'abaque correspondant à la région et sur la courbe de période de retour choisie.**

**On en déduit en ordonnée la valeur « h<sub>a</sub> » (mm) de la capacité spécifique de stockage, puis la capacité totale de rétention « V » par la formule :**

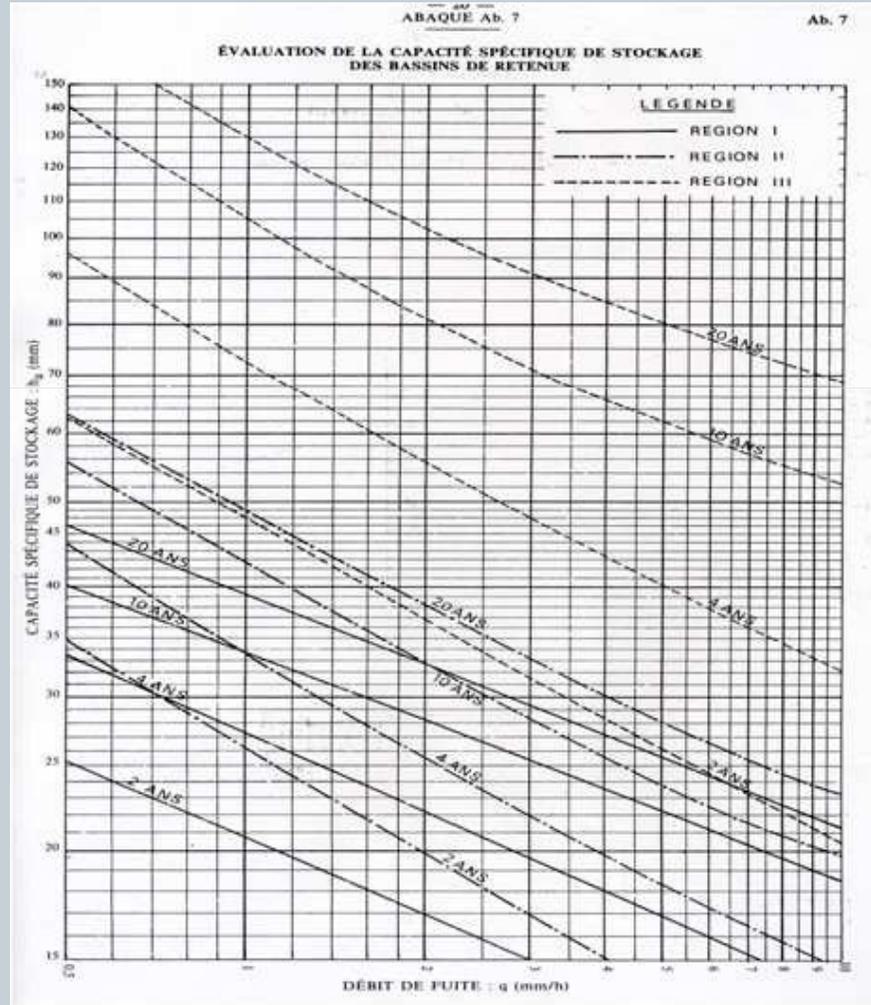
$$V \text{ (m}^3\text{)} = 10 \times h_a \times S_a.$$

**Or, l'utilisation de l'abaque permettant de passer du débit de fuite, par unité de surface active, à la hauteur de stockage nécessaire par la même unité est adaptée uniquement pour les régions en France. Aussi faut-il comprendre l'origine de cet abaque pour l'adapter à une utilisation plus générale.**

## Partie 2 : Les retenues d'eaux pluviales.

Méthode des pluies :

Figure 26 : Evaluation de la capacité spécifique de stockage des bassins de retenue.



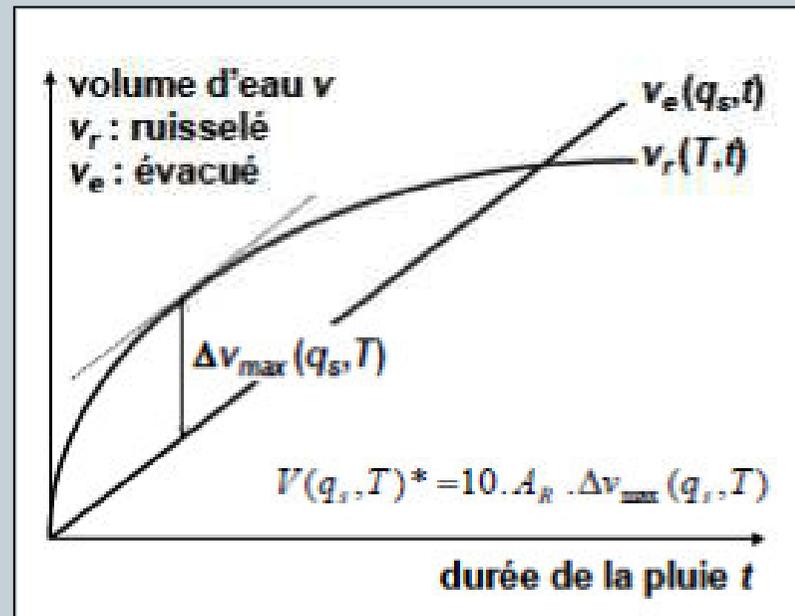
## Partie 2 : Les retenues d'eaux pluviales.



### Méthode des pluies :

Le principe de cette méthode est de régler les valeurs des paramètres de dimension de l'ouvrage (diamètre, etc.) afin que la capacité de stockage de l'ouvrage (fonction des dimensions de l'ouvrage) soit supérieure ou égale au volume maximum à stocker  $V^*$  (fonction du volume d'eau à traiter et du débit de fuite de l'ouvrage). La figure suivante représente la manière dont est obtenu ce volume maximum à stocker pour un temps de retour  $T$  donné et un débit de fuite  $q_s$  donné.

Figure 27 : Volume d'eau ruisselé et évacué en fonction de la durée de la pluie.



## Partie 2 : Les retenues d'eaux pluviales.



**Méthode des pluies :**

**Calcul à partir des courbes IDF, de la lame précipitée  $h(T,t)$  correspondant :**

$$h(T,t) = (t/60) \times i(T,t)$$

**Le volume ruisselé à traiter par l'ouvrage pour une durée de pluie  $t$ , en mm :**

$$v(T,t) = h(T, t) \text{ en mm}$$

**Le volume évacué par l'ouvrage de vidange au bout d'une durée  $t$ , en mm :**

$$v_e(q_s,t) = (t/60) \times q_s \text{ en mm avec } (q \text{ (mm/h)}) = 360 \times Q/Sa \text{ avec } Q = \text{le débit de fuite en m}^3/\text{seconde ;}$$

**Sa = la superficie active en hectares).**

**Le volume maximal à stocker pour une pluie de période de retour  $T$ .**

- **Pour chaque pluie de durée  $t \in [0-180 \text{ min}]$ , le calcul du volume à stocker dans l'ouvrage pour cette pluie  $v_{\text{stock}}(q_s, T, t) = v(T,t) - v_e(q_s,t)$**
- **Volume maximum à stocker dans l'ouvrage de rétention de débit de vidange  $q_s$  pour une pluie dont l'intensité moyenne maximale a pour période de retour  $T$  :**

$$v_{\text{stock}}(q_s, T)^* = \text{Max}(V_{\text{stock}}(q_s, T, t)) \text{ en mm.}$$

$$V_{\text{stock}}(q_s, T)^* = 10 \times A_R \times v_{\text{stock}}(q_s, T)^* \text{ en m}^3.$$

# Partie 2 : Les retenues d'eaux pluviales.

## Dispositions constructives :

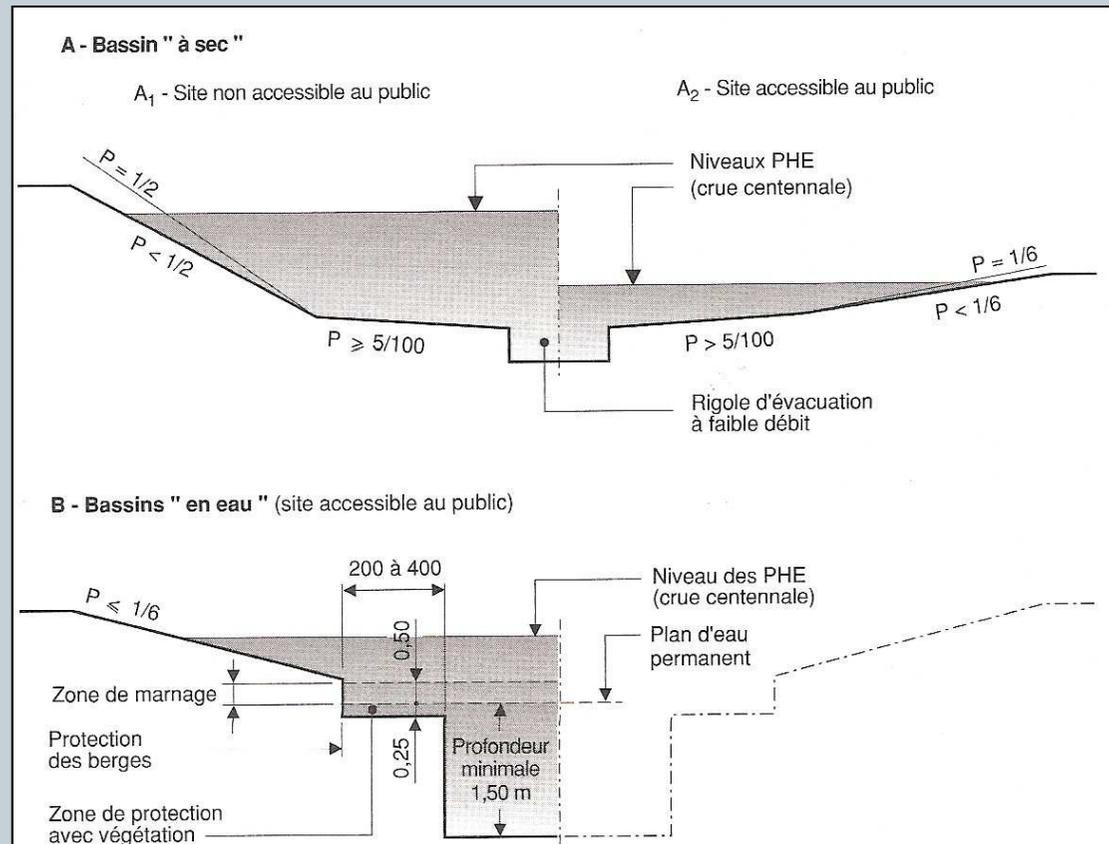
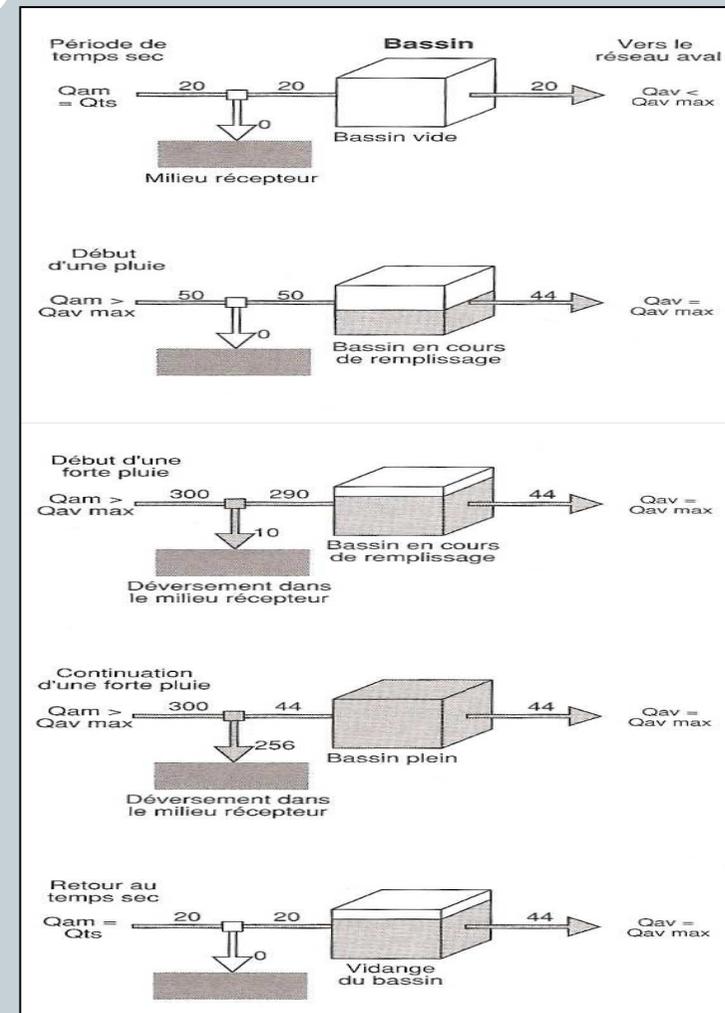


Figure 28 : Profils en travers types de bassin de retenue des eaux pluviales.

## Partie 2 : Les bassins de stockage-restitution.

Principe de fonctionnement :

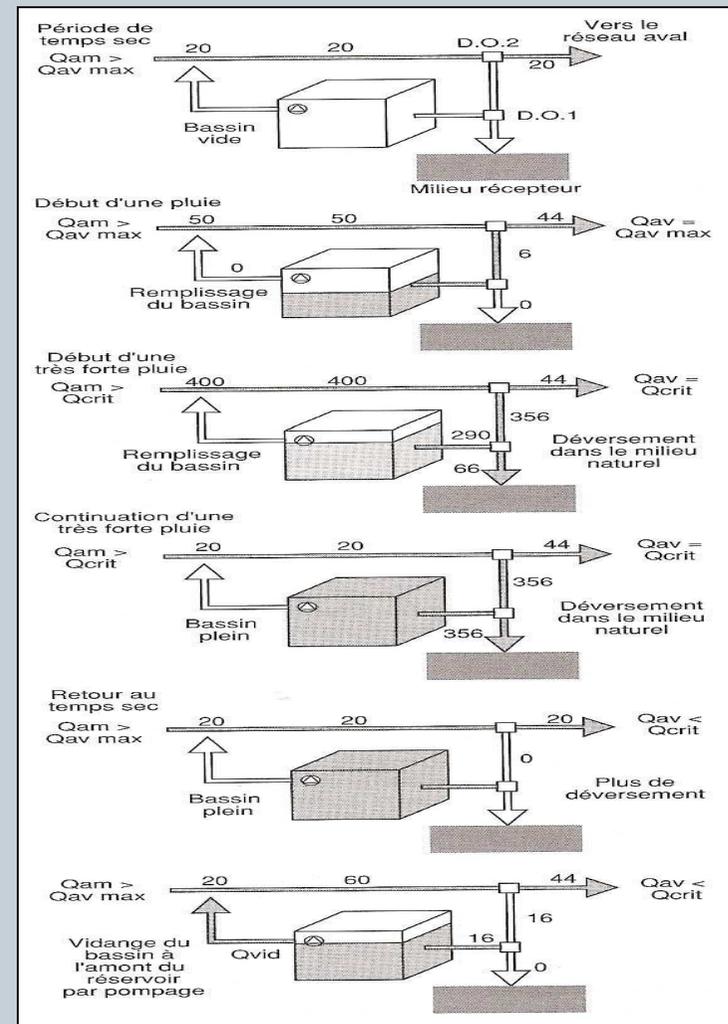
Figure 29 : Bassins piège à connexion directe.



# Partie 2 : Les bassins de stockage-restitution.

Principe de fonctionnement :

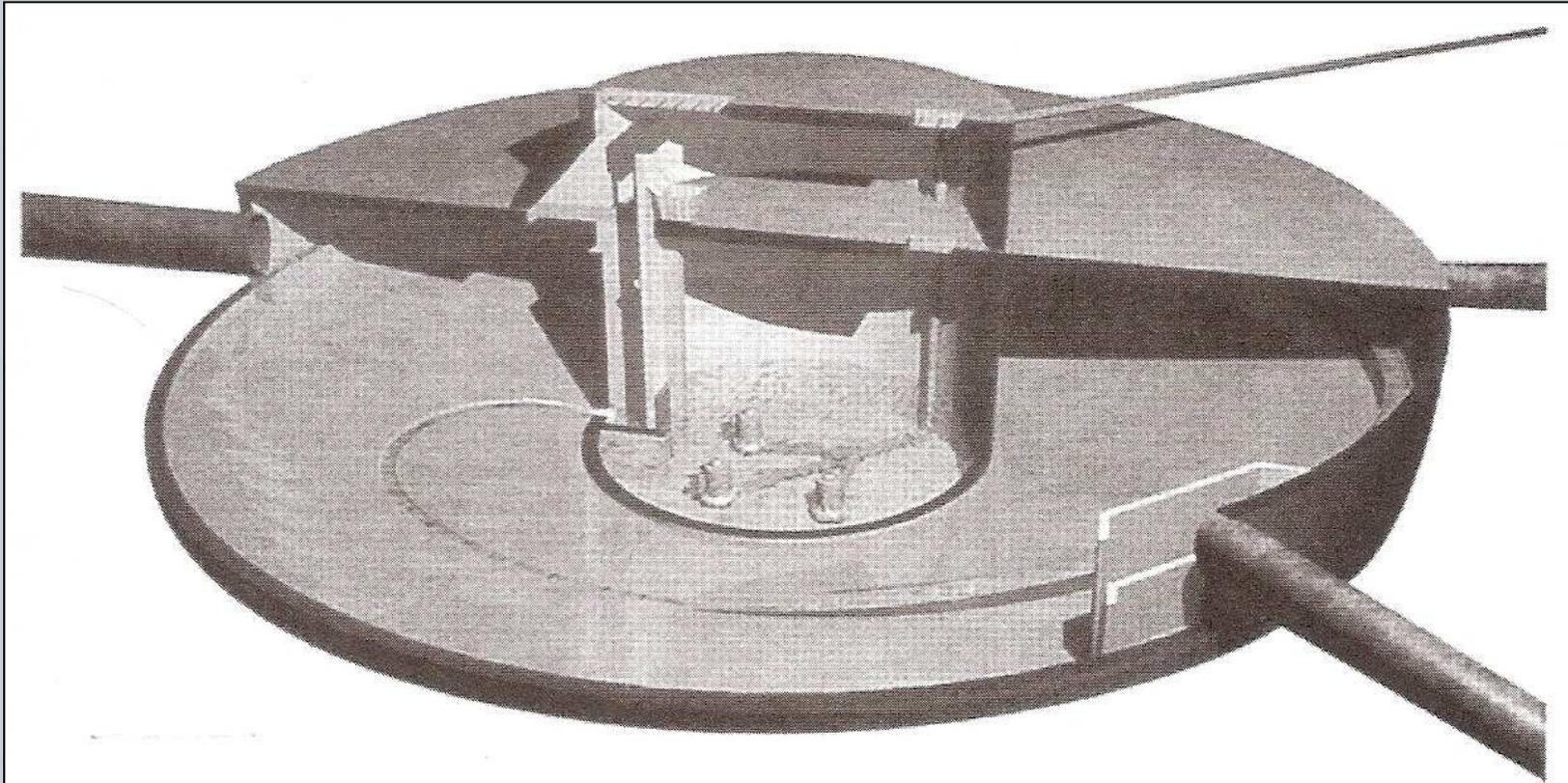
Figure 30 : Bassins piège à connexion latérale.



## Partie 2 : Les bassins de stockage-restitution.



**Principe de fonctionnement :**

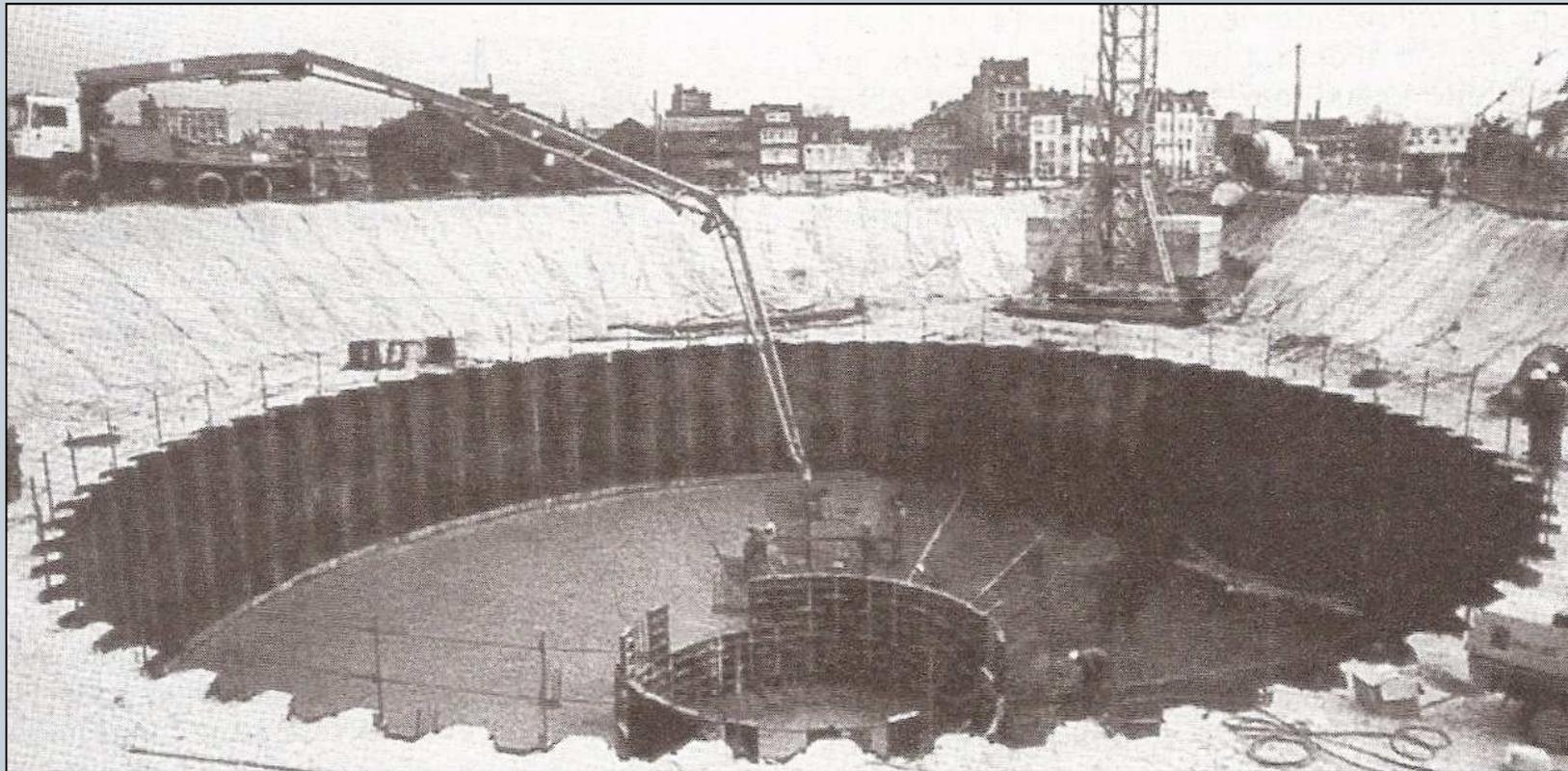


**Figure 31 : Image de synthèse de la conception d'un BSR.**

## Partie 2 : Les bassins de stockage-restitution.



**Principe de fonctionnement :**



**Figure 32 : BSR en chantier.**