

## **Module N°8 : Assainissement**

### **Chapitres :**

- 1) Généralités sur l'assainissement**
- 2) Conception et calcul des réseaux d'assainissement**
- 3) Rejet et épuration des eaux usées**
- 4) Notions sur l'assainissement solide**
- 5) Impact des projets d'aménagement sur l'environnement**

## Généralités sur l'assainissement

### I) Introduction :

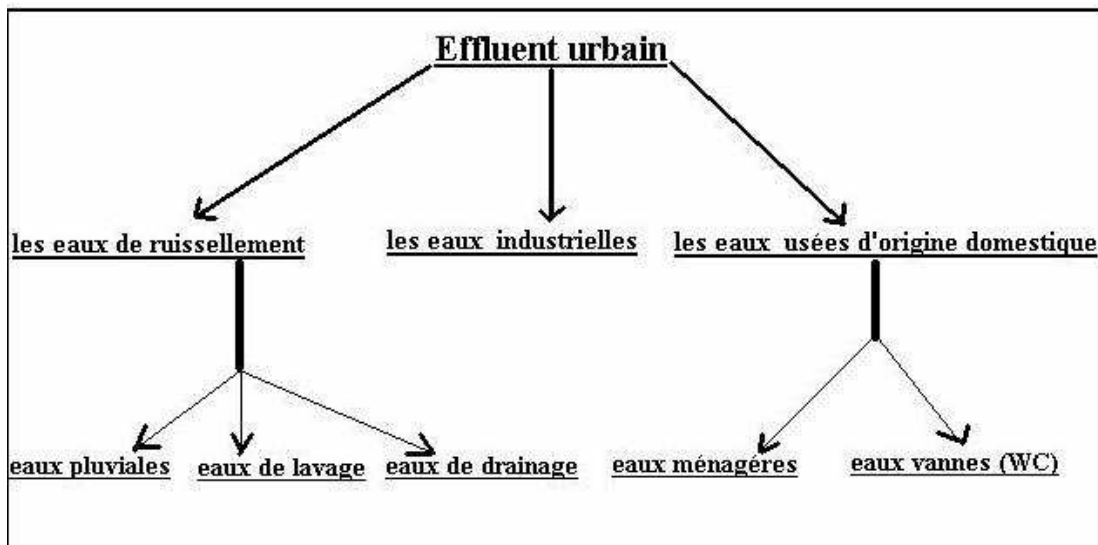
Le but de l'assainissement est d'évacuer les déchets sans porter préjudice au milieu récepteur. Il s'agit de protéger l'environnement où les écosystèmes contre toute dégradation. En effet les effluents urbains rejetés sont pollués et si des mesures techniques ne sont pas prises, les cours d'eau, les nappes d'eau souterraines, l'air...etc. peuvent subir des conséquences négatives. Les effluents rejetés doivent avoir un niveau de qualité qui soit adapté à l'usage qui en est envisagé à l'aval. Ceci conduit à choisir le point de rejet en conséquence: l'exutoire. Celui ci est le point d'arrivée des collecteurs où émissaires.

Du point de vue sanitaire, les réseaux d'assainissement devront assurer :

- L'évacuation rapide des matières fécales hors de l'habitat.
- Le transport des eaux usées dans des conditions d'hygiène satisfaisantes.

### II) Définition de l'effluent urbain :

L'effluent urbain se compose de la manière suivante :



Les eaux usées renferment de la matière minérale, de la matière organique et des matériaux en suspension.

### III) Systèmes d'évacuation :

Deux systèmes fondamentaux de réseaux sont à distinguer :

- Le système unitaire
- Le système séparatif

On appelle système mixte un réseau constitué, selon les zones en partie en système unitaire et en partie en système séparatif. Ces systèmes sont les plus souvent à écoulement gravitaire mais ils peuvent comporter des transports en charge selon la topographie du site.

### **III.1) Système unitaire :**

Dans le système unitaire, toutes les eaux, y compris les effluents industriels après Prétraitement éventuel sont recueillis dans un réseau unique de collecte qui aboutit à une station d'épuration.

### **III.2) Système séparatif :**

Le système séparatif comprend :

- Un réseau pluvial
- Un réseau d'eaux usées domestiques.

Les deux réseaux peuvent dans certains tronçons avoir le même tracé. Par contre ils ont fréquemment des tracés différents, le réseau pluvial pouvant se rejeter directement dans un cours d'eau sans passer par une station d'épuration alors que le second doit obligatoirement aboutir à une telle station.

### **III.3) Système pseudo séparatif :**

Ce système s'applique aux réseaux recevant les eaux usées et tout ou partie des eaux de ruissellement en provenance directe des propriétés riveraines, tandis que les eaux de ruissellement en provenance des chaussées sont évacuées par les caniveaux et éventuellement par quelques tronçons d'ouvrages pluviaux.

#### **Avantages et inconvénients :**

<b>Nature du système</b>	<b>Avantages</b>	<b>Inconvénients</b>
séparatif	permet de diminuer la taille de la station d'épuration	double réseau, ceci est économiquement une solution coûteuse.
unitaire	Peu coûteux	contamination des eaux pluviales par les eaux usées ce qui génère un débit à traiter trop élevé, d'où l'importance de la taille de la station d'épuration. Ceci à également l'inconvénient de compliquer le fonctionnement de la station en matière de

		variation de débit. Pour palier à ce problème, on peut prévoir des déversoirs d'orages qui font transiter un flot suffisamment dilué et le rejettent dans une rivière sans inconvénient majeur.
--	--	---

En définitive, il faut faire un bilan pour le choix du type de réseau. Généralement le système séparatif est intéressant dans les villes dont la densité de population est moyenne et où le relief est peu accentué.

En 2002, le linéaire total des conduites d'assainissement pour la ville de Marrakech totalisait 1300 Km.

#### **IV) Facteurs influençant la conception d'un projet d'assainissement :**

Les divers facteurs influençant la conception d'un projet peuvent se répartir en 4 classes :

- Les données naturelles du site (pente, lithologie...etc.)
- Les données relatives aux agglomérations existantes (population, taux de branchement...)
- Les données relatives au développement urbanistique (plan directeur d'aménagement homologué)
- Les données propres à l'assainissement. (Diamètre des canalisations, tracé des collecteurs, emplacement des regards, choix de l'exutoire...etc.).

Vu le rôle important des réseaux d'assainissement dans les projets d'aménagement, les différents ouvrages d'assainissement doivent être bien entretenus afin d'éviter tout signe de vétusté (fuites, inondations, colmatage...etc.).

#### **V) Calcul des débits :**

##### **V.1) Les eaux usées :**

Le débit moyen global des eaux usées est calculé à partir de la consommation moyenne en eau potable sur la base des taux suivants :

- \* coefficient de retour de l'égout de 80 %
- \* taux de raccordement au réseau d'assainissement
- \* rendement du réseau.

**Exemple :** Pour une ville où la consommation est de 2 m<sup>3</sup>/s (Marrakech par exemple en l'an 2000), et en prenant un taux de branchement au réseau de 80 % et un rendement de réseau égal à 65 % on aura.

$$Q_m = 2 \times 0,8 \times 0,8 \times 0,65 \quad \text{soit} \quad Q_m = 832 \text{ l/s}$$

Comme pour le réseau de distribution, le dimensionnement du réseau d'assainissement se fait pour le débit de pointe qui est généralement de 1,2 à 1,25 fois le débit moyen réparti sur 24 heures. ( $C_{pj} = 1,25$  c'est le coefficient de pointe journalière)

Le débit de temps sec sera donc :  $Q_s = C_{pj} \times Q_m$

**Autre coefficient** : il s'agit du coefficient de pointe horaire  $C_p$  qui est donné par la formule suivante :

$$C_p = 1,50 + (2,5/\sqrt{Q_m})$$

Cette formule est valable pour  $Q_m > 3$  l/s, sinon il y a une formule

générale à savoir :  $C_p = 1,50 + (1/\sqrt{Q_m})$

$$Q_p = C_p \cdot Q_m$$

Avec  $Q_m$  = débit moyen des eaux usées.

**Exercice :**

Il est prévu de construire dans la région de Marrakech un complexe résidentiel constitué par 40 villas de type (R + 1). Avec une moyenne de 20 habitants/villa et une dotation en eau potable de 150 l/j/hab, calculer le débit des eaux usées domestiques.

**Réponse :**

40 x 20 = 800 habitants, soit un besoin moyen en eau potable de  $Q = 1,4$  l/s. le débit moyen des eaux usées sera  $Q = 1,4 \times 0,8 \times 0,65 = 0,73$  l/s.  $Q_s = 1,25 \times 0,73 = 0,9$  l/s

Le coefficient de pointe horaire est  $C_{p,h} = 1,5 + (1/\sqrt{0,73}) = 2,6$ .

$Q_{\text{pointe horaire}} = 0,73 \times 2,6 = 2$  l/s. (**débit de pointe ou débit de projet**).

**Remarque :**

Les eaux usées constituent une ressource en eau additionnelle et pérenne qu'il convient de valoriser. Toutefois, celles - ci doivent subir un traitement adéquat avant d'être rejetées dans le milieu récepteur et ce pour deux raisons :

\* Préserver la qualité du milieu récepteur.

\* Avoir un niveau de qualité s'adaptant aux besoins d'irrigation.

La consommation d'eau journalière est variable en fonction des heures. Elle varie aussi selon les mois et les saisons

A titre d'exemple et en 2006, le réseau d'assainissement de la ville de Marrakech était comme suit :

\* longueur : 1200 Km.

\* système de collecte : 86% en unitaire et 14% en pseudo-séparatif.

\* points de rejets : 4

\* débit rejeté :  $1 \text{ m}^3/\text{s}$  dont 7% d'origine industrielle.

## V.2) Les eaux de ruissellement :

### Quelques définitions :

**Averse** : précipitation continue dont la durée peut varier de quelques minutes à plusieurs heures.

**Averse type** : averse exceptionnelle qui intervient selon une probabilité déterminée: période de retour 10 ans, 100 ans...etc. (décennale, centennale...etc.)

La fréquence décennale est couramment utilisée au Maroc pour le dimensionnement des ouvrages d'évacuation d'eau pluviale.

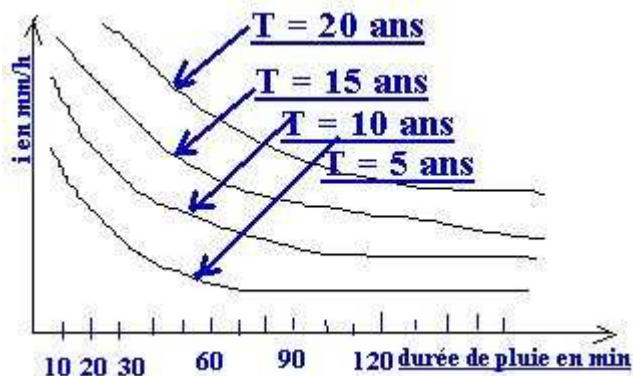
**Intensité** : soit une averse qui s'est produite pendant une durée  $T$  avec une hauteur  $h$ . on définit  $i = h / T$ ,  $i$  est souvent exprimée en  $\text{mm/h}$

**Bassin versant** : ou aire d'apport (exprimée souvent en  $\text{ha}$ ) est la surface sur laquelle ruisselle l'eau tombée jusqu'à l'exutoire.

**Coefficient de ruissellement** : rapport de la lame d'eau ruisselée par rapport à celle tombée.

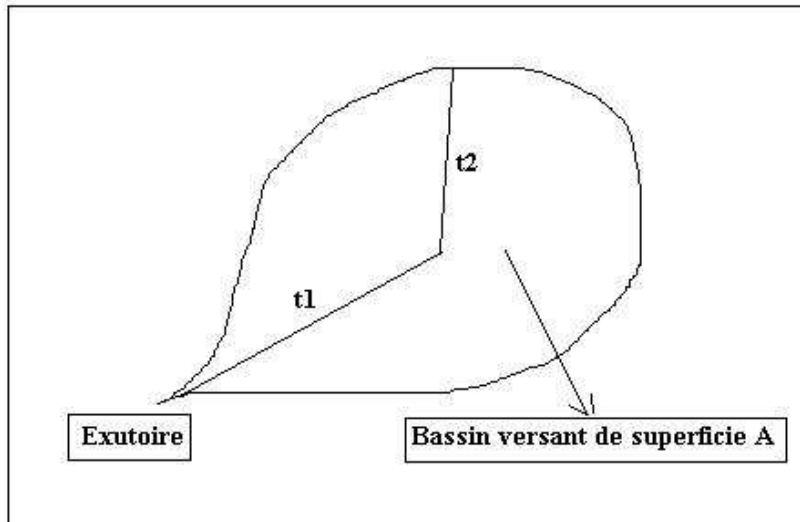
### Courbes d'intensité-durée-fréquence : (courbes IDF)

Ce sont des courbes représentant la variation de l'intensité moyenne de pluie en fonction de la durée de pluie et ce pour différentes périodes de retour.



### Débit des eaux pluviales :

#### A) Méthode dite rationnelle :



Soit  $t_1$  : le temps mis par une goutte d'eau pour s'écouler de la branche d'égout la plus éloignée jusqu'à l'exutoire.

$t_2$  : le temps mis par la goutte de pluie la plus hydrauliquement éloignée pour s'écouler jusqu'à la 1ère bouche d'égout.

$t_c$  : le temps de concentration;  $t_c = t_1 + t_2$

$i$  : l'intensité de pluie.

$C$  : coefficient de ruissellement

$A$  : surface du bassin versant en  $\text{Km}^2$

La méthode rationnelle stipule que  $Q = 1/3.6 CiA$

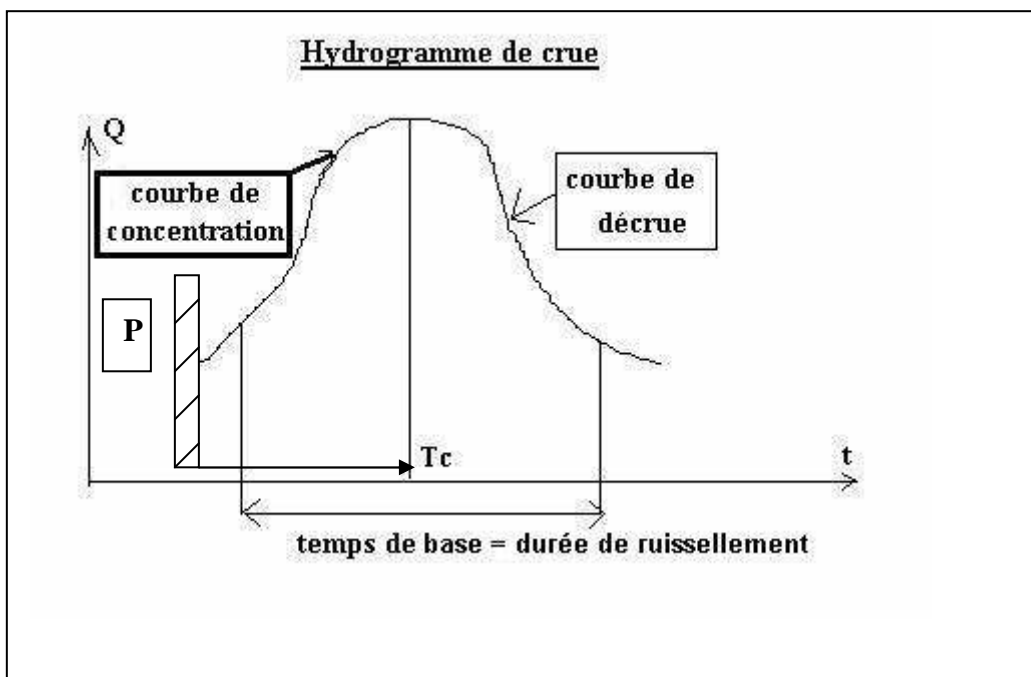
$Q$  = débit max en  $\text{m}^3/\text{s}$

$A$  = superficie du bassin versant en  $\text{km}^2$

$i$  = intensité de pluie en  $\text{mm/h}$  pendant  $T_c$  (temps de concentration)

3.6 = constante d'homogénéisation des unités

$c$  = coefficient de ruissellement (dépend de la morphologie, la pente, la lithologie...)



On démontre que la durée T qui conduit au plus fort débit d'équipement est égale au temps de concentration: temps nécessaire pour que l'eau en provenance des points les plus éloignés parvienne à l'exutoire.

Concernant les valeurs de C et pour éviter la décomposition de la surface à drainer en aires élémentaires, on peut prendre les moyennes suivantes :

- Zones d'habitations très denses  $C = 0,9$
- Zones d'habitations moins denses  $C = 0,4 \text{ à } 0,7$
- Quartiers résidentiels, zones industrielles  $C = 0,2 \text{ à } 0,3$
- Squares et jardin  $C = 0,05 \text{ à } 0,2$

Pour l'intensité de pluie, la formule la plus utilisée est celle de Montana à savoir :

$i = at^b$  donc  $\log i = \log a + b \log t$ , le report de la fonction  $i = f(t)$  sur un papier bilogarithmique est une droite permettant de déduire les valeurs a et b.

### Exercice :

Les intensités de pluies observées pour la période de retour de 5 ans dans la région de Settat sont comme suit :

t (min)	6	15	30	60	100
i mm/h	80	50	35	28	20

- 1) Déterminer les coefficients a et b intervenant dans la formule de Montana
- 2) Calculer l'intensité i pour un temps t = 10 min

D'après l'équation de Montana  $i = at^b$  d'où

$$\log i = b \log t + \log a$$

Posons  $\log t = x$  et  $\log i = y$  et  $\log a = A$  donc

$$y = bx + A$$

x	0,78	1,17	1,48	1,78	2
y	1,9	1,7	1,5	1,4	1,3

En traçant la courbe  $y = f(x)$  on obtient les coefficients a et b. soit environ  $a = 195$  et  $b = -0,5$  d'où  $i = 195t^{-0,5}$

Pour  $t = 10$  min on obtient  $i \approx 61,7 \text{ mm/h}$

### B) formule de Quacot :

Le débit des eaux pluviales calculé selon le modèle superficiel de Quacot est:

$$Q(T) = K(T) * I^{x(t)} * C^{y(t)} * A^{z(t)} * (L/2\sqrt{A})^{l(t)}$$

Avec T= période de retour en années



$Q(T)$  = débit en  $m^3/s$  pour la période de retour  $T$

$I$  = pente équivalente du bassin considéré en  $m/m$

$C$  = coefficient de ruissellement

$A$  = superficie du B.V en ha

$L$  = longueur du plus long cheminement hydraulique du bassin considéré en hectomètres

Les paramètres  $k(T)$ ,  $x(T)$ ,  $y(T)$ ,  $z(T)$  et  $l(T)$  sont reliés aux paramètres  $a(T)$ , et  $b(T)$  de Montana par les relations suivantes:

$$K(T) = [(a(T) * 0.5^{b(T)}) / 6.6]^{(1/(1+0.287*b(T)))}$$

$$x(T) = [-0.41 * b(T)] / (1 + 0.287b(T))$$

$$Y(T) = [1 / (1 + 0.287b(T))]$$

$$Z(T) = [0.95 + 0.507b(T)] / (1 + 0.287b(T))$$

$$L(T) = [0.84 b(T)] / (1 + 0.287b(T))$$

Le terme  $M = (L/\sqrt{A})$  est appelé coefficient d'allongement du bassin. La formule de Caquot doit être corrigée avec le coefficient multiplicatif  $m = (M/2)^{0.7b(T)}$

**N.B** : le modèle superficiel ne s'applique que pour des bassins entièrement urbanisés. Le modèle de **Caquot** ainsi que la méthode rationnelle sont fondées sur le principe de transformation de la pluie en débit. Les deux méthodes s'appliquent principalement dans des bassins urbains puisqu'elles supposent que les écoulements sont entièrement canalisés. L'emploi de ces méthodes est limité à des petits bassins avec les limites suivantes :

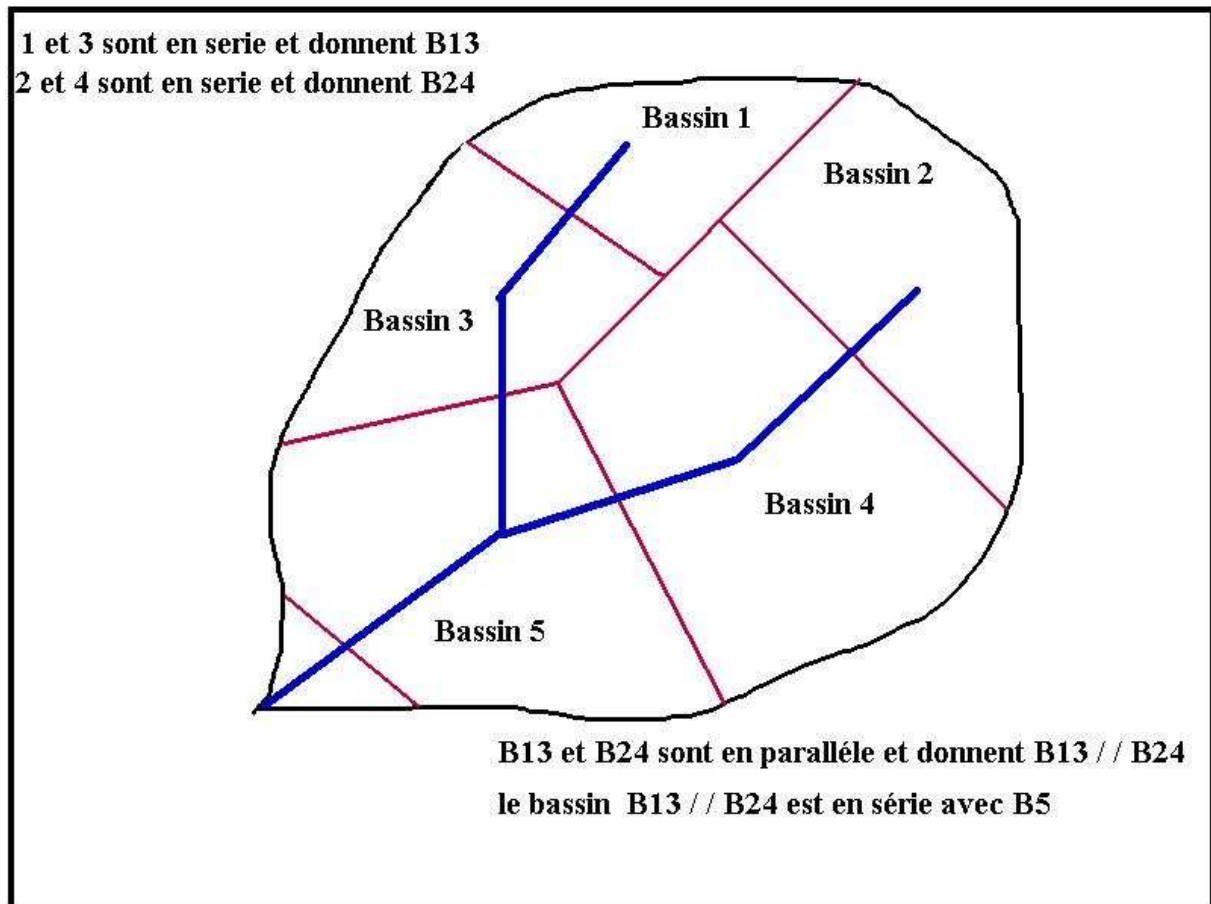
- Superficies inférieures à 200ha.
- $C > 20\%$ .
- $0,2\% < I < 5\%$ .

**NB** : Concernant les périodes de retour supérieures à 10 ans pour lesquelles, on ne dispose pas de  $a(T)$  et  $b(T)$ , on majore le débit par un coefficient correctif. Pour  $T = 20$  ans;  $f = 1,25$ , pour  $T = 50$  ans,  $f = 1,6$  et pour  $T = 100$  ans;  $f = 2$

### Remarque :

\* En général, les méthodes décrites ne peuvent conduire qu'à des ordres de grandeur des débits, car elles sont trop globales. Leur emploi n'est à recommander que pour des bassins de petite taille ne dépassant pas quelques centaines d'hectares (200 ha). Pour le calcul des réseaux complexes, dans le cas de plus grands bassins, elles doivent être remplacées par des modèles plus élaborés rendant compte de l'aspect dynamique de la transformation pluie-débit. Il existe déjà un certain nombre de ces modèles à travers le monde. La principale différence provient du fait qu'ils fournissent un hydro gramme ( $Q = f(t)$ ) à l'exutoire du bassin et non plus seulement une valeur de débit maximum.

- Le calcul du débit des eaux pluviales se fait pratiquement en décomposant le bassin étudié en un certain nombre de bassins élémentaires correspondant à des zones homogènes c'est à dire qui présentent des caractéristiques hydrauliques homogènes.



### Exemple :

Sous bassin 1 :  $S = 2$  ha (zone villa);  $I = 1\%$ ;  $C = 0,15$

Sous bassin 2 :  $S = 0,5$  ha (espaces verts);  $I = 0,5\%$ ;  $C = 0,05$

Sous bassin 3 :  $S = 3$  ha (logement économiques);  $I = 1,5\%$ ;  $C = 0,35$

### Assemblage de bassins :

Deux bassins seront dits en série si l'exutoire de l'un constitue l'entrée de l'autre. Ils seront dits en parallèle si leurs exutoires convergent vers le même bassin versant.

L'application de la formule de Caquot pour les différents sous bassins d'un bassin initial nécessite l'emploi des formules d'équivalence pour les paramètres  $A$ ,  $C$ ,  $I$  et le facteur  $M = L/\sqrt{A}$ .

Type d'assemblage	$A_{\text{équivalent}}$	$C_{\text{équivalent}}$	$I_{\text{équivalent}}$	$M_{\text{équivalent}}$
Bassins en série	$\Sigma A_i$	$\Sigma C_i A_i / \Sigma A_i$	$[\Sigma L_i / \Sigma (L_i / \sqrt{I_i})]^2$	$(\Sigma L_i / \sqrt{\Sigma A_i})$
Bassins en parallèle	$\Sigma A_i$	$\Sigma C_i A_i / \Sigma A_i$	$[\Sigma I_i Q_{pi} / \Sigma Q_{pi}]$	$L(Q_{pi \max}) / \sqrt{(\Sigma A_i)}$

$Q_{pi}$  = débit de pointe des eaux pluviales relatif au bassin  $i$ .

$L(Q_{pi \max})$  est la longueur du bassin du plus fort débit

\* L'assainissement en matière d'eaux pluviales concerne également les chaussées, et routes à l'extérieur des périmètres urbains. Celles-ci doivent être dotées d'ouvrages d'évacuation fossés, talus, buses, dalots,...etc. deux formules sont utilisées par « les routiers » à savoir la formule de Mac-Math et la formule de Mallet-Gauthier.

a) **formule de Mac-Math : (pour les bassins versant < 100 ha)**

$$Q = K.H .S^{0,58} I^{0,42} \quad \text{avec}$$

Q = débit max en l/s

K = coefficient dépendant de la nature du B.V

H = précipitation maximale en mm/24 heures

S = superficie du B.V en ha

I = pente du B.V en mm/m

Pour le coefficient k, les valeurs suivantes peuvent être adoptées:

k=0.11 : bassins de grandes dimensions.

k=0.22: superficies cultivées et zones suburbaines.

k=0.32: terrains non aménagés, non rocheux, de pente moyenne.

k=0.42: terrains non aménagés, rocheux, à forte pente.

b) **formule de Mallet-Gauthier (pour B.V ≥ 100 ha)**

$$Q = 2 K \log_{10} (1+aH) S (1+ 4\log_{10} T - \log_{10}S)^{1/2} L^{-1/2}$$

Q = débit de crue en m<sup>3</sup>/s.

K = coefficient de perméabilité; a coefficient relatif au sol.

H = précipitations annuelles moyenne en m.

S = surface du B.V.

L = longueur du Talweg en km.

T = période de récurrence en années.

Cette formule a été établie en Algérie où A est un coefficient variant de 20 à 30 et k entre 0.5 et 6. La grande dispersion de la valeur de k confère au calcul une grande imprécision.



**Un dalot pour l'assainissement routier**

**Exemple de calcul de débits d'eaux pluviales par la méthode rationnelle**

N° B.V	S(Km <sup>2</sup> )	L(Km)	pente (m/m)	pente (%)	(LS) <sup>1/3</sup>	I <sup>1/2</sup>	t <sub>c</sub> (Passini en min)	t <sub>c</sub> en heures
1	0,9	1,5	0,02	2	1,10	1,4	51	0,8
2	0,32	0,35	0,01	1	0,49	1,0	31	0,5
3	0,6	1,2	0,04	4	0,90	2,0	29	0,5
4	0,15	0,12	0,01	1	0,27	1,0	17	0,3
5	0,27	0,66	0,02	2	0,57	1,4	26	0,4
6	0,06	0,3	0,01	1	0,27	1,0	17	0,3

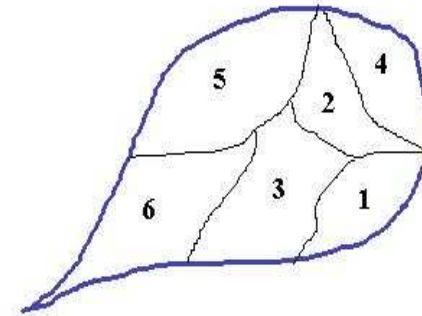
N° B.V	S(Km <sup>2</sup> )	L(Km)	pente (m/m)	pente (%)	S <sup>1/2</sup>	I <sup>1/2</sup>	t <sub>c</sub> Ventura en minutes	t <sub>c</sub> en heures
1	0,9	1,5	0,02	2	0,9	1,4	51,2	0,9
2	0,32	0,35	0,01	1	0,6	1,0	43,2	0,7
3	0,6	1,2	0,04	4	0,8	2,0	29,6	0,5
4	0,15	0,12	0,01	1	0,4	1,0	29,6	0,5
5	0,27	0,66	0,02	2	0,5	1,4	28,0	0,5
6	0,06	0,3	0,01	1	0,2	1,0	18,7	0,3

				A	B			
N° B.V	S(Km <sup>2</sup> )	L(Km)	pente (m/m)	$L^{0,77}$	$I^{-0,385}$	A X B	tc Kirpich en minutes	t <sub>c</sub> en heures
1	0,9	1,5	0,02	1,4	4,5	6,2	0,12	0,002
2	0,32	0,35	0,01	0,4	5,9	2,6	0,05	0,001
3	0,6	1,2	0,04	1,2	3,5	4,0	0,08	0,001
4	0,15	0,12	0,01	0,2	5,9	1,2	0,02	0,000
5	0,27	0,66	0,02	0,7	4,5	3,3	0,06	0,001
6	0,06	0,3	0,01	0,4	5,9	2,3	0,04	0,001

				A	B			
N° B.V	S(Km <sup>2</sup> )	L(Km)	pente (m/m)	$(LS)^{0,333}$	$I^{-0,5}$	A X B	tc Turrazza en minutes	t <sub>c</sub> en heures
1	0,9	1,5	0,02	1,1	7,1	7,8	51	0,8
2	0,32	0,35	0,01	0,5	10,0	4,8	31	0,5
3	0,6	1,2	0,04	0,9	5,0	4,5	29	0,5
4	0,15	0,12	0,01	0,3	10,0	2,6	17	0,3
5	0,27	0,66	0,02	0,6	7,1	4,0	26	0,4
6	0,06	0,3	0,01	0,3	10,0	2,6	17	0,3

## Temps de concentration en heures

N° B.V	passini	ventura	kirpich	turrazza	valeur retenue
1	0,8	0,9	0,015	0,8	0,8
2	0,5	0,7	0,012	0,5	0,6
3	0,5	0,5	0,008	0,5	0,5
4	0,3	0,5	0,008	0,3	0,4
5	0,4	0,5	0,008	0,4	0,4
6	0,3	0,3	0,005	0,3	0,3



T (années)	a	b
10	70	-0,221
100	95	-0,215

Coefficients de Montana

C = 25%

Tableau récapitulatif

N° B.V	S	tc (h)	( tc) <sup>b</sup> (10ans)	( tc) <sup>b</sup> (100ans)	I <sub>10</sub> (mm/h)	I <sub>100</sub> (mm/h)	Q <sub>10</sub> (m3/s)	Q <sub>100</sub> (m3/s)
1	0,9	0,8	1,05	1,05	73,5	99,7	4,6	6,2
2	0,32	0,6	1,12	1,12	78,4	106,0	1,7	2,4
3	0,6	0,5	1,17	1,16	81,6	110,3	3,4	4,6
4	0,15	0,4	1,22	1,22	85,7	115,7	0,9	1,2
5	0,27	0,4	1,22	1,22	85,7	115,7	1,6	2,2
6	0,06	0,3	1,30	1,30	91,3	123,1	0,4	0,5

**NB :** pour calculer un débit de projet pour le dimensionnement des ouvrages d'assainissement, il faut utiliser le maximum de formules en fonction des données disponibles. Il est recommandé de retenir les valeurs assez proches les unes des autres et calculer une valeur moyenne et écarter les valeurs qui semblent aberrantes.

En ce qui concerne le module superficiel de Caquot, il faut souvent récapituler les données et les calculs dans un tableau comme le suivant (**fichier excel**)

	<b>Caractéristiques assemblage</b>										
<b>N° de Bassin et type</b>	<b>A</b>	<b>C</b>	<b>I</b>	<b>L</b>	<b>T</b>	<b>Q (brut)</b>	<b>M</b>	<b>m</b>	<b>Q (corrigé)</b>	<b>Q adopté</b>	<b>Observations</b>



## Conception et calcul des réseaux d'assainissement

### I) Introduction:

Les sections à donner aux ouvrages se calculent souvent par la formule  $V = k \times R^n \times I^{1/2}$

R = rayon hydraulique = section mouillée/périmètre mouillé ; I = pente de l'ouvrage en mètre/mètre

Le coefficient k varie de 60 à 100 en fonction de :

- \* la nature de l'effluent
- \* la nature de la canalisation
- \* le type de joint

Le débit est obtenu par la formule  $Q = V.S$

### II) Réseaux unitaires :

$$Q = 60 R^{3/4} I^{1/2} . S ; (n = 3/4 \text{ et } k = 60)$$

#### \* Canalisations :

Les canalisations doivent avoir une capacité suffisante pour évacuer la pointe d'eaux usées et celles d'eaux pluviales avec une vitesse maximale limite de **4m/s** au delà de laquelle on risque d'user les conduites. La vitesse minimale de l'écoulement doit assurer tant que possible l'auto curage des égouts. En pratique, cette vitesse minimale est de l'ordre de :

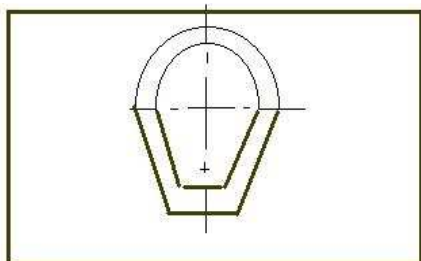
\* **0,6 à 0,7m/s** dans le cas d'une faible pluie transportant des sables. En pratique cette vitesse doit être satisfaite pour le 1/10 du débit de projet ou encore 1/10 du débit à pleine section.

\* **0,3m/s** pour le débit moyen d'eaux usées en temps sec avec un remplissage au 2/10 du diamètre. **Lorsqu'il n'est pas possible (ou trop onéreux) de respecter les conditions d'auto-curage, il faut prévoir des dispositions de nettoyage. (Chasse, usage d'hydrocureuses par exemple).**

Le diamètre minimal des canalisations a été fixé à **0,30 m** ; la pente est telle que :

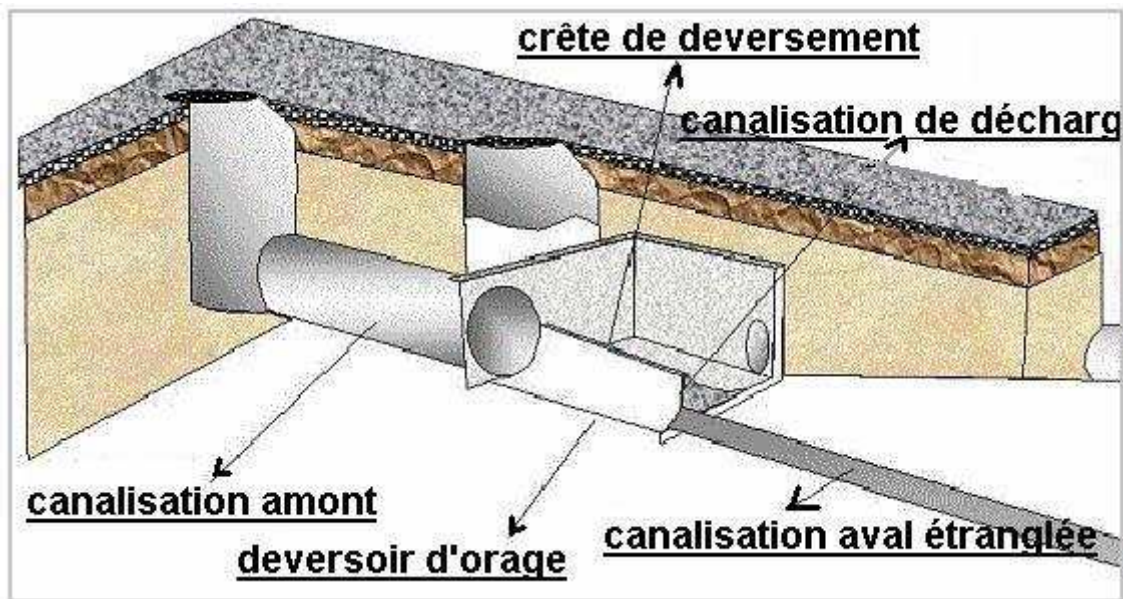
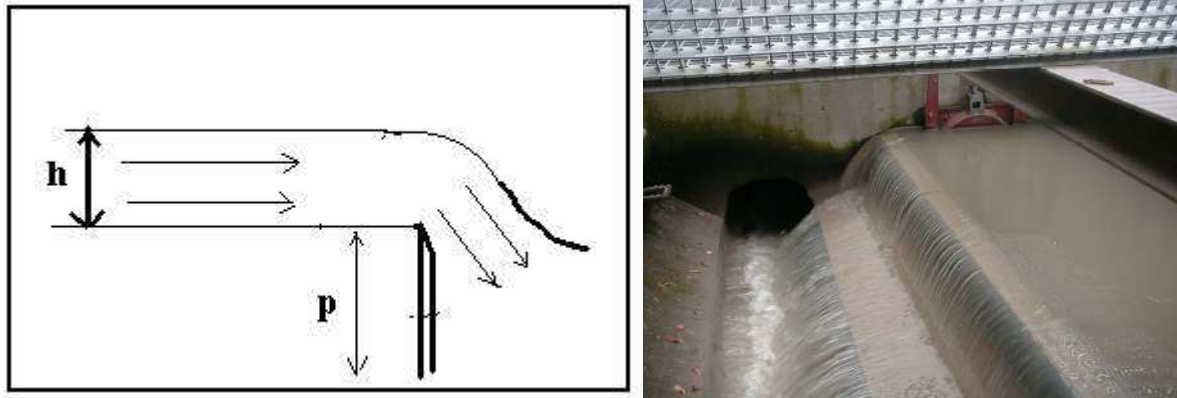
$$5\%^\circ < I < 10\%^\circ$$

#### Emissaires d'évacuation :



Les émissaires d'évacuation sont calculés pour faire transiter le débit de pointe des eaux usées augmenté du débit des eaux pluviales conservé après fonctionnement des déversoirs d'orage. Dans les grandes villes, les égouts sont visitables et leur section est souvent de type ovoïde. Ces émissaires doivent être situés en amont des stations d'épuration.

\* **Déversoir d'orage :**



La capacité d'un déversoir se détermine par la formule suivante :

$$Q = u l h \sqrt{2 g h}$$

Q = débit en m<sup>3</sup>/s

h = hauteur en mètre du plan d'eau dans la galerie amont au dessus du seuil avant abaissement de la nappe. (Lame d'eau déversante).

L = longueur du déversoir

g = accélération de la pesanteur (9,8 ms<sup>-2</sup>)

u = coefficient qui dépend de la nature et la géométrie du déversoir. (Généralement compris entre 0,4 et 0,5).

Au débouché des déversoirs d'orage, la ligne piézométrique doit se raccorder au niveau des plus hautes eaux de la rivière susceptible d'être dans la période des orages.

Le principe de fonctionnement de ces ouvrages en système unitaire est d'effectuer le déversement dans le milieu naturel, des débits d'orage et de ne dériver vers la station d'épuration que les débits d'eaux usées appelées « débits de temps sec », auxquelles s'ajoutent les petites pluies.

## II) Réseaux séparatifs

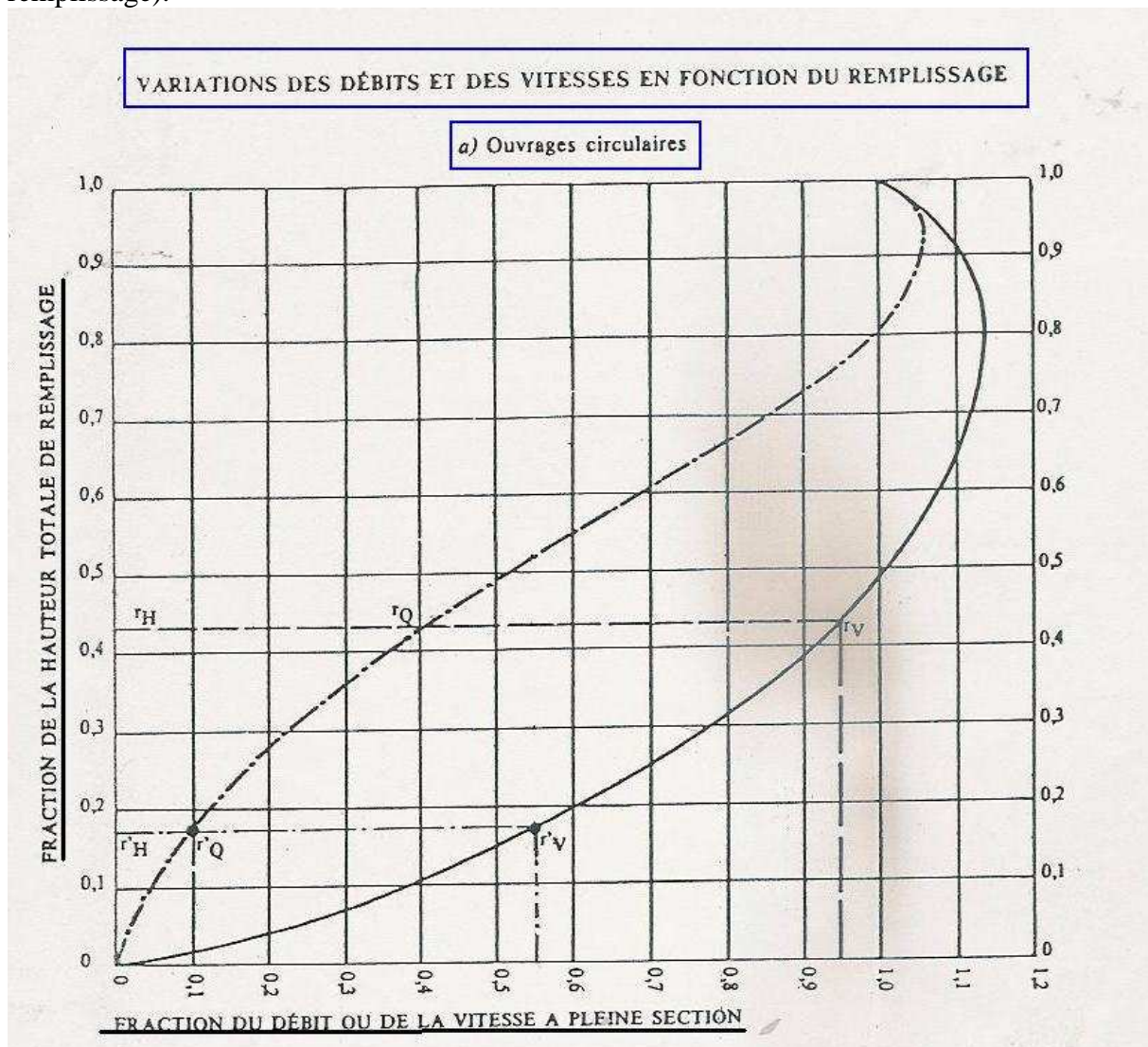
**Sections :** le diamètre minimal des canalisations a été fixé à **0, 20 m**

**Eau usées :**  $Q = 70 R^{2/3} I^{1/2} S$  ; **eaux pluviales :**  $Q = 60 R^{3/4} I^{1/2} S$

**Conditions d'écoulement :** les conditions d'auto curage sont les suivantes :

\* A pleine ou à demi section, la vitesse d'écoulement doit être supérieure à 0,70 m/s. Cette limite pouvant à l'extrême rigueur être abaissée à 0,50 m/s.

\* Le remplissage de la conduite doit être assuré au 2/10 du diamètre pour le débit moyen des eaux usées et doit assurer une vitesse d'écoulement au minimum de 0,30 m/s. (Voir abaque donnant les variations de débit des eaux usées et de vitesse en fonction de la hauteur de remplissage).

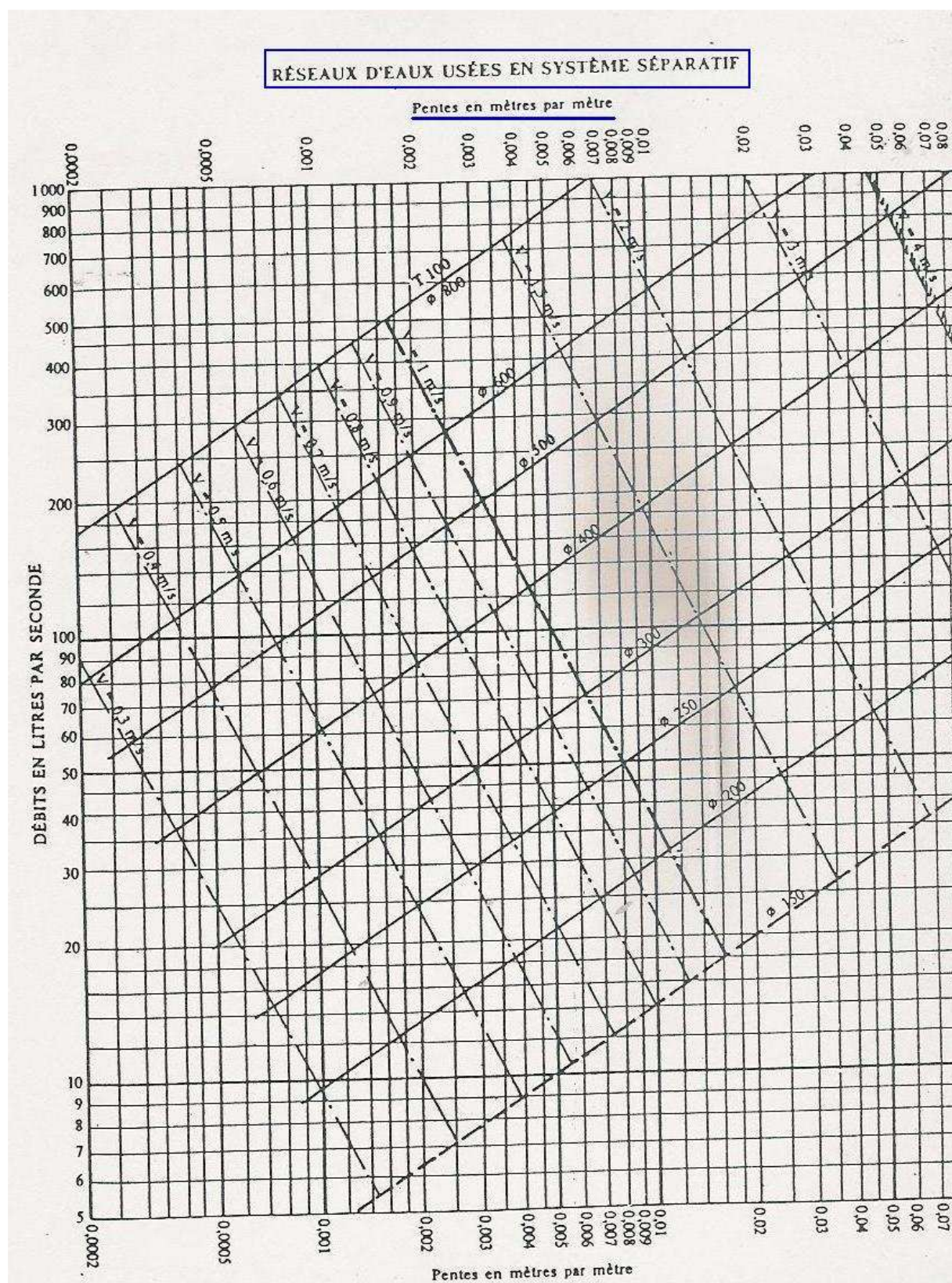


**Exemple :**

- Pour  $r_Q = 0,40$ , on obtient  $r_V = 0,95$  et  $r_H = 0,43$ .
- Pour  $Q_{PS} \ 1/10$ , on obtient  $r'_V = 0,55$  et  $r'_H = 0,17$
- Pour  $Q_{PS} \ 2/10$ , on obtient  $r'_V = 0,75$  et  $r'_H = 0,27$

**Pente :** les pentes des canalisations seront si possible un peu plus fortes en tête qu'en aval. La pente minimale admissible pour un réseau de petite section et de  $5\%^\circ$ . (Voir abaque donnant le débit maximum en fonction de la pente et le diamètre).





### **III) Réseaux pseudo-séparatifs :**

Les valeurs de débits en système pseudo-séparatif s'obtiendront par le cumul des débits pluviaux et des pointes d'eaux usées. Toutefois, il se pourrait qu'on ne tienne pas compte des débits pluviaux si l'équipement en pseudo-séparatif est seulement envisagé pour un petit nombre d'immeubles existants avec passage progressif au séparatif.

Dans les têtes de réseau, le diamètre des canalisations pourra être limité à 0,25 m voir 0,20 m si les risques d'obstruction sont limités.

Les pentes limites des canalisations se rapprocheront plus au moins de celles qui sont admises en régime unitaire (2/100) ou en régime séparatif et ceci en fonction des craintes qui peuvent se faire au sujet de l'intrusion de sables dans le réseau.

#### **Remarque :**

Les réseaux d'assainissement doivent être auscultés d'une manière périodique. On procédera par exemple et en cas de nécessité à un curage des ouvrages. On peut utiliser des hydro cureuses qui sont des machines automotrices pratiquant le curage de canalisations d'égout (jusqu'à  $\phi$  600 mm) au moyen d'un jet d'eau sous très forte pression (70 à 200 bars). Dans les égouts de petite section, on effectuera des chasses (commandées ou automatiques) pour entrainer les matières déposées.

**Une hydrocureuse**



#### **Exercice 1:**

Le débit moyen en eau usée d'une agglomération est de 20l/s, moyennant un coefficient de pointe global égal à 2, une pente du terrain naturel de  $4.10^{-4}$  et dans une conception de réseau séparatif, calculer le diamètre du collecteur et vérifier la condition d'auto-curage

**Réponse :**  $Q = 70 R^{2/3} I^{1/2} S$  or  $R = D/4$  et  $S = \frac{\pi D^2}{4}$  soit  $Q = 22 D^{8/3} \sqrt{I}$

Il faut calculer D pour le débit de pointe, I doit être prise à 0,5% (pente minimale admise).  
 $Q = 0,040 \text{ m}^3/\text{s}$ ;  $I = 5.10^{-3}$  soit  $D = 25 \text{ cm}$ . Avec Ce diamètre et ce débit, on obtient une vitesse  $V = 0,76 \text{ m/s}$ .

La condition d'auto-curage doit être respectée afin d'éviter les dépôts.

D'après l'abaque, pour le 2/10 du diamètre, le rapport des vitesses est de 0,6. La vitesse pour ce rapport de vitesse sera donc  $V = 0,76 \times 0,6 = 0,45 \text{ m/s}$  ( $> 0,3 \text{ m/s}$  donc la condition d'auto curage est remplie).

En Conclusion il faut véhiculer le débit d'eau usée dans une conduite  $\phi 250$  sous une pente de  $5.10^{-3}$

### **Exercice 2 :**

On projette d'assainir un village de 5000 habitants en installant un réseau de collecte ainsi qu'une station d'épuration. La dotation en matière de consommation d'eau potable est de 80 l/j/habitant. Que proposez-vous pour le dimensionnement.

- 1) **nature du réseau** : on optera pour un réseau séparatif puisque la taille de l'agglomération n'est pas trop importante et compte tenu du fait qu'il y aura une station d'épuration.
- 2) **Calcul des débits** : les besoins moyens en eau potable seront de 4,6 l/s, le débit des eaux usées en temps sec sera  $Q = 4,6 \times 0,8 = 3,7 \text{ l/s}$ . le coefficient de pointe horaire sera  $C_{p,h} = 1,5 + (2,5/\sqrt{3,7}) = 2,8$ .

Le débit de pointe des eaux usées (débit de projet) sera  $Q_u = 2,8 \times 3,7 = 10,4 \text{ l/s}$

Travaillons avec le diamètre minimal requis (20cm) et la pente minimale (5‰).

A pleine section, la surface mouillée est  $S = \pi d^2 / 4 = 0,03 \text{ m}^2$ .

Le périmètre mouillé sera  $P = \pi d = 0,63 \text{ m}$ .

Le rayon hydraulique est  $R_h = 0,05 \text{ m}$ .

$V = 70 \times R_h^{2/3} \times I^{1/2}$  soit  $V = 0,68 \text{ m/s}$

Le débit sera  $Q = 0,03 \times 0,68 = 20,4 \text{ l/s}$  (ce débit est largement supérieur au débit de projet (10,4 l/s).

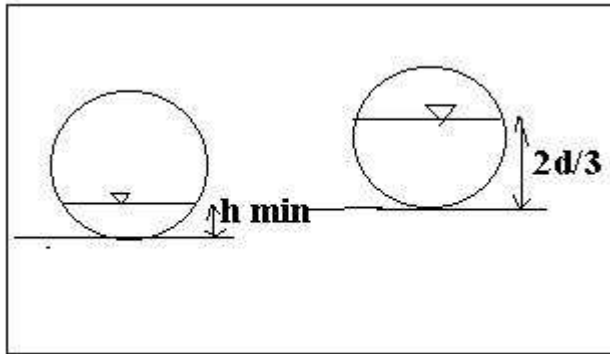
Pour les 2/10 du diamètre, on a d'après l'abaque un rapport de vitesses de 0,6 ;  $V/0,68 = 0,6$  d'où  $V = 0,4 \text{ m/s} > 0,3 \text{ m/s}$  (La condition d'auto curage est donc remplie).

**En conclusion**, l'effluent sera canalisé selon un diamètre  $\phi 200$  sous une pente de 5‰.

### **Exercice 3 :**



Dans une conduite d'eau usées de forme circulaire, le débit avec un remplissage aux  $2/3$  est de  $0,3 \text{ m}^3/\text{s}$ , le débit minimal est de  $0,2 \text{ m}^3/\text{s}$  sous une vitesse minimale de  $0,6 \text{ m/s}$ . calculer le diamètre ainsi que la pente de l'égout.



### Réponses :

D'après l'abaque des égouts circulaires, pour  $2d/3$ , on a un rapport des débits de  $0,8$ , donc  $Q_{2/3} / Q_p = 0,8$ , soit  $0,3/Q_p = 0,8$  d'où  $Q_p = 0,37 \text{ m}^3/\text{s}$ .

$Q_{\min}/Q_p = 0,2/0,37 = 0,5$  pour ce rapport de débit correspond un rapport de vitesses de  $0,98$  donc  $V_{\min}/V_p = 0,98$  soit  $V_p = 0,61 \text{ m/s}$ .

Donc  $Q_p = 0,37 \text{ m}^3/\text{s}$  et  $V_p = 0,61 \text{ m/s}$  d'où  $S = 0,37/0,61 = 0,6 \text{ m}^2$ . D'où  **$d = 874 \text{ mm}$** .

$Q = 70 R h^{2/3} I^{1/2} S$  d'où  $Q = 22 D^{8/3} \sqrt{I}$  soit  **$I = 5,8 \cdot 10^{-4}$**

**NB:** il faut voir le diamètre commercial et refaire les calculs pour vérifier les conditions d'écoulement.

### Exercice 4 :

Le débit moyen des eaux usées dans une ville est de l'ordre de  $50$  litres/jour/habitant. On veut installer un nouveau collecteur pour assainir une population de  $20000$  habitants localisée dans de nouveaux lotissements. Ce collecteur sera branché à l'égout public. Le débit des eaux pluviales à drainer a été évalué à  $623 \text{ l/s}$ , calculer le débit d'eaux usées et le débit total. Sachant qu'il s'agit d'un réseau unitaire et que la pente est de  $5\text{‰}$ , calculer le diamètre du collecteur.

### Réponses :

a) le débit moyen d'eaux usées sera  $Q = 20000 \times 50 = 12 \text{ l/s}$ . le coefficient de pointe est  $c_p = 1,5 + (2,5/\sqrt{12}) = 2,22$ .

$Q_{\text{pointe}} = 12 \times 2,22 = 26,64 \text{ l/s}$ . le débit total à véhiculer sera  $Q = 623 + 26,64 = \mathbf{650 \text{ l/s}}$

Le débit à véhiculer est tel que  $Q = 60 R^{3/4} I^{1/2} S$  avec  $R = d/4$  et  $S = \pi d^2/4$ . soit alors :  $Q = 1,15 d^{11/4}$ .

Tout calcul fait, on trouve  $d = 811 \text{ mm}$ . En pratique, on adopte le diamètre  **$\varnothing 800$**  (buse en béton vibré).

### Vérification des conditions d'auto curage :

- 1) Eaux pluviales : à pleine section,  $V = 1,3 \text{ m/s}$  (pour  $Q_p/10$  le rapport des vitesses est  $0,55$ ) ;  $V/1,3 = 0,55$  donc  $V = 0,73 \text{ m/s}$  ainsi la première condition remplie.
- 2) Eaux usées : pour  $2/10$  du diamètre, le rapport des vitesses d'après l'abaque est de  $0,6$ .

$V/1,3 = 0,6$  d'où  $V = 0,78 \text{ m/s}$  ( $> 0,3$  donc deuxième condition d'autocurage remplie)



**Remarque :**

La pose de ce collecteur nécessitera :

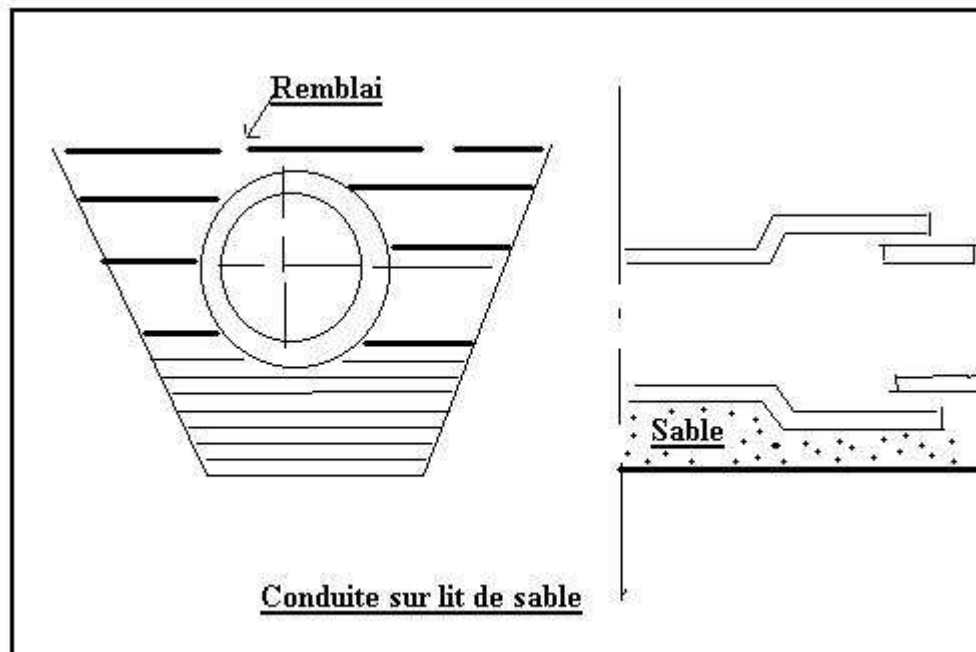
- des terrassements en terrain naturel
- une mise en remblai et compactage
- pose d'un lit de sable
- création de regards de visite
- confection et mise en place de boîtes de branchements
- raccordement à l'égout public

**IV) Installation des canalisations :**

Le tracé des canalisations doit être optimisé (minimiser tant que possible la longueur) tout en tenant compte du contexte topographique local. Les petits accidents du terrain seront effacés par un léger déblai ou remblai, compensés en volume de terrassement sur une distance aussi faible que possible.

Les conduites pour égouts sont souvent installées en tranchée, celles d'eau potable peuvent être soit en tranchée, soit aériennes.

Lorsque le terrain ne risque pas d'affaissements dus aux variations de charge et ne présentant pas d'arêtes rocheuses, on peut creuser une tranchée de profondeur 1m environ et poser les conduites sur un lit de sable de 10 cm environ. En cas de mauvais terrain, on peut confectionner des dès en maçonnerie ou une dalle en béton. Les calculs de cubature concernant les déblais, les remblais et le sable se font par tronçon et par branche et portent sur les volumes.



Les conduites de grande section qui étaient exécutées en maçonnerie sont maintenant le plus souvent en béton. Les ovoïdes utilisés maintenant exclusivement pour l'assainissement sont

préfabriqués en béton armé lorsqu'il s'agit de poser une conduite sur un lit de sable et pour des considérations de résistance, il est prudent d'exiger des entrepreneurs un arc d'appui de  $60^\circ$  à  $120\%$ . La résistance augmente lorsque l'angle d'appui augmente. On a donc intérêt à avoir  $\alpha = 120^\circ$



#### **V) Classes de résistance des tuyaux :**

Si on considère le cas du CAO (ciment armé ordinaire, matériaux agréés par les régies en canalisation d'assainissement), on peut considérer trois classes de résistance : 60 A, 90 A, 135A. Ces valeurs exprimant la charge minimum exprimée en  $\text{KN} / \text{m}^2$  que doit supporter un tuyau avant de casser. Par exemple un tuyau  $\phi$  600 série 90 A devra supporter comme charge de rupture par ml :

$$0,6 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 90 \text{ KN} = 54 \text{ KN/ml}$$

#### **Recouvrement des conduites en tranchées :**

La quantité de remblai est fonction du diamètre de la conduite ainsi que la charge qu'elle peut supporter. Il existe des tableaux donnant la couverture minimum et maximum au dessus de la génératrice supérieure des conduites selon leurs classes.

#### **Etude des charges :**

En relève deux sortes de charges :

- Les **charges statiques**  $Q$  dues aux remblais augmentant avec la hauteur de couverture ( $Q$  est exprimé en daN par m).
- Les **charges roulantes**  $Q'$  correspondant au croisement de deux camions.  $Q'$  est également exprimée en daN / m. Dans certain cas très rares où on est sur qu'il n'y a pas et qu'il n'y aura jamais de charges roulantes, on peut laisser de côté  $Q'$ .

La charge de référence  $Pr$  à laquelle doit résister un tuyau sans se rompre s'établit donc comme suit :

$$Pr = \frac{a (Q+Q')}{m}$$

$a$  est un coefficient de prise en compte de la qualité, de la régularité et du suivi de la fabrication.

$a = 1,3$  pour les usines dotées d'un laboratoire contrôlant la fabrication de façon continue.

$a = 2,5$  dans les autres cas (en pratique c'est à proscrire).

$m$  est coefficient de pose, il dépend de la nature du sol ainsi que du soin apporté à l'exécution. Si les travaux sont soigneusement réalisés, on considérera deux cas :

1)  $m = 2,3$  si  $\phi \leq 500$  mm

2)  $m = 2$  si  $\phi > 500$  mm

### **Exercice d'application :**

Pour évacuer des eaux pluviales et certaines usées par des canalisations circulaires provenant d'usines agréées et qui seront exécutées soigneusement, un projet d'assainissement relève les données suivantes :

\* Le débit équivalent  $Q_e = 0,7$  m<sup>3</sup>/s

\* La pente équivalente  $I = 6\%$

\* Charge de remblai  $Q = 2350$  DaN/m

\* La hauteur de recouvrement est  $H = 1$  m

Déterminer la charge rupture minimale garantie par le fabricant, on admettra que la charge roulante présente les 9/4 de celle du remblai.

### **Réponse :**

$$Pr = a(Q+Q')/m \quad \text{avec } a = 1,3 ; Q = 2350 \text{ daN/m et } Q' = 9/4 Q$$

$$\text{soit } Q' = 5287,5 \text{ daN/m.}$$

### **Calcul de m :**

Réseau unitaire donc  $Q = 60 R^{3/4} I^{1/2} S$  soit  $0,07 = 1,29 D^{11/4}$  d'où  $D = 80$  cm ce qui impose  $m = 2$ .

$$\text{Donc } Pr = 1,3 \times (2350+5287,5) / 2 \quad \text{soit} \quad \mathbf{Pr = 4964 \text{ daN/m}}$$

## **VI) Les ouvrages d'assainissement**

### **VI - Description des ouvrages :**

## **A) Réseaux unitaires et réseaux pluviaux en séparatif :**

### **A.1 Ouvrage de collecte :**

#### **A.1.1 Canalisations :**

On utilise des tuyaux en fonte, en ciment ou en plastique, pour les petits débits on utilise des tuyaux circulaires dont le diamètre minimal est 0,3 m les autres diamètres normalisés sont 0,40 m - 0,50 et 0,60 m. Pour les dimensions supérieures on fait appel aux égouts ovoïdes qui ont l'avantage d'assurer au faible débit un meilleur écoulement que les tuyaux circulaires. Ces sections comportent parfois à leur partie inférieure une rigole de faible largeur appelée cunette qui facilite l'écoulement des faibles débits en retardant le dépôt de matières solides.

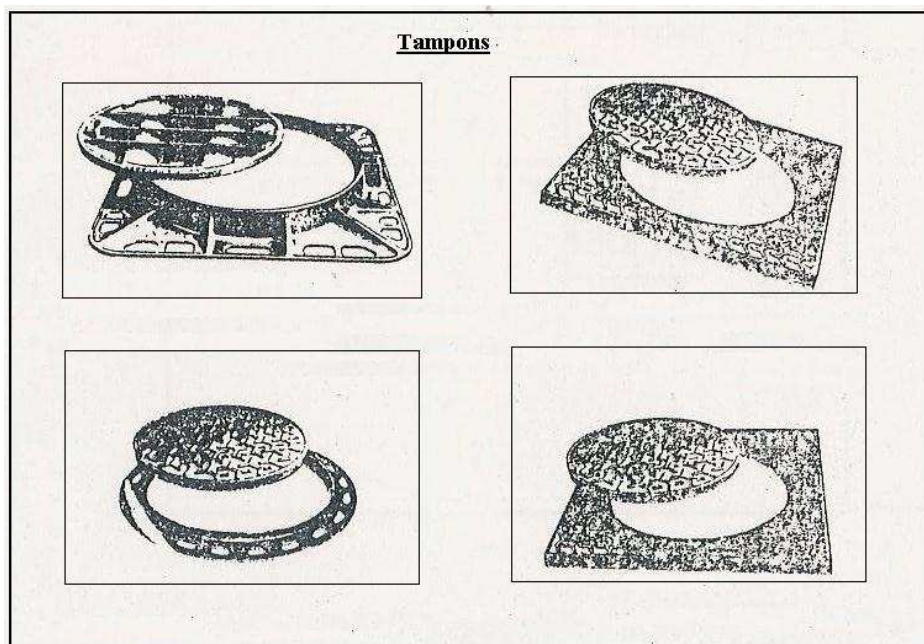
#### **A.1.2 Emissaire d'évacuation :**

Ces ouvrages concernent surtout les grandes villes et sont souvent placés juste en amont de stations de traitement. Ces ouvrages sont généralement précédés de bassins de dessablement.

### **A.2 Ouvrages annexes**

#### **A.2.1 Caniveaux :**

Ils sont destinés à collecter jusqu'à des bouches d'égout les eaux de la voirie. Ils sont souvent placés dans des bordures de trottoir.



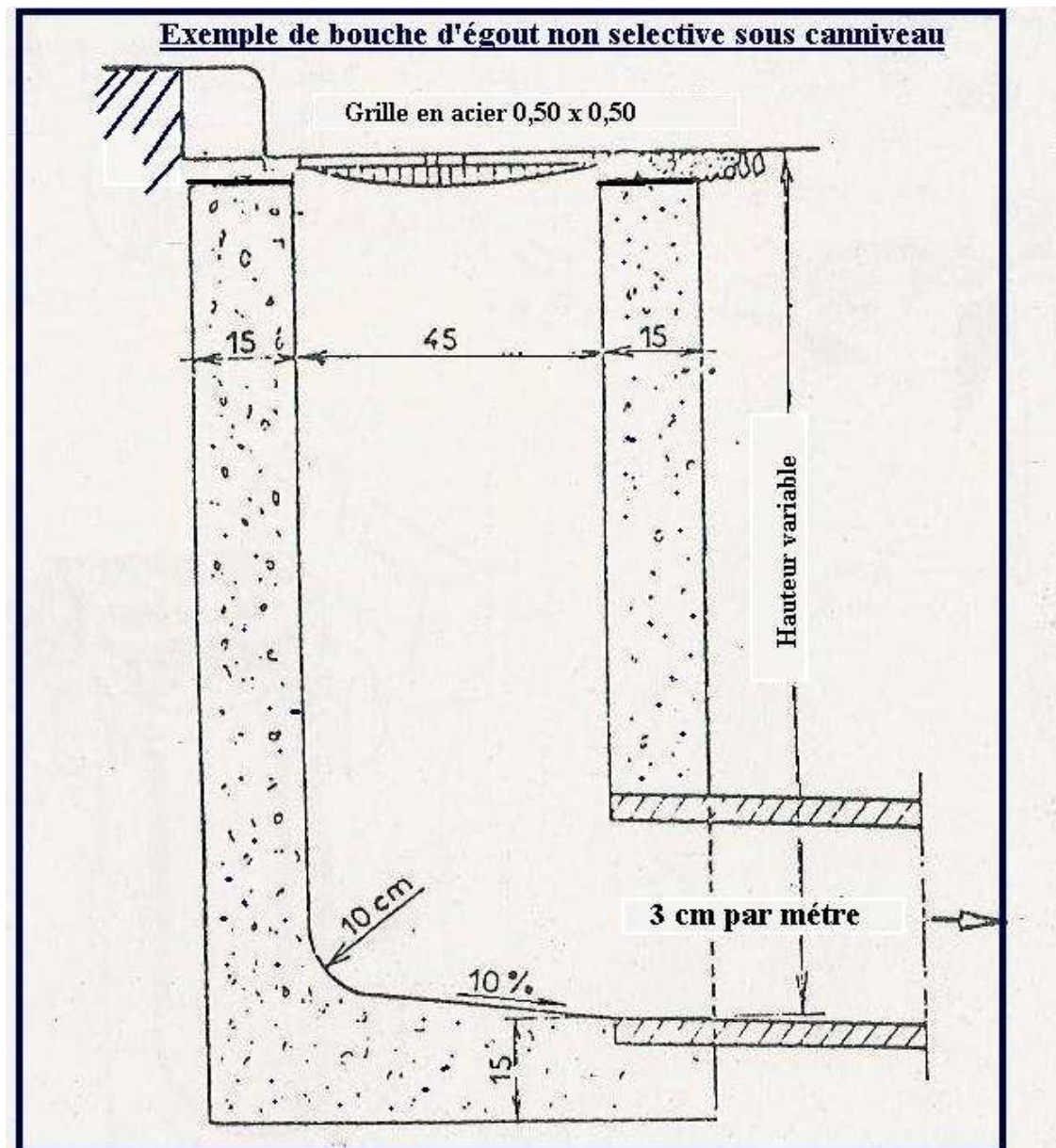
#### **Un avaloir à grilles**





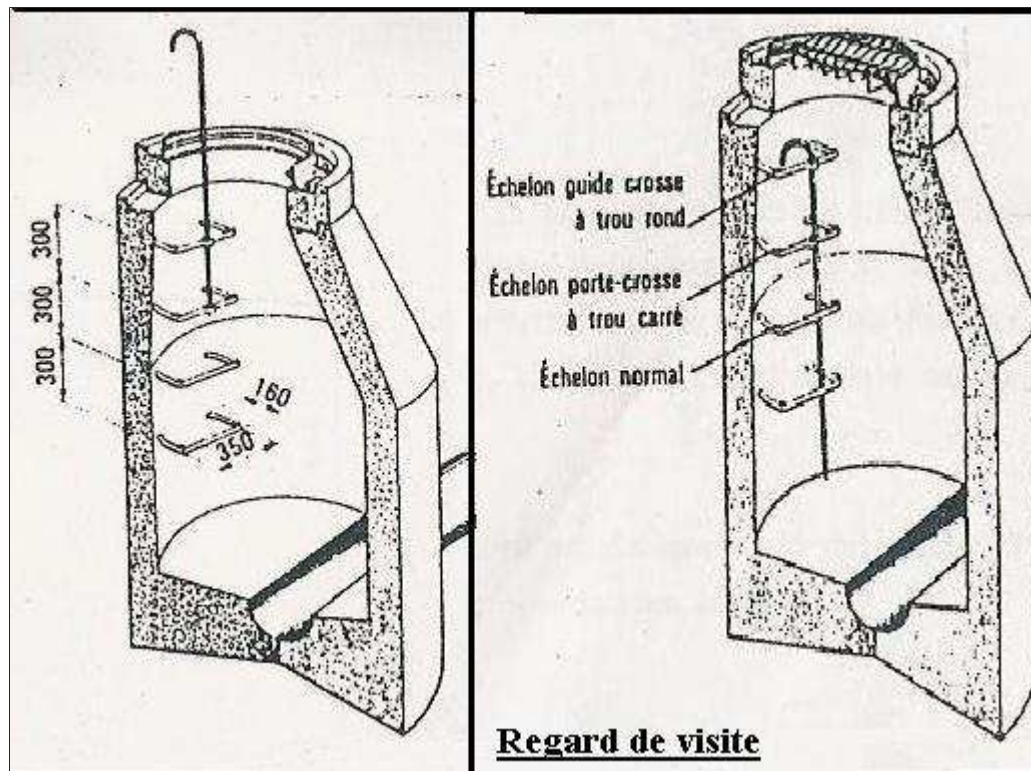
### A.2.2 bouche d'égout :

On distingue les bouches ouvertes et les bouches sélectives (qui stoppent les détritux). Elles se trouvent aux points bas des rues ou parfois en cours de pente si la rue est très inclinée.



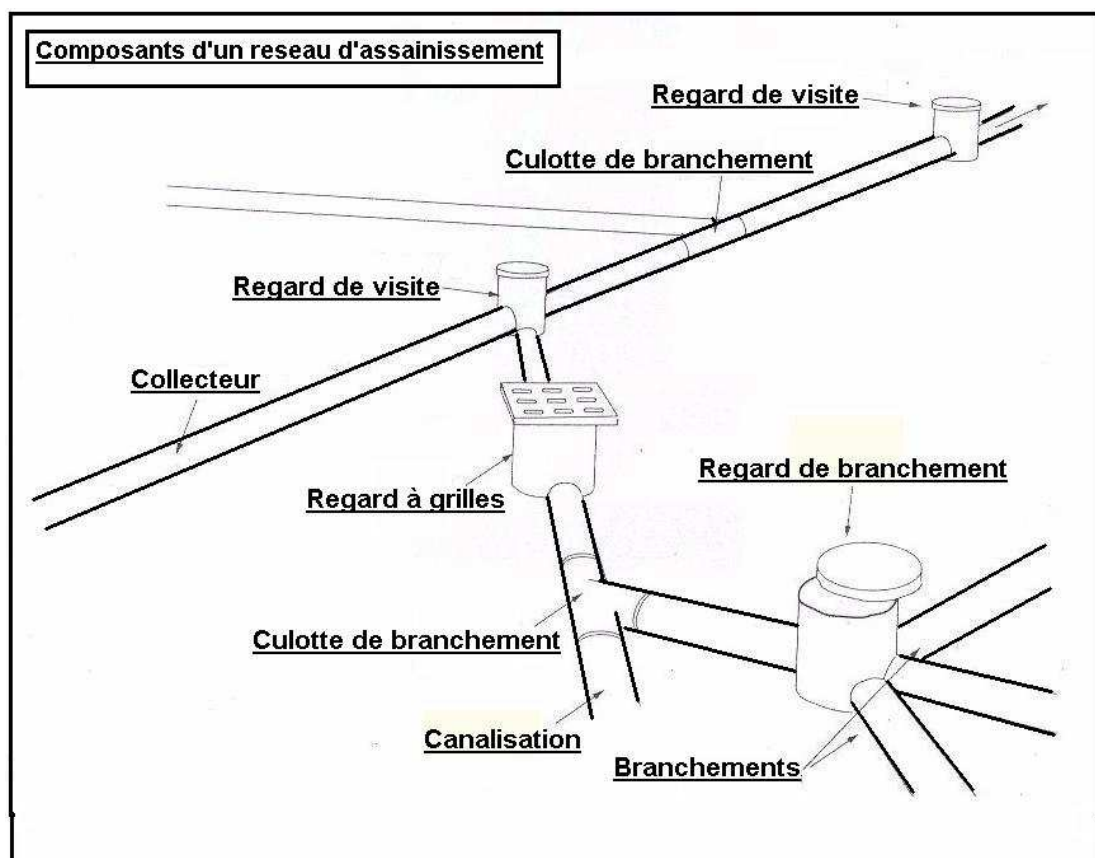
### A.2.3 Regards :

Sur les canalisations non visitables, on prévoit un regard de visite aux changements de direction, à certains changements de pente et tous les 35 m au moins. Sur les égouts visitables, les regards d'accès sont espacés au minimum de 50 m. L'accès au regard est obturé par un tampon en fonte ou en béton armé susceptible de supporter les charges.



#### A.2.4 Branchement particuliers :

En système unitaire, il y a un branchement unique pour immeubles par les eaux pluviales et les eaux usées. Son diamètre est au maximum de 0,20 mètre. La pente des conduites doit être supérieure à 3% et le tracé rectiligne.



### **A.2.5 Bassins de dessablement :**

Les sables sont retenus en principe par les bouches sélectives. Néanmoins, il se pourrait qu'il soit nécessaire de disposer de bassins de dessablement sur le réseau et en particulier sur les collecteurs secondaires avant leur raccordement au collecteur général.

### **A.2.6 Déversoirs d'orage:**

Ils permettent sur un réseau unitaire de dériver les eaux pluviales. Ces eaux ont été mélangées avec les eaux usées, à ce propos le débit de la rivière doit être compatible avec cette dilution de façon à ce que l'auto-épuration soit efficace.

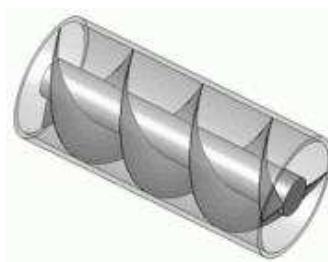
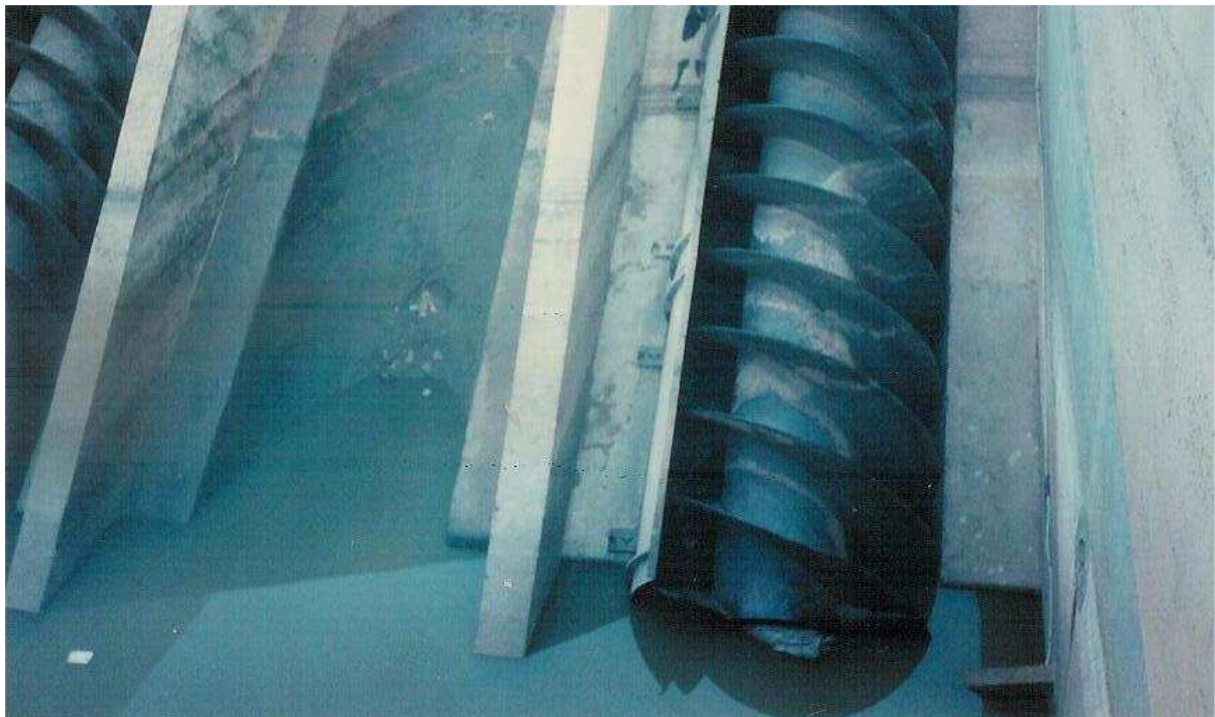
### **A.2.7 Siphons :**

Ce sont des ouvrages permettant la traversée d'obstacle (chaussée, voie ferrée, rivière...etc.)

### **A.2.8 Station de relevage :**

Lorsque la pente est insuffisante pour assurer une évacuation par gravité sur l'ensemble du réseau, on dispose de poste de relèvement, soit à l'arrivée sur la station d'épuration (généralement par le biais d'une vis d'Archimède), soit dans le corps du réseau pour la desserte des zones basses.

**Vis d'Archimède pour pomper les eaux usées à l'entrée de la station de traitement des eaux usées de la ville de Béni Mellal**





## **VII) Quelques règles pratiques pour la conception de réseaux :**

### **I) Règles générales :**

#### **I.1 Regards :**

Il faut implanter un regard à chaque singularité du collecteur. Sont des singularités les situations suivantes :

- Changement de diamètre
- Changement de côte de radier (chute)
- Changement de pente ou de direction
- Intersection avec un autre collecteur

Entre deux singularités, il convient d'ajouter des regards supplémentaires pour que l'intervalle entre deux regards ne dépasse pas :

\* 80 m sur les collecteurs de  $\phi \leq 1500$

\* 100 m sur les collecteurs de  $\phi > 1600$ .

Concernant l'intersection de collecteurs et pour éviter les points de perturbation hydraulique qui ralentissent les écoulements et favorisent les obstructions, il faut veiller à ce que l'angle de raccordement de deux collecteurs soit inférieur à  $60^\circ$ .

#### **I.2 Branchements particuliers :**

- Pente de la canalisation au minimum à 2%
- Diamètre :  $\phi 150$ ,  $\phi 200$ ,  $\phi 300$ , (en général  $\phi 200$ ), le diamètre doit être toujours inférieur à celui du collecteur sur lequel on a le raccordement.

## **VIII) Gestion des réseaux d'assainissement :**

### **1) Introduction :**

La gestion d'un réseau d'assainissement a pour principal objet d'assurer :

- La pérennité des ouvrages par des opérations de conservations.
- L'entretien courant des réseaux et des organes mécaniques par les interventions de nettoyage, dépannage et de maintenance.
- L'exploitation par la régularisation des débits et la synchronisation : collecte, transfert, traitement.

En plus des considérations techniques, trois facteurs de coûts sont en présence : les dépenses d'investissement, d'amélioration, les dépenses d'entretiens courantes et les dépenses d'exploitation qui ont des relations dépendantes entre elles.

### **2) Diagnostic et Réhabilitation des réseaux :**

Les réseaux d'assainissement peuvent au bout de quelques années présenter des anomalies susceptibles de perturber le fonctionnement du système d'assainissement, de restreindre la pérennité des ouvrages ou de nuire à l'environnement.

On peut distinguer les anomalies suivantes :



## **2- 1 Perturbations du fonctionnement du système d'assainissement :**

- \* Fissures de canalisations
- \* Joints mal faits ou dégradés
- \* Fuites de réseaux d'eau potable
- \* Agressivité des effluents
- \* Fuites d'effluents industriels comportant des substances toxiques

## **2.2 Restriction de la pérennité des ouvrages :**

- \* Remblais mal compactés au dessus des canalisations
- \* Dégradation de l'état de la conduite
- \* Racine d'arbres, chiffons...etc. introduits à l'intérieur de conduites.

## **2. 3 Nuisances à l'environnement :**

- \* Eaux usées dans la conduite d'eaux pluviales (dans le cas du système séparatif)

### **Exemple d'appels d'offres en assainissement :**

**Avis lancé par l'ONEP le 11/04/2008**

**Objet** : travaux d'assainissement liquide de la ville de Sidi Kacem

**Consistance des travaux** :

- fourniture, transport et pose de 5933 ml de conduites en béton armé de diamètre variant entre 300 et 600mm y compris ouvrages annexes.
- Réalisation de branchements particuliers : 560 boîtes de branchement, 610 regards et 5600 ml de conduites de branchements en PVC série 1 de diamètre 200 mm.
- Réalisation d'un déversoir d'orage

**Délai d'exécution** : 10 mois

**Caution provisoire** : 375 000,00 Dhs

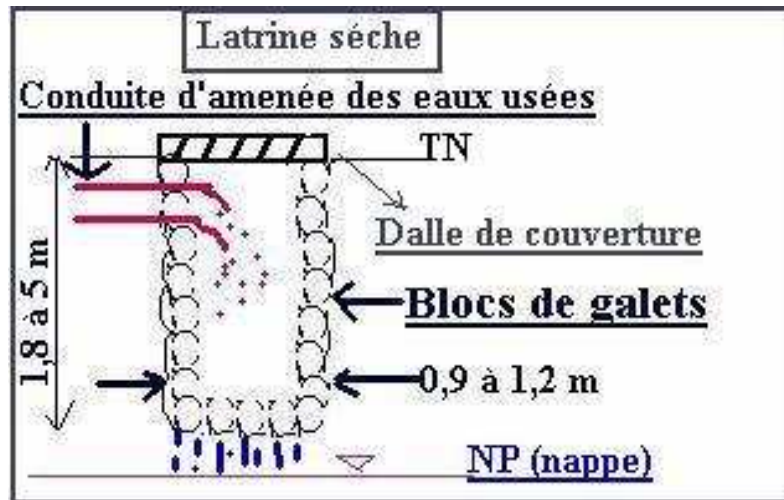
**Projet financé par** : (JBIC) et la municipalité de Sidi Kacem.

## **VIII) L'assainissement autonome ou individuel :**

En absence d'un réseau d'assainissement comme c'est le cas en milieu rural, les agglomérations doivent être dotées d'un système d'évacuation et d'un exutoire. Ceci pourrait se produire également en milieu urbain lorsque les habitations à assainir se trouvent topographiquement basses par rapport au réseau d'assainissement existant.

**Les différents systèmes pratiqués :**

**1) Latrine sèche :**

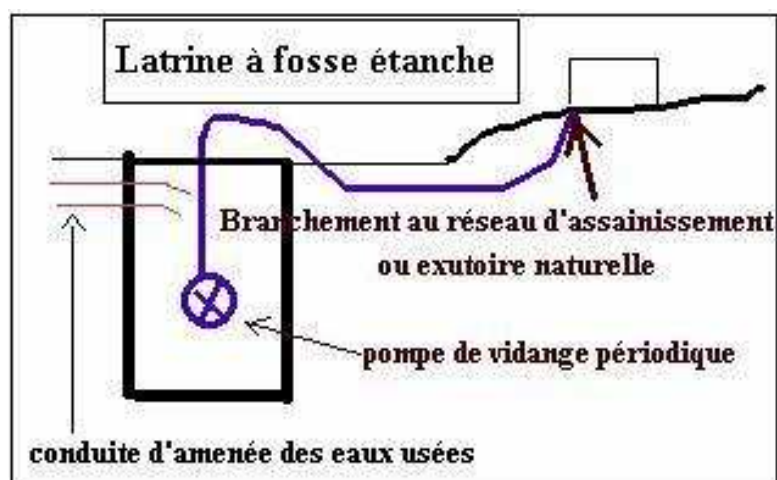


Le rôle principal à jouer par ce genre d'ouvrage est l'infiltration de l'effluent « partiellement épuré » dans le sous sol. Ce système est composé d'une fosse creusée dans un sol perméable au dessus du niveau piézométrique. Des blocs de galets sont posés verticalement autour des parois pour servir de filtre. La fosse est munie d'une dalle en ciment pour fermeture et inspection. Les conditions nécessaires pour réaliser un tel système sont :

- perméabilité du sol  $> 5 \text{ mm/h}$
- niveau piézométrique de la nappe  $> 2\text{m}$ .

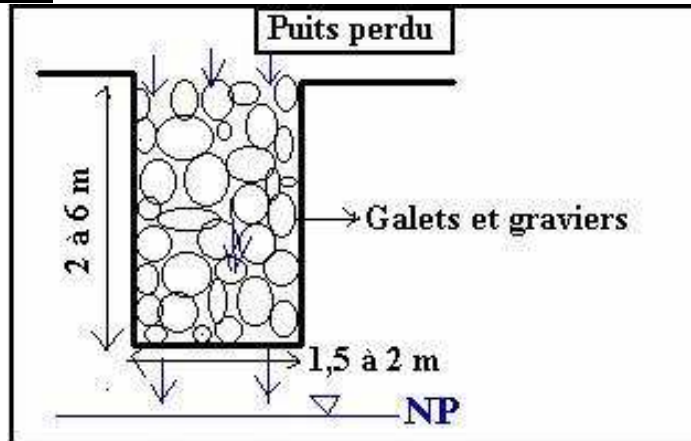
Ce système ne doit pas être construit dans l'enceinte de l'habitat. Dans certains cas, la latrine peut recevoir une partie des eaux pluviales par l'intermédiaire de petits caniveaux. Ceci à l'avantage d'apporter « un débit sanitaire » pour diluer les effluents. Le problème majeur posé engendré par ce genre de système est l'odeur qu'il dégage ainsi que les insectes qu'il peut attirer.

**2) Latrine à fosse étanche :**



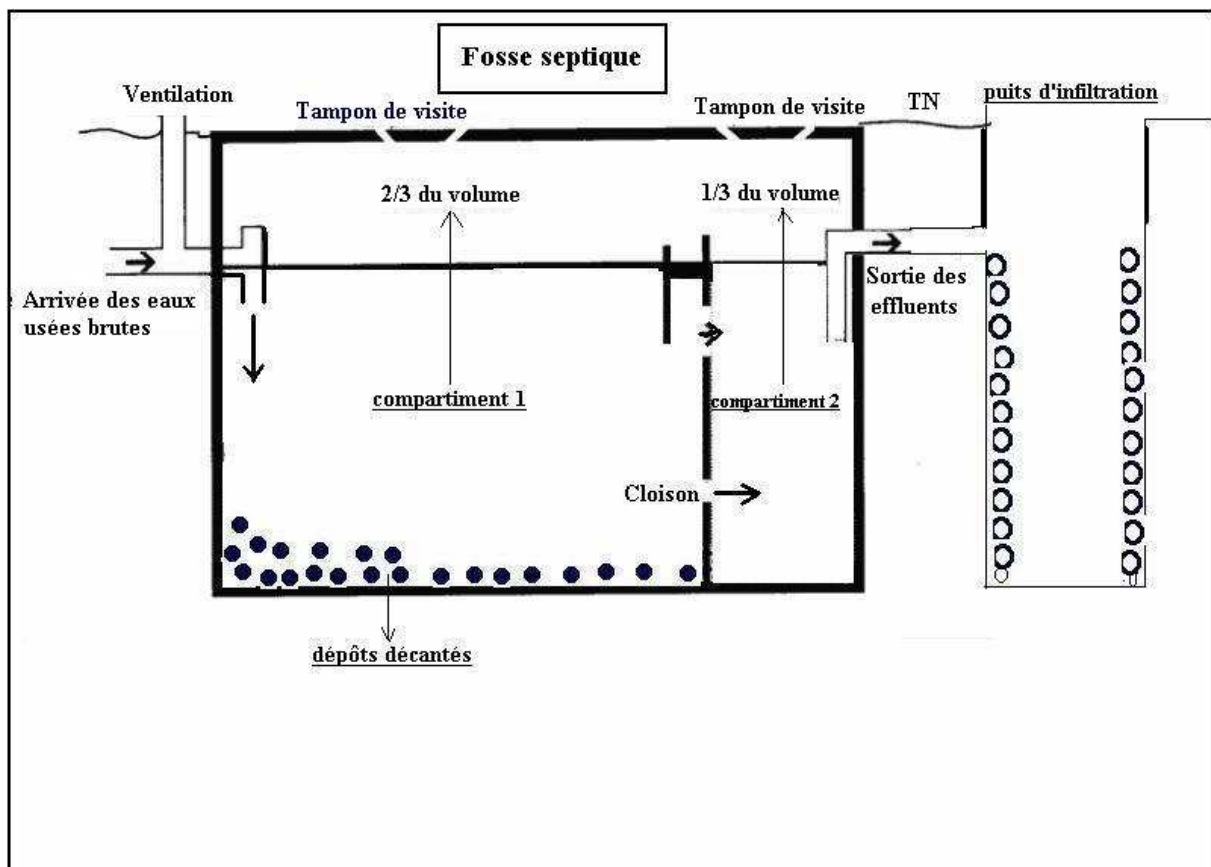
Ce système est souvent pratiqué dans les zones se trouvant à une côte topographique plus basse par rapport à un réseau d'assainissement existant. Les parois de la fosse sont étanches, une pompe à l'intérieur est branchée au réseau d'assainissement et permet de refouler les effluents collectés vers le réseau d'assainissement.

### 3) Le puits perdu :



Ce système est pratiqué en zone perméable, il est constitué d'une fosse à parois naturelles et comblée de gros graviers jouant le rôle de filtre.

### 4) La fosse septique :



Ce système est de loin le plus efficace et moderne pour l'évacuation des eaux usées. Il se compose principalement de :

- une fosse compartimentée (2/3 ; 1/3 du volume total) et d'un puits d'infiltration pour les effluents épurés provenant de la fosse. Le compartimentage est important à deux niveaux :
- la décantation des particules en suspension.
- La fermentation due aux micro-organismes utilisant les matières organiques biodégradables. Ceci a pour effet de liquéfier partiellement les boues constituées.

Le volume total pour le dimensionnement d'une fosse est donné par la formule :

$$V = 1,33 \times Q \times N \times T_r$$

V = volume en litres

Q = volume d'eau entrant dans la fosse (litres/usager/jour).

N = nombre d'usager

T<sub>r</sub> = temps de rétention de l'eau en jours

**Exemple :**

Une famille de 5 personnes habitant une maison en milieu urbain. En adoptant Q = 100 l/usager/jour et T<sub>r</sub> = 3 jours, on obtient V = 1,33 x 100 x 5 x 3 soit V = 2 m<sup>3</sup>. On peut donc concevoir une fosse à section carrée de dimension 1m x 1m et 2m de profondeur.

En matière d'entretien, il faut procéder à une vidange une à deux fois tous les 5 ans.

### **Méthodologie et plan d'une étude d'assainissement**

**Mission A** : Analyse et diagnostic de la situation existante :

- analyse du réseau actuel, cartographie, stations de traitement existants.

**Mission B** : Identification, comparaison et choix des variantes.

**Mission C** : Etude du plan directeur d'assainissement :

- études démographiques et de développement urbain.
- évaluation des flux d'eaux usées.
- Evaluation des risques d'inondations.
- Identification des contraintes environnementales (qualité des rejets traités).
- Identification des réseaux à mettre en place.
- Identification des types de traitement à adopter.

**Mission D** : Etude APS et APD de la tranche d'urgence.

**Mission E** : Etudes organisationnelles.

**Mission F** : Etude d'impact sur l'environnement.

## Rejet et épuration des eaux usées

### **I) Introduction :**

Avant d'être rejetées dans le milieu récepteur, les eaux usées doivent subir un traitement adéquat pour ne pas porter préjudice à l'environnement. C'est à ce niveau qu'intervient la nécessité d'une station de traitement. Les eaux traitées en aval de la station sont généralement utilisées pour l'irrigation.

Les eaux usées contiennent de la matière organique, des matériaux en suspension, des germes...etc. Dans les procédés d'épuration d'eaux usées, des traitements physico-chimiques sont réalisés et se situent généralement en amont des traitements biologiques. Ces derniers fonctionnent tous selon le même principe qui est la dégradation de la matière organique par des bactéries.

La charge polluante d'une eau usée s'exprime à partir des concentrations en :

- Matières en suspension (MES) : une concentration élevée est souvent attribuée au fait que les réseaux sont de type unitaire.
- Charge organique ( $\text{DBO}_5$ , DCO)
- Substances azotées et phosphorées : (éléments activant le phénomène d'eutrophisation).
- Germes témoins de contamination fécale (GT, SF, CF) : germes totaux, streptocoques fécaux, coliformes fécaux.
- Œufs d'helminthes (OH).

\* L'eutrophisation est un phénomène biologique affectant des surfaces d'eau (lacs et retenues de barrages) ne subissant pas d'aération, l'enrichissement de ces eaux par le phosphore et l'azote stimule un développement anarchique d'algues avec dégagement d'hydrogène sulfuré ( $\text{H}_2\text{S}$ ). Pour quantifier ce phénomène on pratique le dosage du phytoplancton (mg de chl a/m<sup>3</sup>) : chlorophylle algal par m<sup>3</sup>.

Si on considère qu'un habitant rejette 54g de  $\text{DBO}_5$  par jour, on peut exprimer la  $\text{DBO}_5$  d'un rejet en équivalent habitant et ce par le rapport (Poids  $\text{DBO}_5$  du rejet(g) /54). Les opérations de mesures des charges polluantes ne sont pas toujours fiables. L'expérience montre que des prélèvements et analyses effectués sur un même site, peuvent donner des résultats très variables. Les causes en sont principalement :

- Les arrivées massives de flux polluant provenant de vidange, de rejets industriels, de déplacements de dépôts sous un effet de chasse.
- Les différents niveaux de prélèvement : radier ou mi-hauteur de l'effluent, fond, milieu ou dessus dans la bache d'un poste de refoulement.
- Les perturbations dues à l'instrumentation.

Les résultats d'analyse dépendent également des heures de prélèvement en fonction du mode de vie des populations.

Les facteurs influant sur la composition de l'eau en matière de pollution sont nombreux. Les principaux sont : la topographie du site, l'occupation des sols, les activités humaines, le climat, la fréquence des pluies, le nettoyage des rues. Les caractéristiques du réseau sont également déterminantes, qu'il s'agisse d'un réseau séparatif ou unitaire, avec bouches de décantation, panier sélectif,...Interviennent aussi les conditions d'écoulements, d'auto curage, les modalités d'entretien...

## **II) Autoépuration dans les milieux naturels :**

Un effluent rejeté dans un cours d'eau peut ne pas produire de nuisances. En effet si le débit du cours d'eau est relativement important et la charge polluante de l'effluent faible, il se produit le phénomène de dilution. On parle alors de la capacité auto-épuratrice de la rivière. L'autoépuration est favorisée par une forte teneur en oxygène dissous du cours d'eau : la quantité d'oxygène excédentaire permet d'oxyder la matière organique de l'effluent.

Si la dégradation de la matière organique se fait par voie anaérobie, c'est à dire en absence d'oxygène, il se produit une fermentation qui détruit la flore et la faune aquatique en dégageant des odeurs nauséabondes et également du gaz méthane  $\text{CH}_4$ .

## **III) Epuration des eaux usées :**

L'épuration d'une eau résiduaire doit logiquement passer par les phases suivantes :

- **Phase de prétraitement** : Elimination des éléments grossiers.
- **Traitement primaire** : Elimination des matières en suspension dont la densité est suffisamment différente de celle de l'eau.
- **Traitement secondaire** : Elimination de la pollution (généralement par voie biologique) en s'attaquant aux matières colloïdales et dissoutes.
- **Traitement tertiaire** : Elimination des pollutions résiduelles qui pourraient être gênantes en aval : germes pathogènes, azote, phosphore...etc.

### **III.1) Le prétraitement :**

Il comporte trois phases principales :

- La séparation des éléments grossiers ou dégrillage.
- Le dessablage.
- Le déshuilage, dégraissage.

#### **II.1.1) La séparation des éléments grossiers :**

Il s'agit de faire passer l'eau à travers des barreaux plus ou moins espacés (souvent de l'ordre de 2cm). Le dégrillage a pour effet de retenir les objets les plus volumineux afin de faciliter l'évacuation des matières retenues. Ces grilles sont souvent équipées d'un râteau pour nettoyage.

#### **II.1.2) Le dessablage :**

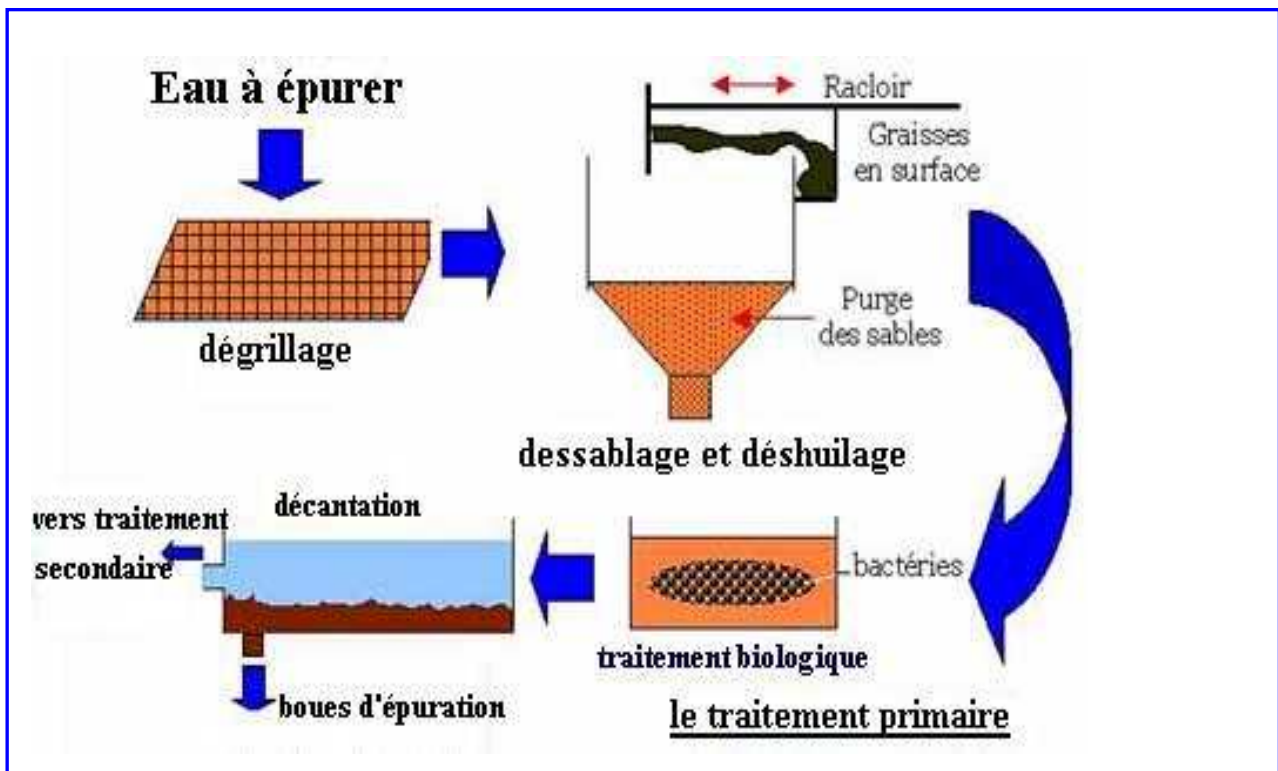
Cette opération s'effectue dans des bassins de dessablement où l'on assure à l'effluent un écoulement calme à faible vitesse (quelques décimètres/ par seconde) ceci permet le dépôt des particules sableuses. Le dessablage est indispensable lorsque les eaux à traiter viennent d'un réseau unitaire. La principale difficulté technique de ces appareils provient du débit très variable des eaux à traiter, donc d'une bonne détermination du temps de séjour dans l'ouvrage.

### **II.1.3) Déshuilage et dégraisage :**

Les huiles et graisses ont tendance à flotter au repos ou à faible vitesse d'écoulement à la surface de l'effluent. On les sépare en utilisant leur plus faible densité par une opération de décantation. Cette opération est indispensable lorsque les effluents proviennent de laiterie, d'abattoirs ou d'industries pouvant rejeter des hydrocarbures.

### **III.2) Le traitement primaire :**

Cette opération consiste en une décantation dans un ouvrage bétonné -(décanteur primaire)- qui permet un temps de séjour de l'ordre de deux heures, la vitesse de surverse (quotient du débit horaire par la surface) est souvent de l'ordre de 1 à 2m/h. Leur forme est généralement circulaire. Les boues décantées sont reprises par des racleurs. Il est intéressant de signaler que cette opération élimine environ le 1/3 de la DBO<sub>5</sub> sans dépense d'énergie. L'emploi d'adjuvants ou de réactif coagulant devrait permettre de pousser le rendement des décanteurs primaires jusqu'à atteindre un abattement de 65% pour la DBO<sub>5</sub> et 60% pour la DCO. On parle alors de traitement physico-chimique. Les décanteurs circulaires qui dépassent maintenant 50m de diamètre ont un fond conique qui facilite la descente des boues décantées vers le centre où elles sont pompées.



### **III.3) Le traitement secondaire :**



Le but recherché est d'atteindre l'abattement maximal en matière de DBO<sub>5</sub> et de DCO pour éviter la sous oxygénation du milieu récepteur. Le principe de ce traitement consiste à oxyder la matière organique de l'effluent par l'intermédiaire de bactéries. Il s'agit donc d'une épuration biologique, les réactions aérobies (en présence d'oxygène) qui sont beaucoup plus rapides auront la préférence. Les traitements biologiques fonctionnent tous selon le même principe : la dégradation de la matière organique par la faune bactérienne.

#### **IV) Les procédés de traitements :**

##### **IV.1) Epuration biologique par le sol :**

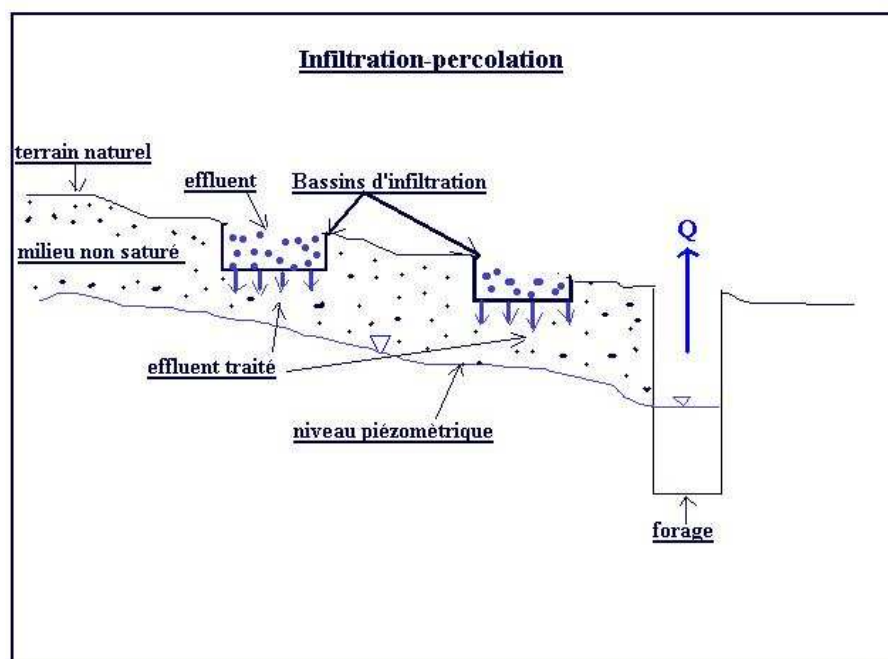
Cette opération se fait en pratiquant l'épandage de l'effluent sur le sol. Les matières organiques contenues dans l'effluent sont fixées par les particules terreuses, puis oxydées sous l'action des microbes et bactéries dont la plupart sont aérobies.

Pour assurer une bonne épuration, il est nécessaire de faire pénétrer l'air dans le sol et de ne pas noyer le terrain trop longtemps. Les champs d'épandage ne doivent donc être utilisés que par intermittence et on doit fréquemment retourner le sol pour les réaérer.

Les meilleurs sols que l'on puisse utiliser sont sableux, les sols argileux sont peu propices car moins poreuses. On peut utiliser les champs d'épandage pour l'irrigation mais les cultures ne doivent pas comprendre les légumes où les fruits destinés à être mangés crus. La partie d'eau infiltrée dans le sol doit être récupérée par des drains et évacuée vers des cours d'eau. L'inconvénient de ce procédé est qu'il nécessite de grandes surfaces, ce qui est souvent difficile à proximité des villes.

##### **IV.2) L'infiltration - Percolation :**

Le principe est le même que l'épandage à la différence que l'eau est drainée verticalement et que le traitement biologique se fait dans le milieu non saturé. L'effluent brut arrive au niveau des bassins d'infiltration, parcourt le milieu non saturé pour atteindre la nappe d'eau souterraine qui est ainsi rechargée artificiellement. Les bassins doivent travailler d'une manière intermittente vu le phénomène de colmatage. Les bassins doivent donc être scarifiés de temps en temps.

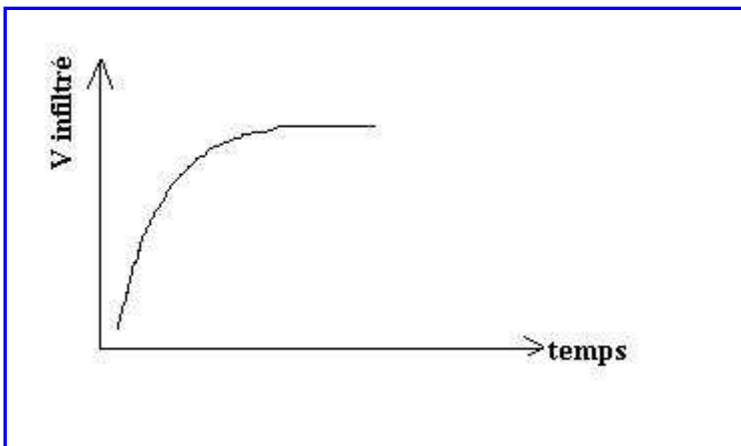




Les conditions de faisabilité de cette méthode doivent être étudiées à l'avance et avec beaucoup de précautions. En effet, on risque de polluer des eaux souterraines "Saines" à l'origine. Les paramètres à étudier sont :

- La qualité des eaux de la nappe
- La charge polluante de l'effluent
- L'épaisseur du milieu non saturé
- La nature du terrain constituant le milieu non saturé
- Le gradient hydraulique (pour le cheminement de l'eau).
- L'emplacement des bassins d'infiltration.

Un tel procédé a été expérimenté dans la région d'Agadir (secteur de Ben Sergao).



#### **IV.3) Epuration biologique par lits bactériens :**

Le principe de la méthode consiste à créer un sol artificiel matérialisé par un milieu poreux et perméable et ce sur une hauteur de 1,5m à 5m. On adopte en général des éléments de 30 à 80mm de diamètre. Le passage de l'effluent sur ce sol fait apparaître en quelques semaines de nombreuses colonies microbiennes aérobies, la bonne aération du lit bactérien ainsi constitué contribue à l'activité intense de ces colonies et donc à une oxydation suffisamment rapide de l'effluent.

Comme dans les filtres des stations de traitement d'eau potable, on peut faire varier la vitesse de l'eau à travers le lit en jouant sur la charge ou la granulométrie. De même, il existe des systèmes où l'effluent est déversé en pluie par des asperseurs (Tourniquets hydrauliques appelés sprinklers).

#### **IV.4) Epuration par boues activées :**

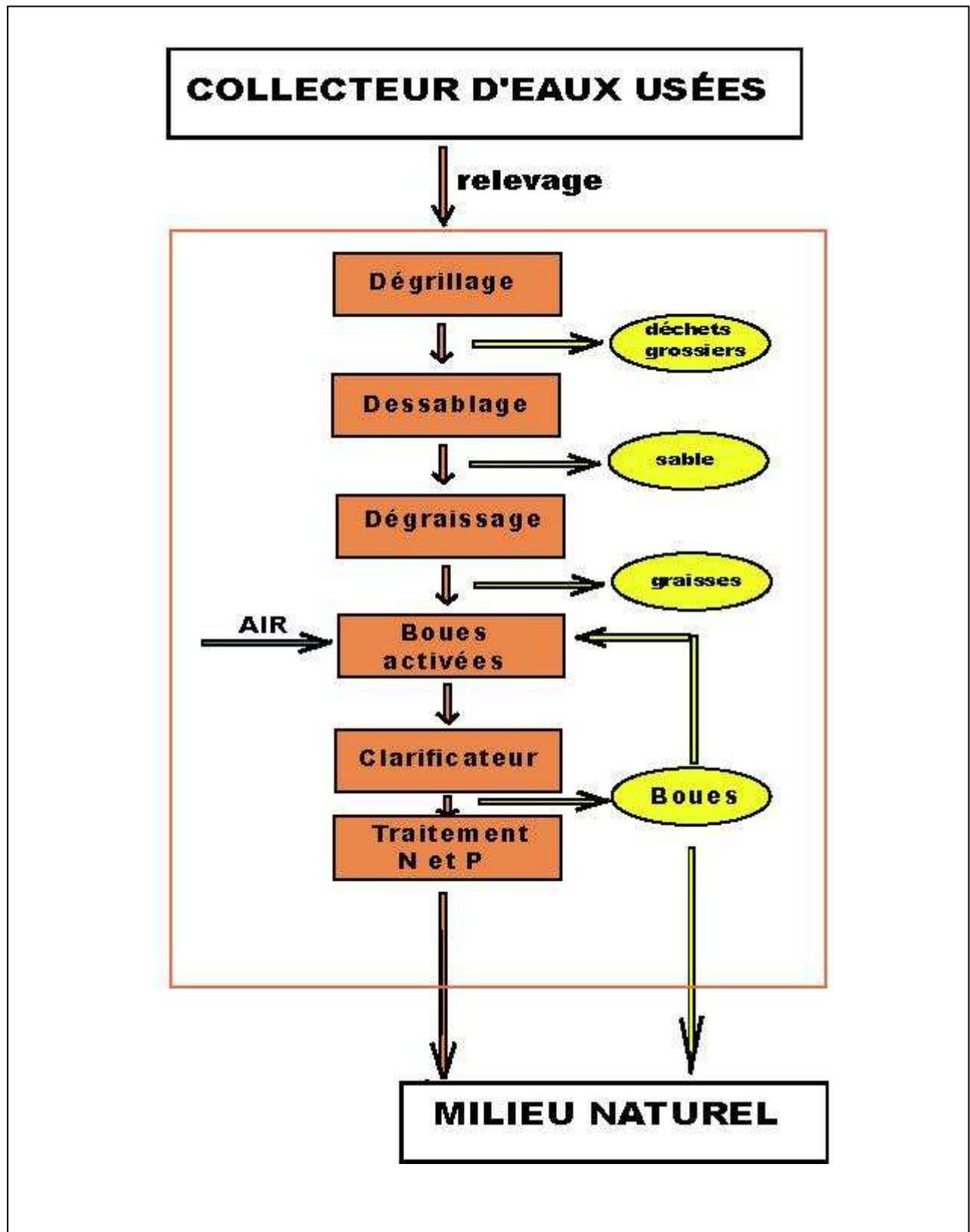
Cette méthode consiste à apporter à l'effluent des bactéries aérobies destinées à accélérer l'oxydation. Les bactéries sont amenées sous forme de boues que l'on ajoute à l'effluent.

La méthode des boues activées au même titre que les lits bactériens est un procédé biologique qui consiste à intensifier sur des surfaces réduites les phénomènes de transformation et de destruction des matières organiques.

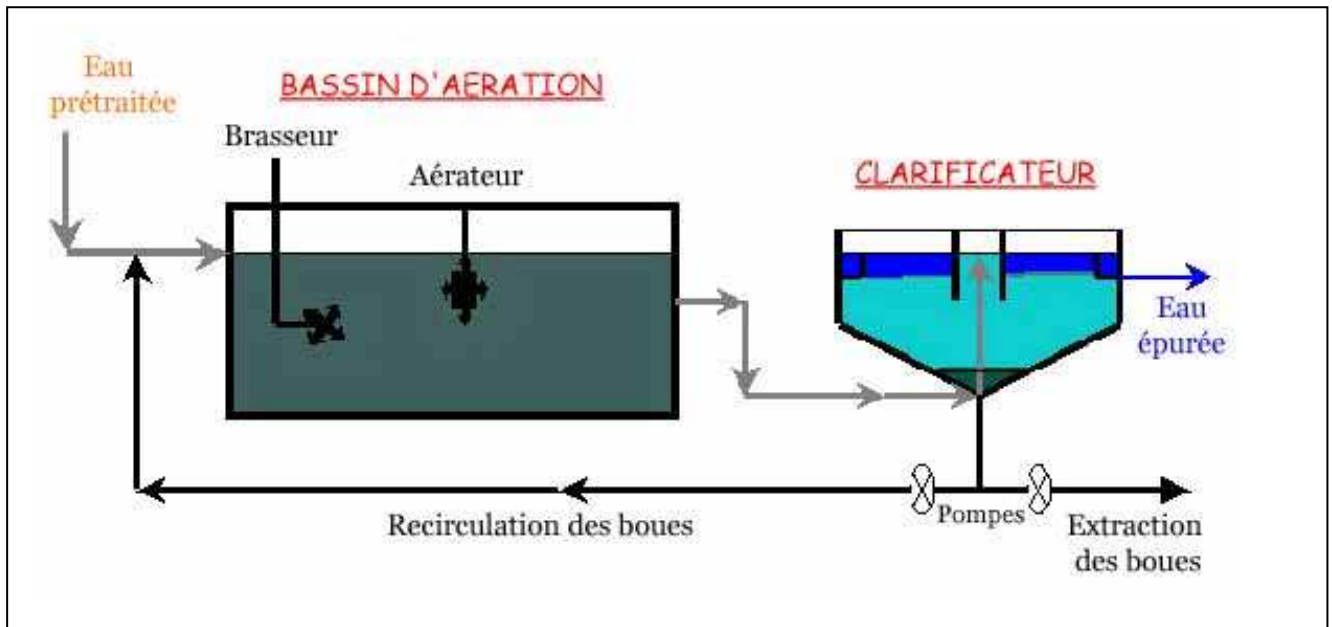
Pour la technique des boues activées, les effluents décantés sont soumis à une aération violente dans des bassins d'activation dans lesquels les matières organiques sont oxydées puis ils passent dans un

décanteur secondaire ou clarificateur où les floccs sédimentent. La fourniture d'oxygène indispensable à la vie des bactéries constitue une part importante des frais d'exploitation de ce type de traitement.

**Schéma d'une station de traitement par boues activées du type traditionnel**



Le liquide à épurer doit être énergiquement brassé et aéré. (Souvent dans des bassins d'aération circulaires construits en béton et munis de moteurs électriques en haut pour actionner le brassage de l'eau par turbines. L'ensemble des "flocs" appelé "boues" est en suite séparé de l'eau épurée dans un décanteur "secondaire" dont la vitesse de surverse reste de l'ordre de 1 à 2m/h (quotient du débit horaire par la surface). Une partie des boues ainsi récoltées est réinjectée dans le bassin d'aération afin de maintenir une masse biologique convenable par rapport à la "nourriture" disponible.



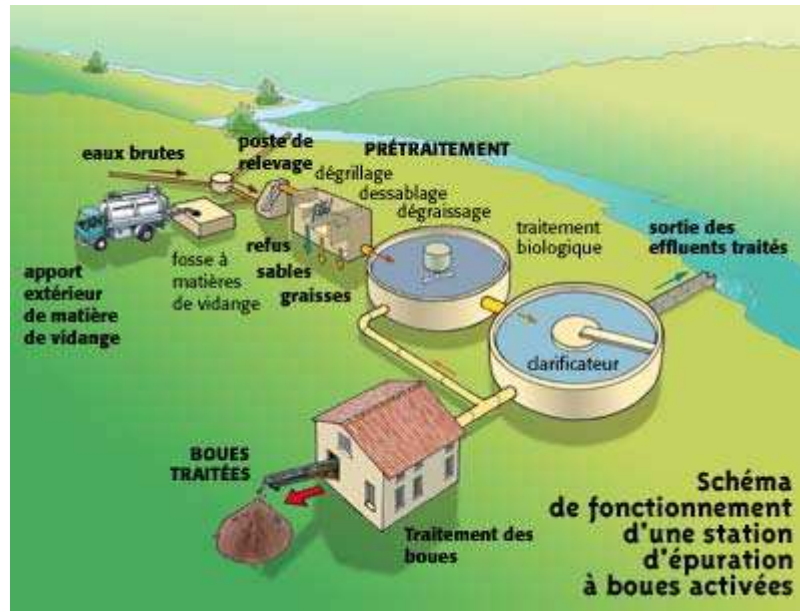
Les stations de traitements par boues activées sont dites compactes et le procédé est dit intensif. De telles stations demandent trop d'énergie et notamment pour le processus d'aération, une main d'œuvre spécialisée et une mécanisation de plus en plus sophistiquée. L'avantage est qu'elles occupent peu d'espace et permettent un bon rendement (le rapport  $DBO_5$  de sortie/  $DBO_5$  entrée) est de l'ordre de 90 à 95%.

**Bassin d'aération**



**un clarificateur**





Le dimensionnement d'une station par boues activées consiste à déterminer la géométrie du décanteur primaire (rayon, hauteur), ainsi que le volume du bassin d'aération et enfin la géométrie du clarificateur (rayon, hauteur). Il faut aussi calculer l'épaisseur relative au traitement des boues.

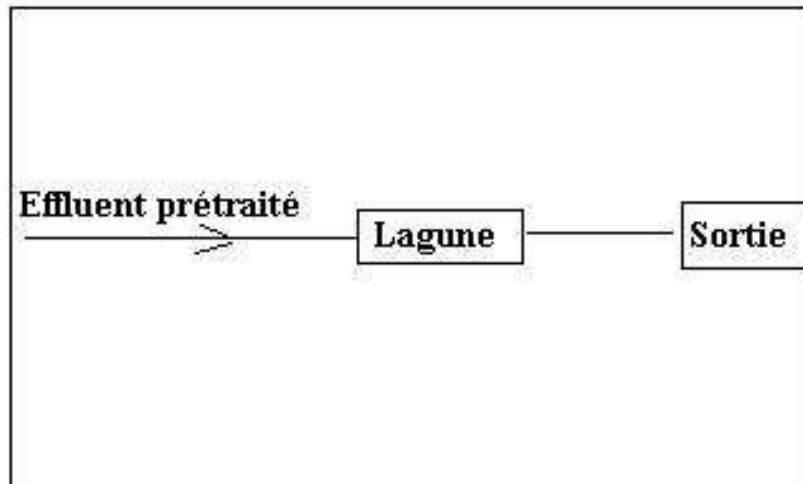
#### IV.5) le lagunage :

##### IV.1) Introduction :

Le lagunage fait partie de la série des traitements biologiques vus précédemment. Son grand avantage réside dans sa viabilité économique puisqu'on laisse la nature faire ce qu'elle peut. Toutefois, cette technique nécessite un climat chaud et ne s'adapte pas pour les zones à faibles températures. (Il faut que la température minimale moyenne dépasse 10 °C).

##### IV.2) Définition :

Le lagunage est un procédé naturel d'épuration des eaux usées qui permet une séparation des éléments solides de la phase liquide par sédimentation et une épuration biologique due essentiellement à l'action des bactéries. Les techniques naturelles telles que le lagunage. (De même que l'épuration par le sol). Éliminent totalement les œufs d'helminthes qui constituent le risque sanitaire majeur en matière de réutilisation agricole des eaux usées. Pour être efficace, le temps de séjour de l'eau au niveau des lagunes doit être de 30 jours au moins, la lagune ayant une profondeur de 1,5m à 2m. Elle est le siège d'un ensemble de phénomènes complexes et très imparfaitement analysés, mais dont le résultat est toujours remarquable tant en DBO et en DCO qu'en élimination d'azote et de phosphore, de germes pathogènes et virus. Le traitement biologique est assuré par la nature et en particulier par l'ensoleillement, la température minimale du site doit être supérieure à 10°C). L'inconvénient de cette technique est qu'elle occupe beaucoup d'espace : 5 ha environ pour une population de 40.000 habitants.



#### **IV.3) Consistance d'une station de traitement par lagunage :**

Ce genre de stations se compose de bassin anaérobie (traitement primaire), d'un bassin facultatif (traitement secondaire), un bassin de maturation (traitement tertiaire) et éventuellement un bassin de stockage des eaux traitées. Le lagunage consiste à utiliser des étendues d'eau profondes et présentant un temps de rétention très élevé.

##### **A) Le lagunage naturel aérobie :**

Il s'effectue dans des bassins peu profonds de 0,8 à 1,20m où la lumière peut pénétrer et favoriser le développement d'algues vertes. Par leur action photo synthétique, les algues produisent de l'oxygène qui permet le développement des bactéries épuratrices aérobies.

Ce procédé simple demande des surfaces importantes car les temps de réaction sont très longs. Selon les régions, on peut traiter par ce procédé de 25 à 50 Kg de DBO<sub>5</sub> par hectare et par jour.

##### **B) Le lagunage facultatif :**

La profondeur d'un bassin facultatif varie entre 1,5 et 2,5m. La couche supérieure est aérobie, la zone centrale peuplée de bactéries facultatives et la zone inférieure est aérobie (zone anoxique). Il y a une interaction entre algues et bactéries en ce sens que les bactéries aérobies consomment de la matière organique en utilisant l'oxygène produit par les algues.

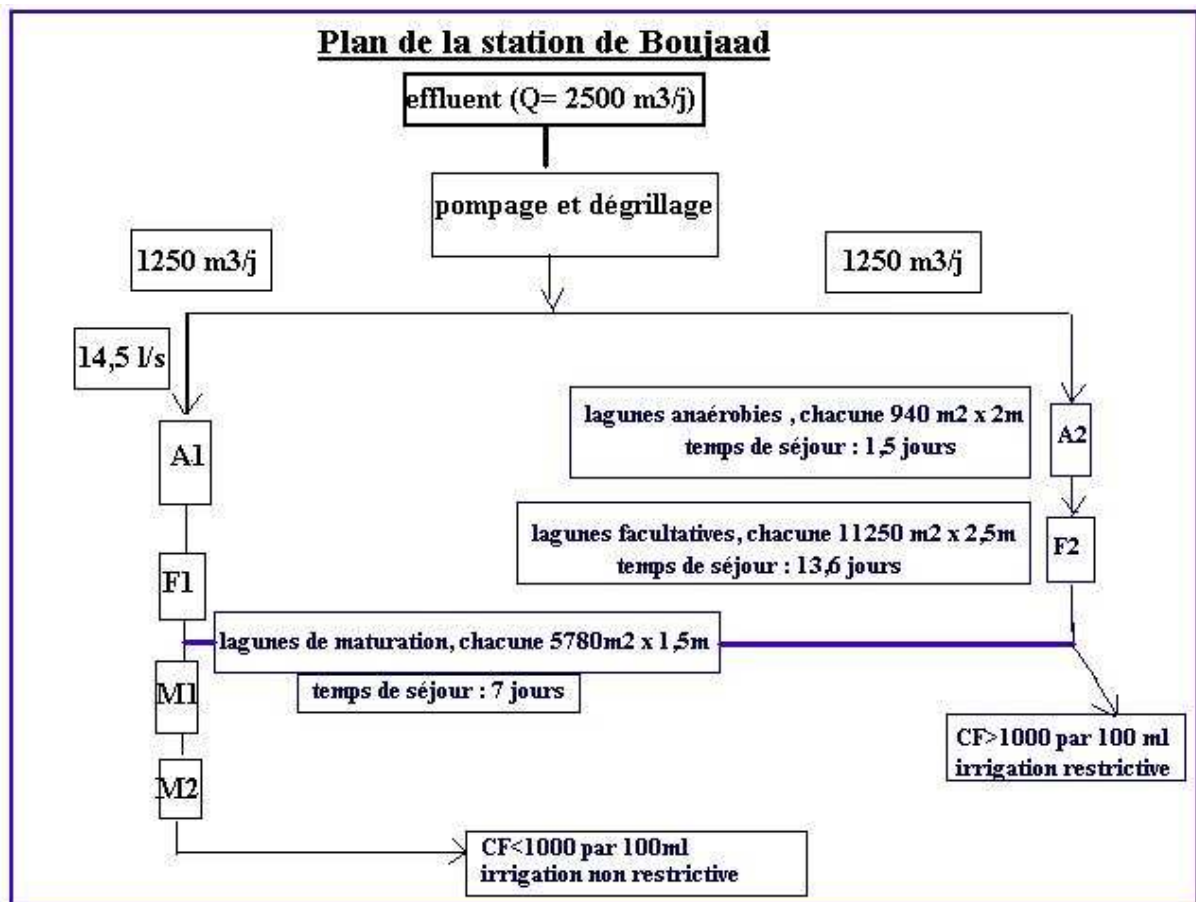




## B) Le lagunage anaérobie :

La lagune est composée d'un bassin d'une profondeur variant de 3 à 5m, dans lequel les matières décantées sont soumises à une fermentation anaérobie avec un dégagement de gaz ( $H_2S$ ,  $CO_2$ ,  $CH_4$ ).

Les temps de séjour sont supérieurs à 20 jours et dépassent fréquemment 50. Les charges admissibles peuvent atteindre des valeurs élevées de l'ordre de 500 à 700 Kg de  $DBO_5$  par hectare et par jour. Ce type de lagune s'est montré efficace pour épurer les eaux résiduaires provenant de la fabrication de jus de fruits, de sucreries, d'abattoirs et d'huileries (eau fortement chargée en  $DBO_5$ ). Les rendements d'élimination peuvent varier entre 50 et 80%. L'inconvénient de ce procédé réside dans le dégagement d'odeurs nauséabondes. (Il est souvent conseillé de construire ce genre de station à 3 km environ à l'extérieur du périmètre urbain). - Technique expérimentée à Marrakech, volume 665m<sup>3</sup>). Les bassins de maturation ont des profondeurs faibles ( $\leq 1,5$  m), leur intérêt principal réside dans le traitement bactérien dont le rendement est soumis au rythme des saisons. Un séjour de 30 jours à 15°C permet d'abattre la teneur en germes test (CF) d'un effluent urbain épuré de  $10^6$  par 100ml à  $10^3$  environ. (On dit aussi rendement de 3 unités log).



## IV) Calcul d'une station de traitement par lagunage :

Une approche du temps de séjour nécessaire repose sur l'application du modèle de MONOD dans un réacteur unique à mélange intégral. On a :

$$(1) \frac{C_t}{C_b} = \frac{1}{1 + K_t t} \quad \text{avec } C_b = \text{Concentration en } DBO_5 \text{ de l'eau brute}$$

$$C_t = \text{Concentration } DBO_5 \text{ de l'eau traitée}$$

$K$  = Taux de réduction de la  $DBO_5$  par jour dans le bassin.

$$K_T = K_{20^\circ c} \times 1,07^{T-20} \quad \text{avec} \quad K_{20^\circ c} = 0,85/j$$

$$A = \frac{Qxt}{h} \quad \text{avec} \quad \begin{array}{l} A = \text{aire de la lagune} \\ t = \text{temps de rétention ou de séjour} \\ h = \text{profondeur de la lagune} \end{array}$$

$$\text{D'après l'équation (1) on a : } t = \frac{C_b - C_t}{K_T \times C_t}$$

### **Exercice d'application :**

Soit une localité où les eaux usées contiennent principalement un effluent domestique dont la concentration en  $DBO$  est de 250 mg/l. Le nombre d'habitants dont on veut traiter les eaux usées est de 20.000 habitants, avec un apport par habitant de 150l/j. La  $t^\circ$  de l'eau est de  $15^\circ c$ , la profondeur du bassin est de 2m.

Calculer :  
1) la charge organique  
2) le temps de séjour  
3) la superficie de la lagune  
4) la charge superficielle de la lagune.

$$\begin{array}{l} 1) \text{ charge organique} = Q \times C \\ Q = 150 \times 20.000 = 3.000m^3/j; c = 250g/m^3 \text{ soit } co = 750 \text{ Kg/j} \end{array}$$

$$\begin{array}{l} 2) \text{ temps de séjour : } t = \frac{C_b - C_t}{K_T \times C_t} \quad ; \quad K_{15^\circ c} = K_{20^\circ c} \times 1,07^{(15-20)} \\ \text{soit : } K_{15^\circ c} = 0,6/j \end{array}$$

$$C_t = 250 - (250 \times 0,9) \text{ soit } C_t = 25mg/l$$

$$t = \frac{250 - 25}{25 \times 0,6} \quad t = 15 \text{ jours}$$

$$3) \text{ Superficie : } A = \frac{Qxt}{h} \quad A = 2,25 \text{ ha}$$

$$4) \text{ Charge superficielle de la lagune} \quad CSL = \frac{\text{Charge organique}}{\text{Superficie}} \quad \text{soit}$$

$$CSL = \frac{750 \text{ Kg}}{2,25 \text{ ha}} \quad \text{soit} \quad 333,3 \text{ Kg/ha}$$

**Remarques :**

\* Une étude géotechnique est indispensable avant le choix d'une solution de lagunage et l'étanchéité de la retenue est nécessaire. Les digues doivent présenter une pente maximale et être protégées.

\* Le curage et le gardiennage systématiques des lagunes sont des contraintes essentielles de l'exploitation qu'il faut prendre en compte au début de l'étude.

\* D'après une étude économique, les frais d'exploitation sont de 0,30 DH/m<sup>3</sup> pour le lagunage, 1DH/m<sup>3</sup> pour les boues activées et 0,38 DH/m<sup>3</sup> pour l'infiltration percolation.

\* Le nombre de stations de traitement par lagunage ne cesse d'augmenter eu égard des avantages qu'offre cette technique. A titre d'exemple, on recensait 6 stations en France en 1975, il y en avait plus de 2000 en 1989.

#### **V) Le traitement complémentaire ou tertiaire :**

C'est un traitement qui peut être envisagé en cas d'insuffisance des traitements biologiques où pour une protection accrue du milieu récepteur : zones balnéaires ou touristiques, voisinage de prises d'eau potable...etc. Les paramètres sur lesquels il faut agir sont :

- La DBO
- La DCO.
- Les matières en suspension qui sont le support de DBO et DCO.
- Les nitrates et les phosphates, cause de l'eutrophisation.
- L'ammoniaque.
- Les germes pathogènes.

Pour les MES, on considère généralement qu'à 1g/m<sup>3</sup> de MES correspond 0,5 à 1g/m<sup>3</sup> de DBO<sub>5</sub> et entre 1 à 2g/m<sup>3</sup> de DCO. Il est donc envisageable de travailler avec des filtres à sables avec des vitesses importantes pouvant atteindre 8m/h. En matière de rendement, on avance couramment une efficacité de 60 à 80% des matières en suspension, 30 à 50% pour la DBO<sub>5</sub>.

Pour attaquer les germes pathogènes, on utilise souvent une chloration. Les boues sont également traitées en vue d'une valorisation agricole et pour produire du gaz méthane CH<sub>4</sub> au niveau des digesteurs de boue.

#### **VI) démarche et méthodologie pour l'étude d'une station d'épuration :**

- 1) Description générale du milieu physique.
- 2) Diagnostic et caractéristiques du réseau d'assainissement.
- 3) Données de bases pour le dimensionnement de la STEP :
  - Population (pour les différents horizons).
  - Débits d'eaux usées pour différents horizons.
  - Concentrations en DBO<sub>5</sub>.
  - Concentrations en NTK.
  - Concentrations en PT.
  - Températures
  - Evaporation.
  - Direction des vents.
  - Ph.



4) justification de la réalisation de la STEP (impact sur la population et l'environnement).

### Exemples d'appel d'offre

**Sodipress**

**Avis 281/2008** **RADEET / TADLA** **mise en ligne : 03/06/2008**

**BENI MELLAL** **N° Ordre : 486365**

**Type : APPEL D'OFFRES NATIONAL PUBLIC**

**Date limite : 26/06/2008** **Date d'ouverture de pli : 26/06/2008 à 09:00**

**Objet :** Mise à niveau et extension de la station d'épuration des eaux usées de la ville de Beni Mellal  
Lot 1 : réhabilitation de la station actuelle - CP : 140 000 DH  
Lot 2 : réhabilitation des bassins de lagunage anaérobique - CP : 150 000 DH  
Lot 3 : réhabilitation des bassins de maturation - CP : 90 000 DH  
NB : visite des lieux : le 13/06/2008 à 9 h00 ...

**Prix dossier (PD) : 290 DH**

**Journaux :** MATIN du 02/06/2008,

**Lieu de Retrait :** -Après du Service des Moyens Généraux de la RADEET, Avenue Hassan II  
BENI MELLAL

**Sodipress**

**Avis 6A/08** **RADEEC / SETTAT** **mise en ligne : 10/06/2008**

**SETTAT** **N° Ordre : 487381**

**Type : APPEL D'OFFRES NATIONAL PUBLIC**

**Date limite : 02/07/2008** **Date d'ouverture de pli : 02/07/2008 à 10:00**

**Objet :** Travaux de réalisation d'un station d'épuration des eaux usées par lagunage au centre Sidi Rahal plage province Settata  
NB : Une visite de lieux : prévue le 25/06/2008 à partir de 10h30 devant le siège de la commune de Sidi Rahal ...

**Caution provisoire (CP) : 240 000 DH**

**Journaux :** MATIN du 06/06/2008,

**Lieu de Retrait :** -Service des Moyens Généraux de la RADEEC Sis au quartier administratif Bd Med V , BP 30  
Settat tél.: 023 40 31 37 / 023 40 25 03/ 023 40 35 31  
SETTAT

### **Quelques données sur la station de traitement de Ben Slimane**

- filière de traitement : lagunage aéré.
- Débit de dimensionnement :  $5600 \text{ m}^3 / \text{j}$  (65 l/s en fictif continu).
- Horizon de saturation : 2005.
- Date de mise en service : Juillet 1997.
- Coût de réalisation : 92,6 Mdh.
- Rendement : les eaux épurées accusent une teneur entre 0 et 40 CF/100 ml.
- Usage des eaux épurées : irrigation des espaces verts du golf de Ben Slimane.

Critères de choix d'une filière de traitement :

#### **1) performances épuratoires :**

Les performances portent sur trois paramètres :

- la DBO.
- Les matières en suspension MES.
- La capacité d'élimination des germes.

<b>Procédé d'épuration</b>	<b>Réduction en %</b>		
	<b>DBO<sub>5</sub></b>	<b>MES</b>	<b>Bactéries</b>
<b>Lit bactérien à forte charge</b>	65-90	65-92	70-90
<b>Lit bactérien à faible charge</b>	80-95	70-92	90-95
<b>Boues activées à forte charge</b>	50-75	80	70-90
<b>Boues activées à faible charge</b>	85-95	85-95	90-98
<b>Infiltration-percolation</b>	90-95	85-95	95-99
<b>lagunage</b>	95-98	95-98	99

#### **2) autres critères :**

- Encombrement.
- Complexité des procédés.
- Facilité d'exploitation et d'entretien.
- Coûts.

## Notions sur l'assainissement solide

### **I - Introduction :**

La collecte, le stockage et le traitement des déchets solides constituent des axes fondamentaux pour la protection de l'environnement. Ce problème se pose avec acuité dans beaucoup de villes et ce compte tenu de l'importance démographique et par conséquent des déchets produits. En Mai 2008, Naples, la ville métropole italienne a commencé de vivre de sérieux problèmes concernant la collecte et le traitement des déchets urbains compte tenu de la saturation des anciennes décharges existantes. Les déchets se composent souvent de déchets ménagers, déchets industriels et de déchets médicaux. Pour avoir une idée, citons que la décharge de Médiouna (région de Casablanca) traite 100 à 300 tonnes/jour. Dans la composition élémentaire des déchets, on trouve généralement :

- \* Des résidus alimentaires.
- \* Papier et carton
- \* Plastique
- \* Textile, cuir et caoutchouc
- \* Métaux
- \* verre et bois

Il y a également une partie liquide le « jus » ou lixiviat.

En plus de l'aspect environnemental, les déchets peuvent être valorisés pour la production d'amendement agricole et également pour la production de gaz méthane.

Pour les études d'assainissement solide, il est souvent utile de chiffrer la production de déchet (en kg/habitant/jour). Il est également intéressant de chiffrer le coût de la collecte. (En dh/tonnes).

Au Maroc, la collecte se fait souvent « de maison à maison » à l'aide de camions à bennes.



## **II - Le traitement des déchets :**

- La décharge contrôlée
- Le compostage
- L'incinération
- Le traitement mixte.

### **II.1 - La décharge contrôlée :**

La décharge contrôlée est une méthode d'élimination des ordures ménagères basée sur un enfouissement des déchets effectué de façon rationnelle afin d'éviter tout risque de nuisances. Son principal avantage est son coût relativement faible, mais en contrepartie, elle exige une mise en œuvre très soignée.

#### **III.1.1 - La décharge contrôlée sans broyage préalable :**

Les ordures sont répandues en couches successives sur un terrain où il n'y a pas de risque de contamination des eaux souterraines. Elles sont recouvertes tous les jours d'une couche de matière inerte. On considère deux types de décharges contrôlées.

\* La décharge traditionnelle : (celle décrite précédemment)

\* La décharge compactée : dans ce cas un compactage en couches minces par engins spéciaux réduit le volume des ordures déposées et diminue la quantité de matériaux de couverture nécessaire. Cette technique peut dans certains cas éviter la couverture journalière des dépôts.

#### **II.1.2 La décharge contrôlée avec broyage préalable.**

Les ordures sont broyées de façon à obtenir un produit plus homogène et assez fin, un produit passant à la maille de 50 mm donne de bons résultats. Le broyat obtenu est en suite répandu en couches minces sans être compacté. Ce procédé ne nécessite pas de couverture journalière de matériau inerte.

## **II.2 - Le compostage :**

Le compostage a pour but de transformer une partie des ordures ménagères en compost utilisable pour l'amendement des sols. Les ordures sont broyées, puis subissent une fermentation aérobie suivie d'une période de maturation plus ou moins longue. Cette fermentation peut s'opérer en tas à l'extérieur durant 2 à 3 mois (compostage lent) ou dans des enceintes spéciales pendant 2 à 15 jours (compostage accéléré).

Les produits indésirables appelés « refus de compostage » (verres, plastiques, métaux, textiles,...etc.) sont séparés soit avant le broyage, soit après par criblage et tri. Ils sont ensuite envoyés en décharge contrôlée, incinérés ou partiellement récupérés. Ils représentent environ 20 à 50% des poids des ordures traitées.

### **Remarque :**

Le compostage et la décharge contrôlée sont deux éco techniques, parfois complémentaires et qui ont donné satisfaction en matière de traitement des déchets.



## **II.3 - L'incinération :**

### **II.3.1 - Incinération sans récupération d'énergie :**

Les ordures sont incinérées dans des fours spéciaux adaptés à leurs caractéristiques: Taux d'humidité élevé, pouvoir calorifique variable. La combustion doit être bien menée afin d'éviter un transfert de pollutions et de nuisances (imbrulés, poussières, odeurs désagréables ... etc.). Les gaz produits doivent subir un dépoussiérage afin de satisfaire aux normes de rejet dans l'atmosphère. Les résidus solides appelés mâchefers représentent environ 10% du volume et 25% à 30 % du poids des déchets incinérés. Elles sont soit déposés en décharge contrôlée, soit utilisées dans d'autres techniques.

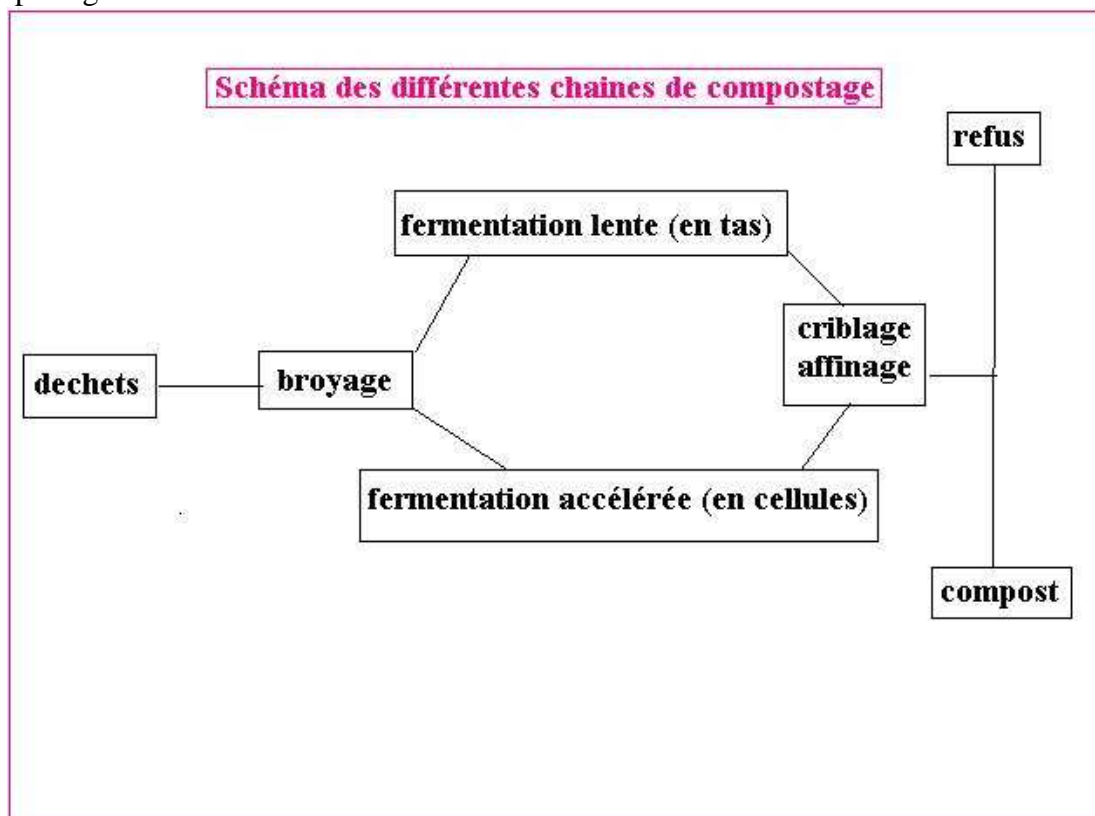
### **II.3.2 - Incinération avec récupération d'énergie :**

Pour les usines de capacité suffisante (100 à 200 tonnes/jour au minimum), et s'il existe des débouchés, on peut envisager de récupérer la chaleur dégagée par l'incinération et qui sera vendue à des industries proches.

L'incinération est un procédé présentant des avantages techniques (importante réduction du volume des déchets + possibilités de valorisation) mais elle a l'inconvénient d'être très coûteuse à l'investissement.

## **II.4 - Le traitement mixte :**

Le traitement mixte combine le procédé de compostage et celui d'incinération. L'installation de traitement est composée d'une unité de compostage pouvant assurer l'élimination de 40 à 60 % des déchets et d'une unité d'incinération pouvant traiter jusqu'à 90% des ordures. Le fonctionnement de ces deux unités est modulé en fonction de la demande de compost. Outre l'incinération des ordures non compostées, le four assure l'élimination des refus de compostage.



**Remarque :**

Le choix du site d'une décharge contrôlée doit obéir à un certain nombre de critères dont notamment :

- **Contexte hydrogéologique** : l'objectif est de sauvegarder la qualité des eaux souterraines, le paramètre fondamental est la profondeur des niveaux d'eau.
- **Position des sources, lacs et cours d'eau** : essayer d'être le plus loin possible des ressources en eau et de préférence en aval de ces ressources.
- **Direction dominante des vents** : éviter le transport des ordures par le vent ainsi que la propagation des odeurs nauséabondes vers les agglomérations.
- **Topographie** : éviter les points hauts.
- **La situation par rapport au populations** : essayer dans la mesure du possible d'implanter la décharge loin des populations.

**Composition moyenne des ordures ménagères de la ville de Marrakech (1997)**

Type de déchet	Taux (%)
Cendre	38
Matière végétale	38
Papier	13
Textiles	4
Plastiques	3,5
Métaux	1,5
Cuir et caoutchouc	1
Verre et bois	1

**Production des déchets industriels par secteur dans la ville de Marrakech (1997)**

secteur	Quantité (tonnes/an)	Taux (%)
Agro-alimentaire	22000	81
Textile et cuir	650	2
Chimie et parachimie	4000	15
Mécanique et métallurgie	483	2
total	27133	100



## Impact des projets d'aménagement sur l'environnement

### I) Introduction :

Avant de réaliser tout projet, il faut étudier son impact sur l'environnement. On parle aussi d'évaluation environnementale. Les principaux axes d'étude sont :

- Effets sur les ressources en eau (superficielles et souterraines).
- Effets sur l'air (développement et propagation d'odeurs nauséabondes).
- Effets sur le sol
- Effets sur la faune et la flore.
- Effets sur le paysage.
- Effets sur l'homme et son mode de vie : (aspect socio-économique).
- Effets sur les infrastructures et équipements sociaux.
- Effet sur le plan culturel.

Il y a lieu de signaler que les bailleurs de fond sont de plus en plus exigeants en matière de financement de projets en relation avec l'évaluation environnementale.

Exemple d'études menées : étude d'impact des rejets d'eaux usées de la ville de Taza sur la qualité de l'eau au niveau du barrage Touahar.

Autre exemple : l'irrigation intensive et l'usage d'engrais fertilisants ont occasionné des teneurs de nitrates élevées dans la plaine de Tadla.

### II) Méthodologie d'approche :

Afin de bien mener une étude d'impact sur l'environnement, il faut procéder comme suit :

- Description et justification du projet.
- Description de l'état de référence ou état initial sur le plan environnemental.
- Identification et évaluation des impacts.
- Proposition des mesures d'atténuation.
- Recommandations pour le suivi environnemental.

### III) Quelques exemples d'effets négatifs

Nature du projet	Impacts négatifs
Ouverture de carrières	<ul style="list-style-type: none"><li>- nuisances en matière de bruits et poussières.</li><li>- Pollutions accidentelles de rivières.</li></ul>
Décharges d'ordures	<ul style="list-style-type: none"><li>- odeurs nauséabondes.</li><li>- Pollution des ressources en eau par le lixiviat</li></ul>
barrage	<ul style="list-style-type: none"><li>- Déficit de recharge de nappe en aval</li><li>- Eutrophisation à terme</li></ul>
Complexe résidentiel touristique	<ul style="list-style-type: none"><li>- Rejets d'eaux usées.</li><li>- Production de déchets ménagers.</li></ul>

**IV) Quelques solutions pour l'atténuation des effets négatifs :**

<b>Nature du projet</b>	<b>Mesures d'atténuation</b>
Décharge d'ordures	<ul style="list-style-type: none"><li>- imperméabilisation du fond (géomembranne).</li><li>- Etudier la direction des vents (éviter les odeurs pour les populations)</li></ul>
Complexe touristique	- réalisation d'une station d'épuration des eaux usées
Carrière d'extraction de matériaux	- implantation loin des populations (éviter les bruits et les poussières)