

34/84

2 ex

## ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : HYDRAULIQUE

### PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

*Assainissement de la Ville de  
Messaad*

*Edute du Reseau D'egoutet de  
la Station d'epuration*

Proposé par :

SETHYAL

Etudié par :

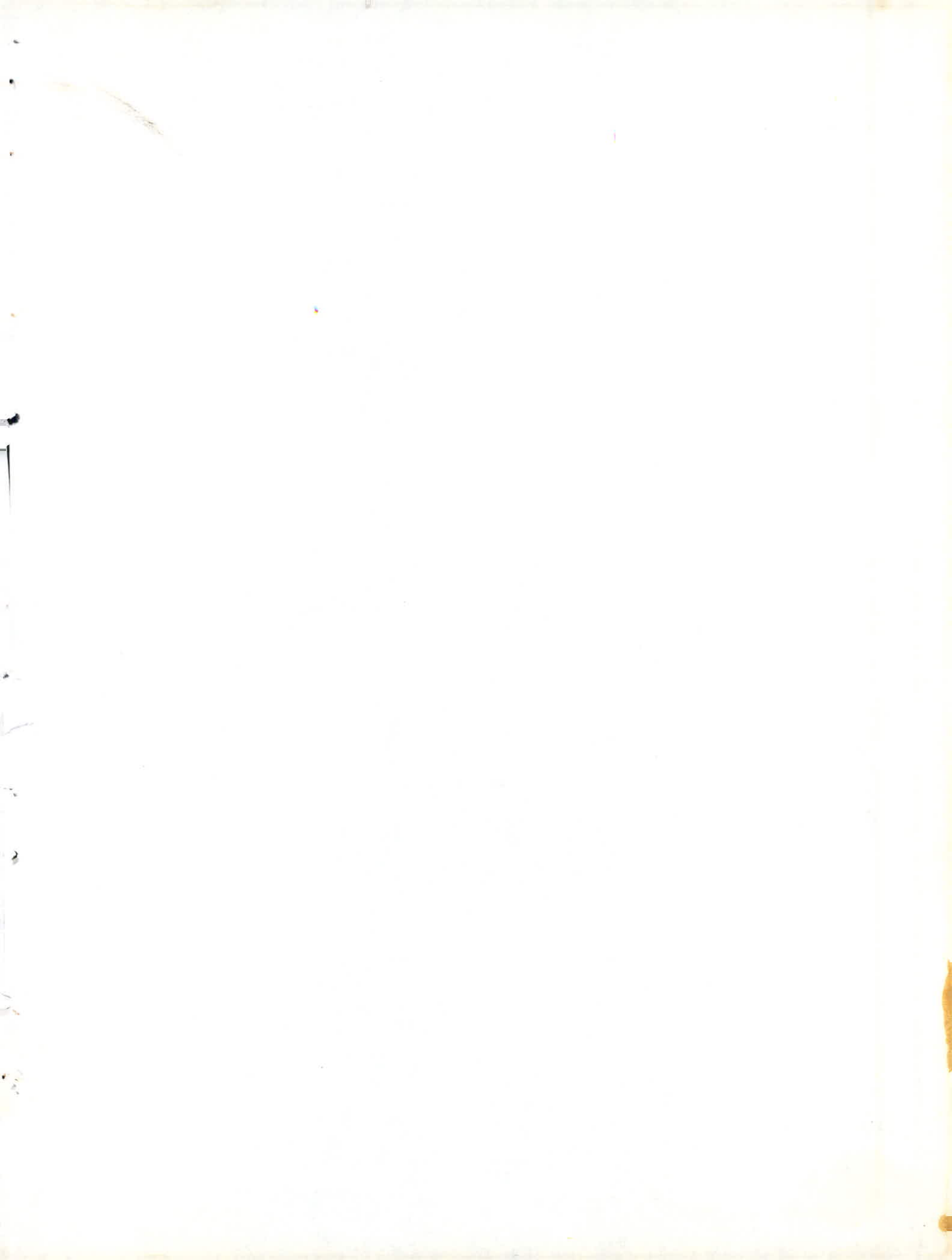
A. CHAIB  
M. NAHDUI

Dirigé par :

O. BOUDENE  
A. KETTAB



PROMOTION : JANVIER 1984



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
—»O«—

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
—»O«—

**ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER**  
—»O«—

**DEPARTEMENT HYDRAULIQUE**  
—»O«—

**PROJET DE FIN D'ETUDES**  
—»O«—

(POUR L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR D'ETAT)  
—»O«—

**THEME**

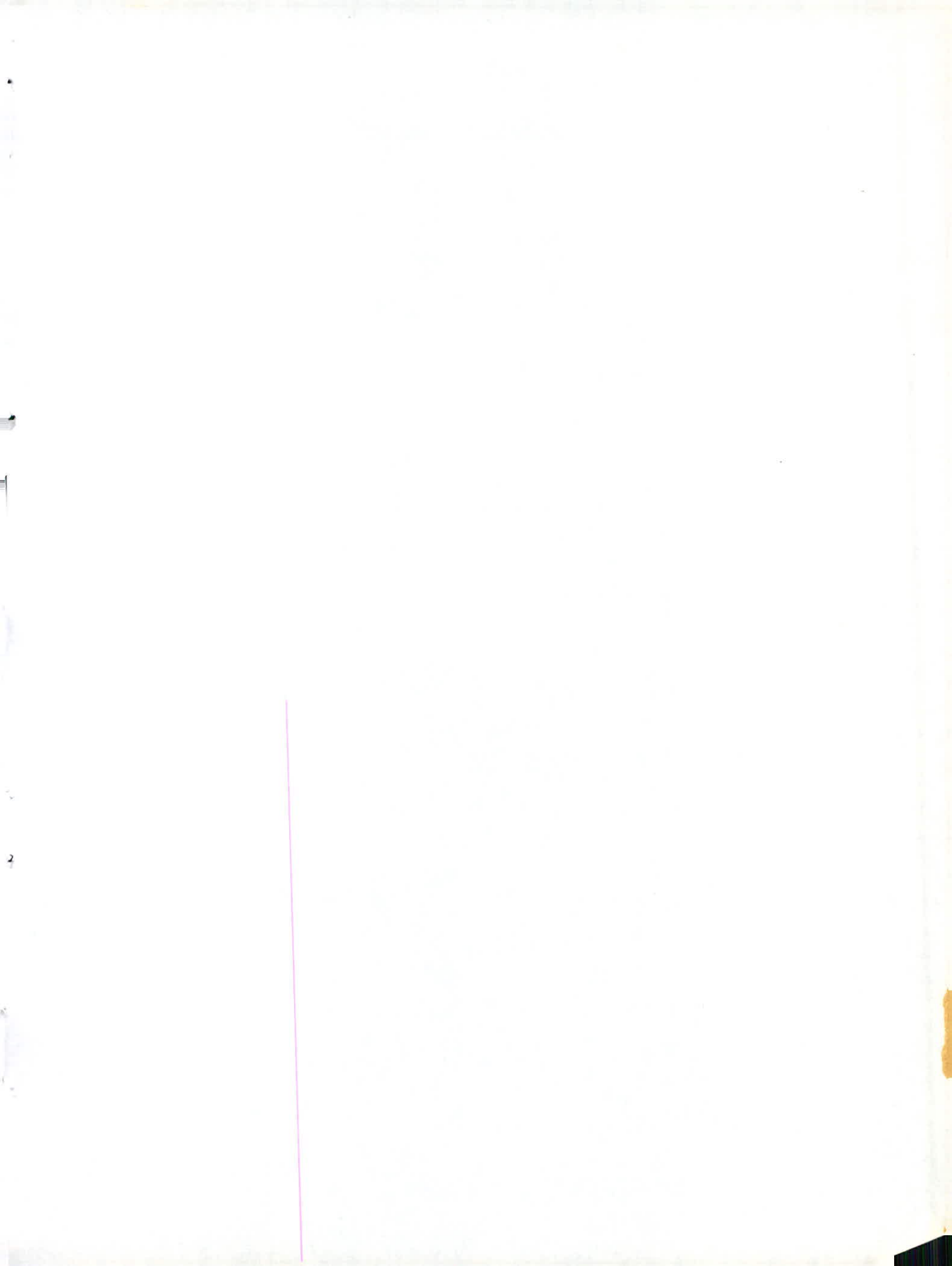
**Assainissement de la Ville de  
Messaad  
Etudes du Reseau D'egout et la  
Station d'epuration**

Proposé par :  
**SETHYAL**

Etudié par :  
**A. CHAIB  
M. NAHOU**

Dirigé par :  
**Ing. O. BOUDENE  
Dr. Ing. A. KETTAB**

Promotion Janvier 1984



//) E D I C A C E S :

Je dédie ce modeste travail : A LA MEMOIRE DE MON PERE  
A MA MERE QUI A TANT ATTENDU CE JOUR  
A MES FRERES ET SOEURS  
A MES CAMARADES ET AMI (ES)

M. NAHOUI

Je dédie ce travail en signe de respect et de reconnaissance:

A MON PERE POUR SON SACRIFICE  
CONSENTI A MON EGARD.  
A MA MERE POUR SON SOUTIEN MORAL  
DURANT TOUTE MA FORTATION.  
A MES FRERES ET SOEURS.  
A TOUS MES AMIS (ES)

A. CHAIB

## REMERCIEMENTS :

Qu'il nous soit permis, au terme de cette étude d'exprimer notre profonde gratitude à nos promoteurs :

Mr. BOUDENE et Mr. KETTAB, Docteur Ingénieur  
"chef de Département Hydraulique" pour leurs  
conseils et leurs aides si efficace.

Aussi nous tenons à exprimer notre sincère reconnaissance à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à notre formation, "professeurs et assistants".

Notre respect aux membres du jury qui nous feront l'honneur d'apprécier notre travail.

Nous remercions Mr. LOUNES M. Dactylographe à l'I.N.A. Dépt. de Génie Rural, qui a bien voulu accepter de dactylographier ce modeste travail.

- A. CHAIB  
- M. NAHOUI

CHAPITRE I. INTRODUCTION ET PRESENTATION .....	1
I.1. Présentation de la commune de Messaad .....	2
I.2. Démographie .....	2
I.3. Evaluation de la population .....	2
I.4. Présentation du thème .....	3
CHAPITRE II. GENERALITE .....	4
II.1. Assainissement (généralités) .....	5
CHAPITRE III. ETUDE PRELIMINAIRE DOTATION .....	9
III.1. Evaluation des besoins en eau .....	10
III.2. Base de calcul .....	12
III.3. Besoins en eau prévus pour l'An 2000 .....	13
CHAPITRE IV. DEBITS PLUVIAUX .....	16
IV.1. Etude des débits des bassins versants par la méthode superficielle .....	17
IV.2. Choix de la période de retour d'insuffisance du réseau .....	18
IV.3. Etude de la pente .....	19
IV.4. Etude du coefficient de ruissellement .....	20
IV.5. Evaluation de l'allongement M. d'un bassin .....	21
CHAPITRE V. ASSEMBLAGE DES BASSINS .....	34
V.1. Assemblage des bassins élémentaires .....	35
CHAPITRE VI. DIMENSIONNEMENT DES COLLECTEURS .....	43
VI.1. Calcul du réseau d'évacuation des eaux pluviales .....	44

CHAPITRE VII. CHOIX DE POMPES .....	53
VII.1. Pompes .....	54
VII 2. Choix de pompes .....	56
VII.3. Point de fonctionnement de la pompe .....	60
VII.4. Conclusion .....	63
CHAPITRE VIII. DEVERSOIR D'ORAGE .....	64
VIII.1. Déversoir d'orage .....	65
VIII.2. Dimensionnement du déversoir d'orage .....	65
CHAPITRE IX. STATION D'EPURATION .....	68
IX.1. Principe du traitement des eaux usées .....	69
IX.2. Grandeur et dimensionnement de la station d'épuration de Messaad (An. 2000) .....	69
IX.3. Définition de quelques paramètres .....	70
IX.4. Choix du procédé d'épuration des eaux usées .....	71
IX.5. Description de l'installation .....	71
IX.6. Les traitements préliminaires .....	72
IX.7. Traitement primaire .....	79
IX.8. Traitement secondaire .....	80
CHAPITRE X. TRAITEMENT DES BOUES .....	89
X.1. Traitement des boues .....	90
X.2. Stabilisation et concentration des boues .....	92
X.3. Epaissement .....	93
X.4. Lits de séchage .....	94
BIBLIOGRAPHIE .....	95



// H A P I T R E I .

I N T R O D U C T I O N E T P R E S E N T A T I O N

## I.1. Présentation de commune de Messaad :

### I.1.1. Situation régionale :

La ville de Messaad fait partie des daïrates de la wilaya de Djelfa. Elle se situe à 50 km au Sud - Est de Djelfa.

### I.1.2. Climatologie de la région :

La région de Messaad possède un climat sec et très chaud en été. L'hiver est rude et froid. Les chutes de pluies ne sont pas intenses dans la région.

## I.2. Démographie :

a.- D'après les renseignements recueillis à l'A.P.C. de Messaad et tirés du P.U.D. fournie par la S.E.T.H.Y.A.L., le recensement de la population en 1978 s'élève à 20.000 habitants.

### I.3. Evaluation de la population :

Malgré la politique d'espacement des naissances entrepris par l'état, le taux d'accroissement en Algérie reste important, c'est pour cela et en commun accord avec la S.E.T.H.Y.A.L. (avant projet) on prend un taux de 3,4% pour l'accroissement de la population de la ville de Messaad.

La croissance démographique liée au sort économique, et l'élévation du niveau de vie de la population sont cause essentielle de l'accroissement des besoins en eau.

#### I.4. Présentation du thème :

Le collecteur à étudier aura pour rôle l'évacuation des eaux usées d'une zone, d'une superficie de 361 ha en l'an 2000. Cette région sera une zone uniquement d'habitation.

En fin de compte, nous avons déterminé le réseau d'assainissement selon le schéma directeur, le réseau nouveau sera de type unitaire. Les collecteurs existants importants seront intégrés au réseau projeté dans la mesure du possible.

Les eaux de la zone Ouest seront recueillies par la conduite principale 1 - 0 - 0, en outre, cette conduite dirige les eaux des collecteurs 2 - 0 - 0 et 3 - 0 - 0, vers la station d'épuration.

Nous avons prévu la construction de trois (3) stations de refoulement de raccordement, et de cinq (5) déversoirs d'orage.

Le calcul des débits ainsi que la détermination des dimensions des tuyaux se trouve dans un tableau récapitulatif. Les profils en long des collecteurs 1 - 0 - 0, 2 - 0 - 0 et 3 - 0 - 0. ( Voir sur les planches n° 2, 3 et 4).

Les conduites et les regards de visite sont prévus en béton. Quelques regards serviront de regards de visite.

Dans la station d'épuration sera installée un traitement à lit bactérien.

CHAPITRE II.

GENERALITE :

## II.1. Assainissement :

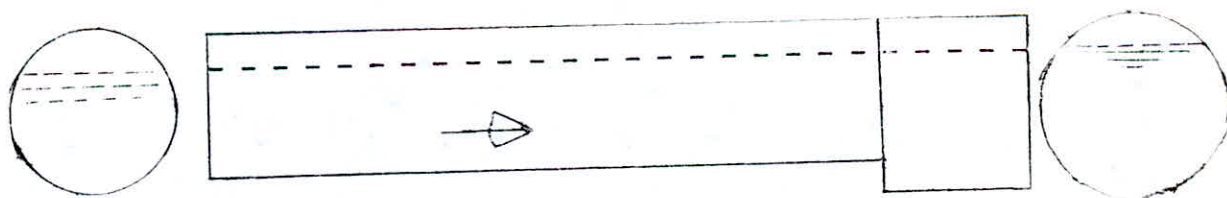
### Généralité :

Les principes d'assainissement sont l'évacuation rapide, sans stagnation des eaux usées pour éviter les fermentations putrides, et les rejets qui pourraient provoquer la contamination du milieu récepteur, tout en tenant compte des contraintes économiques d'équipement.

### II.1.1. Le système unitaire :

L'ensemble des eaux pluviales et des eaux usées est collecté par un réseau unique (système unitaire). Les grandes mérites de ce système sont la simplicité, le faible encombrement, l'économie à la conception et à l'entretien.

En système unitaire, où les régimes sont variables et où le réseau fonctionne le plus souvent à faible débit, il semble préférable d'assurer la continuité de niveaux au radier. C'est également, la façon de tirer le meilleur parti de la pente disponible, quand le terrain est peu fenté.

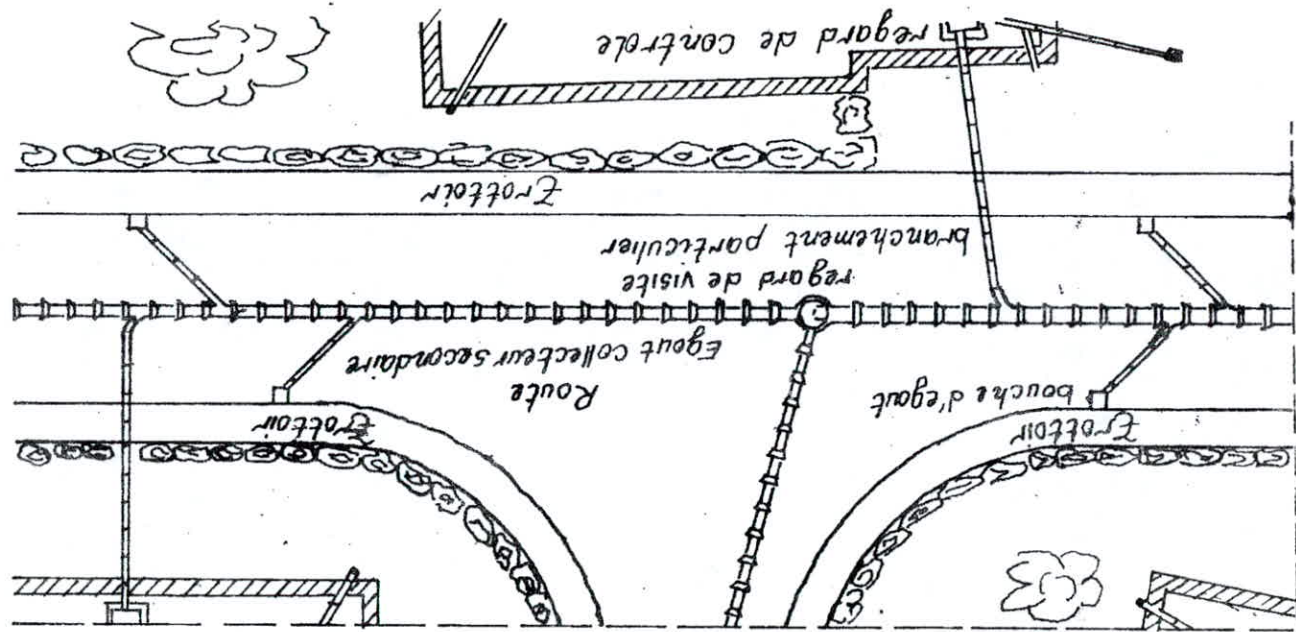


### II.1.2. Principes de branchements :

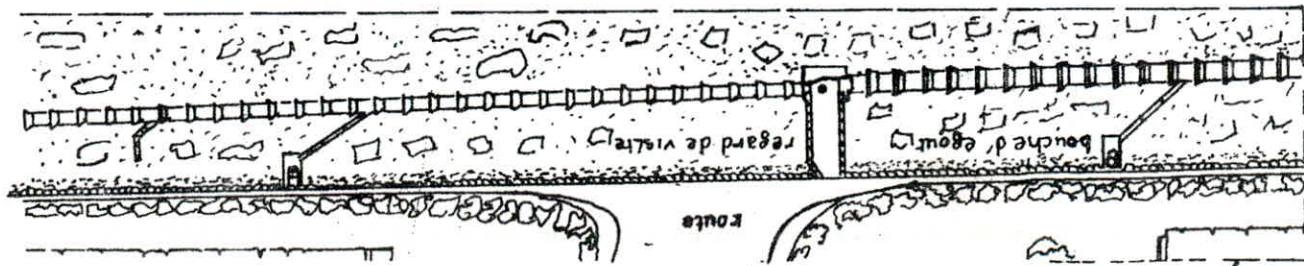
Pour le branchement, il y a quelques règles à observer.

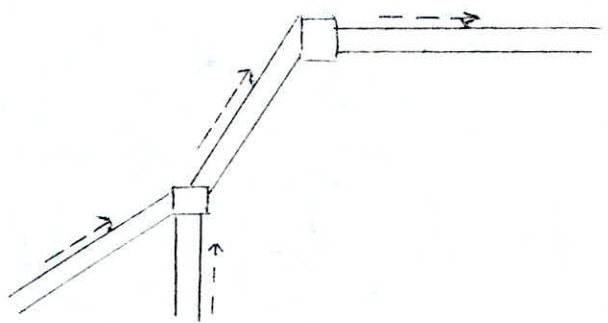
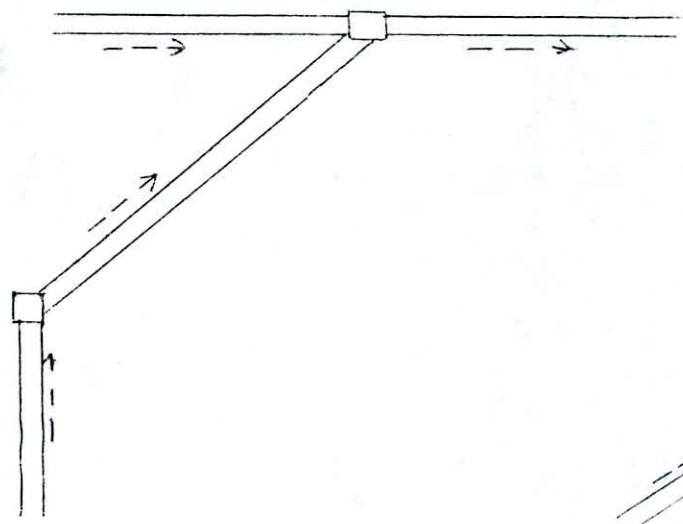
a.- Le tracé en plan des collecteurs primaires où l'on doit envisager des dispositions particulières évitant les changements de direction brusques.

Vue En Plan Du Collecteur Du Systeme Unitaire



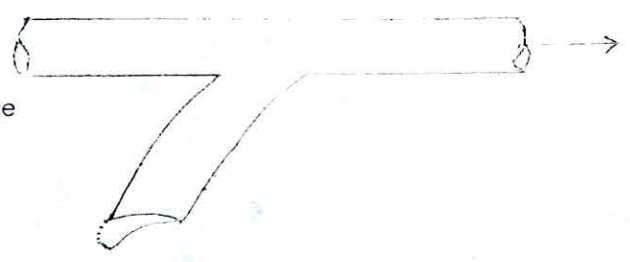
Coupe longitudinale





b.- Principes de raccordements.

Les jonctions; elles doivent être à angle aigu inférieur à 70°.



II.1.3. Le réseau de canalisation :

Le but d'un réseau de canalisation est l'évacuation inoffensive inodore et irréprochable des eaux usées de toutes sortes, c'est à dire provenant à la fois des maisons d'habitation, des lieux de travail et de l'industrie.

L'objectif d'un réseau de canalisation est par conséquent de créer des conditions d'habitation saine et de permettre un bon développement des différents métiers et de l'industrie.

Mais le but d'un réseau de canalisation est aussi de servir la protection des eaux. C'est à dire par le groupement des eaux usées et des eaux pluviales qu'on arrive à une introduction contrôlée dans le cours d'eau récepteur et qu'on rend possible la création d'un traitement approprié des eaux usées.

Un réseau de canalisation a en premier lieu une tâche de classement et une tâche hygiène. Seulement en second lieu cela représente un problème technique. Un réseau de canalisation doit bien entendu être impeccable du point de vue technique.

Notre système de canalisation est un système unitaire. Ce système unitaire prévoit l'évacuation en commun dans une même conduite des eaux d'égout ménagère et industrielle et des eaux de pluie.

Notre agglomération urbaine est divisée en bassins d'apport par tronçons de canalisation selon la situation topographique de la ville. Les bassins se rencontrent au point de partage des eaux. Chacun de ces bassins est drainé par un égout collecteur principal. Ceux - ci suivent toujours le point le plus bas du bassin d'apport et ils conduisent les eaux usées par la voie la plus courte jusqu'à la station d'épuration.

C'est dans les égouts collecteurs que se jettent les égouts collecteurs secondaires. Ces derniers collectent les eaux usées des branchements domestiques, qui sont reliées aux maisons.

#### II.1.4. Principe du tracé des collecteurs :

- 1°- Les collecteurs sont placés dans les rues prévues par le plan d'urbanisation.
- 2°- Les contre-inclinaisons sont à éviter, si possible.
- 3°- Les égouts collecteurs principaux et secondaires sont placés dans les rues avec aussi peu de virage que possible. C'est pourquoi les rues à circulation peu intense et situées dans le fond de la vallée sont à préférer.
- 4°- Les canaux d'eaux usées sont placée à 10 cm sous les conduites des eaux usées.
- 5°- Les canaux des eaux usées sont placés à une telle profondeur que les eaux usées des maisons voisines, avec des profondeurs de caves normales, peuvent être canalisées de façon impeccable, sans que les caves soient inondées par le reflux.



6°- On pose les exigences suivantes aux conditions de canalisation:

- elles doivent posséder une résistance statique suffisante;
- elles doivent résister à la corrosion;
- elles doivent être étanches;
- la paroi intérieure doit être la plus lisse possible;
- elles doivent avoir une longue durée de service;
- elles doivent être faciles à manipuler;
- elles doivent avoir les mesures requises.

#### II.1.5. Bouches d'égouts :

Ils servent à l'absorption de l'eau de surface de la rue et du trottoir.

Ils ne sont pas munis d'obturation et garantissent ainsi une meilleure aération et ventilation des canaux.

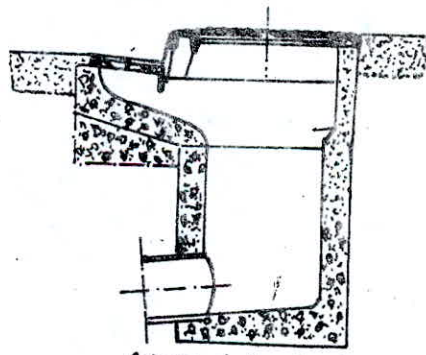
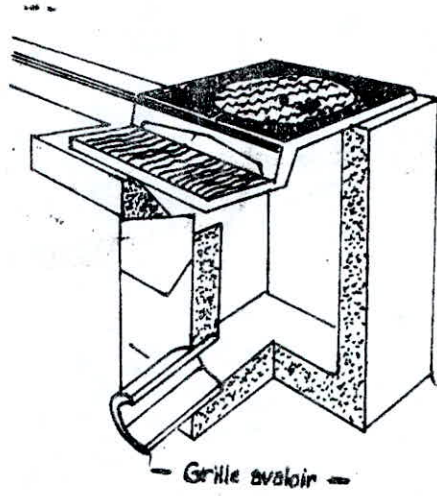
#### II.1.6. Regards de visite :

Ils sont placés en vue de la surveillance, et du nettoyage du réseau de canalisation.

- But :
- accès aux canaux;
  - débouage et nettoyage des canaux;
  - aération des canaux (effet de cheminée; différences de température).

#### Disposition :

- à tous les points de jonction, de changement de direction de changement de pentes des canaux, aux points de chutes;
- pour notre réseau de canalisation, ils sont disposés tous les 50 m, dans les lignes droites.



Schema de bouche d'égout  
sous plaque de recouvrement  
et grille.

/// H A P I T R E    I I I .

ETUDE PRELIMINAIRE.

DOTATION.

ASSAINISSEMENT DE LA VILLE DE MESSAAD :

III.1. Evaluation des besoins en eau :

D'après le plan d'urbanisme élaboré par la cadat (1976), La population de l'agglomération comprenant 16 districts, fait ressortir une population globale prévue pour les années énumérées ci-dessous :

1985	-	29500	hab.
1990	-	35000	hab.
2000	-	41500	hab.

Les recensements de 1978 ont relevé une population de 20.000 habitants. Ce qui détermine un accroissement de la population pour l'horizon 2000 (horizon de notre étude) égal à :

$$P_n = P_o \left(1 + \frac{c}{100}\right)^n$$

où :  $P_o$  : population actuelle (20.000 hab. en 1978)

$P_n$  : population future dans (n) années (jusqu'à l'an 2000)

c : taux d'accroissement égal à 3,4% donné par la cadat (Djelfa).

$$\text{Donc : } P_n = P_o \left(1 + \frac{c}{100}\right)^n = 20.000 \left(1 + \frac{3,4}{100}\right)^{22}$$

$$P_n = 41500 \text{ hab.}$$

La surface de la ville sera de 361 ha en l'an 2000. En prévoyant une dotation en eau de 200 l/hab/jour moyen annuel; on peut estimer un débit de point saisonnier (1,3) et un débit de point journalier (2,0).

En outre, nous avons pris en considération 80% de la dotation en A.E.P.

Donc, le débit de pointe d'eau usée sera de l'ordre de :

$$\frac{200 \times 1,3 \times 2,0 \times 0,8}{86400} = 0,00481 \text{ l/s/hab.}$$

0,00481 l/s/hab.

on a 41500 hab. (l'an 200).

199,81 l/s

0,1998 m<sup>3</sup>/s

17264 m<sup>3</sup>/j

719,33 m<sup>3</sup>/h

17264000 l/j.

On utilisera ce débit pour le dimensionnement des déversoirs d'orage.  
On calculera les débits des eaux pluviales d'après les données suivantes :

- intensité pluviométrique (donnée non fournie);
- période de retour : 5-10 ans (50 %);
- durée de l'averse 60 min.

Le dimensionnement des collecteurs se fait par les eaux pluviales:

- dimensionnement des collecteurs primaires et secondaires;
- dimensionnement des déversoirs d'orage;
- station de refoulement;
- station de traitement (d'épuration).

Les collecteurs existants, important seront intégrés au réseau projeté dans la mesure du possible.

On prendra en considération un réseau unitaire, parce que :

- il est moins coûteux;
- il n'y a pas de place dans les rues étroites pour le réseau séparatif;
- l'exploitation est plus facile;

- l'évacuation des eaux pluviales est facile vers l'oued avec l'aide des déversoirs d'orages, les eaux pluviales peuvent être dirigées vers les séchiers pour l'irrigation.

III.2. Base de calcul :

L'évaluation de la population est calculée selon la formule des intérêts composés :

$$P = P_0 \left(1 + \frac{\alpha}{100}\right)^t$$

où : P : population future dans notre cas l'an 2000

$P_0$  : population actuelle (1978)

$\alpha$  : taux d'accroissement = 3,4 %

t : nombre d'années séparent les deux horizons

$$P = 20000 (1 + 0,034)^{22} = 45000 \text{ hab.}$$

$$P_0 = 20000 \text{ hab.}$$

$$t = 22$$

$$\alpha = 0,034$$

Le calcul de la population de l'année 1978 - 2000 est porté dans le tableau suivant :

ANNEE	1978	1985	1990	2000
Population	20000	29500	35000	45000
Augmentation		9500	5500	6500

On envisage les besoins en eau potable pour l'horizon 2000 considéré comme long terme.

III.3. Besoins en eau prévus pour l'an 2000 :

On estime une consommation moyenne journalière de 200 l/j/hab.

a.- Besoins domestiques :

Population	Consommation moy. journalière	Consommation moy. journalière
hab.	l/j/hab.	m <sup>3</sup> /j
45000	200	8300

b.- Besoins scolaires :

Etablissements	Nombre d'élèves	Dotation moy. journalière l/j/élève	Consommation moy. journalière m <sup>3</sup> /j.
7. E. Primaires	3500	80	280
2. C.E.M.	1600	80	128
2. Lycée	1400	80	112
$\Sigma =$			580 m <sup>3</sup> /j.

c.- Besoins sanitaires :

Nature de l'établissement	Nombre de lits	Dotation journalière l/j/hab.	Consommation moy. journalière m <sup>3</sup> /j.
1. Hopital	200	900	180
1. Polyclinique		15000	15
2. Centre de santé		15000	30
$\Sigma =$			225 m <sup>3</sup> /j

d.- Besoins municipaux :

Nature de l'établissement	Surface (m <sup>2</sup> )	Dotation journalière l/m <sup>2</sup> /j	Consommation moyenne journalière m <sup>3</sup> /j.
1. Daira	4150 m	10	41,5
1. Mairie	1500	10	15
+ 1 Annexe	357,5	10	3,375
1. P.T.T.	1525	5	7,625
1. Sogedia ) Sempac ).....	1250	10	12,5
1. Gendarmerie	2250	5	11,25
1. Sonalgaz	3250	4	13
1. Mahkama	2750	4	11
$\Sigma =$			115,25 m <sup>3</sup> /j.

e.- Besoins divers :

Nature de l'établissement	Surface (m <sup>2</sup> )	Dotation journalière l/m <sup>2</sup> /j.	Consommation moy. journalière m <sup>3</sup> /j.
4. Mosquées	5325	10	53,25
1. Cinéma	2400	4	9,6
1. Hammam	875	10	8,75
1. Marché couvert	2000	10	20
1. Salle de réunion	2750	4	11
3. Dépôt E. Publics	25575	4	102,3
1. Dépôt différents	26475	4	105,9
$\Sigma =$			310,8 m <sup>3</sup> /j.



f.- Consommation totale :

Type de besoins	Domestique	Scolaire	Sanitaire	Municipaux	Divers	$\Sigma$
Consommation journ. moy. m <sup>3</sup> /j.	8300	580	225	115,25	310,8	9531,05 m <sup>3</sup> /j.

Sur tout réseau quelque soit son état, il y a des fuites et des pertes au niveau des joints, à cause des cassures dans les conduites des robinets qui ferment mal.

Nous devons prendre alors en considération ces pertes et fuites probables que nous évaluons à 15% de la consommation moyenne journalière.

Horizon	Consommation moy. journalière m <sup>3</sup> /j.	Majoration de 15% (m <sup>3</sup> /j.)	Consommation journalière totale (m <sup>3</sup> /j.)
2000	9531,05	1429,66	10960,70

III.4. Tableau récapitulatif :

Horizon	2000
Consommation totale en m <sup>3</sup> /j.	10960,70
Consommation totale en m <sup>3</sup> /h.	456,70
Consommation totale en l/s.	126,86

/// H A P I T R E    I V .

DEBITS PLUVIAUX :

ETUDE DES DEBITS A EVACUER :

IV.1. Débits des bassins versants urbains par la méthode superficielle :

Généralité :

Un ouvrage déterminé doit pouvoir évacuer, dans des conditions satisfaisantes, le cube d'eau résultant d'une précipitation pluviale sur bassin qu'il dessert.

Les ouvrages sont calculés, non pour la plus forte précipitation pluviale connue, ce qui conduirait à des dépenses excessives, mais pour une précipitation dont la probabilité est déterminée.

Le caractère d'un évènement pluvial (h millimètres durant t minutes) s'apprécie par sa fréquence de dépassement F ou sa période de retour:

$$T = \frac{1}{F}$$

Nota :

Il est à noter qu'une épisode de période de retour T c'est à dire se produisant, théoriquement, une fois tous les T ans, peut, également, se produire plusieurs fois au cours de ces T années.

La valeur du débit d'eaux pluviales provenant d'un bassin versant urbanisé pour une fréquence donnée F est, à partir des travaux de M. CAQUOT, et des vérifications expérimentales effectuées depuis lors, données par la formule (a):

$$Q(F) = k \frac{1}{u} \cdot I \frac{v}{u} \cdot C \frac{1}{u} \cdot A \frac{w}{u} \quad (a)$$

Dans laquelle les divers paramètres sont des fonctions de a(F) et/ou de b(F), eux-mêmes paramètres de la relation :

$$i(t,F) = a(F)t^{b(F)}$$

$i(t,F)$  étant l'intensité maximale de la pluie de durée  $t$ , de fréquence de dépassement  $F$ ;  $i$  est exprimé en millimètre par minute et  $t$  en minutes (entre 5 et 120 mn).

Les significations des différents termes sont les suivantes :

- $Q(F)$ , débit de fréquence de dépassement  $F$  exprimé en mètres cubes par secondes;
- $I$ , pente moyenne du collecteur du bassin versant, exprimée en mètre par mètre;
- $C$ , coefficient de ruissellement;
- $A$ , superficie du bassin versant en hectares;
- $k$ , coefficient d'expression;  $\frac{0,5^{b(F)} \cdot a(F)}{6,6}$  ;
- $u$ , coefficient d'expression;  $1 + 0,287 \cdot b(F)$ ;
- $v$ , coefficient d'expression;  $- 0,41 \cdot b(F)$ ;
- $w$ , coefficient d'expression;  $0,95 + 0,507 \cdot b(F)$ .

Cette formule est valable pour les bassins versants d'allongement moyen  $M = 2$ .

#### IV.2. Choix de la période de retour d'insuffisance du réseau :

Le choix de la période de retour d'insuffisance pour laquelle il est envisagé de calculer le réseau est le résultat d'un compromis entre le coût de sa construction et de son entretien et le degré de protection recherché.

Les risques encourus sont donc à évaluer dans chaque cas étudié, mais sans négliger l'aspect psychologique de la question.

Une période de retour d'insuffisance de 10 ans est fréquemment adoptée, toutefois, un degré moindre pourra, parfois, être adopté dans des zones modérément urbanisées ou dans celles où la pente limiterait considérablement la durée de submersions.

C'est ainsi qu'en tête de réseau il peut être envisagé de ne pas poser d'égout pluvial tandis qu'au delà les périodes de retour d'insuffisance peuvent être prises égales à 1,2 ou 5 ans, ce qui explique que les abaques dont il est question ont été établis pour des périodes de 1, 2, 5 et 10 ans.

Par contre, dans des zones fortement urbanisées et dépourvues de relief, il peut paraître nécessaire d'adopter des périodes supérieures; le débit correspondant pourra être obtenu en multipliant le débit calculé pour la période de 10 ans par un coefficient  $f$  ainsi défini :

$f = 1,25$	pour	$T = 20$ ans
$f = 1,60$	pour	$T = 50$ ans
$f = 2,00$	pour	$T = 100$ ans.

#### IV.3. Etude de la pente I :

Soit un bassin versant dont le plus long cheminement hydraulique  $L$  de la canalisation d'évacuation est constitué de tronçons successifs de longueurs  $L_1; L_2; \dots L_n$ ; de pentes respectives  $I_1; I_2; \dots I_n$ .

La pente moyenne  $I$  le long de ce cheminement est donnée par la formule :

$$I = \left[ \frac{L}{\frac{L_1}{\sqrt{I_1}} + \frac{L_2}{\sqrt{I_2}} + \dots + \frac{L_n}{\sqrt{I_n}}} \right]^2$$

qui peut encore s'écrire :

$$I = \left[ \frac{L}{\sum \frac{L_k}{\sqrt{I_k}}} \right]^2$$

Si l'ensemble de la même caractéristique du bassin est affecté de l'indice  $k$ .

#### IV.4. Etude du coefficient de ruissellement C :

Le coefficient de ruissellement C sera pris égal au taux d'imperméabilisation :

$$C = \frac{A'}{A}$$

avec : A : surface totale du bassin versant

A' : surface totale des parties revêtues.

#### Nota :

On devra toujours avoir  $C \leq 0,2$ , la surface de la voirie et des aires s'y raccordant représente toujours, au moins 20% de la surface totale.

#### IV.5. Evaluation de l'allongement d'un bassin M et du coefficient m :

L'allongement d'un bassin M est égal au rapport du plus long cheminement hydraulique L au côté du carré dont la surface est équivalente à celle de ce bassin, soit :

$$M = \frac{L}{\sqrt{A}}$$

S'il s'agit de déterminer les caractéristiques d'un ouvrage important, ce qui nécessite une certaine précision dans l'évaluation des débits, ou bien s'il s'agit d'un bassin de forme très ramassée ou très allongée, le débit calculé devra être multiplié par un coefficient d'influence m, tiré de l'abaque ( ), lequel traduit le fait que, pour une même surface A, le débit varie à l'inverse de l'allongement M du bassin.

Pour ce faire, après avoir calculé l'allongement M, la valeur du paramètre b sera extraite de l'abaque ( ) en fonction de la région où est implanté le bassin et de la période de retour d'insuffisance choisie.

La valeur  $m$  se lie en ordonnées, les valeurs intermédiaires de  $b$  devant être interpolées.

Nota :

$M$  sera pris égal ou supérieur à 0,80, valeur minimale dans le cas d'un demi-cercle.

A noter que pour  $M = 2$ ;  $m = 1$ .

Coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement d'une surface donnée est le rapport du volume d'eau, qui ruisselle de cette surface, au volume d'eau tombé sur elle.

Les aires drainées sont décomposées en aires partielles (toitures, chaussées, etc...) auxquelles les coefficients alimentaires suivants sont appliqués :

- surfaces totalement imperméables (toitures, chaussées et trottoirs modernes).....	0,9
- pavage à large joints .....	0,6
- voies en macadam non goudronné .....	0,35
- allées en gravier .....	0,20
- surfaces boisées .....	0,05.

La méthode peut toutefois être utilisée sans décomposition en aires élémentaires en utilisant les coefficients moyens suivants :

-- habitations très denses .....	0,9
- habitations denses .....	0,6 à 0,7
- habitations moins denses .....	0,4 à 0,5
- quartiers résidentiels .....	0,2 à 0,3
- zones industrielles .....	0,2 à 0,3
- squares, jardins, prairies .....	0,05 à 0,2.

Bassin n° 1 :

Période de retour = T = 5 ans

$$b = - 0,51$$

$$A_1 = 28,64 \text{ ha.}$$

$$C = 0,25$$

Côté terrain		$\Delta$	$L_k$	$I_k$	$\sqrt{I_k}$	$\frac{L_k}{\sqrt{I_k}}$
Amont	Aval					
771,40	-					
	770,50	0,9	300	0,003	0,055	5454,54
	770,00	0,5	155	0,0033	0,057	2719,30
	769,75	0,25	145	0,0017	0,041	3536,58
$\Sigma =$		1,65	600			
					$\Sigma =$	11710,42

$$I = \left[ \frac{\sum L_k}{\sum \frac{L_k}{\sqrt{I_k}}} \right]^2 = \left[ \frac{600}{11710,42} \right]^2 = 0,0026 \text{ m.p.m}$$

D'après l'abaque figurant en Annexe II.2.

$$Q_{\text{brut}} = 0,95 \text{ m}^3/\text{s.}$$

Le débit  $Q_{\text{brut}}$  est à corriger d'après l'allongement M du bassin :

$$M = \frac{L_k}{\sqrt{A_k}} = \frac{600}{\sqrt{286400}} = 1,12$$

$$Q_{\text{cor.}} = Q_{\text{brut}} \times m = 0,95 \times 1,12 = 1,06 \text{ m}^3/\text{s.}$$



Bassin n° 2 :

$A = 9,125 \text{ ha}$

$C = 0,5$

$T = 5 \text{ ans}$

$b = - 0,51$

Cote du terrain		$\Delta$	$L_k \text{ (m)}$	$I_k$	$\sqrt{I_k}$	$\frac{L_k}{\sqrt{I_k}}$
Amont	Aval					
769,75	-					
	769,50	0,25	164	0,0015	0,039	4205,13
	769,40	0,10	102	0,00098	0,031	3290,32
	769,05	0,35	130	0,0027	0,052	2500,00
$\Sigma =$		0,70	396		$\Sigma =$	9995,45

$Q_1 = 0,42 \text{ m}^3/\text{s}$

$$I_2 = \left[ \frac{\sum L_k}{\sum \frac{L_k}{\sqrt{I_k}}} \right]^2 = \left[ \frac{396}{9995,45} \right]^2 = 0,0017$$

$m_2 = \frac{390}{\sqrt{91250}} = 1,29 \quad \text{---} \quad m_2 = 1,2$

et  $Q_1$  corrigé est égale à :

$Q_c = 0,42 \times 1,2 = 0,5 \text{ m}^3/\text{s}$

Bassin n° 3 :

$$A = 11,678 \text{ ha}$$

$$C = 0,55$$

$$T = 5 \text{ ans}$$

$$b = - 0,51$$

Cote terrain		$\Delta$	$L_k$	$I_k$	$\sqrt{I_k}$	$\frac{L_k}{\sqrt{I_k}}$
Amont	Aval					
769,05	-					
	764,30	4,75	132	0,036	0,189	698,41
	757,34	6,96	264	0,026	0,161	1639,75
	750,90	6,44	260	0,025	0,158	1645,57
$\Sigma =$		18,15	656	$\Sigma =$		3983,73

$$I = \left[ \frac{656}{3983,73} \right]^2 = 0,027$$

$$Q_{\text{brut}} = 2,03 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$M_3 = \frac{656}{\sqrt{116780}} = 1,92$$

$$m = 1,03$$

$$Q = 2,09 \text{ m}^3/\text{s}$$

Bassin n° 4 :

$A = 3,53 \text{ ha}$

$C = 0,63$

$T = 5 \text{ ans}$

$b = - 0,51$

Cote terrain		$\Delta$	$L_k$	$I_k$	$\sqrt{I_k}$	$\frac{L_k}{\sqrt{I_k}}$
Amont	Aval					
750,90	-					
	751,20	0,3	230	0,0013	0,036	6388,89
	749,55	1,65	95	0,0174	0,131	725,19
	748,33	1,22	185	0,0066	0,081	2283,95
$\Sigma =$		3,17	510		$\Sigma =$	9398,03

$$I = \left[ \frac{510}{9398,03} \right]^2 = 0,0029$$

$$Q_{\text{brut}} = 0,53 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$M = \frac{510}{\sqrt{35300}} = 2,71$$

$$m = 0,87$$

$$Q_{\text{corrigé}} = Q_0 \times m = 0,53 \times 0,87 = 0,46 \text{ m}^3/\text{s}$$

Bassin n° 5 :

A = 4,98 ha

C = 0,7

T = 5 ans

b = - 0,51

Cote terrain		$\Delta$	$I_k$	$I_k$	$\sqrt{I_k}$	$\frac{I_k}{\sqrt{I_k}}$
Amont	Aval					
758,47						
	754,61	3,86	102	0,039	0,197	517,76
	753,16	1,45	85	0,017	0,130	653,84
	751,41	1,75	170	0,010	0,100	1700,00
	749,88	1,53	103	0,015	0,122	844,26
	748,07	1,84	90	0,020	0,141	638,30
$\Sigma =$		10,43	550		$\Sigma =$	4354,16

$$I = \frac{550}{4354,16} = 0,0159 \text{ m.p.m}$$

$$Q_{\text{brut}} = 1,19 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$M = \frac{550}{\sqrt{49800}} = 2,46$$

$$m = 0,9$$

$$Q_{\text{corrigé}} = 1,19 \times 0,9 = 1,07 \text{ m}^3/\text{s}$$

Bassin n° 6 :

A = 5 ha

C = 0,75

T = 10 ans

b = - 0,44

Cote terrain		$\Delta$	$L_k$	$I_k$	$\sqrt{I_k}$	$\frac{L_k}{\sqrt{I_k}}$
Amont	Aval					
748,07	747,70	0,37	247	0,0015	0,0387	6382,43
	745,70	2,00	96	0,0208	0,1442	665,74
	748,11	2,41	108	0,0223	0,1493	723,37
$\Sigma =$		4,78	451		$\Sigma =$	7771,54

$$I = \left[ \frac{451}{7771,54} \right]^2 = 0,0034 \text{ m.p.m}$$

$$Q_c = 1,07 \times 1 = 1,07 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$M = \frac{451}{\sqrt{50000}} = 2,017$$

$$m = 1$$

Bassin n° 7 :

$$A = 8,56 \text{ ha} = 85600 \text{ m}^2$$

$$C = 0,8$$

$$T = 10 \text{ ans}$$

$$b = - 0,44$$

Cote terrain		$\Delta$	$L_k$	$I_k$	$\sqrt{I_k}$	$\frac{L_k}{\sqrt{I_k}}$
Amont	Aval					
746,80	--					
	745,75	1,05	223	0,0047	0,068	3279,41
	744,76	0,99	256	0,0039	0,062	4129,03
	746,03	1,27	188	0,0067	0,0818	2320,99
	743,95	2,08	130	0,016	0,126	1031,74
			794			10761,17

$$I = \left[ \frac{794}{10761,17} \right]^2 = 0,0054 \text{ m.p.m}$$

$$M = \frac{794}{\sqrt{85600}} = 2,71$$

$$m_1 = 0,89$$

$$Q_c = 2 \times 0,89 = 1,78 \text{ m}^3/\text{s}$$

Bassin n° 8 :

A = 4,30 ha

C = 0,8

T = 10 ans

b = - 0,44

Cote terrain		$\Delta$	$L_k$	$I_k$	$\sqrt{I_k}$	$\frac{L_k}{\sqrt{I_k}}$
Amont	Aval					
745,04	—					
	744,80	0,24	150	0,0016	0,0400	3750,00
	744,50	0,30	186	0,0016	0,0400	4650,00
	744,29	0,21	175	0,0012	0,0346	5057,8
$\Sigma =$		0,75	511		$\Sigma =$	13457,8

$$I = \left[ \frac{\sum L_k}{\sum \frac{L_k}{\sqrt{I_k}}} \right]^2 = \left[ \frac{511}{13457,8} \right]^2 = 0,0025 \text{ m.p.m}$$

$$M = \frac{L_k}{\sqrt{A}} = \frac{511}{\sqrt{43000}} = 2,46 = m = 0,94$$

$Q_0 = 0,96 \text{ m}^3/\text{s}; Q_{\text{corrigé}} = Q_0 \cdot m; Q_{\text{corrigé}} = 0,96 \times 0,94; Q_{\text{corrigé}} = 0,9 \text{ m}^3/\text{s}$

Calcul de la pente du tronçon (7 - 10)

Cote terrain		$\Delta$	$L_k$	$I_k$	$\sqrt{I_k}$	$\frac{L_k}{\sqrt{I_k}}$
Amont	aval					
743,75						
	740,80	3,15	308	0,0102	0,1009	3052,53
	736,45	4,35	333	0,01306	0,1143	2913,38
	734,04	2,41	588	0,00409	0,0639	9201,88
$\Sigma =$			1229			15167,79

Bassin n° 9 :

$$A = 3,06 \text{ ha} = 30600 \text{ m}^2$$

$$C = 0,75$$

$$T = 10 \text{ ans}$$

$$b = - 0,44$$

Cote terrain		$\Delta$	$L_k$	$I_k$	$\sqrt{I_k}$	$\frac{L_k}{\sqrt{I_k}}$
Amont	Aval					
744,29	743,55	0,74	77	0,0096	0,098	785,71
	442,85	0,70	182	0,0038	0,062	2935,48
	742,41	0,44	170	0,0026	0,051	3333,33
$\sum =$		1,88	429			$\sum =$ 7054,52

$$I = \left[ \frac{429}{7054,52} \right]^2 = 0,0037$$

$$Q_0 = 0,73 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$M = \frac{429}{\sqrt{30600}} = 2,45$$

$$m = 0,94$$

$$Q_{\text{corrigé}} = 0,73 \times 0,94 = 0,686 \text{ m}^3/\text{s}$$



Calcul de la pente du tronçon (9 - 10).

Cote du terrain		$\Delta$	$L_k$	$I_k$	$\sqrt{I_k}$	$\frac{L_k}{\sqrt{I_k}}$
Avant	Aval					
742,41	740,57	1,84	249	0,0074	0,086	2895,35
	739,68	0,89	114	0,0078	0,088	1295,45
	736,34	3,34	58	0,0576	0,240	241,67
	734,04	2,3	177	0,013	0,114	1552,63
		837	598			5985,10

$$I = \left[ \frac{598}{59851} \right]^2 = 0,00998 = 0,01 \text{ m.p.m}$$

Calcul de la pente du tronçon (10-SEP).

Cote du terrain		$\Delta$	$L_k$	$I_k$	$\sqrt{I_k}$	$\frac{L_k}{\sqrt{I_k}}$
Amont	Aval					
734,04	732,67	1,37	301	0,0045	0,067	4492,54
	731,44	1,23	102	0,012	0,109	935,78
	729,50	1,94	220	0,0088	0,094	2340,42
		4,54	623			7768,74

Bassin n° 10 :

$$A = 19,51 \text{ ha}$$

$$C = 0,4$$

$$T = 10 \text{ ans}$$

$$b = - 0,44$$

Cote du terrain		$\Delta$	$L_k$	$I_k$	$\sqrt{I_k}$	$\frac{L_k}{\sqrt{I_k}}$
Amont	Aval					
742,41						
	742,05	0,36	226	0,0016	0,40	5650,00
	741,82	0,23	196	0,0011	0,033	5939,39
	741,44	0,38	397	0,0009	0,030	13233,33
	740,92	0,52	130	0,004	0,063	2063,49
	741,36	0,44	140	0,003	0,055	2545,45
		4,93	1089			29431,66

$$I = \left[ \frac{1089}{29431,66} \right]^2 = 0,002 \text{ m.p.m}$$

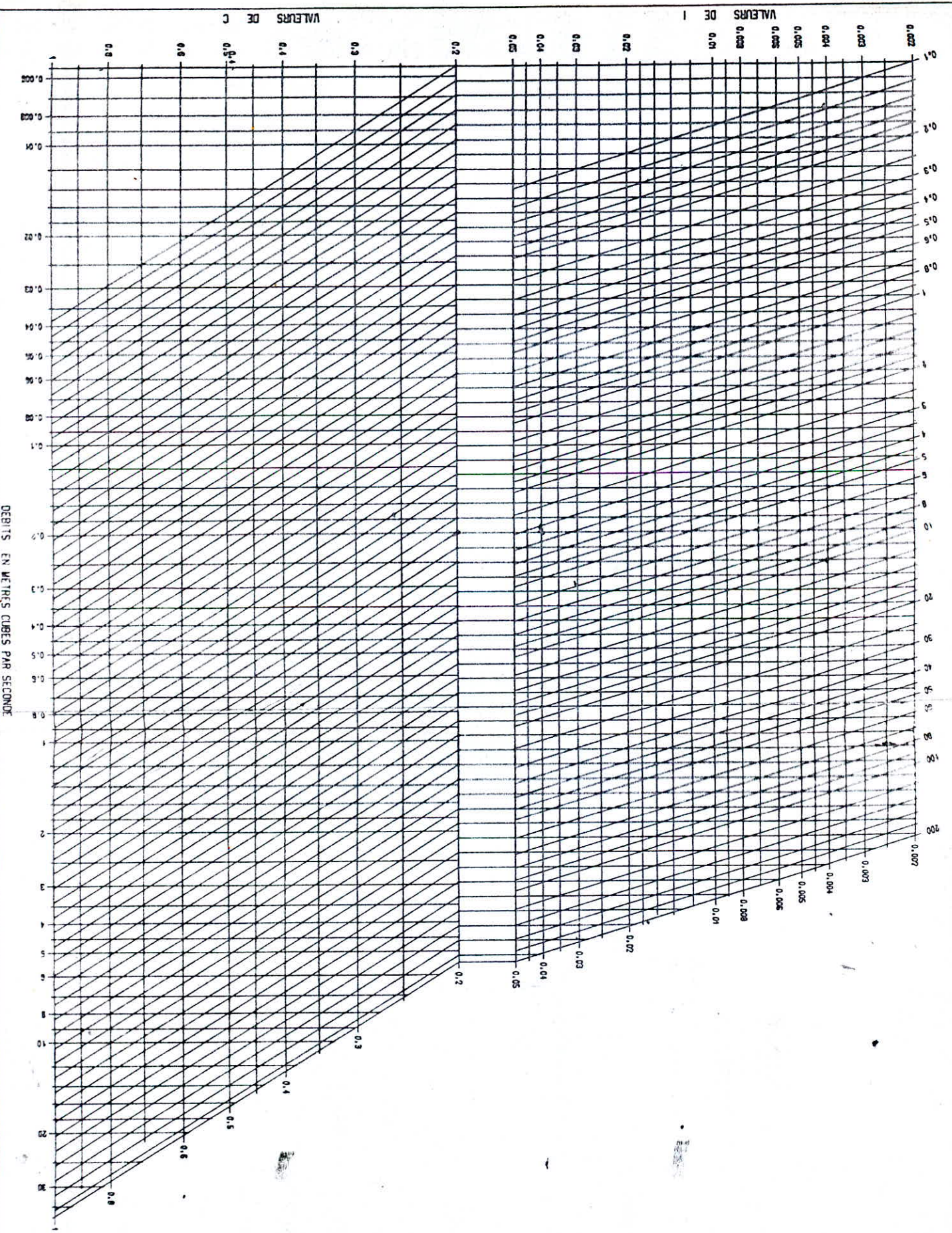
$$Q_0 = 2,34 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$M = \frac{1086}{\sqrt{195100}} = 2,46$$

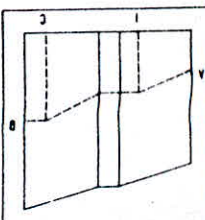
$$m = 0,94$$

$$Q_{\text{corrigé}} = 2,34 \times 0,94 = 2,2 \text{ m}^3/\text{s}$$

SURFACES A EN HECTARES



DEBITS EN METRES CUBES PAR SECONDE



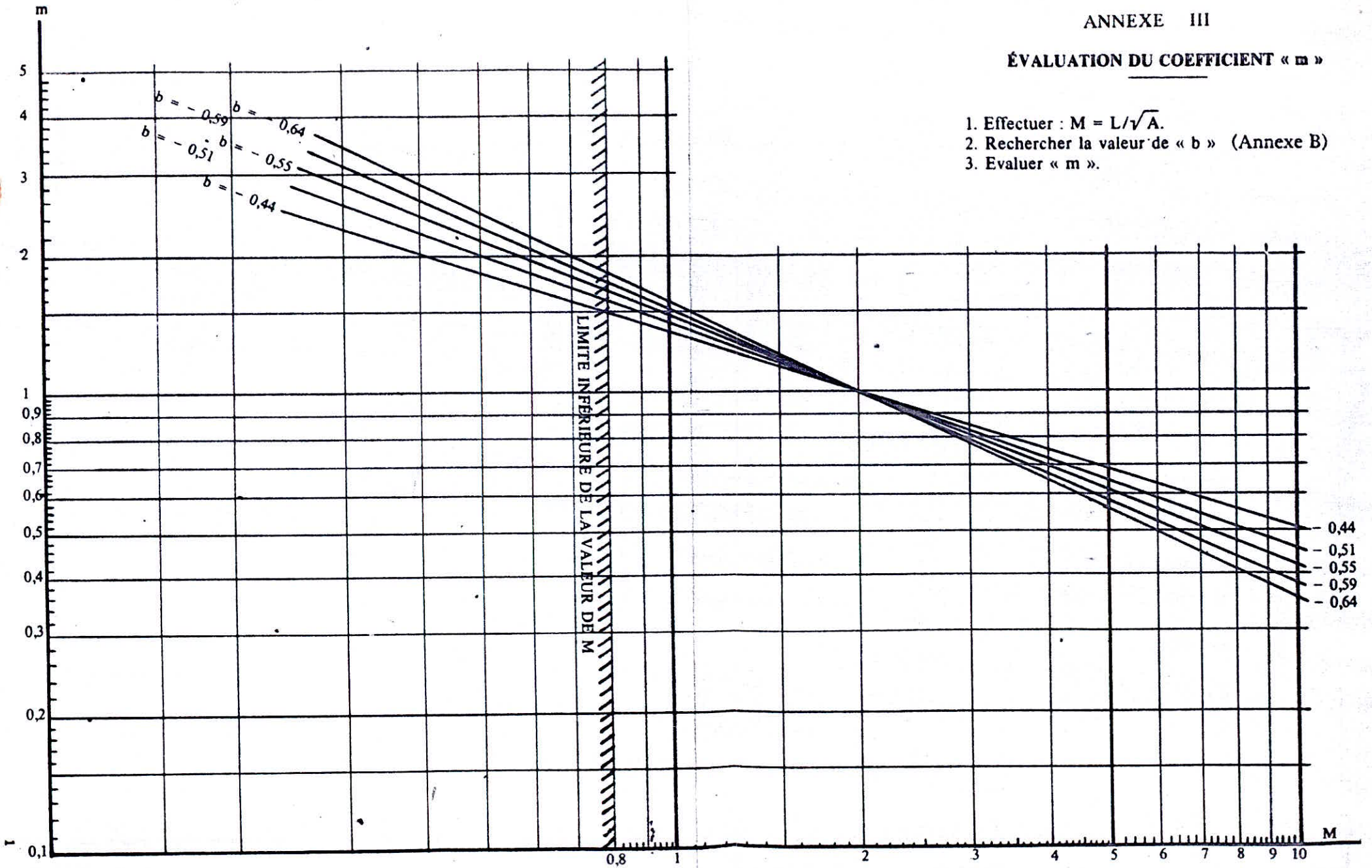
PERIODE DE RETOUR D'INSUFFISANCE 10 ANS

REGION 1

ANNEXE III

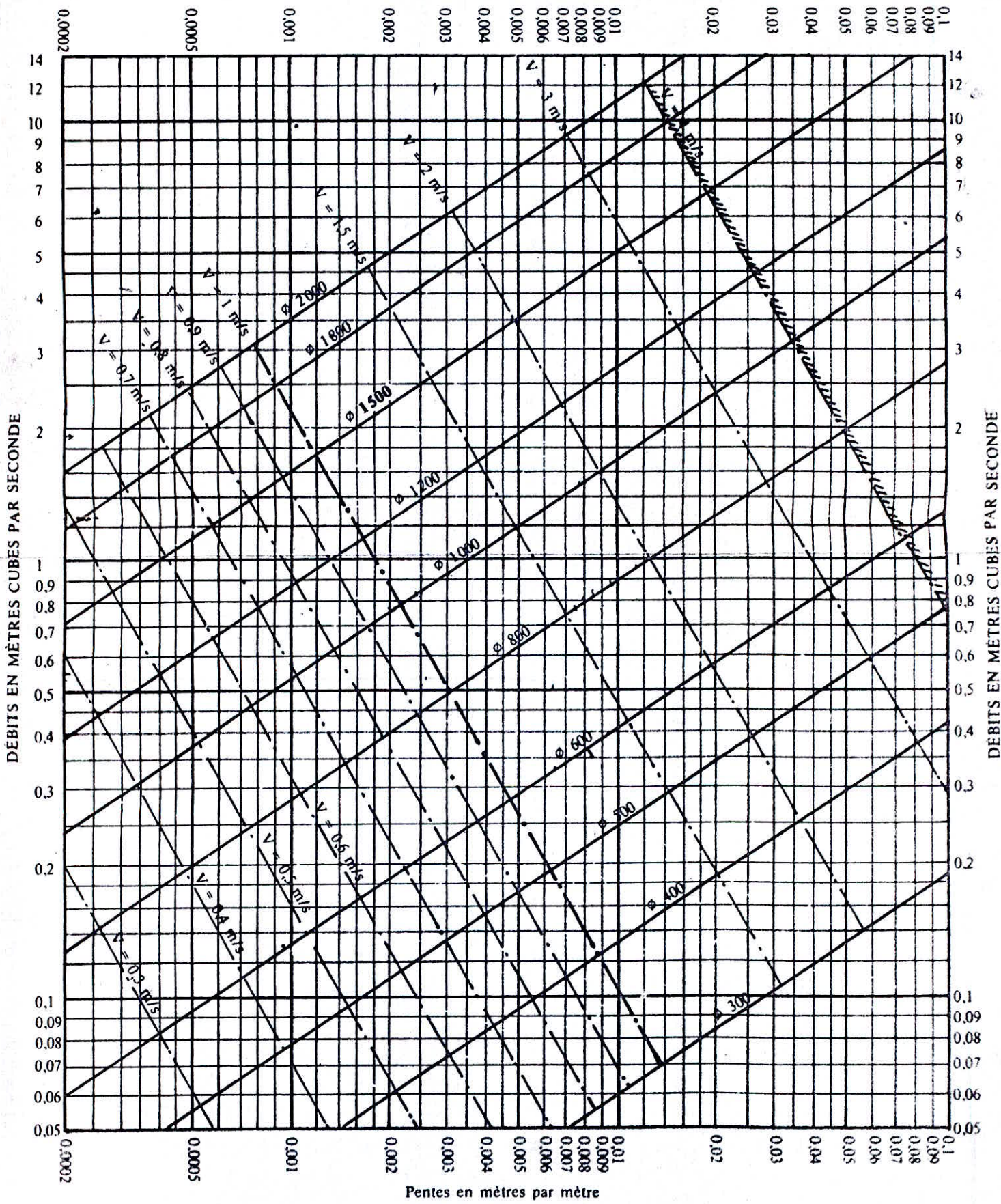
ÉVALUATION DU COEFFICIENT « m »

1. Effectuer :  $M = L/\sqrt{A}$ .
2. Rechercher la valeur de « b » (Annexe B)
3. Evaluer « m ».



ANNEXE VII

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF  
(Canalisations circulaires – Formule de Bazin)

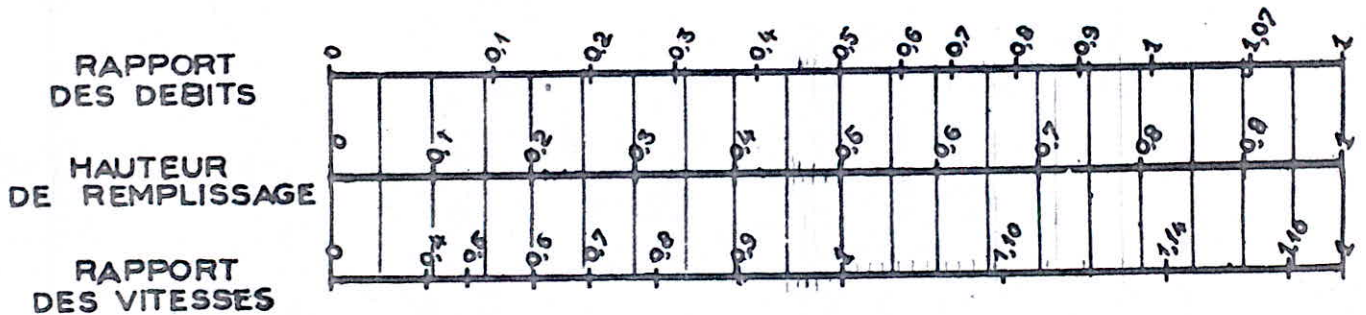


ANNEXE X

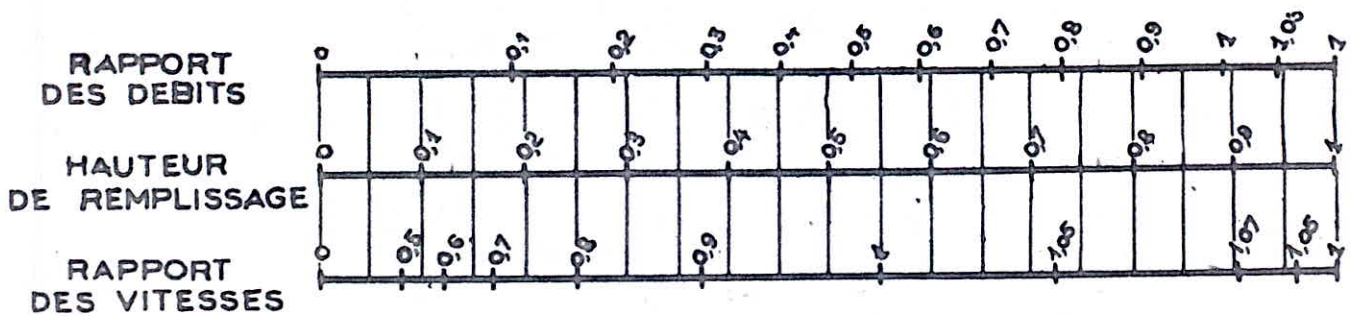
VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES  
EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE

(d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovoïdes normalisés



Exemple - Pour un ouvrage circulaire rempli aux 3/10, le débit est les 2/10 du débit à pleine section et la vitesse de l'eau est les 78/100 de la vitesse correspondant au débit à pleine section

Tableau Recapitulatif

Numero	A (ha)	C	I	Q brut [m <sup>3</sup> /s]	m	Q corrige [m <sup>3</sup> /s]
1	28,640	0,25	0.0026	0,95	1,32	1,06
2	9,125	0,50	0.0017	0,42	1,20	0,50
3	11,678	0.55	0.0270	2,03	1.03	2,09
4	3,530	0.63	0.0029	0.53	0.87	0.46
5	4,980	0.70	0.0159	1.19	0.90	1,07
6	5,000	0.75	0.0034	1.07	1.00	1.07
7	8,560	0.80	0.0054	2.00	0.89	1.78
8	4,300	0.80	0.0025	0.96	0.94	0.90
9	3,060	0.75	0.0037	0.73	0.94	0.686
10	19,51	0.40	0.002	2,34	0.94	2,20
$\Sigma =$	98,383					

// H A P I T R E V.

ASSEMBLAGE DES BASSINS :



V.1. Assemblage des bassins élémentaires :

On procède de la manière suivante :

$$B_1 \text{ à } 2 = B_1 + B_2 \quad (\text{Assemblage en série})$$

$$A_1 \text{ à } 2 = A_1 + A_2 = 28,64 + 9,125 = 37765 \text{ ha.}$$

$$C_1 \text{ à } 2 = \frac{(0,25 \times 28,64) + (0,5 \times 9,125)}{37,765} = 0,31$$

La valeur de I à prendre en compte est calculée suivant le parcours du plus fort débit, c'est à dire suivant l'assemblage en série (parcours 1 - 2) des valeurs "I" élémentaires.

$$\sum L_j = 600 + 396 = 996 \text{ m}$$

$$\sum \frac{L_j}{\sqrt{I_j}} = 11710,42 + 9995,45 = 21705,87$$

$$I_1 \text{ à } 2 = \left[ \frac{\sum L_j}{\sum \frac{L_j}{\sqrt{I_j}}} \right]^2 = \left[ \frac{996}{21705,87} \right]^2 = 0,0021$$

$$I_1 \text{ à } 2 \text{ brut} = 1,46 \text{ m}^3/\text{s} \quad (T = 5 \text{ ans}, \quad b = -0,51)$$

$$M_1 \text{ à } 2 = \frac{\sum L_j}{\sqrt{\sum A_j}} = \frac{996}{\sqrt{377650}} = 1,62$$

$$m = 1,15$$

$$Q_1 \text{ à } 2 \text{ corrigé} = 1,46 \times 1,15 = 1,679 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$(B_1 \text{ à } 2) + B_3 = B_1 \text{ à } 3 \quad (\text{Assemblage en série})$$

$$A_1 \text{ à } 3 = A_1 \text{ à } 2 + A_3 = 37,765 + 11,673 = 49,443 \text{ ha}$$

$$c_1 \text{ à } 3 = \frac{(0,31 \times 37,765) + (0,55 \times 11,678)}{49,443} = 0,37$$

$I_1 \text{ à } 3$  est calculé sur le parcours du plus fort débit (parcourt 1,2,3)

$$\sum L_j = 996 + 656 = 1652 \text{ m}$$

$$\frac{\sum L_j}{\sqrt{I_j}} = 21705,87 + 3983,73 = 25689,6$$

$$I_1 \text{ à } 2 = \left[ \frac{1652}{25689,6} \right]^2 = 0,0041$$

$$Q_1 \text{ à } 3 \text{ brut} = 2,62 \text{ m}^3/\text{s} \quad (T = 5 \text{ ans}, \quad b = -0,51)$$

$$M_1 \text{ à } 3 = \frac{\sum L_j}{\sqrt{\sum A_j}} = \frac{1652}{\sqrt{494430}} = 2,35$$

$$m_1 \text{ à } 3 = 0,91$$

$$Q_{\text{corrigé}} = 2,62 \times 0,91 = 2,38 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$B_1 \text{ à } 4 = B_1 \text{ à } 3 + B_4 \quad (\text{Assemblage en série})$$

$$A_1 \text{ à } 4 = A_1 \text{ à } 3 + A_4 = 49,443 + 3,53 = 52,973 \text{ ha}$$

$$C_1 \text{ à } 4 = \frac{(0,37 \times 49,443) + (0,63 \times 3,53)}{52,973} = 0,39$$

$I_1 \text{ à } 4$  est calculé sur le parcours du plus fort débit (parcours 1, 2, 3, 4).

$$\sum L_j = 1652 + 510 = 2162 \text{ m}$$

$$\frac{\sum L_j}{\sqrt{I_j}} = 25689,6 + 9398,03 = 35087,63$$

$$I_1 \text{ à } 4 = \left[ \frac{\sum L_j}{\frac{\sum L_j}{\sqrt{I_j}}} \right]^2 = \left[ \frac{2162}{3508763} \right]^2 = 0,0038$$

$$Q_1 \text{ à } 4 \text{ brut} = 2,89 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$M_1 \text{ à } 4 = \frac{2162}{\sqrt{529730}} = 2,97$$

$$m_1 \text{ à } 4 = 0,84$$

$$Q_{\text{corrigé}} = 2,89 \times 0,84 = 2,43 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$B_1 \text{ à } 5 = B_1 \text{ à } 4 + B_5 \quad (\text{Assemblage en série})$$

$$A_1 \text{ à } 5 = A_1 \text{ à } 4 + A_5 = 52,973 + 4,98 = 57,953 \text{ ha}$$

$$C_1 \text{ à } 5 = \frac{(0,39 \times 52,973) + (0,7 \times 4,98)}{57,953} = 0,42$$

$I_1 \text{ à } 5$  est calculé sur le parcours du plus fort débit (parcours 1, 2, 3, 4, 5).

$$\sum L_j = 2162 + 550 = 2712 \text{ m}$$

$$\frac{\sum L_j}{\sqrt{T_j}} = 35087,63 + 4354,16 = 39441,79$$

$$I_{1 \text{ à } 5} = \left[ \frac{2712}{39441,79} \right]^2 = 0,0047$$

$$Q_{1 \text{ à } 5} \text{ brut} = 3,57 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$M_{1 \text{ à } 5} = \frac{2712}{\sqrt{579530}} = 3,56$$

$$m_{1 \text{ à } 5} = 0,73$$

$$Q_{\text{corrigé}} = 3,57 \times 0,73 = 2,6 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$B_{1 \text{ à } 6} = B_{1 \text{ à } 5} + B_6 \quad (\text{Assemblage en série})$$

$$A_{1 \text{ à } 6} = A_{1 \text{ à } 5} + A_6 = 57,953 + 5,0 = 62,953 \text{ ha}$$

$$C_{1 \text{ à } 6} = \frac{(57,953 \times 0,42) + (0,7 \times 5)}{62,953} = 0,446$$

$I_{1 \text{ à } 6}$  est calculé sur le parcours du plus fort débit (parcours 1, 2, 3, 4, 5, 6).

$$\sum L_j = 2712 + 451 = 3163 \text{ m}$$

$$\frac{\sum L_j}{\sqrt{I_j}} = 39441,79 + 7771,54 = 47213,33$$

$$I_1 \text{ à } 6 = \left[ \frac{\sum L_j}{\sum \sqrt{I_j}} \right]^2 = \left[ \frac{3163}{47213,33} \right]^2 = 4,49 \cdot 10^{-3} = 0,0045$$

$$Q_1 \text{ à } 6 \text{ brut} = 5,18 \text{ m}^3/\text{s} \quad (T = 10 \text{ ans}, \quad b = -0,44)$$

$$M_1 \text{ à } 6 = \frac{3163}{\sqrt{629530}} = 3,986$$

$$m = 0,72$$

$$Q_{\text{corrigé}} = 5,18 \times 0,72 = 3,73 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$B_1 \text{ à } 7 = B_1 \text{ à } 6 + B_7 \quad (\text{Assemblage en série})$$

$$A_1 \text{ à } 7 = A_1 \text{ à } 6 + A_7 = 62,953 + 8,56 = 71,513 \text{ ha}$$

$$C_1 \text{ à } 7 = \frac{(0,446 \times 62,953) + (0,8 \times 8,56)}{71,513} = 0,488$$

$I_1 \text{ à } 7$  est calculé sur le parcours du plus fort débit (parcours 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7).

$$\sum L_j = 3163 + 794 = 3957 \text{ m}$$

$$\frac{\sum L_j}{\sqrt{I_j}} = 47213,33 + 10761,17 = 57974,5$$

$$I_1 \text{ à } 7 = \left[ \frac{3957}{57974,5} \right]^2 = 0,0046 \text{ m.p.m}$$

$$Q_1 \text{ à } 7 \text{ brut} = 6,41 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$(T = 10 \text{ ans, } b = -0,44)$$

$$M_1 \text{ à } 7 = \frac{3957}{\sqrt{715130}} = 4,68$$

$$m_1 \text{ à } 7 = 0,71$$

$$Q_{\text{corrigé}} = 6,41 \times 0,71 = 4,55 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$B_8 \text{ à } 9 = B_8 + B_9 \quad (\text{Assemblage en série})$$

$$A_8 \text{ à } 9 = A_8 + A_9 = 4,30 + 3,06 = 7,36 \text{ ha}$$

$$C_8 \text{ à } 9 = \frac{(0,8 \times 4,30) + (0,75 \times 3,06)}{7,36} = 0,77$$

$I_8 \text{ à } 9$  est calculé sur le parcours du plus petit débit (8 - 9).

$$\sum L_j = 511 + 429 = 940 \text{ m}$$

$$\frac{\sum L_j}{\sqrt{I_j}} = 13457,8 + 7054,52 = 20512,32$$

$$I_8 \text{ à } 9 = \left[ \frac{940}{20512,32} \right]^2 = 0,0021 \text{ m.p.m}$$

$$Q_8 \text{ à } 9 \text{ brut} = 1,38 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$M_8 \text{ à } 9 = \frac{940}{\sqrt{73600}} = 3,46$$

$$m_8 \text{ à } 9 = 0,8$$

$$Q_{\text{corrigé}} = 1,38 \times 0,8 = 1,104 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$B_8 \text{ à } 9 + B_{10} = B_8 \text{ à } 10 \quad (\text{Assemblage en parallèle})$$

$$A_8 \text{ à } 10 = A_8 \text{ à } 9 + A_{10} = 7,36 + 19,51 = 26,87 \text{ ha}$$

$$C_8 \text{ à } 10 = \frac{(0,77 \times 7,36) + (0,40 \times 19,51)}{26,87} = 0,5$$

Calcul de  $I_8 \text{ à } 10$  en fonction des débits corrigés.

$$I_8 \text{ à } 10 = \frac{(0,0021 \times 1,104) + (0,002 \times 2,2)}{1,104 + 2,2} = 0,002$$

$$M_8 \text{ à } 10 = \frac{940}{\sqrt{268700}} = 1,81$$

$$Q_8 \text{ à } 10 \text{ brut} = 2,45 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$m_8 \text{ à } 10 = 1,02$$

$$Q_{\text{corrigé}} = 2,45 \times 1,02 = 2,491 = 2,5 \text{ m}^3/\text{s}.$$



// CHAPITRE VI.

DIMENSIONNEMENT DES COLLECTEURS :

VI.1. Calcul du réseau d'évacuation des eaux pluviales :

Notation :

$Q_{av}$  = débit calculé à l'aval du tronçon considéré

$Q_{am}$  = débit calculé à l'amont du tronçon considéré

$Q_o$  = débit pris en compte au titre du calcul

$i$  = pente motrice ou pente piézométrique

$I$  = pente de canalisation à mettre en oeuvre

$Q_{ps}$  = débit

$V_{ps}$  = vitesse

$H_{ps}$  = hauteur

à pleine section

$r_q$  = rapport des débits :  $Q_o/Q_{ps}$

$r_v$  = rapport des vitesses :  $V_o/V_{ps}$

$r_h$  = rapport des hauteurs :  $H_o/H_{ps}$

Contraintes :

Couverture minimale au dessus de la génératrice supérieure de la canalisation :  $h_1 = 1,00 + e(*)$ .

(\*) (Afin de ménager une certaine sécurité, on a adopté sur l'ensemble du réseau :  $e = 0,12$  (valeur voisine de l'épaisseur d'un tuyau (120 mm))

- profondeur minimale pour assurer la desserte des propriétés rivéraines :  $h_2 = 2,00$  m;

- substratum du banc rocheux (en moyenne) :  $h_3 = 2,5$  m;

- pente minimale de la canalisation :  $I = 0,0020$  m/m;

- vitesse d'autocurage à réaliser pour  $Q_{ps}/10$   
 $V = 0,60$  m/s.

Nota :

La largeur des voies urbaines impose des contraintes particulières quant à la largeur des tranchées.

VI.2. Diamètre et profil en long :

S'il est logique de présenter les résultats des calculs de l'amont vers l'aval; il peut parfois être expédient d'effectuer ces calculs de l'aval vers l'amont. C'est ainsi que AB est le recouvrement minimal imposé, la cote M du radier de la canalisation doit être déterminée en fonction du diamètre de la canalisation aval.

Tronçon DO<sub>2</sub> - DO<sub>1</sub> :

Les caractéristiques des tronçons sont fournies par le tableau récapitulatif ( ).

Dans le cas présent  $Q_{1-4} = 1,215 \text{ m}^3/\text{s}$  et  $I_{1-4} = 0,0038$ , il sera fait emploi d'une canalisation de 1000 mm de diamètre (Annexe VII).

Adoptant DO<sub>1</sub> le recouvrement minimal de 1,00 m la cote du rocher sera :

$$750,99 - (1,00 + 1,00) = 748,99 \text{ m}$$

La cote du radier DO<sub>2</sub> sera de :

$$748,99 - (510 \times 0,0045) = 746,69 \text{ m}$$

Tronçon DO<sub>1</sub> - A :

$$Q_{1-3} = 1,190 \text{ m}^3/\text{s} \quad I_{1-3} = 0,0041 \text{ m.p.m}$$

On adoptera en A; pour la cote du radier.

$$757,34 - 2,00 = 755,34 \text{ m.}$$

Tronçon A - 1 :

$$Q_{1-2} = 0,835 \text{ m}^3/\text{s} \quad I_{1-2} = 0,0021$$

nécessitant un diamètre 800.

On adoptera en 1, pour la cote du radier; la cote :

$$769,75 - 2,00 = 767,75 \text{ m.}$$

Tronçon amont (1) :

$$Q_1 = 0,53 \quad I_1 = 0,0026$$

nécessitant un diamètre 600.

On adoptera au début de la conduite, pour la cote du radier; la cote :

$$771,40 - 2,00 = 769,40 \text{ m}$$

Tronçon 6 - 7 :

1<sup>er</sup> tronçon 7 - B :

$$Q_{1-7} = 2,275 \text{ m}^3/\text{s} \quad I = 0,0046 \text{ m.p.m}$$

nécessitant un diamètre 1200.

On adoptera au point (B) la cote du radier :

$$743,83 - 2,00 = 741,83 \text{ m}$$

la cote du radier au point (7) :

$$741,83 - (0,0046 \times 402) = 739,98 \text{ m}$$

Tronçon 6 - B :

$$Q_{1-7} = 2,275 \text{ m}^3/\text{s} \quad I_{1-7} = 0,0046 \text{ m.p.m}$$

nécessitant un diamètre 1100 mm.

On adoptera au point (6) la cote du radier :

$$746,80 - 2,00 = 744,80 \text{ m.}$$

Tronçon 5 - 6 :

$$Q_{1-6} = 1,865 \text{ m}^3/\text{s} \quad I_{1-6} = 0,0045 \text{ m.p.m}$$

nécessitant un diamètre 1000 mm.

On adoptera au point (5) la cote du radier :

$$748,07 - 2,00 = 746,07 \text{ m.}$$

Tronçon 2 - 5 :

$$Q_{1-5} = 1,3 \text{ m}^3/\text{s} \quad I_{1-5} = 0,0047 \text{ m.p.m}$$

nécessitant un diamètre 900 mm.

On adoptera au point (2) la cote du radier;

$$758,45 - 2,00 = 756,45 \text{ m.}$$

Tronçon 8 - 9 :

$$Q_{8-9} = 0,552 \text{ m}^3/\text{s} \quad I_{8-9} = 0,0021$$

nécessitant un diamètre 800.

On adoptera une cote du radier au point (8) :

$$744,29 - 2,00 = 742,29 \text{ m.}$$

La cote du radier au point (9) est de :

$$742,29 - (0,0021 \times 429) = 741,39 \text{ m.}$$

Tronçon amont au point 8 :

$$Q_8 = 0,45 \text{ m}^3/\text{s} \quad I_8 = 0,0025 \text{ m.p.m}$$

nécessitant un diamètre 600 mm.

On adoptera une cote du radier au début de la conduite :

$$745,48 - 2,00 = 743,48 \text{ m.}$$

Tronçon (9) - DO<sub>4</sub> :

$$Q_{9-10} = 1,245 \text{ m}^3/\text{s} \quad I_{9-10} = 0,002 \text{ m.p.m}$$

1°- Tronçon E - DO<sub>4</sub> :

Nécessitant un diamètre 800 mm.

On adoptera au (E), la cote du radier :

$$741,44 - 2,00 = 739,44 \text{ m.}$$

La cote du radier au voisinage du DO<sub>4</sub> :

$$739,44 - (0,002 \times 270) = 738,9 \text{ m.}$$

Etude des Conditions de fonctionnement du Réseau les quelles sont  
representees dans le tableau suivant :

TRONCONS	$\phi$ (mm)	Q (m <sup>3</sup> /s)	P <sub>im</sub> (li) (m/m)	P Lion Section		r <sub>Q</sub>	r <sub>H</sub>	r <sub>V</sub>	H (m)	V (m/s)	V (% Q <sub>P</sub> )	Observations
				Q <sub>P</sub> (m <sup>3</sup> /s)								
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1-0	600	0,53	0,0026	0,65	1,20	0,81	0,68	1,11	408	1,32	0,72	Vitesse d'auto- curag vérifiée
1-A	800	0,835	0,0021	1,27	1,38	0,66	0,59	1,06	472	1,39	1,13	"
2-3 <sub>1</sub>	1000	1,190	0,0041	1,89	1,75	0,86	0,71	1,11	710	1,34	1,05	"
2-3 <sub>2</sub>	1000	1,215	0,0038	1,58	1,78	0,77	0,66	1,09	660	1,94	1,07	"
2-5	800	1,300	0,0047	1,45	1,57	0,90	0,75	1,12	600	1,76	0,94	"
5-6	1000	1,865	0,0045	1,95	1,61	0,96	0,78	1,13	780	1,82	0,97	"
6-8	1100	2,155	0,0046	2,27	1,73	0,95	0,78	1,13	847	1,95	1,04	"
8-7	1200	2,275	0,0046	2,38	1,77	0,96	0,77	1,13	936	2,00	1,06	"
Amont 8	600	0,450	0,0025	0,95	1,32	0,47	0,48	0,57	288	1,28	0,79	"
8-9	800	0,552	0,0021	1,21	1,79	0,46	0,47	0,98	376	1,75	1,07	"

N° DU BASSIN	Surfaces (ha)	Population hab	Densité hab/ha	Dotation l/j/hab	Débits de Consommation [m <sup>3</sup> /j]	Débits de Pointe Q x 1,3 x 2,0	Débits de'eau Usés	
							m <sup>3</sup> /j	l/s
1	16.66	2432	146	200	426,4	4407,6	886,08	10,25
2	3.24	376	116	200	75,2	195,52	156,42	1,81
3	a 2,74	200			270	702	564,6	6,5
	b 10	1150	115	200				
4	a 1.66	190	115	200	78	202,8	162,24	1,88
	b 4.87	200	107	200				
5	4.98	846	170	200	169,2	439,92	354,94	4,07
6	5.00	850	170	200	170	442	353,6	4,09
7	8.56	1541	180	200	308,2	801,38	641,06	7,42
8	4,30	834	194	200	166,8	433,68	346,94	4,015
9	3,06	361	118	200	72,2	187,72	150,18	1,74
10	3,87	456	118	200	91,2	237,12	189,70	2,19
	15,64	1346	86	200	269,2	699,92	559,94	6,48



VI.4. Sommation des débits pluviaux et usées véhiculées  
par votre système unitaire :

Collecteur principal.

Tronçons	$Q_p \text{ m}^3/\text{s}$	$Q_u \text{ [ m}^3/\text{s]}$	$Q_p + Q_u \text{ m}^3/\text{s}$
B <sub>1</sub>	1,06	0,01	01,070
B <sub>2</sub>	0,5	0,002	0,502
B <sub>3</sub>	2,09	0,006	2,096
B <sub>4</sub>	0,46	0,002	0,464
B <sub>5</sub>	1,07	0,004	1,074
B <sub>6</sub>	1,07	0,004	1,074
B <sub>7</sub>	1,78	0,007	1,787
B <sub>8</sub>	0,90	0,004	0,904
B <sub>9</sub>	0,686	0,002	0,688
B <sub>10</sub>	2,20	0,009	2,209

\* Calcul des eaux pluviales dans les collecteurs secondaires.

Après avoir effectués les calculs on dressé le tableau suivant qui nous donne le débit des eaux pluviales, véhiculées par les collecteurs secondaires, qui déversent dans le collecteur primaire

Tronçons	Surfaces	C	I	Q m <sup>3</sup> /s	Ø [mm]	Période de Reten <sup>n</sup> (?)
1-13-0	23,20	0,25	0.0024	0.394	600	5 ans
1-12-0	22,00	0,57	0.0040	1,110	800	"
1-11-0	20,09	0,70	0.0031	1,244	900	"
1-10-0	3,93	0,70	0.0030	0.370	600	"
1-9-4	15,00	0,75	0.0025	1,011	800	"
1-9-0		"	"	"	"	"
1-9-3		"	"	"	"	"
1-9-2	20,07	0,83	0.0023	1,487	800	"
1-9-1	74,17	0,85	0.0040	1,251	900	"
1-8-0	15,12	0,85	0.0033	1,259	900	"
1-7-0	3,33	0,85	0.0045	0.370	600	10 ans
1-6-0	2,12	0,90	0.0021	0.295	500	"
1-5-0	14,17	0,90	0.0031	1,547	800	"
1-4-0	9,63	0,90	0.0022	1,045	800	"
1-3-0	4,32	0,90	0.0034	0.588	600	"
1-2-0	6,98	0,90	0.0036	0,853	800	"
1-1-0	5,06	0,90	0.0047	0.695	700	"
2-3-0	2,36	0,90	0.0041	0.364	500	"
2-2-0	10,33	0,90	0.0038	1,185	900	"
2-1-0	5,88	0,90	0.0040	0.759	800	"
3-1-0	6,30	0,80	0.0050	0.739	800	"

N° B Bassins	Surface [ha]	POP [ha]	Densité [hab] [ha]	Dotation [L/j/hab]	Débit consommé Q [L/s]	Débit de point Q-13-2,0 [L/s]	Débit des eaux usées	
							[L/s]	[m³/j]
7.13-0 S <sub>1</sub>	23,20	26,92	116	200	6,237	16,20	12,96	0,0129
1-12-0 S <sub>1</sub> S <sub>2</sub> S <sub>3</sub> S <sub>4</sub> S <sub>5</sub>	2,76 6,56 2,93 — 4,75	901 754 241 200 547	116 115 82 — 115	200	6,118	15,910	12,73	0,0127
4-11-0 S <sub>1</sub> S <sub>2</sub> S <sub>3</sub> S <sub>4</sub> S <sub>1-10-6</sub>	1,43 3,46 2,34 12,865 2,43	164 284 269 1376 322	115 82 415 107 107	200 200	4,845 1,243	12,590 3,232	10,08 2,58	0,01 0,002
1-9-4 S <sub>1</sub> 1-9-0 S <sub>2</sub> 1-9-3 S <sub>3</sub> S <sub>4</sub> S <sub>5</sub>	10,16 4,84 5,95 3,36 5,61	1168 397 636 380 954	115 82 107 113 170	200	8,183	21,270	17,02	0,017
1-9-2 S <sub>1</sub> S <sub>2</sub>	1,39 8,58 10,13	160 969 829	115 113 82	200	4,530	11,780	9,42	0,009

N° B	surface [ha]	POP [ha]	Densité [hab] [ha]	Dotations [L/j/hab]	Débit consomé Q [L/s]	Débit de point Q <sub>1,3,2,0</sub> [L/s]	Débit des eaux usées	
							[L/s]	[m <sup>3</sup> /j]
S <sub>1</sub>	1,27	146	115					
S <sub>2</sub>	1,58	130	82		3,521	9,154	7,32	0,007
S <sub>3</sub>	3,49	307	88					
S <sub>4</sub>	6,88	777	113	200				
S <sub>5</sub>	0,95	161	170					
S <sub>1</sub>	8,8	774	88					
S <sub>2</sub>	2,39	270	113		3,53	9,178	7,34	0,007
S <sub>3</sub>	2,683	268	100	200				
S <sub>4</sub>	1,25	213	170					
S <sub>1</sub>	1,93	193	100		0,998	2,595	2,07	0,002
S <sub>2</sub>	1,40	238	170	200				
S <sub>1</sub>	2,12	360	170	200	0,833	2,165	1,73	0,001
S <sub>1</sub>	5,61	494	88					
S <sub>2</sub>	7,32	732	100		3,354	8,720	6,976	0,007
S <sub>3</sub>	1,24	223	180	200				

Moufons	No Bassin	Surface [ha]	Population [hab]	Densité [hab] [ha]	Dotation [l/hab]	Debit consomme Q [L/s]	Debit de point Q <sub>x1,3x2,0</sub> [l/s]	Debit des eaux usées	
								[l/s]	[m <sup>3</sup> /s]
1-4-0	S <sub>1</sub>	4,34	382	88	200	2,465	6,409	5,127	0,005
	S <sub>2</sub>	3,36	336	100					
	S <sub>3</sub>	4,96	347	180					
3-3-0	S <sub>1</sub>	1,86	186	100	200	1,456	3,786	3,028	0,003
	S <sub>2</sub>	2,46	443	180					
2-2-0	S <sub>1</sub>	0,77	131	170	200	3,065	7,969	6,375	0,006
	S <sub>2</sub>	5,38	1044	194					
	S <sub>3</sub>	0,83	149	180					
7-7-0	S <sub>1</sub>	4,41	6,99	170	200	2,044	5,314	4,251	0,004
	S <sub>2</sub>	0,95	184	194					
3-3-0	S	2,36	458	194	200	1,060	2,756	2,204	0,002
5-2-0	S <sub>1</sub>	6,86	1166	170	200	4,257	11,068	8,854	0,009
	S <sub>2</sub>	3,17	615	194					
	S <sub>3</sub>	0,30	58	194					
2-1-0	S <sub>1</sub>	1,98	336	170	200	4,843	4,792	3,833	0,003
	S <sub>2</sub>	3,90	460	118					
3-1-0	S <sub>1</sub>	3,35	395	118	200	1,502	3,905	3,124	0,003
	S <sub>2</sub>	2,95	254	86					

\* Somme des débits pluviaux et des eaux Usées  
Vehicules par notre système unitaire.

-  $Q_u$  = débit des eaux Usées  
-  $Q_p$  = débit des eaux pluviales

Tronçons secondaires.

Tronçons	$Q_p$ [ $m^3/s$ ]	$Q_u$ [ $m^3/s$ ]	$Q_p + Q_u$ [ $m^3/s$ ]	Débit Vehicule [ $m^3/s$ ]
1-13-0	0,394	0,0129	0,407	0,407
1-12-0	1,119	0,0127	1,1317	1,1317
1-11-0	1,244	0,0100	1,254	1,254
1-10-0	0,370	0,002	0,372	0,372
1-9-4	1,011	0,017	1,028	3,776
1-9-0	1,011	0,017	1,028	3,776
1-9-3	1,011	0,017	1,028	3,776
1-9-2	1,481	0,009	1,490	3,776
1-9-1	1,251	0,007	1,258	3,776
1-8-0	1,259	0,007	1,266	1,266
1-7-0	0,370	0,002	0,372	0,372
1-6-0	0,295	0,001	0,296	0,296
1-5-0	1,547	0,007	1,554	1,554
1-4-0	1,045	0,005	1,050	1,050
1-3-0	0,588	0,093	0,591	0,591
1-2-0	0,853	0,006	0,859	0,859
1-1-0	0,695	0,004	0,699	0,699
2-3-0	0,364	0,002	0,366	0,366
2-2-0	1,195	0,009	1,194	1,194
2-1-0	0,759	0,003	0,762	0,762
3-1-0	0,739	0,003	0,742	0,742

Collecteur Primaire	Débit véhicule m <sup>3</sup> /s	Q: (l/s)	Débit résidu Après divergence m <sup>3</sup> /s	Diamètre ( $\phi$ ) (mm)
Jusqu'au tronçon 1-13-0	1,070	1070	—	1000
1-13-0 → 1-12-0	3,071	3071	—	1100
1-12-0 → D01	4,202	4202	44	—
D01 → 1-11-0	0,684	684	—	1000
1-11-0 → D02	1,938	1938	56	—
SR <sub>1</sub> → 1-10-0	0,056	56	—	250
1-10-0 → 1-9-0	1,502	1502	—	1000
1-9-0 - 1-8-0 - 1-7-0	7,618	7618	—	1100
1-7-0 → 1-6-0	7,990	7990	—	1200
1-6-0 → D03	8,286	8286	53	1200
SR <sub>2</sub> → 1-5-0	0,265	265	—	350
1-5-0 → 1-4-0	3,606	3606	—	1000
1-4-0 - 1-3-0 - 1-2-0	4,197	4197	—	1300
1-2-0 → 1-1-0	5,056	5056	—	1300
Jusqu'au tronçon 2-3-0	0,904	904	—	800
2-3-0 → 2-2-0	1,270	1270	—	1000
2-2-0 → 2-1-0	3,152	3152	—	1100
2-1-0 vers le point 9	3,914	3914	—	1100
Point 9 jusqu'au tronçon 3-1-0	2,209	2209	—	1100
3-1-0 → D04	2,951	2951	12	1200
SR <sub>3</sub> → Point 9	0,060	60	—	150
Point 9 → Point 10	3,974	3974	—	1300
Point 10 → D05	9,030	9030	52	1400
D05 → S.E.	0,260	260	—	500

VI.5. Critères techniques de constructions et d'exploitation  
du réseau de canalisation :

VI.5.1. Position en profondeur des canalisation :

Lors de la pose de canalisation, des profondeurs minimas sont à respecter; celle-ci sont déterminées selon les points de vue suivants :

a.- Les canalisations sont à disposer suffisamment bas pour franchir par en dessous sans difficultés, les autres canalisations disposées dans les rues (eau potable, gaz, électricité ...), sans que des déplacements ou modifications de profondeurs des susdites canalisations soient nécessaires.

b.- Influence de la température; cette considération ne joue aucun rôle vu les conditions climatiques de la région (pas de gel).

c.- Un autre point doit être pris en considération : la profondeur des caves des maisons voisinantes; dans l'état actuel des choses, on ne peut rien avancer sur ce point, car la construction des maisons est faite selon les règles traditionnelle de la région.

VI.5.2. Vitesse d'écoulement admissible :

Dans la mesure du possible, la pente d'une canalisation sera établi parallèlement à celle de la rue. Une pente minimale doit être respectée afin d'empêcher, la formation de dépôts dans le réseau de canalisation grâce à une suffisante vitesse d'écoulement :

$$V_{\min} \geq 0,5 \text{ m/s}$$

Par suite de l'érosion du radier des canalisations par les matériaux charries, des vitesses d'écoulement variables ne doivent pas être dépassées.

$$V_{\max} = 2,0 \text{ m/s} \quad (\text{voir } 3,0 \text{ m/s}).$$



### VI.5.3. Choix du matériau de canalisation :

Les matériaux de constructions des installations d'eaux usées doivent être de telle nature qu'ils peuvent résister aux attaques mécaniques et chimiques.

Les attaques mécaniques résultent essentiellement du charriage par les eaux usées de sables, graviers... d'où risque d'érosion du radier.

### VI.5.4. Parcours du tracé :

Le collecteur primaire est placé dans des routes qui limitent au Nord de la ville de Messaad c'est à dire le long de la périphérie. Le réseau d'égout intérieur (collecteurs secondaires) déversent leurs débits dans le collecteur primaire.

### VI.5.5. Forme du profil :

Les dimensions du réseau d'égout à 1,30 m; l'emploi de profils circulaires est proposé, profils qui peuvent être fabriqués en Algérie.

Des anneaux roulants (de caoutchouc) seront utilisés particulièrement pour assurer l'étanchéité des joints des tuyaux préfabriqués. Ces dits anneaux sont d'un montage facile et garantissent une bonne étanchéité.

// H A P I T R E VII.

CHOIX DE POMPES :

### VII.1. Pompes :

Les pompes pour relèvement des eaux d'égout doivent toujours être alimentées en charge pour éviter les désamorçages.

#### a.- Pompes centrifuges :

L'utilisation des pompes centrifuges pour le relèvement des eaux d'égout doit tenir compte des suggestions imposées : risque d'obturation, encrassement et usure rapide.

Des palliatifs sont apportés par des mesures telles que suppression des ailettes de diffuseur, roues sans flasques, turbines à effet vortex, ou turbine à canal unique, bagues d'étanchéité à rattrapage de jeu ou amovibles, arbres sans parties saillantes entourés par des chemises fixes, etc... Par ailleurs, il a été ménagé des dispositifs d'intervention commodes accès aisé aux roues, possibilités de démontage sans toucher aux canalisations d'aspiration et de refoulement, joints mécaniques entre partie hydraulique et partie moteur.

Ces pompes ainsi aménagées peuvent relever des eaux chargées de corps étrangers dont le diamètre est fonction de la section d'aspiration. Elles demandent à être protégées par des grilles dont l'écartement des barreaux est déterminée par la section de passage de la turbine donc, en définitive, du débit.

Il existe deux systèmes d'installation :

Dans un premier système, le plus répandu actuellement, il est mis en place des pompes submersibles installés dans la bache même d'aspiration.

Comme c'est mentionné dans les figures (a) et (b).

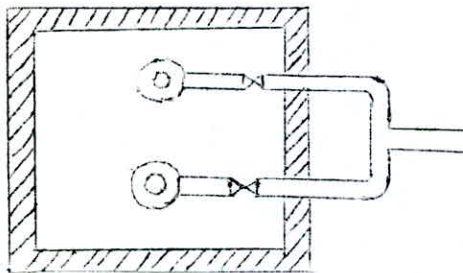
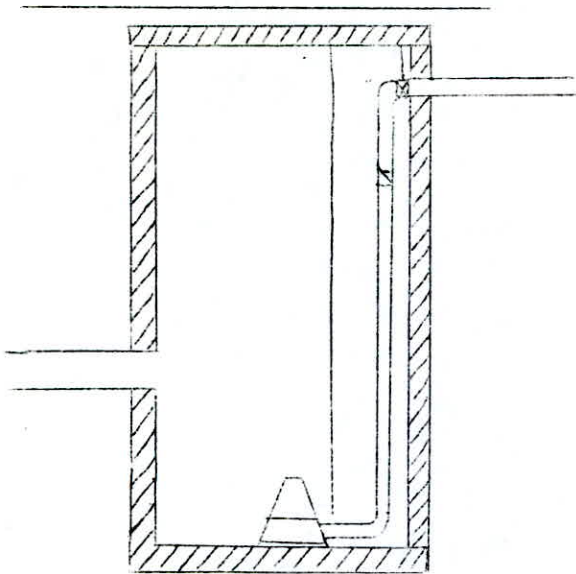


Figure (a)

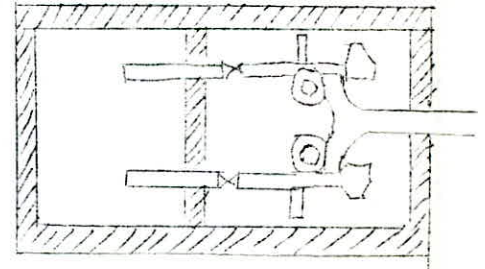
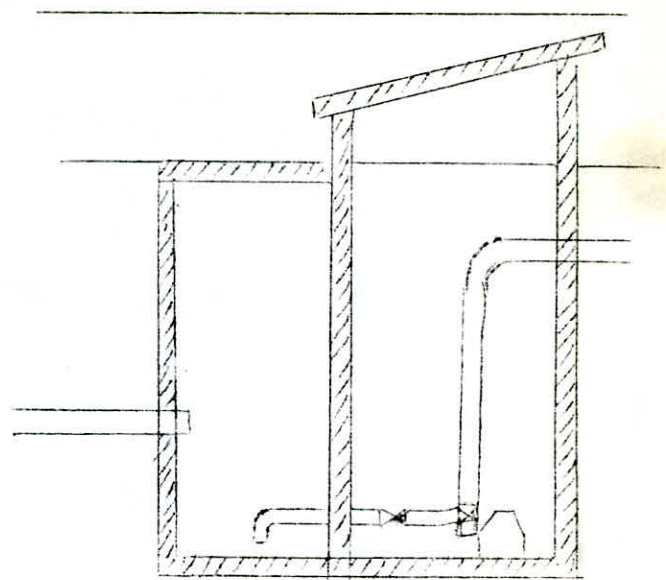


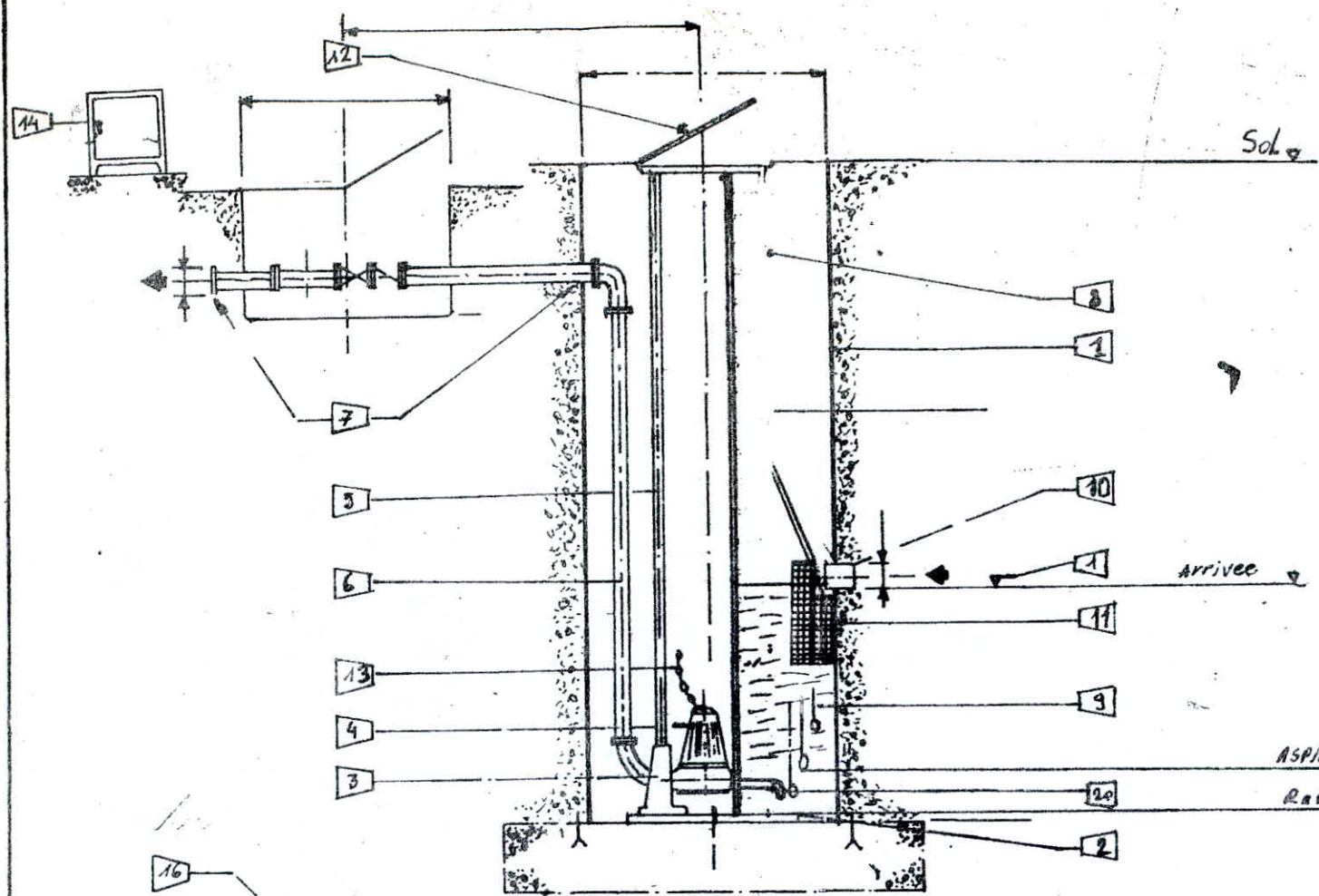
Figure (b)

SCHEMA D'INSTALLATION  
DE POMPE :

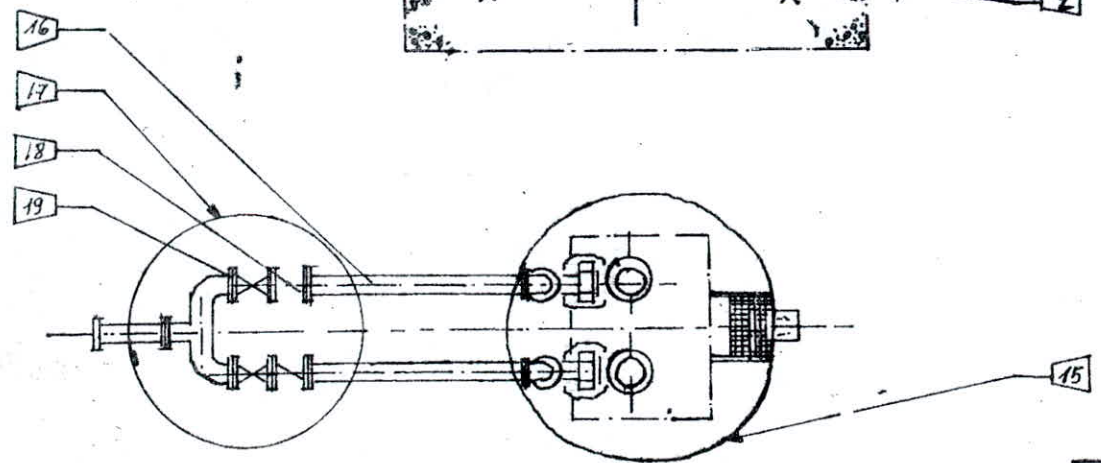
Dans un second système, les pompes sont installées dans un regard étanche—comme c'est dans notre cas - voisin de la bache d'aspiration où elles aspirent l'effluent en charge.

b.- La bache d'aspiration :

L'arrivée des eaux d'égout s'effectuant à débit variable alors que le débit des pompes centrifuges des divers types est constant, il est indispensable que les eaux soient recueillies dans une bache d'aspiration jouant le rôle de volant.



REP	NBR	DESIGNATION
1		Niveau du Radier (Côté R)
2	1	Support pompe
3	2	Pied d'assise.
4	2	Pompe
5	2	barre de guidage
6	2	tuyauterie de refoulement
7	2	sortie refoulement.
8	1	Bac à aspiration.
9	3	regulateur de niveau
10	1	arrivée des eaux Usées.
11	1	panier de dégrillage avec bonnet
12	1	trappes d'accès
13	2	chaîne de relevage.
14	1	Armoire de commande.
15	1	Passage Cable pour armoire.
16		tuyauterie de Refoulement
17		Station.
18		Clapot.
19		Vanne.
20	2	Aspirateur.



station de relevement avec  
bâche d'aspiration.

La capacité de la bache d'aspiration doit être aussi réduite que possible de façon à limiter les dépenses d'infrastructure mais, par contre, il faut éviter les démarrages trop fréquents des engins de relèvement, une cadence acceptable par aissant être de 4 à 5 démarages à l'heure.

Dans notre cas, on prend 5 démarrages par heure si  $q$  est en  $m^3/s$ , le débit maximal de l'égout (débit qui est pris à la dilution 5),  $t$  intervalle en secondes entre deux démarrages successifs de l'engin de relèvement et  $n$  le nombre d'engin de relèvement de mêmes caractéristiques, le volume  $v$  de la bache de réception s'exprime en  $m^3$  par la formule :

$$v = \frac{t}{4n} \cdot q \quad m^3/s.$$

L'intervalle de temps à choisir entre deux démarrages successifs de l'engin de relèvement est essentiellement fonction de la nature du matériel : ils s'échelonne normalement entre 6 et 15 minutes. On prend dans notre cas 6 minutes; on aura 10 démarrages pour les deux pompes jumelées.

A.N. :

$$v = \frac{360}{4 \times 2} \times 0,2016 = 9,072 \quad m^3$$

$$t = 6 \text{ mn} = 360 \text{ s.}$$

$$n = 2 \text{ pompes}$$

$$q = 0,2016 \quad m^3/s.$$

#### VII.2. Choix de pompes :

Le choix d'une pompe s'effectue en choisissant le type normalisé de pompe dont les caractéristiques se rapprochent le plus des données à respecter :

- débit à refouler, hauteur d'élévation et rendement pour notre étude nous avons choisi : une pompe à axe horizontal, au niveau de la station de relèvement.

VII.2.1. Durée de pompage :

Vu la nécessité d'avacuer le maxima d'eaux usées, nous proposons un fonctionnement continu 24 heures/24 heures, pour cela chaque station de pompage, devra être équipé par deux pompes, qui fonctionnent par intermitence.

VII.2.2. Etape de calcul :

La formule de BONNIN donne un diamètre approximatif  $D = \sqrt[3]{Q}$

Q : débit à transite en (m<sup>3</sup>/s)

$R = \frac{V \cdot D}{\nu}$  nombre de REYNOLDS

V : vitesse moyenne d'écoulement

$\nu$  : viscosité cinématique.

D'après l'équation de continuité, on détermine la vitesse d'écoulement de l'eau dans la conduite :

$$Q = V \cdot A \quad \Rightarrow \quad V = \frac{4Q}{\pi D^2}$$

La nature du régime d'écoulement est fonction du nombre de REYNOLDS et de la rugosité absolue. Ayant ces deux paramètres, on peut déterminer le régime d'écoulement, tout en se refermant au diagramme de MOODY.

En régime turbulent rugueux, le coefficient de frottement est donné par la formule de NIKURADZE :

$$F_n = \left( 1,14 - 0,86 \sum_n \frac{f}{D_h} \right)^{-2}$$

où :  $\sum$  : rugosité absolue

$D_h$  : diamètre hydraulique.

En régime transitoire, le coefficient de frottement est donné par la formule de COLEBROOK :

$$F_c = \left[ 0,86 L_n \left( \frac{\epsilon}{D_h \cdot 3,7} + \frac{2,51}{R \cdot \sqrt{F_c}} \right) \right]^{-2}$$

Pour la détermination des pertes de charges totales, occasionnées, dans la conduite de refoulement, nous avons utilisé les formules suivants :

Les pertes de charges sont déterminées par la méthode de DARCY Weisbach :

$$H = \frac{f \cdot L \cdot V^2}{2g \cdot D_h}$$

Les pertes de charges singulières sont exprimées par une longueur équivalente ( $L_{ey}$ ), occasionnant une perte de charge lors du passage d'un débit  $Q$  de sorte que :

$$H_s = \frac{f \cdot L_{ey} \cdot V^2}{2g \cdot D}$$

- $L_{ey}$  : longueur équivalente
- $f$  : coefficient de frottement
- $D$  : diamètre de la conduite
- $V$  : vitesse moyenne d'écoulement.

Les pertes de charges dues aux frottements sont exprimées par la formule suivante :

$$H_f = F \cdot \frac{L_G}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

$L_G$  : longueur géométrique.

Les pertes de charges totales sont :

$$H_t = H_s + H_f$$



Nous avons estimé la longueur équivalente à 15% de la géométrie :

$$L_t = L_G + L_{ey}$$

donc :  $L_t = 1,15 L_G$

D'après l'équation de continuité, on a :

$$Q = V.A \quad \text{d'où :} \quad V = \frac{Q}{A}$$

Q : débit (m<sup>3</sup>/s)

A : section de la conduite (m<sup>2</sup>)

par conséquent :

$$H_t = \frac{1,15 f \cdot L_G \cdot Q^2}{2g \cdot A^2}$$

Le coefficient de frottement est calculé à l'aide de la formule de COLEBROOK :

$$F_c = \left[ 0,86 \ln \left( \frac{\xi}{3,7 \cdot D_h} + \frac{2,51}{R \cdot \sqrt{F_c}} \right) \right]^{-2}$$

Station de relevage I :

Q = 56 (l/s)      Q = 201,6 (m<sup>3</sup>/h)      H<sub>g</sub> = 9,85 m      ϕ = 250 mm

L = 260 m.

Q(m <sup>3</sup> /h)	Q(l/s)	V(m/s)	R <sub>e</sub>	f	J	Δ <sub>h</sub> (m)	1,15 Δ <sub>h</sub> (m)	H <sub>mt</sub> (m)
144	40	0,815	203750,00	0,022558	0,0031934	0,83	0,95	10,80
180	50	1,018	254500,00	0,023365	0,0049417	1,28	1,48	11,33
201,6	56	1,141	285250,00	0,023280	0,0061854	1,61	1,85	11,70
216	60	1,222	305500,00	0,023233	0,007080	1,84	2,12	11,97
252	70	1,426	356500,00	0,023137	0,0096019	2,49	2,87	12,72

$Q = 954 \text{ (m}^3/\text{h)}$

$Q = 265 \text{ (l/s)}$

$H_g = 9,85 \text{ m}$

$\phi = 350 \text{ mm}$

$L = 232 \text{ m.}$

$Q(\text{m}^3/\text{h})$	$Q(\text{l/s})$	$V(\text{m/s})$	$R_e$	$f$	$J$	$\Delta h(\text{m})$	$\frac{1,15}{\Delta h(\text{m})}$	$H_{mt} \text{ (m)}$
900	250	2,598	909300,00	0,021006	0,020668	4,79	5,51	15,36
936	260	2,702	945700,00	0,020995	0,022344	5,18	5,96	15,81
954	265	2,754	963900,00	0,020989	0,023206	5,38	6,19	16,04
972	270	2,806	982100,00	0,020984	0,024085	5,59	6,42	16,27
1008	280	2,910	1018500,00	0,020974	0,025891	6,01	6,91	16,76

### VII.3. Point de fonctionnement de la pompe :

Le point de fonctionnement est donné par l'intersection ( $P'$ ) de la caractéristique de la pompe et celle de la conduite ( $\Delta h = P(Q)$ ).

Pour la conduite de refoulement  $SR_1$  - point (2). Le point  $p'$  correspond à un débit de  $66,66 \text{ l/s} = (240,0 \text{ m}^3/\text{h})$  et de hauteur  $H_{mt} = 12,75\text{m}$ , est le point de fonctionnement désire :

- mais la caractéristique QH donne un point  $p'$  trop éloigné du débit désiré, ce qui pourrait entraîner, une marche en cavitation de la pompe.

En vue de rapprocher ces débits, plusieurs solutions sont possibles.

#### a.- 1<sup>ère</sup> variante :

Accepter la caractéristique de la conduite telle qu'elle est, le débit relevé sera supérieur à celui désiré, et la durée de pompage sera diminuée.

Station de Relevement 3

$$Q = 216 \text{ (m}^3\text{/h)} \quad ; \quad Q = 60 \text{ (l/s)}$$

$$\phi = 350 \text{ mm} \quad ; \quad L = 1089 \text{ m.}$$

$Q \text{ (m}^3\text{/h)}$	$Q \text{ (l/s)}$	$V \text{ (m/s)}$	$Re$	$f_c$	$J$	$\Delta h \text{ (m)}$	$1,15 \Delta h \text{ (m)}$	$H_{MT} \text{ (m)}$
144	40	0,416	145600	0,026272	0,045763	8,84	10,16	20,04
184	50	0,520	182000	0,026185	0,071281	8,92	10,26	20,11
216	60	0,624	218400	0,026266	0,102427	9,01	10,36	20,21
252	70	0,728	254800	0,02608	0,139202	9,22	10,60	20,45
288	80	0,832	291200	0,026053	0,181606	9,51	10,94	20,79

Volume entrant :

$$Q = 201,6 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$V = Q.T = 201,6 \times 24 = 4838,4 \text{ m}^3$$

Le temps de remplissage se réduit à :

$$T = \frac{4838,4}{240} = 20,16 = 20 \text{ heures}$$

Dans ces conditions la puissance absorbées est :

$$p = \frac{9,81 \times 0,06667 \times 12,75}{0,77} = 10,83 \text{ kw}$$

Avec une majoration de 10 % la puissance sera de :

$$p = \frac{10,83 \times 10}{100} + 10,83 = 12,66 \text{ kw}$$

b.- 2<sup>ème</sup> variante :

La deuxième variante consiste à vanner sur le refoulement, dans ce cas, la consommation d'énergie augmente. Le vannage va créer une perte de charge 4,15 m. Le temps de pompage est évidemment de 24 heures/24 heures. Cette perte de charge engendre un gaspillage d'énergie donc cette solution présente aussi des inconvénients.

c.- 3<sup>ème</sup> variante :

Cette solution consiste au rognage de l'impulseur de façon à rapprocher le point p' du point p.

- Pourcentage de rognage :

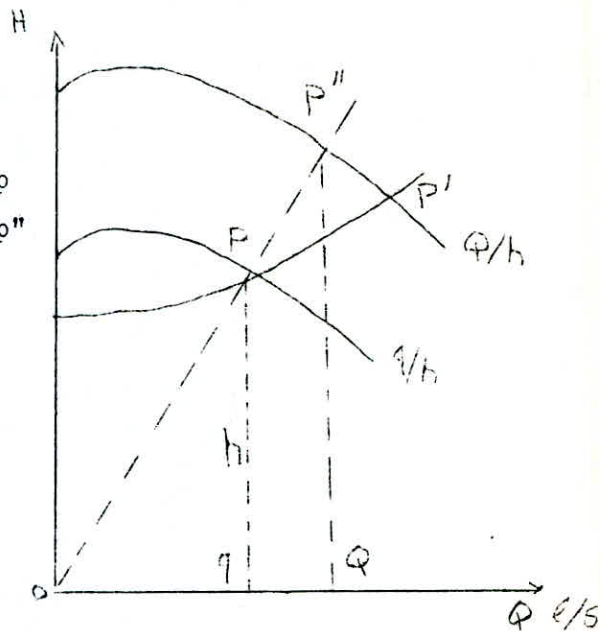
où :  $m$  : coefficient de rognage  
 $q$  et  $h$  : coordonnées du point  $p$   
 $Q$  et  $W$  : coordonnées du point  $p''$

avec :  $q = 201,6 \text{ m}^3/\text{h};$

$h = 11,70$

$Q = 223,2 \text{ m}^3/\text{h};$

$H = 12,2 \text{ m}$



$$m = \sqrt{\frac{q}{Q}} = \sqrt{\frac{201,6}{223,2}} = 0,95.$$

Le pourcentage de rognage sera donc :

$$1 - 0,95 = 0,05 = 5 \%$$

avec un temps de pompage de 24 heures/24 heures et un rendement :

$$n = 0,77 = 77 \%$$

la puissance sera donc :

$$p = \frac{9,81 \times 0,062 \times 12,2}{0,77} = 9,64 \text{ kw}$$

avec une majoration de 10 % :

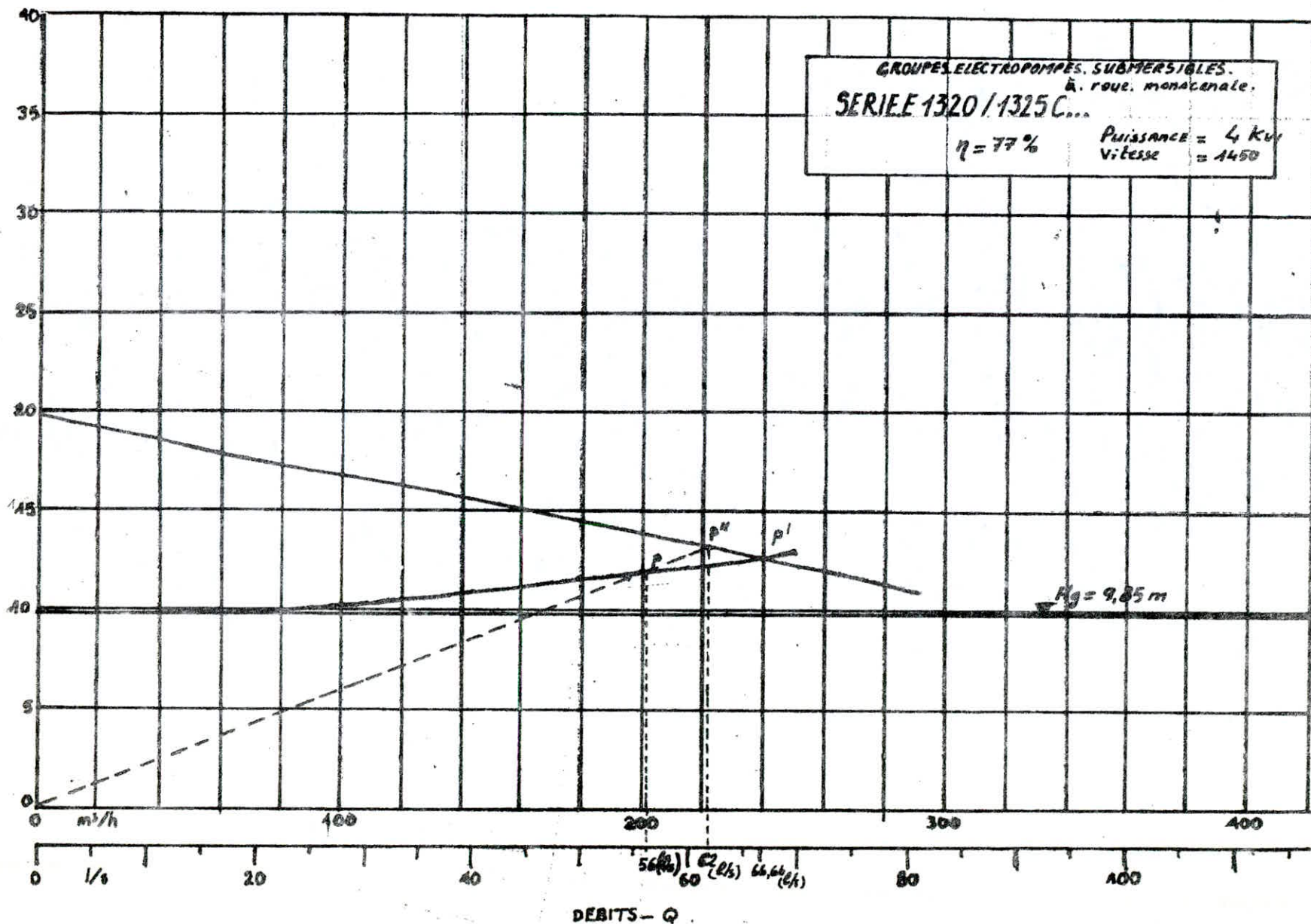
$$p = 10,6 \text{ kw}$$

VII.4. Conclusion :

Nous constatons que la puissance absorbée par réduction du temps de pompage est supérieur à celle obtenue par rognage des roues.

Donc nous optons pour la troisième variante qui consiste à rogner sur les roues.

HANTEURS MANOMETRIQUES TOTALES en m -



// H A P I T R E VIII.

DEVERSOIR D'ORAGE :



### VIII.1. Déversoirs d'orage :

Le déversoir d'orage avec seuil de déversement est la méthode la plus employée pour la séparation des eaux dans le réseau de canaux. Le calcul du déversoir d'orage en est très incertain, car le niveau d'eau à l'intérieur du déversoir ne peut pas être déterminé de façon précise.

Notre collecteur principal est soulagé par un déversoir d'orage quand la dilution 5 (1 partie d'eau usée par 4 parties d'eau pluviales) est atteinte par rapport au débit de temps sec.

On a prévu cinq (5) déversoir d'orage le long du collecteur principal et cela pour soulager en premier lieu, la station de relèvement qui ne refoule que cinq (5) fois le débit à temps sec, et en second lieu la station d'épuration qui ne recevra que le débit minimal pour le traitement.

Le débit en excès sera véhiculé par exutoire dans le cours d'eau (Oued Messaad).

### VIII.2. Dimensionnement du déversoir d'orage :

#### Caractéristiques initiales :

Egout collecteur principal en direction du déversoir des eaux pluviales.

$$\phi = 1100 \text{ mm}; \quad I = 15\text{‰}; \quad k = 0,4 \text{ mm}$$

$$\text{Débit de temps de pluie} = 4202 \text{ (l/s)} = Q_p.$$

$$\text{Débit de temps sec} = 56 \text{ (l/s)}.$$

#### Dilution 5 :

a) Débit s'en allant vers le point 1 - 11 - 0 :

$$Q_{k2} = 56 + 56 \times 4 = 280 \text{ (l/s)}$$

Débit s'en allant vers le fleuve :

$$Q_u = 4202 - 280 = 3922 \text{ (l/s)}$$

b) Calcul du niveau d'eau dans le tuyau d'arrivage ( $\phi$  1100).

$$J_r = 15\text{‰} \quad Q_v = 5000 \text{ l/s} \quad (\text{débit plein section})$$

$$K_{st} = 90 \quad (\text{coefficient de vitesse selon STRIKEL})$$

$$K = 0,4 \quad (\text{coefficient de rugosité de la paroi})$$

Par débit de temps défini :

$$\frac{Q_p}{Q_v} = \frac{4202}{5000} = 0,84$$

$$h_T = 0,77 = 77\% \quad (\text{rapport des hauteurs})$$

$$h_T = 1100 \times 0,77$$

$$h_T = 847 \text{ mm}$$

Par 5 x débit de temps sec :

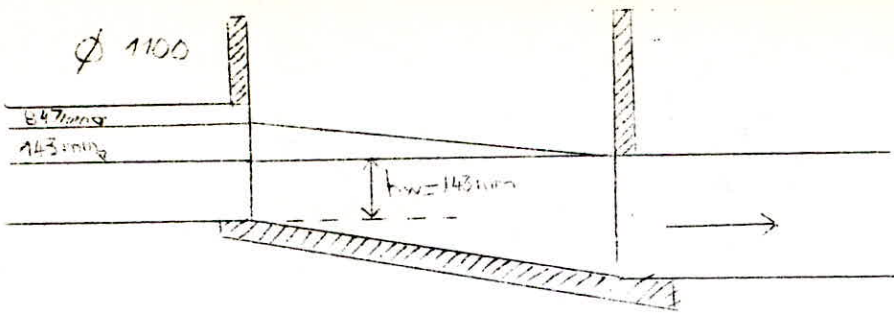
$$\frac{Q_p}{Q_v} = \frac{280}{5000} = 0,07 = 0,7\%$$

$$h_T = 0,13 = 13\% \quad (\text{rapport des hauteurs})$$

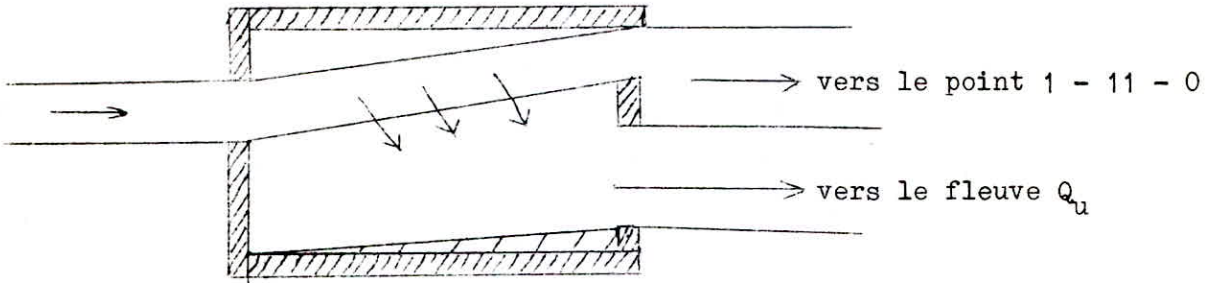
$$h_T = 1100 \times 0,13 = 143 \text{ mm}$$

Hauteur du seuil de déversoir :

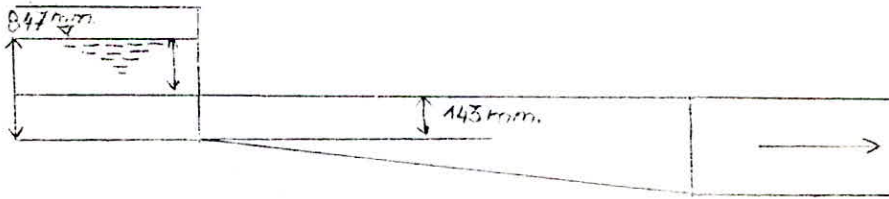
$$h_w = 143 \text{ mm}$$



Plan horizontal



c) Calcul de la longueur du seuil de déversoir.



$$h = 847 - 143 = 704 \text{ mm}$$

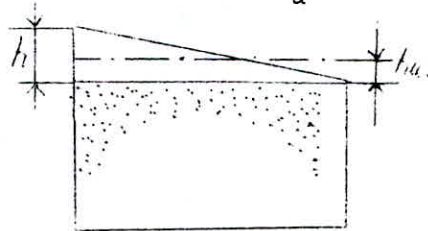
$$\text{Déversoir : } Q_u = \frac{2}{3} \cdot u \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot h_u^{3/2}$$

$$b = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q_u}{u \cdot \sqrt{2g} \cdot h_u^{3/2}}$$

Pour le déversoir, on peut choisir approximativement  $u = 0,6$

$$u = f(h_v) (h) (r)$$

hauteur du seuil    charge d'eau    forme de la crête



$$b = \frac{3}{2} \cdot \frac{3,922}{0,6 \cdot \sqrt{19,62} \cdot \left(\frac{0,704}{2}\right)^{3/2}}$$

$$\text{on a supposé } h_u = \frac{h}{2}, \quad b = 7,06 \text{ m}$$

$$\text{Avec une sécurité d'environ 70\%} \quad b = 12,0 \text{ m.}$$

/// H A P I T R E IX.

STATION D'EPURATION:

STATION D'EPURATION DE MESSAAD :

IX.1. Principe du traitement des eaux usées :

L'épuration des eaux usées doit éliminer les impuretés de celle-ci au point d'être ramenées à l'état où elle ne sont plus nuisibles au monde environnement et où on peut, sans danger les utiliser pour un usage pré-déterminé.

Les éléments polluants existant dans les eaux peuvent être plus ou moins difficiles à éliminer suivant l'état sous lequel ils se présentent. Leur élimination ne peut être effectuée en une seule opération mais par étapes successives.

Ainsi les particules en suspension qui demeurent individualisables peuvent être récupérées par les moyens mécaniques, au contraire les matières décantables sont retenues dans des bassins de décantation.

Dans l'étape d'épuration dite biologique, les matières en suspension non décantables sont dégradées par l'activité de micro-organismes. L'épuration secondaire a finalement pour but de séparer les boues et les eaux épurées qui ne sont alors plus putrescibles et peuvent en général être introduites dans un cours d'eau.

IX.2. Grandeurs et dimensionnement (An 2000) de la station d'épuration de Messaad :

Nombre d'habitants (An 2000) : hab. = 45000

Débit d'eaux usées :

- par temps sec :  $Q_{24} = 52 \text{ l/s} = 187,2 \text{ m}^3/\text{h}$   
 $Q_{\text{max.}} = 208 \text{ l/s} = 748,8 \text{ m}^3/\text{h}$
- par temps de pluies :  $2Q_{\text{max.}} = 0,416 \text{ m}^3/\text{s}$

sont traitées au maximum sur la station d'épuration.

Charge en gDBO<sub>5</sub>/hab./j :

Total 60 gDBO<sub>5</sub>/hab./j

Ville moyenne d'après G. GOMELLA et H. GUERREE. (Traitement)

Charge journalière en DBO<sub>5</sub> : (demande biochimique en oxygène).

Vers la station d'épuration 2700 kg DBO<sub>5</sub>/j.

Concentration en DBO<sub>5</sub> :

Vers la station d'épuration 250 mg DBO<sub>5</sub>/l.

Matière en suspension (M.E.S) :

70g M.E.S/hab./j (ville moyenne 45000 hab.)

dont 80 % en matières volatiles  
20 % en matières minérales.

Charge journalière en M.E.S. :

3150 kg M.E.S./j

### IX.3. Définition de quelques paramètres :

#### IX.3.1. La demande biochimique d'oxygène (DBO) :

En présence d'oxygène la transformation des matières organiques a lieu par les bactéries dites (aérobies), si la source d'oxygène est suffisante, l'oxydation peut s'effectuer complètement au sein du liquide. Cette oxydation s'effectue en deux étapes :

- oxydations des composés du carbone, phénomènes qui à 20°C, se trouve pratiquement terminé en 20 jours;

- oxydation des combinaisons comprenant de l'azote, réaction qui ne s'amorce qu'au bout d'une dizaine de jours.

Très souvent seul la première étape est prise test de pollution et le degré d'empureté d'une eau usée est caractérisée par "la quantité d'oxygène dépensée durant cette première étape pour réaliser la destruction des composés non azotés".

Cette quantité définie comme étant la demande biochimique en oxygène (ou DBO) est mesurée en mg/l. Pour des raisons pratiques évidentes, les mesures de DBO ont été limitées à la demande d'oxygène durant les cinq premiers jours :  $DBO_5$ . Lorsque le terme DBO est utilisé sans autres précisions, il faut entendre la  $DBO_5$  à 20°C.

#### IX.3.2. Les matières en suspension : (M.E.S) :

Ces matières peuvent être décantables (les plus denses et les plus grosses) et non décantables (fines et colloïdales), une partie est oxydable et l'autre est non oxydable.

#### IX.4. Choix du procédé d'épuration des eaux usées :

La nature des eaux rejetées par la ville Messaad nous permet d'opter pour un traitement biologique.

Nous proposons une épuration à lits bactériens.

#### IX.5. Description de l'installation :

La station d'épuration de Messaad est à concevoir pour une capacité de raccordement de 45000 habitants (An 2000).

En tête de la station d'épuration, on placera des ouvrages de prétraitements, ceux-ci permettent de retenir les matières volumineuses grâce à des grilles (dégrillage), les sables (dessablage), les liquides moins denses que l'eau (deshuillage). On effectuera ce prétraitement, une

décantation primaire qui ne répond pas aux normes de rejets, ainsi, on aura alors recours au traitement biologique. (Voir figure ).

### IX.6. Les traitements préliminaires :

Le traitement commence par le passage de l'eau usées dans des appareils destinés à la protection des installations de traitements avals, par rétention et élimination des matières séparables, qui seraient très gênantes pour la suite du traitement; telles que papiers, chiffons, détritus de toutes sortes, ainsi que celles dont la densité est nettement supérieure ou inférieure à l'unité telles que les sables ou les graisses.

#### IX.6.1. Dégrillage :

##### IX.6.1.1. Résidu du dégrillage :

En considérant un refus annuel par habitant de 5 litres/hab./an, le refus journalier sera de :

$$\frac{5}{365} \times 45000 = 616,44 \text{ l/j.}$$

Le résidu du dégrillage sera envoyé à la décharge publique.

##### IX.6.1.2. Grille de retenu :

Les grilles (de retenues) servent à retenir les matières les plus grossières charriées par l'eau brute qui pourraient nuire à l'efficacité des traitements qui suivent.

Elles se composent des grilles à barreaux placés en biais dans le canal et sont en fer rond.

L'espacement entre les barreaux doit se situer entre 10 et 50 mm.

Dans notre cas, il sera de 25 mm.

Le dégrillage est assuré par une grille souvent inclinée entre 60° et 80° et dont l'écartement des barreaux joue sur l'efficacité du dégrillage.



La vitesse d'écoulement entre les barreaux de la grille ne doit pas dépasser 0,6 à 1,0 (m/s).

L'épaisseur des barreaux est de 8 mm. Pour le calcul d'une grille, le calcul consiste à avoir la section minimale de cette grille.

$$S = \frac{Q_p}{V.O.C}$$

avec :  $Q_p$  : débit de pointe ( $m^3/s$ )

$C$  : coefficient de colmatage

0,1 à 0,3 pour les grilles manuelles;

0,4 à 0,5 pour les grilles automatiques.

$S$  : surface minimum de la grille ( $m^2$ )

$t$  : tirant d'eau amont maximum

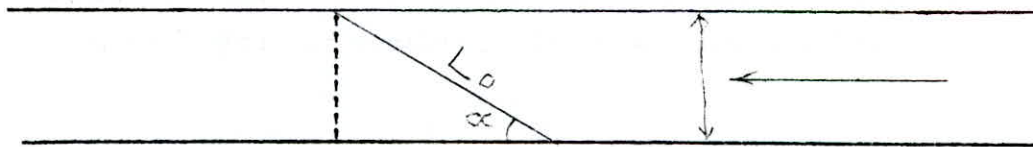
( $t = 0,25$  m)

$L_o$  : longueur oblique mouillée de la grille (m)

$l$  : longueur minimale de la grille

$V$  : vitesse de passage (0,6 à 1 m/s)

$\alpha$  : inclinaison de la grille



$$o = \frac{\text{espacement entre les barreaux}}{\text{espace entre les barreaux + épaisseur des barreaux}}$$

$$L_o = \frac{t}{\sin \alpha}$$

$$l = \frac{S}{L_o}$$

IX.6.1.3. Principe de calcul d'un dégrilleur :

On prend une grille automatique : C = 0,5.

V = 0,6 m/s.

Espacement entre les barreaux 25 mm.

Epaisseur barreaux 8 mm.

$$O = \frac{25}{25 + 8} = 0,76$$

$$S = \frac{0,260}{0,6 \times 0,76 \times 0,5} = 1,14 \text{ m}^2$$

si t = 0,25 m et α = 60°

$$L_o = \frac{t}{\sin \alpha} = \frac{0,25}{\sin 60^\circ} = 0,3 \text{ m}$$

$$l = \frac{S}{L_o} = \frac{1,14}{0,3} = 3,8 \text{ m.}$$

Comme la largeur est de 380 cm et la longueur de 30 cm, la grille sera constituée de  $\frac{380}{2,5 + 0,8} = 115$  barreaux.

On aura 2 grilles de 58 barreaux l'une et 57 barreaux l'autre.

$$L = 0,3 \text{ m}$$

$$l = 1,9 \text{ m}$$

$$S = 0,57 \text{ m}$$

IX.6.2. Dessableur :

IX.6.2.1. Généralités :

Dans les dessableurs on élimine des eaux usées des matières facilement décantables, minérales, non putréfiable (en premier lieu le sable), pour protéger les autres constructions, de la station d'épuration contre une corrosion élevée par frottement et pour empêcher une perte en volume utilisable due aux durs dépôts qui se forme rapidement dans les entonnoirs

et les coins des bassins de décantation. L'élimination de sable quartzéux ( $\gamma = 2,65 \text{ t/m}^3$ ), avec  $\phi$  0,1 jusqu'à 0,3 mm est souhaitable. Il en résulte une vitesse de sédimentation  $V_s = 0,007$  jusqu'à 0,05 m/s.

Le dessableur est placé derrière la grille de retenue. En pratique la vitesse optimale de l'eau dans le dessableur est de 0,30 m/s. Ceci nous permet de séparer le sable des autres matières présentés dans l'eau, et en particulier les matières organiques. Pour une vitesse horizontale de 0,3 m/s :  $V_e = 0,3 \text{ m/s}$ ; et une vitesse de sédimentation est de  $V_s = 0,016 \text{ m/s}$ . La section horizontale du dessableur est :

$$S_h = \frac{Q_p}{V_s}$$

Cette section permet de recueillir toutes les particules en décantation. La section verticale :

$$S_v = \frac{Q_p}{V_e}$$

Cette section permet de faire passer le débit  $Q_p$  en maintenant la vitesse égale à 0,30 m/s. Le rapport  $L/h =$

#### IX.6.2.2. Dimensionnement du dessableur :

En adoptant :  $V_h = 0,30 \text{ m/s}$  (vitesse d'écoulement)

$V_s = 0,016 \text{ m/s}$  (vitesse de sédimentation).

$$Q = 0,260 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Section horizontale :

$$S_h = \frac{Q}{V_s} = \frac{0,260}{0,016} = 16,25 \text{ m}^2.$$

Section verticale :

$$S_v = \frac{Q}{V_h} = \frac{0,260}{0,3} = 0,867 \text{ m}^2$$

La largeur l sera :

$$l = \frac{S_v}{h} = \frac{0,867}{0,4} = 2,17 \text{ m.}$$

On a choisi : h = 0,4 m.

La longueur L sera :

$$L = \frac{S_h}{l} = \frac{16,25}{2,17} = 7,49 \text{ m.}$$

Pour assurer l'amortissement de la turbulence, on prend :

$$\begin{aligned} L &= 8 \text{ m} \\ l &= 2,2 \text{ m} \\ h &= 1 \text{ m.} \end{aligned}$$

### IX.6.3. Deshuillage :

Le deshuillage se fait par flotation grâce à l'introduction d'air comprimé qui fait diminuer la densité des particules huileuses émulsionnées et favorise leur agglomération.

Les graisses flotées sont rassemblées dans une zone de tranquillisation et raclées mécaniquement. Le temps de séjour ne doit pas être inférieur à 7 minutes sur le débit maximum, mais d'après certaines études, on peut aller jusqu'à 5 mn.

En général, on prend  $t_s = 7 \text{ mn.}$

$$t_s = \frac{V}{Q_p}$$

V = volume du deshuileur

$Q_p$  = débit de point

$$V = t_s \cdot Q_p.$$

La charge superficielle  $C_s$  ne doit pas dépasser  $30 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$ .

La section horizontale  $S_h = \frac{Q_p}{C_s}$ ; d'où :  $V = S \times H$ ,  $H = \frac{V}{S}$ .

### IX.6.3.1. Principe de calcul d'un deshuileur :

On prend :

$$t_s = 5 \text{ mn}$$
$$C_s = 25 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$$

on a :

$$V = t_s \times Q_p = 5 \text{ mn} \times Q_p \text{ (m}^3/\text{h)}$$
$$Q_p = 0,26 \text{ m}^3/\text{s} = 15,6 \text{ m}^3/\text{mn} = 936 \text{ m}^3/\text{h}.$$

$$V = 5 \times 15,6 = 78 \text{ m}^3$$

$$S = \frac{Q_p}{C_s} = \frac{936}{25} = 37,44 \text{ m}^2$$

d'où la hauteur  $H$  :  $V = S.H \quad \Rightarrow \quad H = \frac{V}{S} = \frac{78}{37,44} = 2,08 \text{ m}$

on prend :

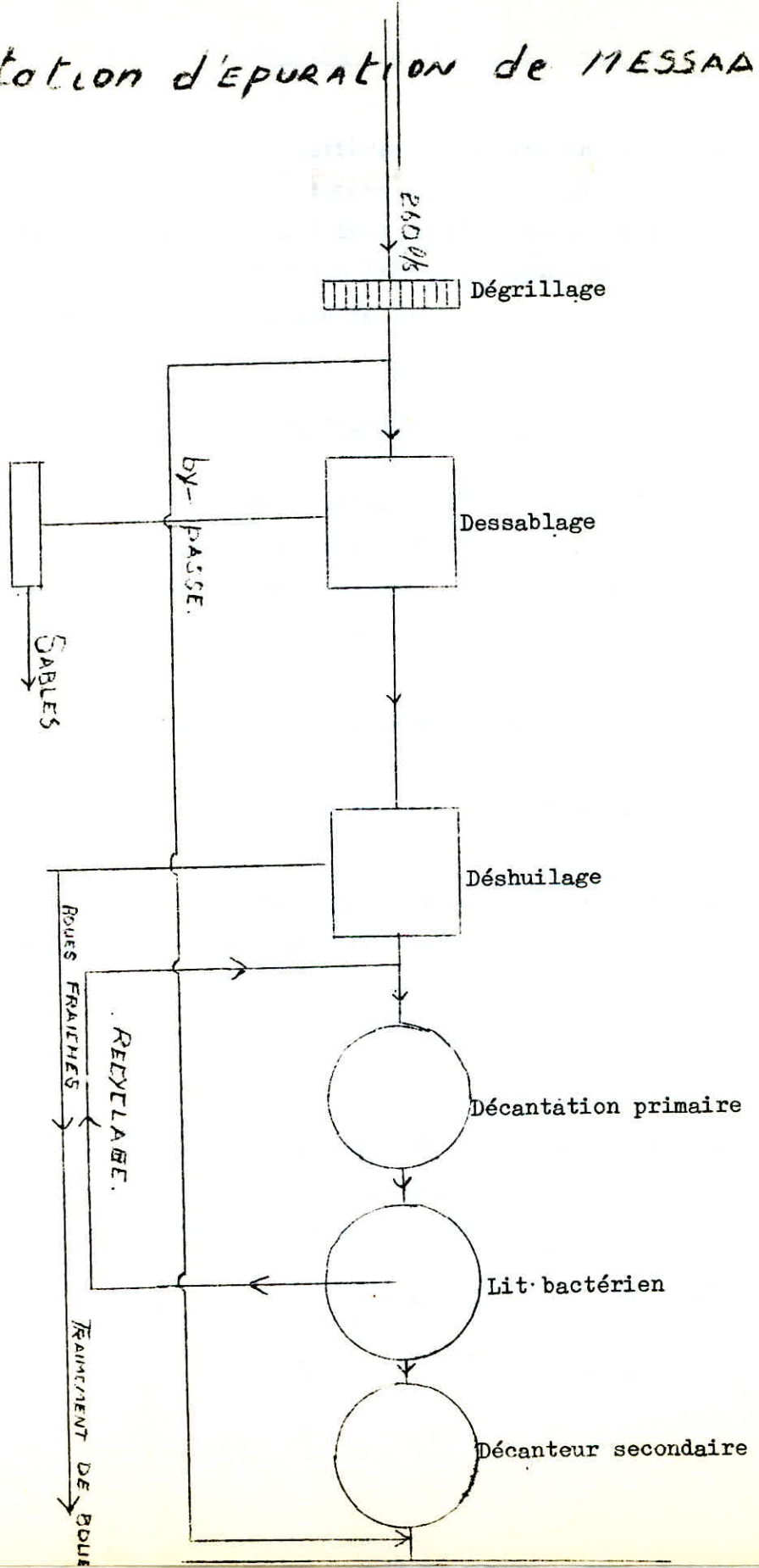
$$L = 9 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad L.l = 37,44 \quad \Rightarrow \quad l = 4,16 \text{ m}$$

$$L = 9 \text{ m}$$

$$l = 4,16 \text{ m}$$

$$H = 2,08 \text{ m}.$$

# Station d'épuration de MESSAAD



## IX.7. Traitement primaire :

### IX.7.1. La décantation primaire :

Pendant que les matières en suspension où les matières flottantes des eaux usées sont retenues après le traitement préalable (grilles, des-sableurs, deshuilleurs) dans la décantation primaire. Les particules en suspension plus dense que l'eau, se déposent au fond de l'ouvrage par sédimentation sous forme de boue.

### IX.7.2. Décanteur primaire :

Les décanteurs primaires reçoivent une pollution de 2700 kg de  $DBO_5$  par jour. Ce qui correspond à une concentration en  $DBO_5$  de 250 mg/l. Il est dimensionné pour abattre 70% des matières solides décantables et 30 % de la  $DBO_5$  présente dans les eaux brutes.

A la sortie du décanteur primaire, on aura donc une pollution :

$$L_0 = 250 \times 0,70 = 175 \text{ mg/l.}$$

Sachant qu'à la sortie l'effluent doit avoir une  $DBO_5$  de 25 mg/l, le rendement de l'épuration est de :

$$\eta = \frac{175 - 25}{175} = 86 \%$$

Le temps de séjour en débit moyen est choisi égal à 1,8 heures et en débit de point égal à 1,1 heure.

Le volume total sera de :

$$V = Q_p \cdot t = 936 \times 1,1 = 1029,6 \text{ m}^3$$

$$(Q_p = 0,26 \text{ m}^3/\text{s} = 936 \text{ m}^3/\text{h}).$$

Choix : un décanteur primaire à alimentation centrale (facilitant la répartition de l'effluent). On adopte généralement des hauteurs de 2 m à 3 m 50 pour des décanteur raclés. Pour nos calculs, nous choisissons  $H = 2,5$  m. La surface de chaque décanteur sera :

$$S = \frac{V}{H}$$

Volume total =  $936 \text{ m}^3/\text{h}$ .

d'où :

$$S = \frac{V}{H} = \frac{936}{2,5} = 374,4 \text{ m}^2$$

Diamètre correspondant au décanteur primaire :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 374,4}{\pi}} = 21,83 \text{ m} = 22 \text{ m}.$$

Vérification de la charge hydraulique  $C_h$  :

$$C_h = \frac{Q_p}{S_t} = \frac{936 \text{ m}^3/\text{h}}{312 \text{ m}^2} = 2,5 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h} \text{ satisfaisant au norme}.$$

Les boues seront dirigés vers la bache de reprise des boues et les eaux décantées seront recueillies par surverses dans une rigole (périphérique) pour être dirigées vers le traitement biologique.

### IX.8. Traitement secondaire :

Avec les traitements secondaires, on entre dans une phase plus élaborée de l'épuration où l'on continue à épurer l'effluent liquide et où l'on procède à la stabilisation définitive des déchets de traitements, c'est à dire des boues et leur évacuation ainsi que celle des gaz produits par ce traitement.



### IX.8.1. Lits bactériens :

Le procédé par lit bactérien résulte de l'invitation de l'auto-épuration naturelle, qui a pu être observée dans les cours d'eau. Par la création de conditions optimales pour les microorganismes, le nombre de ces organismes est si fortement augmenté par rapport à leur apparition naturelle dans les cours d'eau que l'épuration se fait en une fraction du temps qui serait normalement nécessaire dans les eaux.

Lors du procédé des boues activées, les bactéries nagent dans l'eau sous forme de flocons. Dans les lits bactériens et sur les disques biologiques, elles sont liées sous forme de couches géantes à des surfaces solides, comme les pierres, les scories ou les matières plastiques.

Le matériel de remplissage doit être imperméable et ne doit pas s'effriter. Les matériaux suivants entrent en ligne de compte : les roches naturelles ou artificielles et les scories qui n'ont pas une surface trop lisse.

L'épuration biologique aérobie des eaux résiduaires consiste, dans une première phase, à provoquer le développement des bactéries qui se rassemblent en films ou en flocons et qui, par action physique et physico-chimique, retiennent la pollution organique et s'en nourrissent. Dans une seconde phase, on sépare généralement par décantation les boues ainsi développées.

### IX.8.2. Le principe de fonctionnement d'un lit bactérien :

Les eaux d'égouts venant du décanteur primaire ruissellent en minces couches sur les pierres. Il se forme un gazon biologique à la surface des pierres.

Les microorganismes y vivant absorbent les impuretés organiques des eaux usées, et les décomposent en produits de ( $\text{CO}_2$ ,  $\text{H}_2\text{O}$ ,  $\text{NO}_3$ ) et en nouvelles substances cellulaires. L'oxygène nécessaire à cette activité est introduit dans les eaux d'égouts par leur dispersion dans l'air et par le ruissellement sur les pierres.

Lorsque le lit bactérien est peu chargé, le mucilage forme une couche plus terreuse, à travers laquelle les eaux d'égouts peuvent passer. De temps en temps les boues sont repoussées. Les matières introduites sont pour une grande part minéralisées. Le rendement est bon. Il est de bon usage d'utiliser des grosseurs de grains entre 40 et 80 mm. Seulement pour la couche de support on étale sur une hauteur de 15 cm une couche de gros grains de 80 à 150 mm.

Répartition des eaux d'égouts :

- tuyau troué qui va et vient sur un charriot;
- becs pulvérisateur;
- rigoles distributrices fixés;
- distributeur rotatif.

$Q_r$  : débit de recirculation ( $m^3/h$ )

$Q_p$  : débit hydraulique ( $m^3/m^2 \times h$ )

$d$  : diamètre du puits du milieu (m).

Quand le lit bactérien est davantage chargé, il ne se forme pas de boue terreuse, mais plutôt une boue visqueuse, qui cause des colmatages. Quand la charge est plus grande, la boue formée est rincée. Pour cette raison, on fait la différence entre les lits bactériens à faible charge (riche en boue) et ceux qui sont à forte charge (qui nécessitent en général une recirculation).

Equation approximative de dimensionnement :

$$\text{charge spaciale : } B_r = 58,82 \left( 93 - \frac{L_z - L_a}{L_z} \times 100 \right)$$

$$\text{Volume : } V = \frac{L_z \times Q}{B_r} \quad (m^3)$$

$$\text{Hauteur : } H = \frac{L_z \times Q \times Q_f}{B_r \times B_z} \quad (m)$$

$$\text{Diamètre : } D = \sqrt{\frac{4 \times V}{\pi \times H} + d^2} \quad (\text{m})$$

- avec :
- $L_z$  : pollution à l'arrivée  $\text{gDBO}_5/\text{m}^3$
  - $L_a$  : pollution de l'effluent  $\text{gDBO}_5/\text{m}^3$
  - $L_m$  : pollution des eaux mixtes  $\text{gDBO}_5/\text{m}^3$
  - $Q_z$  : arrivée d'eau moyenne journalière  $\text{m}^3/\text{h}$
  - $Q$  : arrivée journalière  $\text{m}^3/\text{h}$ .

### IX.8.3. Dimensionnement du lit bactérien. :

On utilise la technologie des lits à haute charge ou le film se développe abondamment, mais le débit est tel que l'excès de zooglyée est éliminé par le courant, évitant ainsi le colmatage.

Les lits à forte charge sont caractérisés par une charge volumique de 0,5 à 1 kg  $\text{DBO}_5/\text{m}^3/\text{j}$ .

L'auto-curage est généralement assuré par une charge hydraulique de  $0,8\text{m}^3$  par  $\text{m}^2/\text{h}$ , mais le lit sera délavé si celui-ci dépasse  $1,6\text{m}^3/\text{m}^2/\text{h}$ .

Le décanteur primaire élimine 30% de  $\text{DBO}_5$  totale :

$\text{DBO}_5$  à l'entrée du lit bactérien

$$L_a = 2700 \times 0,7 = 1890 \text{ kg/j.}$$

La charge volumique :  $C_v = \frac{L_a}{V}$

en adoptant :  $C_v = 1 \text{ kg } \text{DBO}_5/\text{m}^3/\text{j.}$

Le volume sera :  $V = \frac{L_a}{q_v} = \frac{1890}{1} = 1890 \text{ m}^3$

avec :  $C_h = 1,5 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$  ( $C_h$  : charge hydraulique)

$$Q_m = 521/\text{s} = 187,2 \text{ m}^3/\text{h.}$$

La surface sera :

$$S = \frac{Q_m}{C_h} = \frac{187,2}{1,5} = 124,8 \text{ m}^2$$

La hauteur sera :

$$H = \frac{V}{S} = \frac{1890}{124,8} = 15 \text{ m}$$

Cette hauteur n'est pas conforme aux lits bactériens (entraîne beaucoup de frais, etc...).

On choisit :

$$H = 3,5 \text{ m}$$

Un répartiteur fait parvenir les eaux prétraitées dans les lits bactériens (2 au total) dont chacun à une contenance de :  $\frac{1890 \text{ m}^3}{2} = 945 \text{ m}^3$ .

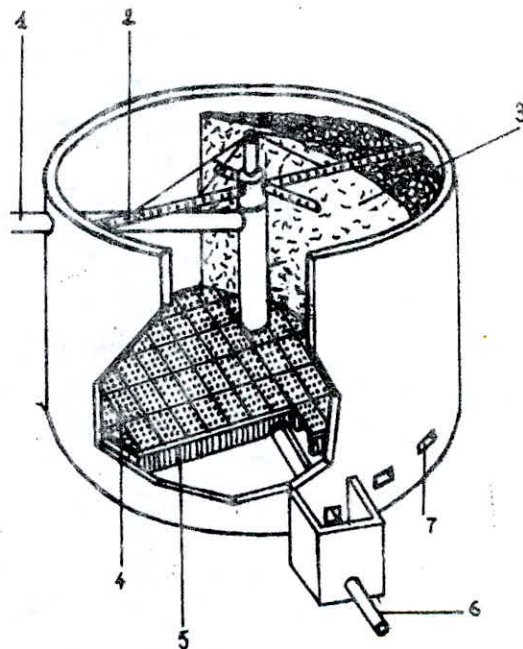
La surface est :

$$S' = \frac{V'}{H} = \frac{945}{3,5} = 270 \text{ m}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot V'}{\pi \cdot H}} + (d')^2 \quad \text{on choisit } d = 2 \text{ m}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 945}{3,14 \times 3,5}} + 4 = 18,65 \text{ m} \quad \text{on prend } 20 \text{ m.}$$

$$C_h = \frac{Q_m}{S} = \frac{187,2}{270} = 0,69 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$$



- 1 - Arrivée d'eau à traiter.
- 2 - Distributeur rotatif.
- 3 - Matériau.
- 4 - Dalle perforée.
- 5 - Support de dalles.
- 6 - Départ d'eau traitée.
- 7 - Alimentation en air.

Fig: Coupe d'un Lit bactérien

Ainsi pour des lits de 3,5 m de hauteur, et un effluent dont la concentration atteint 175 mg/l, une charge de 1 kg DBO<sub>5</sub>/m<sup>3</sup>/j correspondant à 0,69 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>/h : le débit d'auto-curage n'est pas atteint, il faut recirculer une partie des eaux traitées. Cette recirculation a pour but :

- maintenir de la zone hydraulique;
- rafraichissement des eaux d'égouts effluents;
- obtention de la concentration DBO souhaitée à l'arrivée.

Le taux de recyclage est alors de :

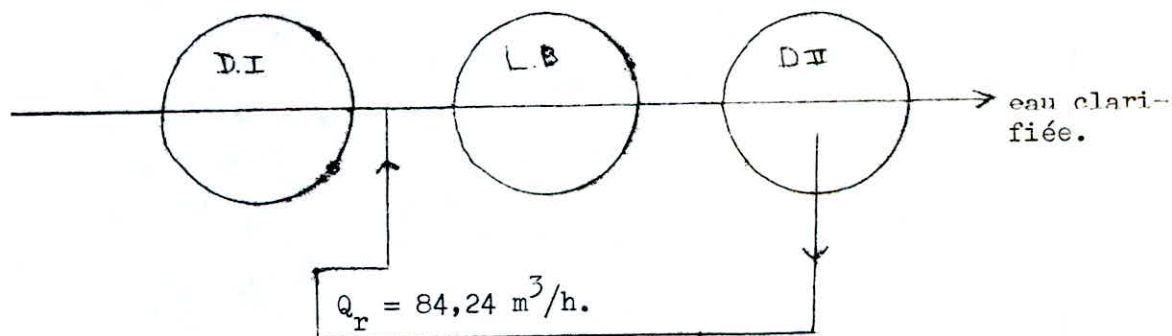
$$(1 + R \frac{Q_m}{S_t}) = C_h \quad \text{pour } C_h = 4 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}.$$

$$1 + R = 1 \cdot \frac{S_t}{Q_m} = 1,44$$

$$1 + R = 1 \cdot \frac{270}{187,2} = 1,44 \quad R = 0,44 \quad \text{soit } 44\% \text{ sur } Q_m.$$

On recirculera 44% du débit moyen soit :

$$Q_r = 0,45 \times 187,2 = 84,24 \text{ m}^3/\text{h}.$$



Vérification de  $C_h$  compte tenu de la recirculation; charge superficielle moyenne :

$$C_h = \frac{187,2 + 84,24}{270} = 1 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$$

Ce qui remplit les conditions d'auto-curage. Pour la pointe le débit sera :

$$Q'_p = 748,8 + 84,24 = 833,04 \text{ m}^3/\text{h}.$$

La charge superficielle de pointe sera de :

$$C_h = \frac{Q'_p}{S_t} = C_h = \frac{833,04}{540} = 1,5$$

Soit au dessous de la condition de lessivage qui est de l'ordre de  $1,6 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$ .

#### a.- Besoins en oxygène :

La matière organique peut être représentée par une forme simplifiée  $C_5 H_7 NO_2$ . Pour oxyder 1 kg de matière vivante, il faut une quantité d'oxygène égale à 1,42 kg par kg de M.V.S.

La réaction qui se fera est :



$$113 \text{ g} \longrightarrow 160 \text{ gr.}$$

$$\frac{160}{113} = 1,42 \text{ kg d'O}_2/\text{kg de M.V.S.}$$

Compte tenu des pertes qui s'opèrent, en pratique, on considère la valeur suivante, soit 2 kg d'O<sub>2</sub>/kg de M.V.S.

L'aération sera pratiquée par ventilation forcée.

On adopte qu'un lit bactérien à forte charge donne :

$$20 \text{ gr./hab./j de boues.}$$

$$\text{Soit : } 20 \times 45000 = 900.000 \text{ g/j} = 900 \text{ kg/j.}$$

Il faudra donc une quantité d'oxygène de :

$$2 \times 900 = 1800 \text{ kg d'O}_2/\text{j}$$

Comme 1,29 kg d'air occupe un volume de  $1 \text{ m}^3$ , il faudra fournir :

$$\frac{1800}{1,29} = 1395,35 \text{ m}^3/\text{h d'air pour fournir l'oxygène nécessaire.}$$

#### IX.8.4. Décanteurs secondaires :

Avec un temps de séjour généralement égal à 1,5 heure et une hauteur de 3 m, la vitesse ascensionnelle sera de :

$$V_s = \frac{H}{t_s} = \frac{3}{1,5} = 2 \text{ m/h}$$

La surface sera :

$$S = \frac{Q'_p}{V_s} = \frac{833,04}{2} = 416,52 \text{ m}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot S}{3,14}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 416,52}{3,14}} = 23 \text{ m}$$

temps de séjour sur débit moyen :

$$T_s = \frac{V}{Q_m + R Q_m}$$

$$V = S \cdot H = 416,52 \times 3 = 1249,56 \text{ m}^3$$

$$T_s = \frac{1249,56}{187,2 + 84,24} = \frac{1249,56}{271,44}$$

$$T_s = 4 \text{ h. } 30 \text{ mn.}$$



Temps de séjour sur débit de pointe :

$$T_s = \frac{V}{Q_p + RQ_m} = \frac{1249,56}{748,8 + 84,24} = \frac{1249,56}{833,04}$$

$$T_s = 1,5.$$

Les eaux décantées et épurées seront évacuées vers le canal de rejet.  
Une partie de ces eaux sera recyclée en amont du lit bactérien.

// H A P I T R E X.

TRAITEMENT DES BOUES :

TRAITEMENT DES BOUES :

X.1. Traitement des boues :

X.1.1. Bilan des boues :

a.- Boues primaires :

La charge en M.E.S., à l'entrée de la station : 70 g/hab/J.  
Soit : 3150 kg/J qui contient : 20% de matières minérales soit 630 kg/J de M.M. et 80% de matières volatiles en suspension soit 2520 kg/J de M.V.S.  
Le dessableurs éliminent 80% des M.M., soit une quantités de:

$$630 \times 0,80 = 504 \text{ kg/J.}$$

Quantité de M.M à l'entrée des décanteurs primaires sera de :

$$630 - 504 = 126 \text{ kg/J.}$$

Finalement la quantité en M.E.S. entrante dans le décanteur primaire :

$$\text{M.E.S.} = \text{M.M} + \text{M.V.S.} = 126 + 2520 = 2646 \text{ kg/J.}$$

Le décanteur primaire élimine 60% des M.E.S., soit :

$$\text{M.E.S.} = 2646 \times 0,60 = 1587,6 \text{ kg/J} \begin{cases} \rightarrow 75,6 \text{ kg/J de M.M} \\ \rightarrow 1512 \text{ kg/J de M.V.S} \end{cases}$$

La quantité des M.E.S. à la sortie des décanteurs primaires :

$$2646 - 1587,6 = 1058,4 \text{ kg/J.}$$

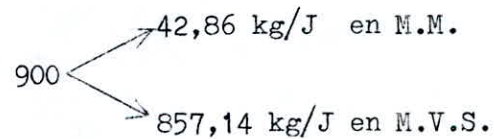
b.- Boues secondaires :

On ne dispose pas de formule empirique pour calculer la production des boues biologiques dans les lits bactériens. On adopte qu'un lit bactérien à forte charge donne 20 g/hab/J de boues.

Soit :

$$20 \times 45000 \text{ hab.} = 900 \text{ kg/J.}$$

Auxquelles on ajoute les M.E.S ayant échappé à la décantation primaire soit :



Si on suppose qu'il existe une production dure parmi les M.V.S. de l'ordre de 30% :

$$X_{\text{dure}} = 857,14 \times 0,3 = 257,142 \text{ kg/J.}$$

Les boues secondaires seront de :

$$42,86 + 257,142 + 900 = 1200,902 \text{ kg/J.}$$

Ce qui correspond à 42,86 kg/J en M.M. et  $900 + 257,142 = 1157,142$  kg/J en M.V.S.

#### X.1.2. Les quantités de boues à traiter sont :

- issues des décanteurs primaires : 1587,6 kg/J dont 75,6 kg/J en M.M. et 1512 kg/J en M.V.S.;
- issues des décanteurs secondaires: 900 kg/J dont 42,86 kg/J en M.M. et 857,14 kg/J en M.V.S.

Les boues primaires sont extraites à une concentration de 30 g/l ce qui représente un volume de :

$$\frac{1587,6}{30} = 52,92 \text{ m}^3/\text{J.}$$

Les boues secondaires sont extraites à des concentrations allant de 12 à 15 g/l le volume à extraire sera de :

$$\frac{900}{15} = 60 \text{ m}^3/\text{J}$$

Soit un volume total de boues à traiter de :

$$V_t = 52,92 + 60 = 112,92 \text{ m}^3/\text{J}.$$

## X.2. Stabilisation et concentration des boues :

### Stabilisation par voie anaérobie.

C'est un procédé généralement très employé qui s'effectue dans un digesteur.

Principe : Lorsqu'on laisse des boues fraîches sous l'eau dans un volume ferme, il se produit successivement deux types de fermentation sous l'action des micro-organismes :

- une fermentation acide;
- une fermentation méthanique où les bactéries méthaniques transforment les acides volatiles de la phase précédente en gaz méthanique.

La température influe profondément sur la vitesse de digestion.

Donc le traitement des boues consiste en une digestion anaérobie avec production de gaz.

Nous avons choisi un digesteur chauffé (35°C) pour avoir un volume de celui-ci plus réduit et pour avoir des surfaces des lits de séchage plus réduites.

### X.2.1. Dimensionnement du digesteur chauffé (35°C) :

Le mélange de boues issues de la décantation primaire et de la décantation secondaire constitue les boues fraîches. Ces boues ont une concentration de :

$$C_t = \frac{M_t}{V_t}$$

$M_t$  : quantité totale de boues à traiter

$$1587,6 + 900 = 2487,6 \text{ kg/J}$$

$V_t$  : volume total de boues à traiter = 112,92 m<sup>3</sup>/J

$$C_t = \frac{2487,6}{112,92} = 22,03 \text{ g/l}.$$

1 9 1

Le volume journalier de boues entrant dans le digesteur est de  $112,92 \text{ m}^3/\text{J}$ . Dans ce cas, le temps de séjour minimum pour assurer une bonne digestion est de 25 jours.

Le volume du digesteur sera :

$$V = 112,92 \times 25 = 2823 \text{ m}^3.$$

La digestion assurera une réduction de 45% des M.V.S d'où une quantité de matières sèches de boues digérées de :

$$0,55 \times 2369,14 + 118,46 = 1421,487 \text{ kg/J.}$$

Les boues digérées sont extraites à des concentrations allant de 40 à 50 g/l. Le volume journalier de boues sera de :

$$V = \frac{1421,487}{50} = 28,43 \text{ m}^3$$

#### X.2.2. Production de gaz :

Le digesteur chauffé à une température de  $35^\circ\text{C}$  pour un temps de séjour de 25 jours, on aura une production de gaz de 900 l/kg de matières organiques détruites. La matière organique détruite est de :

$$2369,14 \times 0,45 = 1066,113 \text{ kg de M.V.S/J}$$

$$1066,113 \times 900 = 961301,7 \text{ l/J soit } 21,36 \text{ l/hab/J.}$$

Le digesteur sera chauffé par le gaz issue de la fermentation. Un appareil sera prévu pour recevoir le gaz de digestion, de là, le gaz sera dirigé vers les chaudières.

#### X.3. Epaisissement :

Le procédé est utilisé pour diminuer le volume des boues. L'épauis-  
sissement jouera donc un double rôle :

- rôle de concentration de boues, diminution du volume de boues, ce qui entraîne un gain de surface;
- un rôle de stockage, afin de permettre une production des boues dans les lits de séchage.

X.3.1. Dimensionnement :

Les boues extraites du digesteur chauffé ont une concentration de 50 g/l soit un volume journalier de 28,43 m<sup>3</sup>. Pour un temps de séjour de 15 jours dans l'épaississement. La capacité de celui-ci sera :

$$V = 28,43 \times 15 = 426,45 \text{ m}^3.$$

Sur une hauteur de 3,5 m, la section est :

$$S = \frac{V}{H} = \frac{426,45}{3,5} = 121,84 \text{ m}^2 \quad D = 13 \text{ m}.$$

Les boues sont extraites de l'épaississeur à une concentration de 80 g/l. Le volume journalier de boues qui arrive aux lits de séchage sera de :

$$\frac{1421,487}{80} = 17,77 \text{ m}^3 = 18 \text{ m}^3.$$

X.4. Lits de séchage :

Le séchage consiste à répartir les boues éjectées périodiquement en couche de 0,4 m environ, sur les lits de séchage constituées par des massifs drainants : c'est la technique la plus utilisée jusqu'à présent. Le volume de boues extraites de l'épaississeur est de :

$$18 \text{ m}^3/\text{J} \text{ soit une production annuelle de :}$$
$$18 \times 365 = 6570 \text{ m}^3.$$

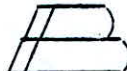
Si l'on admet 10 rotations par an et une couche de 0,4 m de boues sur les lits. La surface sera de :

$$\frac{6570}{0,4 \times 10} = 1642,5 \text{ m}^2. \quad \text{Soit } \frac{45000}{1642,5} = 27 \text{ hab./m}^2.$$

On prévoit un lit de séchage rectangulaire. Donc, on choisit :

$$L = 45 \text{ m}, \quad L.l = 1642,5 \text{ m}^2, \quad l = \frac{1642,5}{45} = 36,5 \text{ m}.$$

$$L = 45 \text{ m.}$$
$$\text{et } l = 37,0 \text{ m.}$$

 BIBLIOGRAPHIE :

1. - Les eaux usées dans les agglomérations urbaines ou rurales  
(Tome I et II) ..... H. GUERREE  
C. GOMELLA
  
2. Les réseaux d'assainissement : calcul, application perspectives ..... R. BOURRIER
  
3. Hydraulique urbaine (Tome II) ..... A. DUPONT
  
4. Memento technique de l'eau ..... DEGREMONT  
(1978).
  
5. Cours d'assainissement urbain ..... STUTTGART  
(1974).



