

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم و البحث العلمي

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET :

Réseau d'assainissement
et Station d'épuration
de la ville de Biskra.

9 PLANCHES

Proposé par :
D.H.W. de
BISKRA

Etudié par :
R. MASMOUDI
S. CHERGUI

Dirigé par :
Dr. Ing. A. KETTAB
Mr. NAKIB

PROMOTION : JANVIER 1986

E.N.P. 10, Avenue Hacén Badi - EL-HARRACH

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم و البحث العلمي

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET :

Réseau d'assainissement
et Station d'épuration
de la ville de Biskra.

Proposé par :
D.H.W. de
BISKRA

Etudié par :
R. MASMOUDI
S. CHERGUI

Dirigé par :
Dr. Ing. A. KETTAB
Mr. NAKIB

PROMOTION : JANVIER 1986

E.N.P. 10, Avenue Hacén Badi - EL-HARRACH

-ooOoo-(DEDICACES)-ooOoo-

Je dédie ce modeste travail en signe de respect
et de reconnaissances à:

- mes parents pour leur sacrifice et leur
patience .
- mes amis .
- toute ma famille, grands et petits.

(R. MASMOUDI)

- /(-) mon père pour son sacrifice consenti à mon égard.
- /(-) ma mère.
- /(-) mes frères et mes soeurs.
- /(-)) mes amis.

Je dédie ce modeste travail .

(S. CHERGUI)

-ooOoo-(REMERCIEMENTS)-ooOoo-

Au terme de cette étude, nous remercions nos promoteurs Mr. KETTAB et Mr. NAKIB pour leurs conseils et leurs aides si efficaces.

Aussi, nous tenons à exprimer notre sincère reconnaissance à tous nos professeurs qui ont été à l'origine de notre formation.

Nos remerciements vont également à tous ceux qui nous ont aidé à réaliser ce mémoire.

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

(S. CHERGUI/R. MASMOUDI)

Résumé du sujet:

La présente thèse traite l'étude du réseau d'assainissement et de la station d'épuration de la ville de Biskra. L'assainissement comprend: l'étude du dimensionnement des collecteurs principaux et la station de relevage des eaux usées vers la station d'épuration. La station d'épuration comprend: le dimensionnement des différents ouvrages de traitement.

Summary of subject:

This project deals with the study of waste-water system and waste-water treatment plant for Biskra. The study of the waste-water system contains: the calculation of the dimensions of the main collectors and the pumping station for delivering the waste-water to the treatment plant. The study of the treatment plant contains: the determination of the dimensions of the various structures.

ملخص الموضوع:

تعد هذه الأطروحة تعالج دراسة شبكة المياه المستعملة ومحطة تنقية المياه الملوثة لمدينة بسكرة.

فدراسة شبكة المياه المستعملة تحتوي على: حساب ابعاد الاثايب الجمعة الرئيسية ومحطة رفع المياه المستعملة إلى محطة التنقية.

أما دراسة محطة التنقية فتحتوي على: تحديد ابعاد الهياكل المختلفة الخاصة بالمحطة.

PREMIERE PARTIE/: " Assainissement de la ville de Biskra "

CHAPITRE (I):

- 1.1 Introduction;
- 1.2 Présentation;
 - 1.2.1 Topographie;
 - 1.2.2 Climatologie;



CHAPITRE (II):

- 2.1 Situation actuelle;
- 2.2 Situation démographique;
 - 2.2.1 Estimation de la population à l'horizon (2010) ;
- 2.3 Etude des besoins en eau potable;
 - 2.3.1 Besoins domestique;
 - 2.3.2 Besoins scolaires;
 - 2.3.3 Besoins sanitaires;
 - 2.3.4 Besoins socio-culturels;
 - 2.3.5 Besoins administratifs;
 - 2.3.6 Besoins commerciaux;
 - 2.3.7 Tableau récapitulatif;

CHAPITRE (III):

- 3.1 Type d'eau à évacuer;
- 3.2 Calcul du débit d'eau usée;
 - 3.2.1 Débit des eaux pluviales;
 - 3.2.2 Débit des eaux usées;
- 3.3 Conditions de fonctionnement du réseau d'égout;

CHAPITRE (IV): Dimensionnement des collecteurs principaux;

- 4.1 Calculs des diamètres des canalisations;
- 4.2 Vérification des conditions d'auto-curage;

CHAPITRE (V): Eléments constitutifs d'un réseau d'égout;

- 5.1 Ouvrages principaux;
- 5.2 Ouvrages annexes;
 - 5.2.1 Bouches d'égout;

(II)

5.2.2 Regards;

- a) Rôles;
- b) Emplacement et espacement;
- c) Caractéristiques;

5.2.3 Déversoir d'orage;

- a) Généralités;
- b) Dimensionnement ;

5.2.4 Station de relevage;

CHAPITRE (VI): Pose de canalisations;

- 6.1 Emplacement ;
- 6.2 Exécution de la tranchée;
- 6.3 Assise de la conduite;
- 6.4 Pose de canalisations en tranchée,
- 6.5 Confection des joints;
- 6.6 Esqai du réseau;
- 6.7 Remblaiement des tranchées;

CHAPITRE (VII): Entretien des réseaux d'égout ;

- 7.1 Débouchages accidentels;
- 7.2 Curages journaliers;
- 7.3 Nettoyages périodiques;
- 7.4 Recherches des fuites;

CHAPITRE (VIII): Protections des canalisations;

(III)

DEUXIEME PARTIE/: "Etude technique de la station d'épuration"

CHAPITRE (I) :

- 1.1 Principe de traitement des eaux usées ;
- 1.2 Données des analyses des eaux usées ;
- 1.3 Définitions des paramètres ;
 - 1.3.1 Demande biochimique en oxygène ;(DBO)
 - 1.3.2 Demande chimique en oxygène; (DCO)
 - 1.3.3 Matières en suspensions; (MES)
 - 1.3.4 Biodégradabilité
- 1.4 Choix du procédé d'épuration des eaux usées;

CHAPITRE (II) : Calcul technique de la variante - A -
(traitement biologique par boues activées à moyenne charge):

- 2.1 Hypothèses de calcul;
- 2.2 Traitement préliminaires;
 - 2.2.1 Généralités;
 - 2.2.2 Dégrillage;
 - 2.2.3 Désablage;
 - 2.2.4 Evacuation et traitement des sables et de refus en eaux résiduaires;
- 2.3 Traitement primaire;
 - 2.3.1 Généralité;
 - 2.3.2 Dimensionnement;
- 2.4 Traitement biologique;
 - 2.4.1 Bassin d'aération
 - 2.4.2 Besoins en oxygène
 - 2.4.3 Système d'aération
 - 2.4.4 Décantation secondaire;
 - 2.4.5 Production journalière de boues en excès;
 - 2.4.6 Age des boues;
 - 2.4.7 Reprise des boues;
 - 2.4.8 Bassin de stérilisation;
- 2.5 Traitement des boues;
 - 2.5.1 Bilan des boues;

(IV)

- 2.5.2 Epaississement des boues;
- 2.5.3 Stabilisation des boues;
- 2.5.4 Lits de séchage;

CHAPITRE (III): Calcul technique de la variante - B -

(traitement biologique par boues activées à faible charge):

- 3.1 Traitement préliminaires;
 - 3.1.1 Déshuileur;
- 3.2 Traitement biologique;
 - 3.2.1 Bassin d'aération;
 - 3.2.2 Clarificateur;
 - 3.2.3 Production des boues en excès;
 - 3.2.4 Reprise des boues;
- 3.3 Traitement des boues;
 - 3.3.1 Epaississement;
 - 3.3.2 Lits de séchage;

CHAPITRE (IV) :


(étude technico-économique des deux variante: A et B);

CHAPITRE (V) :

(Implantation et aménagement général d'une station d'épuration);

- 5.1 Choix du site;
- 5.2 Stabilité du site;
- 5.3 Disposition des conduites dans la station;
- 5.4 Aménagement mécanique;
- 5.5 Equipement administratifs et divers services.

(V)

 L A N C H E S)-ooOoo-

1) RESEAUX D'ASSAINISSEMENT ;

- planche (1) : profil du collecteur (I)
- planche (2) : profil du collecteur (II)
- planche (3) : profil du collecteur (III)
- planche (4) : profil du collecteur (IV)
- planche (5) : profil du collecteur (V)
- planche (6) : plan général du réseau d'assainissement.

2) STATION D'EPURATION :

- planche (7) : schéma d'implantation de la station d'épuration - variante (A) -
- planche (8) : schéma d'implantation de la station d'épuration - variante (B) -

المدرسة الوطنية المتعددة التخصصات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

PREMIERE PARTIE)--ooOoo--

-o-A S S A I N I S S E M E N T -o-
-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-

CHAPITRE (1)

1.1 Introduction:

Située sur une zone de passage entre le massif et le sahara, Biskra comme "Porte du sahara" assure des échanges économiques entre les villes du NORD , les Oasis des Zibans et du souf.

La croissance démographique liée vigoureusement à l'essor économique de la région a conduit à des besoins en eaux de caractère exponentiel qui est traduit par un accroissement permanent du volume du rejet polluant.

Notre présente étude a pour but l'assainissement de la ville de Biskra qui vise à assurer l'évacuation rapide et sans stagnation des eaux usées susceptibles de donner naissance à des nuisances, et des eaux pluviales susceptibles de submerger les habitations et, ce dans les conditions compatibles avec les exigences de santé publiques et d'environnement ainsi que l'étude de la station d'épuration pour le traitement de ces eaux afin d'éviter la pollution des eaux souterraines et les eaux de surface.

1.2 Présentation:

D'après la topographie de la ville de Biskra, nous avons été amené à diviser l'agglomération en Neuf bassins d'apport, chacun de ces derniers est drainé par un égout qui déversera dans les collecteurs principaux.

Le système choisi est de type unitaire dont les grandes mérites sont la simplicité, le faible encombrement, l'économie à la conception et à l'entretien.

Ce système se composera de (5) collecteurs;

C(I), C(II), C(III), C(IV) et C(V) .

Nous proposerons sur les collecteurs principaux C(I) et C(II) la projection de (2) déversoirs d'orage et une station d'épuration à leur intersection .

1.2.1 Topographie:

Le centre de Biskra est caractérisé par de faible pentes, l'altitude du terrain est comprise entre 127 m et 92,8 m d'où une pente moyenne de 5,7 % sur une longueur de 6000 m.

(2)

Les collecteurs à étudier ont pour rôle l'évacuation des eaux usées d'une zone de 1500 ha.

1.2.2 Climatologie:

L'étude climatologique est nécessaire pour tout projet d'hydraulique afin d'avoir une idée sur le climat de la région. L'aspect climatologique de la région de Biskra se caractérise par un hiver assez froid et par un été chaud et sec, la pluviométrie annuelle moyenne est d'environ 150 mm dont la valeur journalière maximum est de 27 mm.

L'intensité pluviométrique est de:

$$I = 50 \text{ l/s/ha}$$

CHAPITRE (II)

2.1 Situation actuelle:

Le réseau d'assainissement de la ville de Biskra qui date de l'ère coloniale ne satisfait pas aux exigences sanitaires et au développement de l'agglomération.

Actuellement, les rejets des eaux usées se font en pleine nature où une grande partie est utilisée dans l'irrigation des palmeraies existant au Sud de la VILLE.

2.2 Situation démographique:

La croissance démographique, l'essor économique et l'élévation du niveau de vie sont les causes principales de l'accroissement des besoins en eau.

2.2.1 Evolution de la population:

L'évolution démographique suit la loi des accroissement géométriques données par la relation des intérêts composés.

$$P_n = P_0 (1 + t)^n$$

P_n : population futur à l'horizon considéré (2010);

P_0 : population actuelle (145000);

n : différence d'année entre l'année de référence (1985) et l'horizon considéré (2010); $n = 25$ ans

t : taux de croissance de la population ($t = 3,2$ %);

$$P(2010) = 145000 (1 + 0,032)^{25}$$

$$P(2010) = 315000 \text{ hab.}$$

2.3 Etude des besoins en eaux:

Les besoins en eaux sont estimés en fonction des ressources disponibles, de l'importance de l'agglomération, des exstantions et des normes d'hygiène.

2.3.1 Besoins domestiques:

Centre	Population	Dotation moy. (l/j/hab.)	Consom. journal. (m ³ /j)
Biskra	315000	250	78750

2.3.2 Besoins scolaires:

Désign.	Nbre d'occup.	Dotation (l/j/élèv.)	Consom./jour m ³ /j
35 E.E.F	28000	100	2800
12 C.E.M	9600	"	960
3 Lycées	3800	"	380
1 E.F.P	200	"	20
1 Technicum	800	"	80
Total:			4240 m ³ /j

2.3.3 Besoins sanitaires:

Désign.	Nbre d'occup.	Superf. (m ²)	DOT.	Consom./j m ³ /j
6 C.S	/	6000	5l/j/m ²	30
2 Hopitaux	620 lits	/	600l/j/lit	372
1 Polycl.	/	1500	5l/j/m ²	7,5
1 Dispen.	/	2000	"	10
1 St. ther.	300 pers.	/	300l/j/pers.	90
Total:				510 m ³ /j

2.3.4 Besoins socio-culturels:

3 M.J	/	4000	4l/j/m ²	16
5 Crêches	450 enf.	/	120l/j/enf.	54
2 Cinémas	1200 places	/	5l/j/places	6
2 Mosqués	19200 pers.	/	30l/j/pers.	576

2.3.5 Besoins administratifs:

Désign.	Nbre d'occup.	Superf. (m ²)	Dotation (l/j/.)	Consom/j (m ³ /j)
APC+PTT				
Commissariat				
Protection civil		20000	10l/j/m ²	200
Gendarmerie				
Bureaux		14000	"	140
Total:				340 m ³ /J

2.3.6 Besoins commerciaux:

2 SNNGA	/	4000	5	20
1 Marché	/	2000	5	10
3 Limonad.	15000 l/j	/	2 l/l	30
16 Café-rest.		4800	5	24
10 Bains	500 pers	/	200	100
6 Douches	480 pers	/	30	15
1 Abattoir	72 têtes	/	500	36
15 Boulangeries	/	/	1200 l/j/unité	18
4 Hotels	800 places	/	130	104
1 Camping	50 pers	/	80	4
1 Stade	3000 pers	/	5	15
1 Piscine	100 nag	/	20	2
1 Usine de dattes	/	/	/	20
St. de lavage	50 voit.	/	1200	60
Total:				458 m ³ /J

2.3.7 Tableau recapitulatif:

Types des besoins	Consommation journalière en m ³ /j
Domestiques	78750
Scolaires	4240
Sanitaires	510
Socio-culturels	652
Commerciaux	458
Administratifs	340
Total : 84950 m ³ /j	

(6)

Comme palliatif aux divers pertes en eaux potable dues généralement aux phénomènes de vieillissement, aux fuites ainsi qu'aux éventuels accidents, on prévoit une majoration de compensation sur le débit total journalier de 15 % .

Horizon 2010 / :

consommation moyenne journalière :	$Q_m = 84950 \text{ m}^3/\text{j}$
majoration de 15 %	$= 12742,5 \text{ m}^3/\text{j}$
consommation totale :	$Q = 97692,5 \text{ m}^3/\text{j}$

CHAPITRE (III)

3.1 Type d'eaux à évacuées:

Notons que dans la ville de Biskra, les seuls eaux à évacuées seront :-

- Les eaux pluviales ou de ruissellement;
- Les eaux usées d'origine domestique,

Les eaux de ruissellement comprennent:

- Les eaux de pluie;
- Les eaux de lavage;

Les eaux usées d'origine domestique comprennent:

- les eaux ménagères (eaux de lessive, de cuisine, etc..)
- les eaux vannes (provenant des W.C , etc....)

D'après les informations recueillies au niveau de la D.H.W, les eaux usées industrielles seront traitées séparément sur place et ne seront pas admises sur le réseau publics.

La SONITEX ET La SONELEC ont prévues un traitement de leurs eaux usées qui seront utilisées directement dans l'irrigation.

3.2 Calcul du débit d'eau usée:

La quantité d'eau transportée dans un réseau d'égout dépend en grande partie de la consommation par habitant de la population desservie. on doit cependant, pour obtenir le débit total, tenir compte des eaux pluviales.

3.2.1 Les eaux pluviales:

Le calcul des eaux pluviales, pour l'horizon 2010 est effectué selon la méthode "rationnelle".

$$Q = C.I.A \quad \text{en l/s}$$

C : coefficient de ruissellement qui varie selon l'inclinaison, le genre et la densité de la surface à drainer.

Habitations très denses :	0,9
Habitations denses :	0,6 - 0,7
Habitations moins denses:	0,4 - 0,5
quartiers résidentiels :	0,2 - 0,3
Zones industrielles :	0,2 - 0,3
Squares; jardins, prairies:	0,05 - 0,2

(suivant pente et perméabilité du sol)

I : intensité des précipitations en l/s/ha

A : surface du bassin d'apport en ha

Pour notre cas le coefficient de ruissellement " C " est choisi suivant la densité des bassins d'apport.

Intensité de pluie: +

Une précipitation pluviale est caractérisée par son intensité, sa durée et sa fréquence de dépassement. Les pluies les plus intenses étant les plus courtes.

$$I = 50 \text{ l/s/ha}$$

3.2.2 Les eaux usées:

Le débit est évalué sur la base de la consommation en eau potable estimée un jour de la plus forte consommation de l'année.

$$Q_{up} = 0,8 \cdot d \cdot s \cdot q_m \cdot k_p$$

a) Densité :

$$d = \frac{\text{Nbre d'habitant}}{\text{Superficie totale}} = \frac{315000}{1500} = 210 \text{ hab/ha}$$

b) Superficie totale = 1500ha

c) Consommation spécifique moyenne en eau potable :

(9)

$$q_m = Q/\text{Nbre d'habitants}$$

$$q_m = \frac{97692,50}{315000} = 0,310 \text{ m}^3/\text{hab}$$

d) Coefficient de pointe :

$$k_p = 2,6 - 0,4 \text{ LOG } \frac{H}{1000} \quad (H: \text{Nbre d'habitant})$$

$$k_p = 2,6 - 0,4 \text{ LOG } \frac{315000}{1000} = 1,6$$

Le débit des eaux usées sera :

$$Q_{up} = \frac{0,8 \cdot 210 \cdot 1500 \cdot 0,310 \cdot 1,6}{24 \cdot 3600} = 1,447 \text{ m}^3/\text{d}$$

3.3 Conditions de fonctionnement du réseau d'égout :

Le réseau d'assainissement doit fonctionner en écoulement gravitaire.

Un réseau de type unitaire doit, dans toute la mesure du possible être autocureur de telle manière que:

- Les sables soient automatiquement entraînés pour des débits pluviaux atteints assez fréquemment.
- Les vases fermentescibles soient également entraînés pour le débit moyen des eaux usées.

La condition d'autocurage ne serait satisfaite que pour des vitesses dépassant 0,6 m/s .

Signalons qu'en raison du caractère abrasif des matières transportées par les eaux (petites pierres et des sables lourds), les vitesses d'écoulement ne doivent pas dépasser 2,5 m/s .

Les vitesses susmentionnées sont recommandées pour le calcul du diamètre des conduites en fonction des débits de pointes.

En principe le diamètre minimum des collecteurs est de 300 mm pour les réseaux en système unitaire.

Si la pose du réseau est faite conformément aux prescriptions techniques, on peut adopter une pente minimale de 2 mm/m à condition de vérifier que la vitesse d'autocurage est bien satisfaite.

CHAPITRE (IV)

Dimensionnement des collecteurs principaux.

4.1 Calcul des diamètres des canalisations:

Après avoir déterminé le débit de pointe, on calcule la pente qui permet d'assurer l'écoulement gravitaire. Cette pente est fonction de la topographie du terrain et des profondeurs maximale désirée.

La pente doit être suffisante pour générer la vitesse minimale nécessaire à l'auto-nettoyage de la conduite.

Le diamètre minimal des canalisations est fixé à 0,30m.

En fonction donc du débit à évacué (débit de dimensionnement) et de la pente, on détermine le diamètre du tronçon considéré en utilisant l'abaque de l'annexe VII (canalisation circulaire), cet abaque de BAZIN est basé sur la formule:

$$Q = S.V$$

$$V = (R.I)^{1/2} C \quad \text{Formule de CHEZY}$$

Q : débit (en m³/s) ;

S : section transversale de l'ouvrage occupée par l'eau (en m²);

V : vitesse d'écoulement de l'eau (en m/s);

I : pente de l'ouvrage (en m/m);

C : coefficient pour lequel on peut adopter celui donné par la formule de BAZIN/:

$$C = \frac{87.(R)^{1/2}}{y + (R)^{1/2}}$$

R : rayon hydraulique (en m);

y : coefficient de BAZIN ;

En égard aux dépôts qui peuvent se former, le coefficient y de la formule de BAZIN a été pris égal à 0,46; d'où:

$$C = 60.(R)^{1/4} \quad \text{et} \quad V = 60.(R)^{3/4} . I^{1/2}$$

(11)

4.2 Vérification des conditions d'auto-curage:

Un réseau d'assainissement doit être autocureur pour éviter l'érosion par les matières solides transportées.

Les conditions d'auto-curage peuvent être traduites comme suit:

- Vitesse supérieure à 0,6 m/s pour $Q_{ps} / 10$;
- Vitesse supérieure à 0,3 m/s pour $Q_{ps} / 100$;

Les résultats des calculs, reportés aux tableaux, sont obtenus sur la base des calculs suivants:-

- Fonct. du(diamètre, pente), on tire de l'abaque VII
 Q_{ps} : débit à pleine section;
 V_{ps} : vitesse à pleine section;

- Fonct. du($r_Q = Q / Q_{ps}$), on tire de l'abaque X

$$r_H = H / H_{ps} \quad H_{ps} = \text{diamètre (D)}$$

$$r_V = V / V_{ps}$$

- Hauteur de remplissage:

$$H = D \cdot r_H \quad \text{en (m)}$$

- Vitesse réelle d'écoulement;

$$V = V_{ps} \cdot r_V \quad \text{en (m/s)}$$

- Vitesse d'écoulement pour $Q_{ps} / 10$;

$$V = 0,6 \cdot V_{ps} \quad \text{en (m/s)}$$

CHAPITRE (V)

Eléments constitutifs du réseau d'égout:

Un égout est considéré comme un aqueduc à écoulement libre dont la mise en charge doit être exceptionnelle et limitée par le débordement éventuel des regards et des ouvrages annexes;

Les éléments constitutifs d'un réseau d'égout se subdivisent en:

- Ouvrages principaux;
- Ouvrages annexes;

5.1 Ouvrages principaux:

Ils comprennent les tuyaux cylindriques, les tuyaux ovoïdes préfabriqués normalisés et les ouvrages visitables de profils particuliers limités aux grands centres urbains.

Les canalisations composant les collecteurs seront en béton armé et de profil circulaire.

Ce matériau présente une bonne étanchéité et résiste bien aux attaques mécaniques, statiques et chimiques du sol et des eaux transportées.

Les charges statiques comprennent la pression des terres et de l'eau, les charges dues à la circulation et la superstructure.

Les attaques mécaniques résultent essentiellement du charriage par les eaux usées, de sable, gravier, etc.....

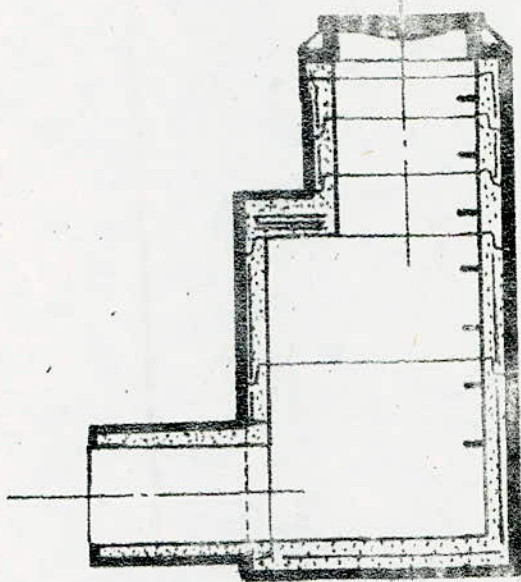
Une très grande vitesse de l'eau provoque une grande usure.

Les attaques chimiques possibles sur le matériau de construction de la canalisation sont très nombreuses.

En soi, le charriage d'eau usée nuisible aux canaux n'est pas permis, malgré cela il faut tenir compte du fait que des substances corrosives, explosives et toxiques peuvent toujours parvenir dans les canalisations.

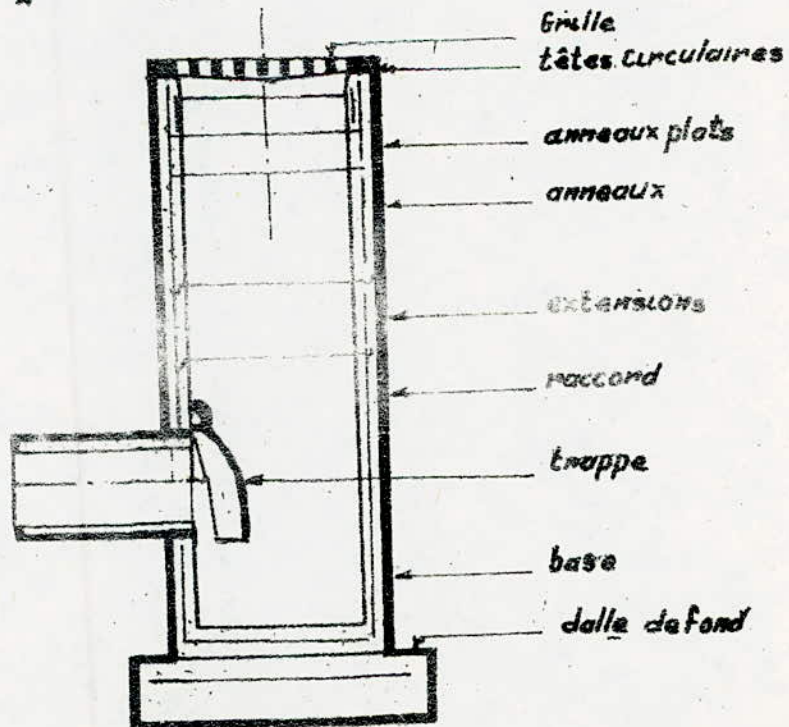
Le profil circulaire, en plus des avantages économiques qu'il présente, se trouve préférable devant les autres par sa commodité durant les travaux de pose, sa disponibilité sur le marché et sa gamme de diamètres fabriqués jusqu'à 3000 mm.

Fig 4 Regard Louces



Fig

puisard



5.2 Ouvrages annexes:

Pour des raisons constructives et d'entretien et pour l'exploitation rationnelle des réseaux d'égout, des ouvrages annexes le long des collecteurs s'avèrent indispensables.

5.2.1 Bouches d'égout:

Les bouches d'égout servent à l'introduction dans un égout les eaux de pluie et de lavage des rues et des trottoirs. Ils sont munis d'opturation et garantissent ainsi une meilleure aération et ventilation des canaux, et des puisards de déssablement qui retiennent la plus grande partie des ordures. Leurs situations dans le corps de chaussée est la suivante:-

- Dans le trottoir, entrée latérale;
- Dans la chaussée, entrée par le haut;

Les bouches d'égout sont normalement établies aux points bas des caniveaux correspondant généralement à une jonction des rues.

En cas de caniveau d'assez grande longueur sans jonction des rues, il peut être nécessaire d'établir une ou plusieurs bouches d'égout intermédiaires.

5.2.2 Regards:

- a) Destinations: Les regards sont destinés à;
- L'accès des engins de curage pour les ouvrages non visitables;
 - L'entretien et nettoyage des caniveaux;
 - La ventilation des ouvrages;

b) Espacement et emplacement:

L'espacement ne doit pas dépasser, du point de vue de la sécurité des ouvriers, une centaine de mètres.

Sur les canalisations un regard de visite doit être installé à chaque;

Fig 2. Bouche d'égout à accès Latéral

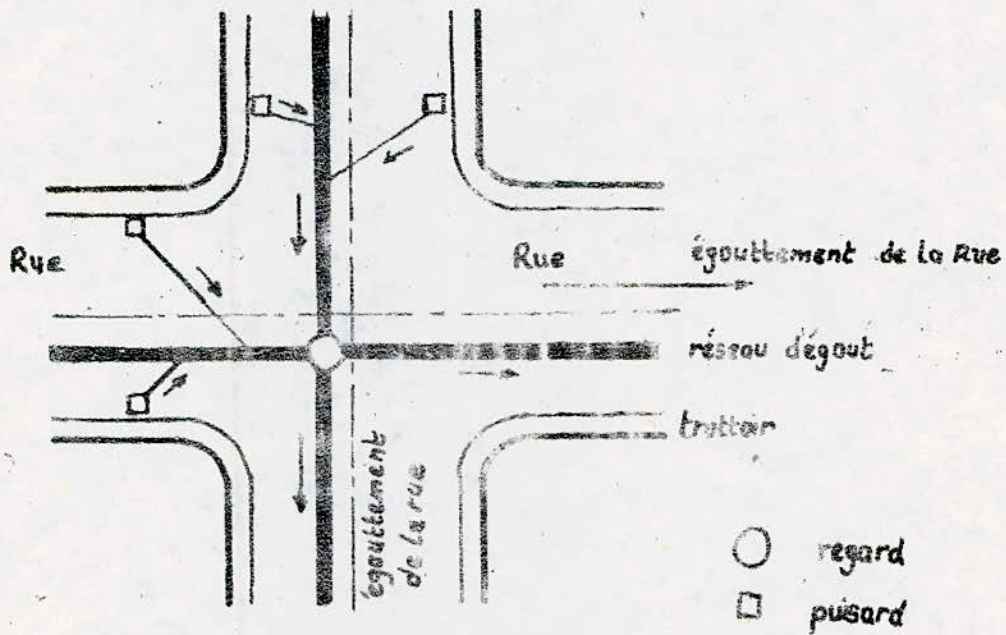
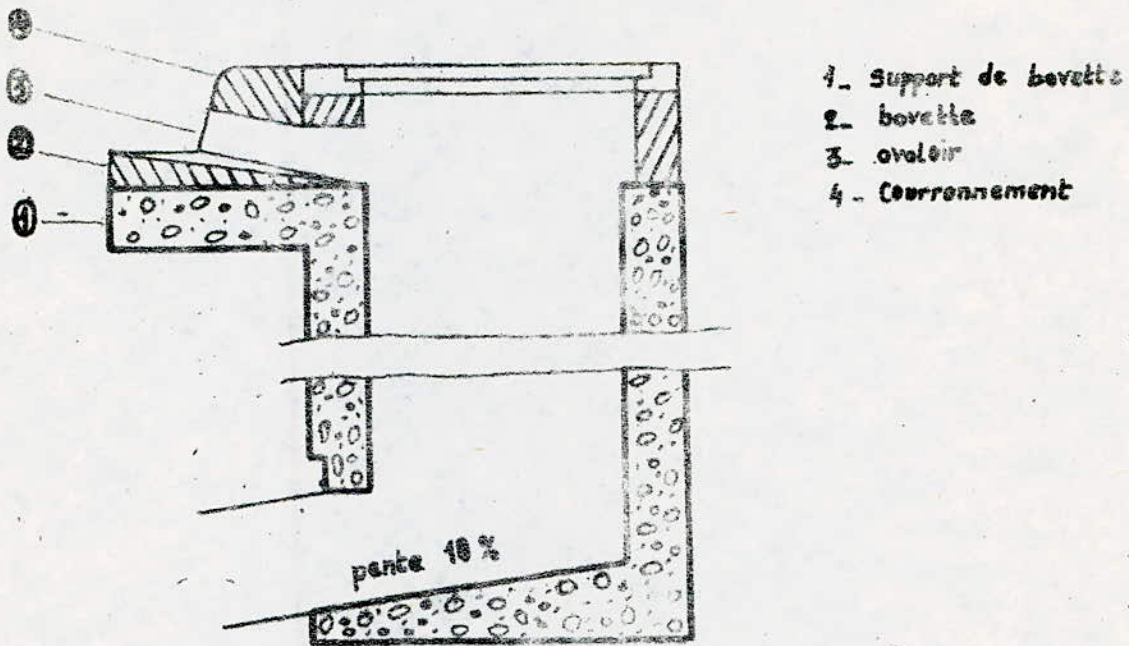


fig Disposition des puisards à une intersection

- Point de jonction;
- Changement de direction;
- Changement de pente des canaux;
- Changement de diamètre;
- Point de chute;

c) Caractéristiques:

Les regards sur les ouvrages non visitables sont de dimensions réduites que ceux sur les ouvrages visitables, ils pourront ne pas être pourvus d'échelons si leur profondeur est inférieure à CINQ mètres, mais il est recommandé d'en équiper au moins un sur deux.

Au delà de CINQ mètres de profondeur la pose d'échelons est obligatoire.

La plupart des regards d'accès sont fabriqués en usine et assemblés sur chantier. Ils sont constitués de pièces de béton de formes et de dimensions variées, qui peuvent s'adapter aux différents diamètres et aux différentes profondeurs des conduites d'égout.

La partie supérieure du regard est constituée d'un cadre et d'un couvercle en fonte ou en béton armé.

Ces pièces doivent être lourdes et très solides pour pouvoir résister aux chocs et à l'usure due à la circulation.

5.2.3 Déversoirs d'orage:

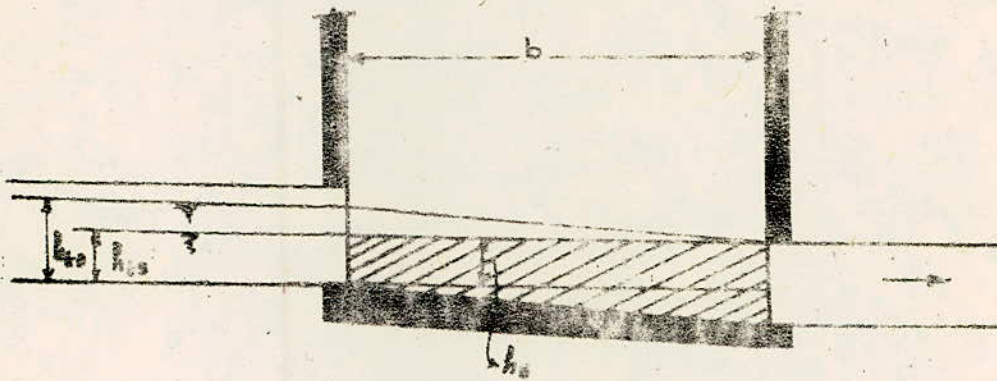
a) Généralités: Les déversoirs d'orage, installés le long des collecteurs, sont destinés à laisser passer, en direction d'un exutoire naturel, une fraction de débit d'orage. Cette évacuation concerne, en général, la tranche d'eau supérieure à celle correspondant à la somme du débit des eaux usées et celui d'une petite pluie.

La station d'épuration ne peut, d'une manière générale, recevoir que le triple du débit par temps sec.

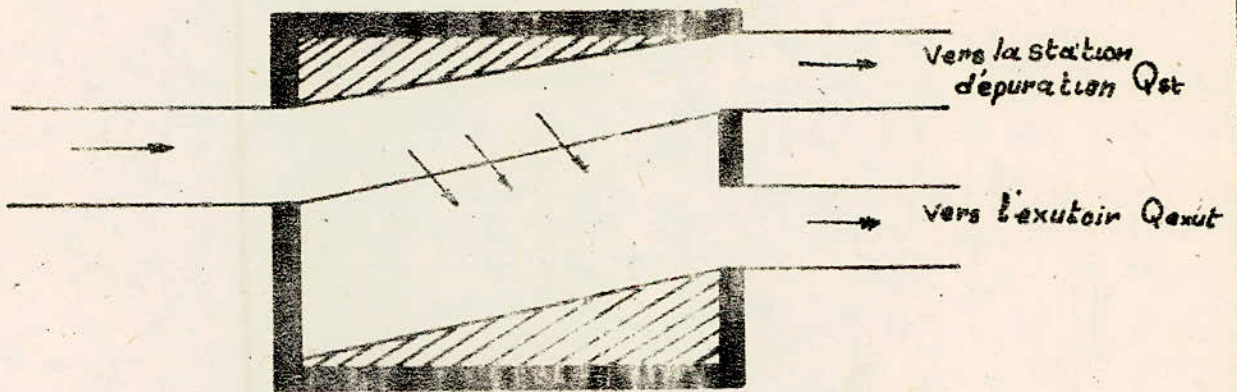
Le déversoir d'orage avec seuil de déversement est la méthode la plus employée pour la séparation des eaux dans le réseau.

Le calcul est très incertain, car le niveau d'eau à l'intérieur du réseau ne peut pas être déterminé d'une façon

Fig 3 Schéma du Déversoir d'urgence.



a. Vue en coupe Verticale



b. Vue en plan horizontal

h_{sp} = Hauteur des eaux en temps de pluie

h_{ts} = Hauteur des eaux en temps sec

h_s = Hauteur du seuil de déversoir

b = Longueur du seuil de déversoir

précise.

L'emplacement d'un tuyau d'étranglement immédiatement après le déversoir d'orage est à recommander.

b) Dimensionnement:

A- Sur le collecteur principal (II):

Au point d'emplacement du déversoir d'orage, on a :

- Conduite d'amenée ; $D = 1500 \text{ mm}$
- Débit de pointe par temps sec ; $Q_{TS} = 0,48 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit par temps de pluie ; $Q_{tp} = Q_p + Q_u = 4,07 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit à pleine section ; $Q_{ps} = V_{ps} \cdot A_{ps} = 4,46 \text{ m}^3/\text{s}$

Etant donné que la station d'épuration peut recevoir le triple du débit de pointe par temps sec, on a alors;

$$Q_{st} = 3 \cdot Q_{TS} = 1,44 \text{ m}^3/\text{s}$$

Débit allant vers l'exutoire en temps de pluie sera;

$$Q_{\text{ex}} = Q_{tp} - Q_{st} = 2,63 \text{ m}^3/\text{s}$$

Calcul du niveau d'eau dans le tuyau d'arrivée;

- Par temps de pluie;

$$r_Q = \frac{Q_{TP}}{Q_{ps}} = 0,91$$

$r_Q = 0,91$ (Abaque Ab.5 - Ouvrage circulaire -)

On tire; $r_H = 0,72$

La hauteur de remplissage sera;

$$H = r_H \cdot D = 1,08 \text{ m}$$

- Par Temps de pluie, le débit rentrant a la station est;

$$Q_{st} = 3 \cdot Q_{ts} = 1,44 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$r_Q = Q_{st} / Q_{ps} = 0,32$$

$r_Q = 0,32$ on tire d'après l'abaque Ab.5, $r_H = 0,38$

La hauteur du seuil du déversoir d'orage;

$$H_s = r_H \cdot D = 0,57 \text{ m}$$

Hauteur de la lame déversante;

$$H_d = H - H_s = 1,08 - 0,57 = 0,51 \text{ m}$$

Longueur du seuil du déversoir d'orage;

$$Q_d = 2/3 \cdot b \cdot (2 \cdot g)^{1/2} \cdot h_o^{3/2} \cdot /u$$

$$\text{D'où; } b = 3/2 \cdot \frac{Q_d}{(2 \cdot g)^{1/2} \cdot h_o^{3/2} \cdot /u}$$

Pour le seuil de déversoir on peut choisir approximativement

$$/u = 0,6$$

$$/u = f(H_s) (H) (r)$$

H_s : hauteur du seuil;

H_d : charge d'eau;

r : forme de la crête;

En supposant $h_o = H_d / 2$ on aura; $h_o = 0,255 \text{ m}$

$$\text{et } b = 3/2 \cdot \frac{2,63}{0,6 \cdot (19,6) \cdot (0,255)^{3/2}} = 11,54 \text{ m}$$

On prend une marge de sécurité de 50 % , on aura ;

$$b = 17,31 \text{ m}$$

Choix : déversoir des DEUX côtés avec $b = 8,65 \text{ m}$

B - Sur le collecteur principal (I):

Au point d'emplacement du déversoir d'orage, on a;

- Diamètre de la conduite d'arrivée;

$$D = 2100 \text{ mm}$$

- Débit de pointe par temps sec;

$$Q_{ts} = 0,69 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Débit par temps de pluie;

$$Q_{tp} = 7,98 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Débit à pleine section;

$$Q_{ps} = 8,40 \text{ m}^3/\text{s}$$

Débit évacué vers la station d'épuration est;

$$Q_{st} = 3 \cdot Q_{ts} = 2,07 \text{ m}^3/\text{s}$$

Débit allant vers l'exutoire en temps de pluie;

$$Q_{\text{ex.}} = Q_{tp} - Q_{st} = 5,91 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\text{ex.}} = Q_d$$

Hauteur de remplissage dans le tuyau d'arrivée;

- Par temps de pluie:

$$r_Q = Q_{tp} / Q_{ps} = 0,95$$

Connaissons la valeur de r_Q on tire d'après l'abaque Ab.5 (ouvrages circulaires) la valeur de r_H ;

$$r_H = 0,76$$

D'où la hauteur de remplissage sera;

$$H = r_H \cdot D = 0,76 \cdot 2,1 = 1,60 \text{ m}$$

- Par temps de pluie, le débit allant vers la station est;

$$Q_{st.} = 3 \cdot Q_{ts} = 2,07 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$r_Q = Q_{st} / Q_{ps} = 0,25$$

D'après l'abaque Ab.5 (Ouvrages circulaires) on tire ;

$$r_H = 0,32$$

D'où la hauteur du seuil déversant sera ;

$$H_s = r_H \cdot D = 0,32 \cdot 2,1 = 0,67 \text{ m}$$

Hauteur de la lame déversante ;

$$H_d = H - H_s = 1,60 - 0,67 = 0,93 \text{ m}$$

Longueur du seuil du déversoir d'orage ;

$$Q_d = 2/3 \cdot b \cdot (2.g)^{1/2} \cdot h_o^{3/2} / u$$

$$\text{D'où } b = 3/2 \cdot \frac{Q_d}{(2.g)^{1/2} \cdot h_o^{3/2} / u}$$

$$Q_d = Q_{ex} = 5,91 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$/u = 0,60$$

$$h_o = H_d / 2 = 0,46 \text{ m}$$

Après calcul, on aura ; $b = 10,70 \text{ m}$

Avec une marge de sécurité de 50 % ;

$$b = 16,05 \text{ m}$$

Choix: déversoir des DEUX côtés avec

$$b = 8,0 \text{ m}$$

5.2.4 Station de relevage:

A son point d'arrivée à la station d'épuration, l'intercepteur principal du réseau d'égout est profondément enfoui sous terre. Les eaux doivent donc être élevées par pompage avant de passer par les différentes phases de traitement.

Aux modèles de pompes les plus courants, on doit ajouter un appareil élévatoire qu'on appelle la " Vis d'Archimède."

Les stations pourvus de Vis d'Archimède sont constituées de un ou plusieurs Vis en parallèle, mues par des Moteurs électrique à vitesse constante ou variable, les Vis peuvent être inclinées jusqu'à 45° (suivant le Constructeur). En raison des problèmes de supports et de Structures, la hauteur statique de la Station est limitée à 7,5m.

Pour obtenir des hauteurs statiques considérables, on doit construire une Station étagée.

Comme la Vis d'Archimède peut pomper des matières solides assez grosses, on effectue le dégrillage mécanique qu'après la Station de pompage.

Le choix d'un type de pompe est basé sur les débits et les hauteurs de refoulement.

La Pompe est constituée par un tube en acier sur lequel sont soudées des Spires en tôles aux deux extrémités du tube sont également fixées les deux arbres spéciaux qui viennent s'ajuster dans les paliers supports. L'entraînement se fait à l'aide d'un moteur électrique étanche.

Les Vis d'Archimède présentent les avantages suivants :

- Relevage de toute matières Véhiculées par l'Eau ;
- Elimination de crépine et aucun danger d'obstruction ;
- La consommation électrique est proportionnelle au débit refoulé.

Mode de Fonctionnement :

Le liquide dont la surface est à l'air libre, est transporté régulièrement vers le haut par une Vis sans fin

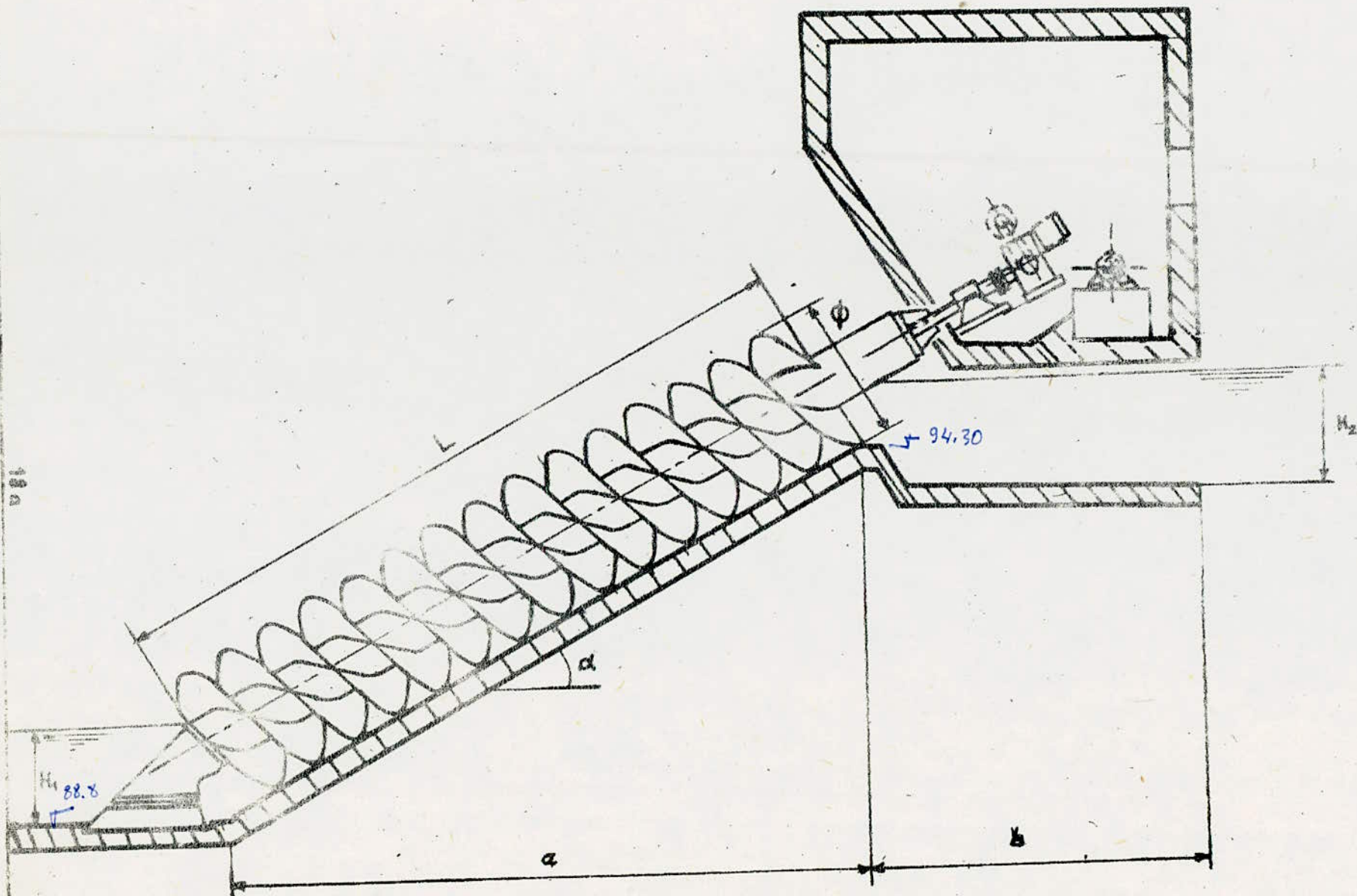


Fig 4 Pompe à vis d'Archimède

qui tourne dans une auge penchée.

Condition de Transport :

La puissance d'une pompe à vis sans fin dépend du diamètre de la vis et de la vitesse de rotation ou plutôt de la puissance absorbée.

Situation de la Station de pompage :

La Station de pompage doit être située de telle façon qu'elle peut être actionner en toute sécurité, simplement et rentablement . Il est pratiquement avantageux de placer la Station de pompage près de la Station d'épuration puisqu'ainsi l'alimentation en électricité et la surveillance d'exploitation sont facilité.

En principe on doit pouvoir atteindre chaque pompe facilement et cela aussi par temps de crue. En même temps le Batiment doit être bien protégé contre l'entrée des Crues.

Dimensionnement:

Nous opterons pour une pompe à vis d' Archimède du type SPAANS dont les débits approximatifs sont donnés par le tableau suivant:

Diamètres (mm)	Débits	
	l/s	m ³ /h
380	25	90
560	50	180
650	75	270
750	100	360
900	150	540
1000	200	720
1200	300	1080
1350	400	1440
1500	500	1800
1600	600	2160
1800	800	2880
2000	1000	3600

(20)

1) Débit et choix des pompes:

A- Temps sec:

. Débit par temps sec; $Q_{ts} = 1447 \text{ l/s}$

. Choix: + 1 pompe à vis d'Archimède de $D = 2000 \text{ mm}$
1 pompe " " " de $D = 1500 \text{ mm}$

B- Temps pluvial:

. Débit par temps de pluie; $Q_{tp} = 3 \times Q_m = 2714 \text{ l/s}$

. Choix: 2 pompes à vis d'Archimède de $D = 2000 \text{ mm}$
1 pompe " " " de $D = 1500 \text{ mm}$
1 pompe " " " de $D = 1200 \text{ mm}$

2) Rendement de la station de relevage:

A- Temps sec:

$$Q_{ts} = 1447 \text{ l/s}$$

D'après le tableau de la page 29, les deux pompes de ($D = 2000 \text{ mm}$ et $D = 1500 \text{ mm}$) peuvent relever au maximum un débit de $Q_{max.} = 1500 \text{ l/s}$.

$$Q_{ts}/Q_{max.} = 0,96$$

D'où on tire du nomogramme représenté sur la page 20, (établi uniquement pour les pompes à vis d'Archimède de type SPAANS), la valeur de rendement par temps sec;

$$\eta_s = 75 \%$$

B- Temps de pluie:

$$Q_{tp} = 2714 \text{ l/s}$$

$$Q_{max.} = 2800 \text{ l/s}$$

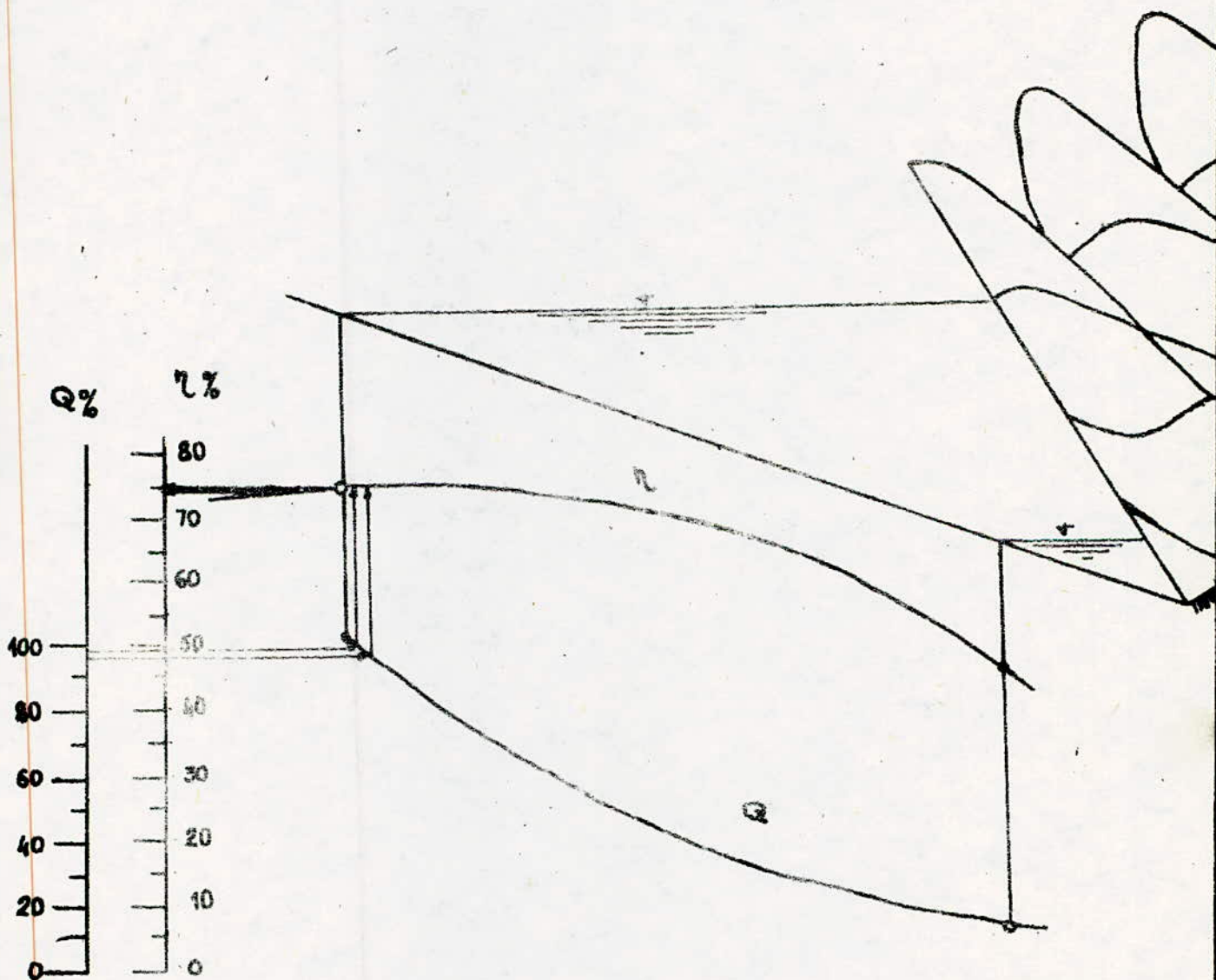
Avec $Q_{tp}/Q_{max.} = 0,97$

On aura, d'après le nomogramme;

$$\eta_p = 0,74 = 74 \%$$

(20a)

NOMOCRAMME POUR POMPES A VIS D'ARCHIMEDE DE TYPE SPAANS



(21)

3) Puissances des moteurs d'entraînement:

Puissance absorbée:

$$N_t = (Q \cdot H_{\text{géo.}}) / (75 \cdot \eta)$$

Q : Débit en l/s ;

H_{géo.} : Hauteur de relevage en (m);

η : Rendement;

A- Temps sec:

$$Q_{ts} = 1447 \text{ l/s}$$

$$H_{\text{géo.}} = 5,0 \text{ m} \quad \text{d'où } N_s = 128,62 \text{ CV}$$

$$= 174,92 \text{ Kw}$$

$$\eta_s = 0,75$$

B- Temps pluvial:

$$Q_{pl.} = 2714 \text{ l/s}$$

$$H_{\text{géo.}} = 4,49 \text{ m} \quad \text{d'où } N_p = 219,56 \text{ CV}$$

$$= 298,61 \text{ Kw}$$

$$\eta_p = 0,74$$

Nous prévoyons (4) pompes à vis d'Archimède, deux de diamètre (D = 2000 mm et D = 1500 mm) relèvent les eaux usées par temps sec, les deux autres entreront en fonction automatiquement, à l'aide d'un flotteur, en temps pluvial.

3 moteurs d'entraînement pour les vis de diamètre (D = 2000 mm, D = 1500 mm et D = 1200 mm) seront également prévus.

. 1 CV = 1,36 Kw

CHAPITRE (VI)

Pose des conduites;

6.1 Emplacement :

Dans les rues de moins de 15,0 m de largeur, la canalisation du réseau d'égout passe en général suivant l'axe de la chaussée, par conséquent, les branchements d'immeubles auront la même longueur.

6.2 Exécution de la tranchée:

L'installation d'un égout sanitaire nécessite les opérations suivantes:

- Excavation de la tranchée;
- Remplissage ou construction d'un remblai;
- Compactage du sol;
- Contrôl des eaux de surfaces et des eaux souterraines; en cas de leurs existances.

En matière d'excavation, la profondeur et la largeur de la tranchée sont les dimensions les plus importantes.

En cours de l'excavation, il faut vérifier continuellement l'élévation pour éviter les erreurs qui pourraient produire des points hauts et des points bas dans la conduite.

La charge morte (poids du sol) sur la conduite est directement fonction de la largeur de la tranchée.

La largeur de la tranchée doit être égale au diamètre extérieur de la conduite augmenté de 0,50 m. Si la nature des joints le rend nécessaire, leur confection doit être facilitée par la création des niches dans le fond et dans les parois des tranchée.

Lorsque le sol est constitué d'argile, de silt, de glaise ou d'un matériau non homogène, dans ce cas le sol est considéré instable, alors, il est nécessaire d'utiliser des palplanches ou des étançons ou encore creuser une tranchée à parois inclinées.

6.3 Assise de la conduite:

Lorsque l'excavation est terminée, on doit stabiliser le fond de la tranchée pour maintenir la conduite dans son axe

et soutenir le poids du sol situé au dessus.

Le fond de la tranchée est ensuite empièrré au moyen de matériaux tels que le sable, le gravier ou la pierre concassée, sur une épaisseur minimale de dix centimètres sous la conduite.

Pour que les charges extérieures soient distribuées uniformément sur toute la surface de la conduite, l'assise doit être de préférence élevée jusqu'à mi-hauteur de la conduite.

6.4 Pose des canalisations en tranchée:

La pose des canalisations dans la tranchée est un travail qui exige de la précision (au niveau de l'alignement de l'axe de la conduite) ainsi que le respect du niveau du radier, comme le stipulent les plans et profils pour chaque tronçon du réseau.

On a les deux méthodes suivantes pour la pose des conduites;

a) Les points de contrôle sont fixés à l'aide de piquets installés à la surface du terrain et décentrés par rapport à l'axe de la conduite.

On utilise des planches à niveau, des instruments de mesure, des niveaux d'arpenteur ou des instruments spéciaux de transfert de niveau pour aligner l'axe des tuyaux et le niveau du radier.

b) Les points de contrôle sont situés au fond de la tranchée.

On utilise un appareil au laser qui produit un faisceau lumineux rouge, on peut localiser ce faisceau en interceptant les rayons avec un cible. Une fois aligné et orienté selon la pente voulue, le faisceau fournit une ligne de référence continue, à partir de laquelle des mesures peuvent être prises. L'appareil peut être installé dans un regard et la projection du rayon peut se faire à l'intérieur ou à l'extérieur du tuyau.

L'assemblage des conduites de petit diamètre se fait à la main, pour les conduites de grand diamètre, il est plus pratique, plus économique et plus sécuritaire d'utiliser des bélières mécaniques. On effectue l'assemblage en plaçant le bout femelle du tuyau dans le sens de la pose, ce qui empêche les matériaux de l'assise de pénétrer dans le bout femelle pendant l'assemblage.

6.5 Confection des joints:

Les joints doivent être confectionnés conformément aux prescriptions des fabricants des conduites. Dans le cas de joints au mortier de ciment sur des canalisations dont le diamètre est supérieur ou égal à 0,60 m; le joint doit faire l'objet, à l'intérieur de la canalisation, d'un ragréage au mortier de ciment.

6.6 Essai du réseau:

L'essai des canalisations doit se faire avant le remblaiement sur des tronçons compris entre deux regards consécutifs. L'épreuve à l'eau est déconseillée dans le cas des joints en ciment.

Lorsque les suggestions imposées pour le remblaiement exigent que les essais soient effectués avant la prise du ciment, les essais peuvent alors s'effectuer à la fumée.

6.7 Remblaiement des tranchées:

Le remblaiement doit être effectué jusqu'à une hauteur de 0,15 m au dessus de la génératrice supérieure de la canalisation.

Il doit s'effectuer à la main avec la terre des déblais séparée de tout élément susceptible d'endommager la conduite; ce remblai doit être soigneusement damé à la main.

La seconde partie du remblai peut être réalisé à l'aide d'engin mécanique, étant précisé que la terre utilisée ne doit contenir ni blocs de roche ni débris végétaux ou animaux.

L'épaisseur maximale de chaque couche de remblai ne doit pas excéder 0,30 m.

CHAPITRE (VII)

Entretien des réseaux d'égout;

L'exploitation des réseaux d'égout comprend des opérations d'entretien courant telles que:

- Débouchages accidentels;
- Curages journaliers;
- Nettoyages périodiques;
- Recherches des fuites;

7.1 Débouchages accidentels:

Sont des opérations ponctuelles qui n'ont lieu qu'en cas d'obstructions causées par des dépôts importants, souvent des blocs de ciment provenant des eaux de lavage des bétonnières ou des eaux dont le rejet à l'égout est prohibé, ou par des racines.

Cette opération peut se faire à l'aide des jongs manoeuvrés à la main.

7.2 Curages journaliers:

La solution idéale des curages journaliers des canalisations d'égout, afin d'éviter les dépôts de boues et les fermentations et de pouvoir envoyer un effluent " frais " à la station d'épuration, consiste en l'autocurage de celles ci.

7.3 Nettoyages périodiques:

On fait appel au nettoyage sous forte pressions, de 40 bars à 100 bars, d'eau à l'aide d'engins comportant une pompe entraînée par un moteur électrique ou thermique.

7.4 Recherches des fuites:

Les tuyaux peuvent, sous l'effet d'un tassement différentiel du sol, se fissurer ou se rompre.

Il est actuellement possible de procéder à un examen intérieur par une caméra de télévision qui permet de localiser avec précision la nature des dommages.

(26)

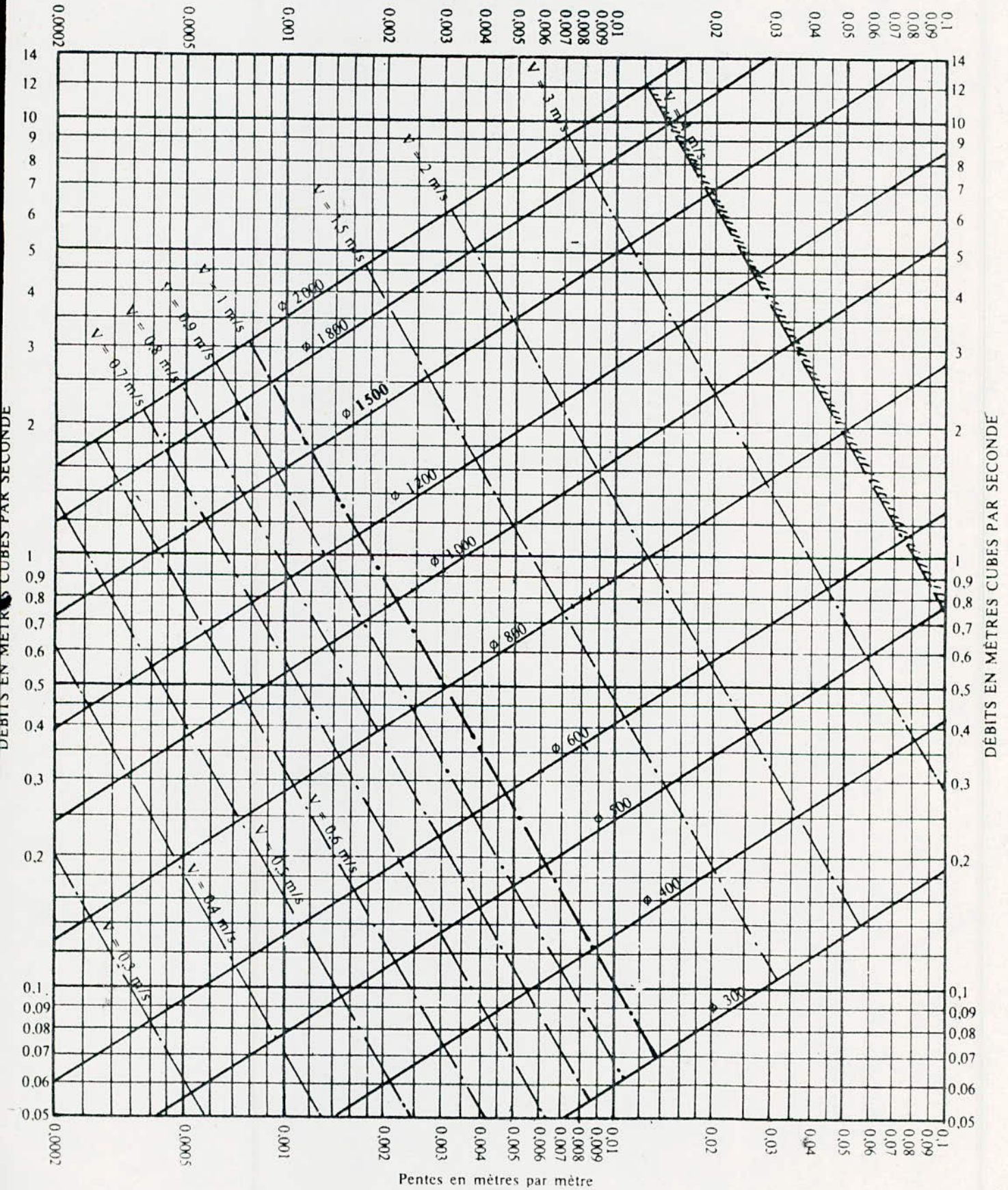
CHAPITRE (VIII)

Protection des canalisations;

Les tuyaux de béton armé, en raison des charges externes importantes qui s'exercent sur eux, sont renforcés d'une armature en forme de cage, construite avec des tiges d'acier. Cette cage peut être simple ou double, circulaire ou élliptique.

On doit parfois recouvrir la paroi interne de plastique ou de peinture à base de goudron afin de la protéger contre les acides, les produits chimiques, les particules abrasives et certaines organismes biologiques.

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

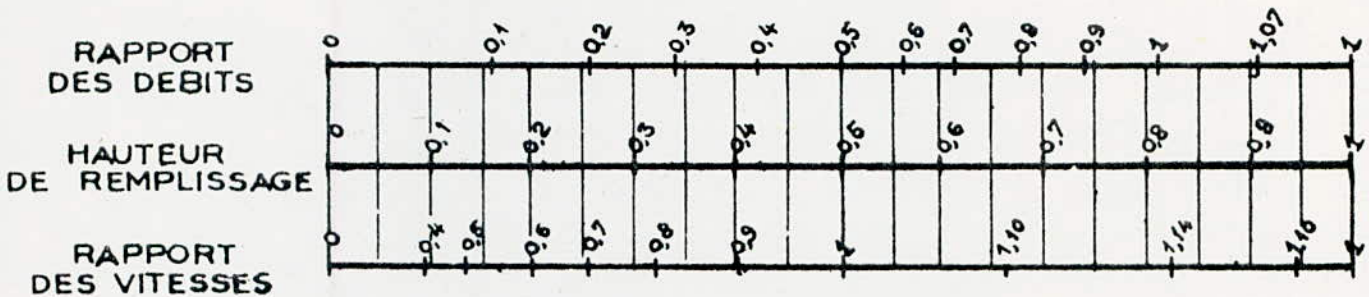


ANNEXE X

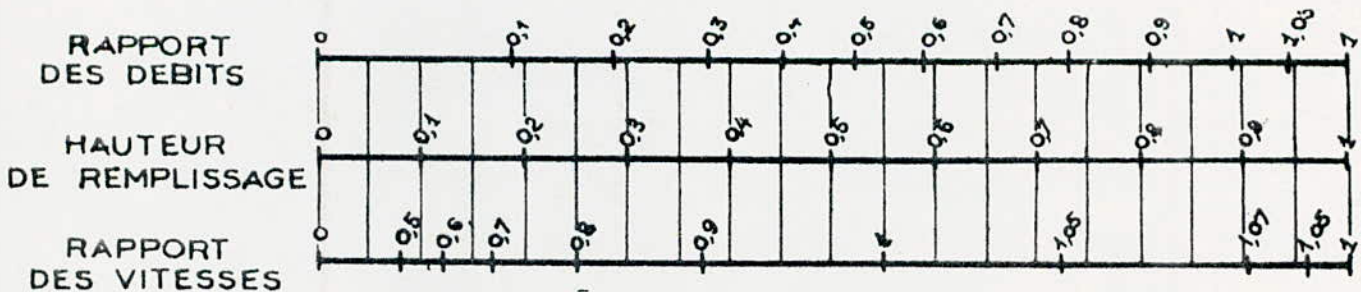
VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES
EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE

(d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovoïdes normalisés

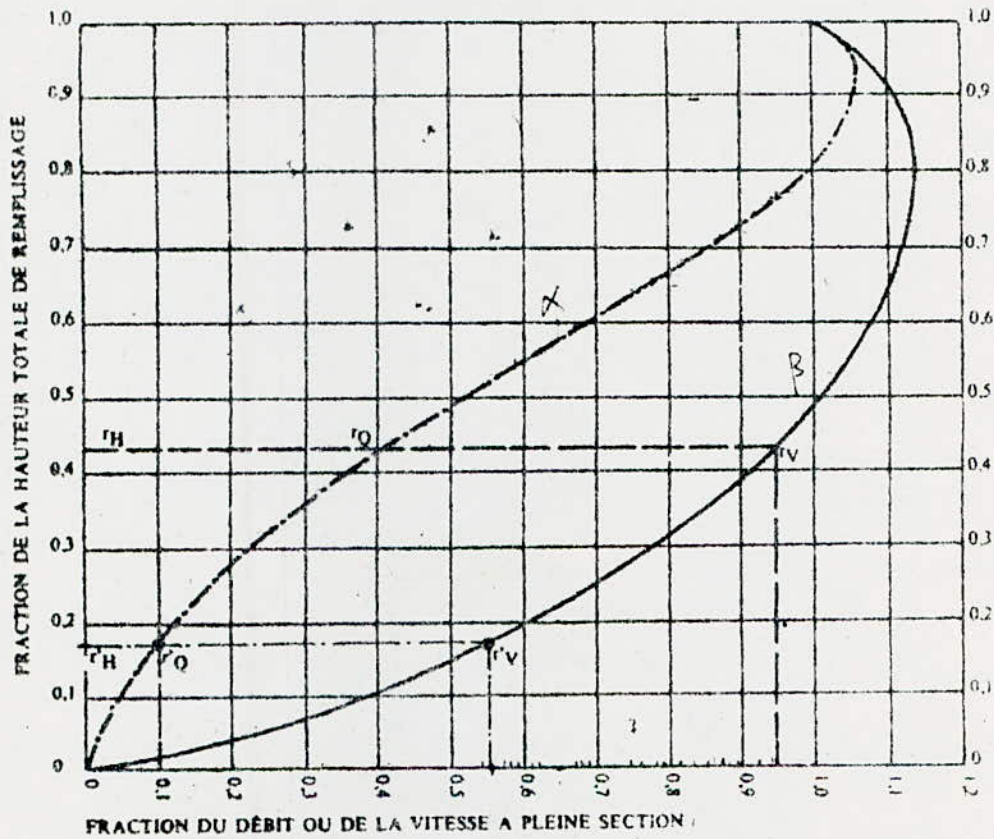


Exemple - Pour un ouvrage circulaire rempli aux $3/10$, le débit est les $2/10$ du débit à pleine section et la vitesse de l'eau est les $78/100$ de la vitesse correspondant au débit à pleine section

ABAQUE Ab. 5

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DU REMPLISSAGE

a) Ouvrages circulaires



MODE D'EMPLOI.

Les abaques Ab. 3 et Ab. 4 (a et b) utilisés pour le choix des sections d'ouvrages, compte tenu de la pente et du débit, permettent d'évaluer la vitesse d'écoulement à pleine section.

Pour l'évaluation des caractéristiques capacitaires des conduites, ou pour apprécier les possibilités d'autocurage, le nomogramme ci-dessus permet de connaître la vitesse atteinte en régime uniforme pour un débit inférieur à celui déterminé à pleine section.

Les correspondances s'établissent, soit en fonction de la fraction du débit à pleine section, soit en fonction de la hauteur de remplissage de l'ouvrage.

Exemples :

Pour $r_Q = 0,40$, on obtient $r_V = 0,95$ et $r_H = 0,43$.

Pour $Q_{ps}/10$, on obtient $r_V = 0,55$ et $r_H = 0,17$ (autocurage).

Nota. — Pour un débit égal au débit à pleine section, la valeur du rapport $r_Q = 1,00$ est obtenue avec $r_H = 0,80$.

Le débit maximum ($r_Q = 1,07$) est obtenu avec $r_H = 0,95$.

La vitesse maximum ($r_V = 1,14$) est obtenue avec $r_H = 0,80$.

Ces dernières conditions d'écoulement à caractère assez théorique ne peuvent être obtenues que dans des conditions très particulières d'expérimentation.



E U X I E M E P A R T I E) - o o O o o -

E T U D E D E L A S T A T I O N

- o - o - o - o - o - o - o - o - o - o - o - o - o - o - o -

- o - D' E P U R A T I O N - o -

- o - o - o - o - o - o - o - o - o -

-ooOoo-(A B R E V I A T I O N S)-ooOoo-

=====

- Abréviations utilisées:-

- . a_m : coefficient de synthèse cellulaire.
- . a' : fraction de substrat oxydé.
- . b' : traduit la consommation en O_2 du métabolisme endogène.
- . b : coefficient d'auto-oxydation.
- . B_a : masse de MVS contenue dans les bassins d'aération.
- . B_d : MVS difficilement biodégradables.
- . B_e : MES entraînées par l'effluent.
- . B_{min} : MES minérales.
- . B_s : boues secondaires.
- . B_p : boues primaires.
- . B : production journalière de boues.
- . c : taux de compaction.
- . C_b : concentration des boues à la sortie des clarificateurs.
- . C_m : charge massique.
- . C_v : charge volumique.
- . C_s : charge spécifique en $Kg M.S/m^2/j$.
- . C_s : charge superficielle en $m^3/m^2.h$.
- . DBO_5 : demande biochimique en oxygène.
- . DCO : demande chimique en oxygène.
- . D : diamètre.
- . L_o : DBO_5 entrante.
- . L_f : DBO_5 résiduelle.
- . L_e : DBO_5 traitée par jour.
- . MES : matières en suspensions.
- . MVS : " volatiles en suspensions.
- . MM : " minérales.
- . MS : " sèches.
- . P : puissance totale à fournir.
- . P_a : " à fournir pour le transfert de l'oxygène.
- . P_b : " de brassage.
- . P_m : production de méthane.
- . Q : débit de l'effluent.
- . Q_r : débit de recyclage.

(28)

- Q_{st} : débit admis sur la station par temps pluvial.
- Q_p : débit de pointe par temps sec.
- Q_m : débit moyen par temps sec.
- r : taux de recirculation des boues.
- S_r : concentration des boues extraites des décanteurs secondaires.
- S'_v : concentration en MES de la liqueur à la sortie du bassin d'aération.
- S_v : concentration en MVS.
- T_s : temps de séjour.
- θ : âge des boues.

CHAPITRE (I)

1.1 Principe de traitement des eaux usées:

Les eaux usées sont habituellement un milieu complexe chargé de matières présentes sous différentes formes/:

- . physique: en suspension, colloïdale, en solution;
- . chimique: minérale, organique et biologique;

Pour les éliminer, les techniques d'épuration des eaux ont recours à des processus simples dans leur principe. Ils reposent sur les séparations physiques et les transformations biologique.

La caractéristique commune à l'ensemble de ces principes est qu'ils sont créateurs de sous-produits sous forme de " Boues "qu'il conviendra soit d'éliminer, soit de valoriser.

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 plusieurs étapes successives.

Les particules en suspensions peuvent être récupérées par des moyens mécaniques, par contre les matières décantables sont retenues dans des bassins de décantation.

A l'étape de l'épuration biologique, les matières en suspensions 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 peuvent en général être introduites dans un cours d'eau ou bien utilisées dans l'irrigation des terres agricoles.

RESULTATS DES ANALYSES

A. Premier point (Collecteur n° II)

Désignations					
Date de prélèvement	13.07.80	13.07.80	23.07.80	30.07.80	04.08.80
Heures de prélèvement	10H.00	22H.45	18H.10	18H.10	18H.10
Températures (°C)	25	26	33	34	36
P.H	9.7	7.5	7.0	6.9	6.8
DCO (mg/l)	800	110	620	280	300
Azote total (mg/l)	21	19	12	29	25
MO milieu acide en O ₂ (mg/l)	Compris entre 100 et 180	-	184	192	122
MES 105°C (mg/l)	-	-	324	148	166
R.S 105°C (mg/l)	-	-	2584	1704	1404
Phosphate en PO ₄ (mg/l)	Compris entre 1.0 et 1.8	-	Compris entre 1.0 et 1.18	11.2	11
DBO ₅ (mg/l)	-	-	-	-	155
Nitrites (mg/l)	-	-	-	-	-

B. Deuxieme point (collecteur n: I)

Désignations						
Dates de prélèvement	13.07.80	13.07.80	30.07.80	23.07.80	04.08.80	
Heures de prélèvement	9H.40	22H.45	18H.30	18H.20	18H.20	
Températures (°C)	24	26	34	33	36	
P.H	95	80	75	77	7	
DCO (mg/l)	660	280	680	520	300	
Agote totale (mg/l)	20	17	29	195	52	
M.O milieu acide en O ₂ (mg/l)	Compris entre 180 et 320		202	208	194	
M.E.S 105° (mg/l)	--	--	254	218	178	
A.S 105° (mg/l)	--	--	2434	2386	2574	
Phosphate en PO ₄ (mg/l)	Compris entre 10 et 180		16	Compris entre 18 et 2.3		16
DBO ₅ (mg/l)	--	--	--	--	120	
Nitrate (mg/l)	--	--	--	--	--	

1.3 Définitions de quelques paramètres :

1.3.1 La demande Biochimique d'Oxygène (D.B.O) :

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 stades :

- Oxydation des composés du carbone , phénomène qui à 20° , se trouve pratiquement terminé en 20 jours.
- Oxydation des combinaisons comprenant de l'Azote, cette réaction ne s'amorce qu'au bout de dix jours.

Pratiquement, seul le premier stade est pris comme test de pollution et le degré de la pollution d'une eau usée est caractérisée par " la quantité d'oxygènes dépensées durant ce premier stade pour réaliser la destruction des composés non azotés".

Cette quantité, définie comme étant la demande biochimique d'oxygène (D.B.O), est mesurée en mg/l.

Quelle que soit son origine, la demande d'oxygène se manifeste progressivement et l'évolution des échantillons se poursuit pendant des durées très longues.

On convient donc de restreindre à cinq (05) jours la période d'observation, (D.B.05).

Les mesures de la (D.B.O) ont été limitées à la demande d'oxygène durant les cinq (05) premiers jours.

1.3.2 La demande Chimique d'Oxygène : (D.C.O) :

La DCO représente l'enveloppe de tout ce qui est susceptible de demander de l'oxygène, en particulier les sels minéraux oxydables (sulfures, sulfites, sels métalliques etc...) et la majeure partie des composés organiques.

1.3.3 Les Matières en suspensions (M.E.S) :

Théoriquement, ce sont les matières qui ne sont ni solubilisées, ni à l'état colloïdal. En fait, les limites séparants les trois états sont indistinctes et seule la normalisation de la méthode d'analyse permet de faire une distinction précise mais conventionnelle.

Les matières en suspensions comportent des matières organiques et des matières minérales.

Ces matières peuvent être décantables (les plus denses et les plus grosses) et non décantables (fines et colloïdals), ainsi qu'une partie de ces matières est oxydables tandis que l'autre est non oxydables.

1.4 Choix du procédé d'épuration des eaux usées :

L'interprétation des résultats des analyses effectuées sur les deux points du réseau, nous indique la biodégradabilité des usées de la ville de Biskra, et ceci à travers les rapports DCO/DBO5 qui correspondent bien aux valeurs du rapport cité (DCO/DBO5 2,5) pour un traitement biologique .

Donc, les eaux usées de la ville de Biskra sont biodégradables et peuvent donc subir un traitement biologique .

- Le P.H est proche de la neutralité ;
- La variation de la température n'est pas appréciable, elle varie entre 24 et 36°C, ce qui est propice à un travail convenable des Micro-Organismes.

- Un équilibre nutritionnel est satisfaisant, vu la présence en quantité convenable d'azote et de Phosphore.

1.5 Traitement Biologique :

Le Traitement par voie biologique comprend certains modes de traitement dont les plus importants sont :

A /-Traitement Aérobie :

Lorsque la matière organique biodégradable L_0 est consommée par une masse S_t de Micro-Organismes, en milieu aérobie (présence d'oxygène), il y a :

- Consommation d'oxygène par les micro-organismes pour leurs besoins énergétiques, leur reproduction par division cellulaire (Synthèse de la matière vivante) et leur respiration endogène (auto-oxydation de leur masse cellulaire).

- Production d'un excédent de matières vivantes et inertes appelées boues en excès.

Nota: - On appelle charge massique C_m (ou facteur de charge), le rapport entre la masse de nourriture (DBO5 ou masse de matières volatiles) entrant journalièrement dans le réacteur et la masse de boues S_t contenue dans ce réacteur :

$$C_m = \frac{L_0}{S_t}$$

- On appelle charge volumique C_V , la masse de nourriture (DBO₅) entrant journellement par volume unitaire de réacteur de capacité V :

$$C_V = \frac{L_0}{V}$$

B/- Traitement anaérobie : la Digestion :

La digestion anaérobie est une fermentation en l'absence d'oxygène qui permet de stabiliser les matières organiques en les transformant le plus complètement possible en gaz méthane et gaz carbonique. Un premier groupe bactérien, formé par les bactéries productrices d'acides, est responsable de la transformation des composées organiques complexes en composés simples qui deviennent alors une source de nourriture pour un second. groupe, les bactéries méthaniques.

Ces derniers sont organismes clés de la digestion anaérobie. Elles sont strictement anaérobies, se développent lentement et sont très sensibles aux variations de température et de pH du milieu ambiant.

C/- Traitement final de l'eau épuré : stérilisation :

Le traitement par stérilisation a pour but de détruire certains organismes microscopiques pathogènes ou non. Elle peut être effectuée par chlore gazeux ou en utilisant l'eau de javel à ses différentes concentrations.

La stérilisation au chlore gazeux ne peut s'effectuer que dans les stations équipées à cet effet car l'appareillage est assez délicat et l'approvisionnement en chlore quelquefois difficile.

Indépendamment de la méthode de stérilisation, la réserve en eau de javel permet de parer à des difficultés d'approvisionnement.

Nota : Le traitement final est fonction de l'utilisation final des eaux épurées, il diffère selon :

- Traitement pour eaux de consommation ;
- Traitement pour utilisation industrielle ;
- Traitement pour utilisation agricole, etc...

CHAPITRE (II)

Calcul technique de la variante A. (traitement biologique par boue activée à moyenne charge.):

2.1 Hypothèses de calcul:

- Débit de pointe par temps sec;	$Q_{ts} = 1447 \text{ l/s}$
- Débit moy. journalier par temps sec;	$Q_m = 904,56 \text{ l/s}$
- Volume moy. du rejet journalier;	$V_j = 78154 \text{ m}^3$
- Volume journalier par habitant;	200 l
- Population équivalente;	$P_{\text{éq.}} = 390770 \text{ hab.éq}$
- Débit admis dans la station; $3 \times Q_m =$	$Q_{st} = 2714 \text{ l/s}$
- Débit diurne de temps sec supposé réparti sur 18 H. ;	$Q_{T18} = 1206,08 \text{ l/s}$
- Poids journalier de D.B.O ₅ dans les eaux usées à raison de (60 g/hab./j) (*) à l'entrée de la station ; en Kg/j	$D.B.O_5 = 23446,20$
- Poids journalier de M.E.S à l'entrée de la station, à raison de (70 g/hab/j) (*) en Kg/j ;	$M.E.S = 27353,90$
- Concentration en D.B.O ₅ ;	300 mg/l
- Concentration en M.E.S ;	350 mg/l

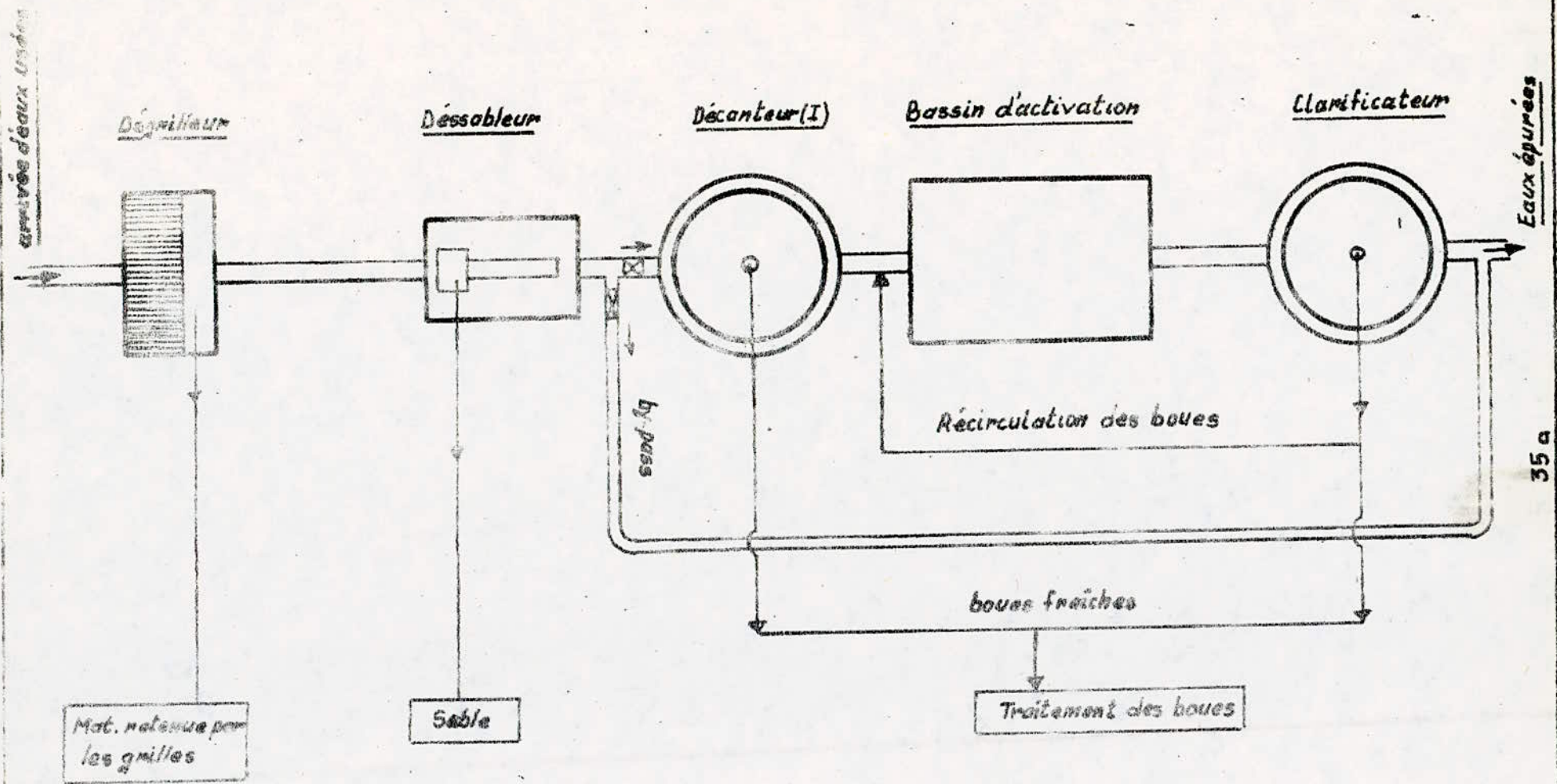
La qualité des eaux traitées est prévue comme suit:

- Concentration en D.B.O ₅ ;	~ 30 mg/l
- Concentration en M.S ;	~ 25 mg/l (~ 30 mg/l)
- P.H	6 - 8

Le dimensionnement des ouvrages de traitement primaire et secondaire sera calculé avec le débit de pointe par temps sec. Cependant, un by-pass sera placé juste après les ouvrages de prétraitement et régularisera en temps d'orage le débit admissible dans les installations suivantes.

(*) (voir: Les eaux usées 2. Le traitement, page 18)

Fig 5 Schéma d'une station d'épuration à moyenne charge



2.2 Traitement préliminaire :

Généralités :

Les eaux usées doivent subir généralement, avant leur traitement proprement dit, un prétraitement qui comporte un certain nombre d'opérations, uniquement physiques ou mécaniques. Il est destiné à extraire de l'eau brute la plus grande quantité possible d'élément dont la nature ou la dimension constituerait une gêne pour les traitements ultérieurs.

Les opérations de prétraitements sont les suivantes :

- a)- Dégrillage ;
- b)- Dessablage ;
- c)- Déshuilage ;
- d)- Dégraissage ;
- e)- Traitement des sables et des refus .

Les opérations (c) et (d) seront nécessaires quand il s'agit d'un traitement biologique par boues activées à faible charge en absence de décantation primaire.

Dans notre projet, pour la variante A (Présence d'un décanteur primaire), on prendra en compte uniquement les opérations (a) (b) et (e).

a) Dégrillage: Le dégrillage permet de:

- Protéger la station contre l'arrivée intempestive de gros objets susceptibles de provoquer des bouchages dans les différentes unités de l'installation;
- Séparer et d'évacuer facilement les matières volumineuses charriées par l'eau brute, qui pourraient nuire à l'efficacité de traitements suivants, ou en compliquer l'exécution.

Le dégrillage est assuré, soit par une grille à nettoyage manuel, soit par une grille à nettoyage automatique, dite grille mécanique.

Afin de réduire les interventions manuelles de nettoyage, on adoptera la grille mécanique.

Calcul du dégrillage:

1°) Grille grossière:

La largeur totale de la grille est donnée par la relation de KITTELBERGER;

$$l = \frac{d+e}{e} \cdot \frac{1}{1-n} \cdot \frac{Q_{st.}}{v \cdot h} \quad \text{en mètre}$$

d : Largeur des barreaux; $d = 15 \text{ mm}$

e : Espacement entre les barreaux; $e = 50 \text{ mm}$

n : Degré d'encrassement; 40%

$Q_{st.}$: Débit admis à la station; $Q_{st.} = 2714 \text{ l/s}$

h : Hauteur d'eau en amont des grille; $h = 1,5 \text{ m}$

v : Vitesse au passage des grilles; $(0,5 - 1,0) \text{ m/s}$

La largeur totale de la grille;

$$l = 3,92 \text{ m}$$

On prendra ; $l = 4,0 \text{ m}$

2) Grille fine:

Avec ; $d = 15 \text{ mm}$

$e = 20 \text{ mm}$

$n = 40 \%$

$Q_{st.} = 2714 \text{ l/s}$

$h = 1,5 \text{ m}$

$v = 1,0 \text{ m/s}$

La largeur de la grille fine sera de; $l = 5,28 \text{ m}$

On prendra ; $l = 5,5 \text{ m}$

Résidu du dégrillage;

Le volume du refus des dégrilleurs grossier et fin exprimé en l/hab/an. est donné par la relation suivante;

$$V = \frac{12 \text{ à } 15}{e}$$

e : Espacement entre les barreaux en cm

$$V = 14/5 + 14/2 = 9,8 \text{ l/hab/an.}$$

Le refus journalier sera;

$$R_j = \frac{V}{365} \times \text{Pop. équivalente; en litre}$$

$$R_j = (9,8/365) \times 390770 = 10492 \text{ l} = 10,492 \text{ m}^3 \cdot$$

b) Déssablage:

Le déssablage est un traitement qui consiste à éliminer des eaux résiduaires les graviers, le sable et les particules minérales de façon à protéger les appareils contre l'abrasion.

Le déssablage porte sur les particules de granulométrie supérieur à 200 microns. Les particules plus fines sont éliminées par décantation.

Bien que le débit d'eau usée soit variable, il est souhaitable que les déssableurs soient traversés toujours à la même vitesse d'écoulement de 0,3 m/s.

Compte tenu des apports considérables de sable, on est amené à prévoir un déssableur composé de deux chambres placées en parallèles.

Pour maintenir une vitesse constante, ces chambres de déssablage doivent être munies d'étranglement venturi à leur sortie.

Une vitesse de 0,3 m/s permet le dépôt de la majeure partie de sable dans un temps de séjour de $t_s = (1 - 2 \text{ mn})$ et une charge hydraulique maximale d'environ $70 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$.

Un by-pass est prévu pour le cas d'une mise hors service impérative.

Dimensionnement des déssableurs:

- Vitesse d'écoulement; $V_h = 0,3 \text{ m/s}$
- Vitesse de sédimentation des particules de diamètre supérieur à 200 microns; $V_s = 0,016 \text{ m/s}$
- Débit admis à la station ; $Q_{st} = 2714 \text{ l/s}$

Comme les deux chambres vont avoir le même dimensionnement, le débit sera :

$$Q = Q_{st}/2 = 1,357 \text{ m}^3/\text{s}$$

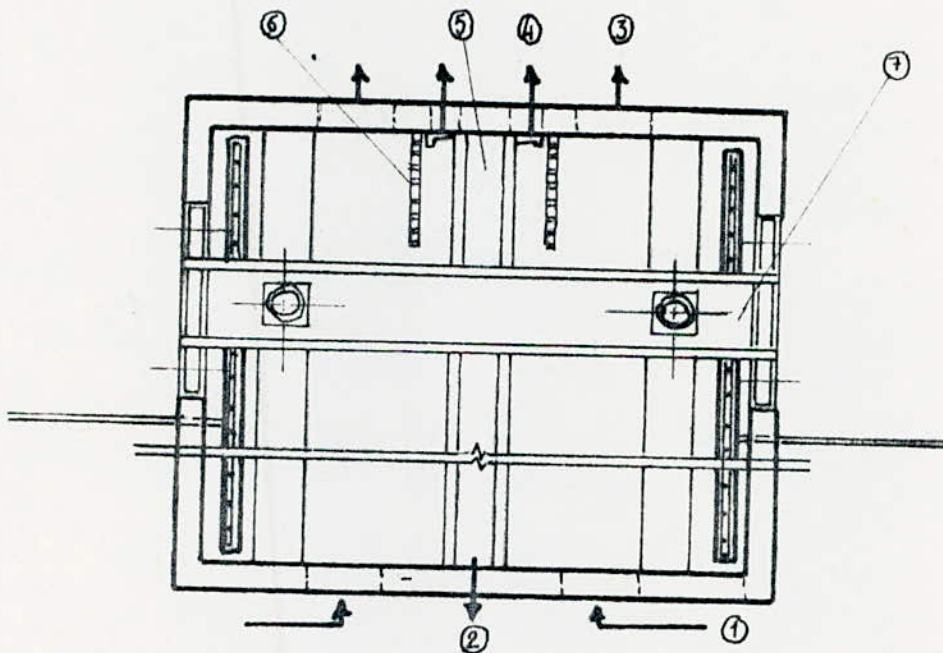
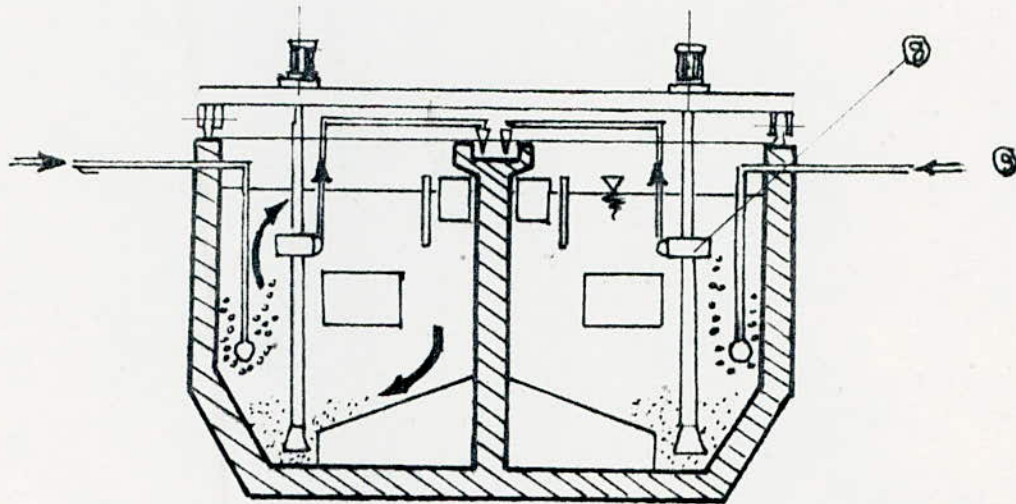
Section horizontale ; $S_h = Q/V_s = 84,81 \text{ m}^2 = 90 \text{ m}^2$

Section verticale ; $S_v = Q/V_h = 4,52 \text{ m}^2$

Largeur ; ($h=1,50 \text{ m}$) $l = S_v/h = 3,01 \text{ m}$

Longueur ; $L = S_h/l = 30,00 \text{ m}$

Fig 6 Dessableur aéré de forme rectangulaire



- 1- entrée d'eau
- 2- sortie de sable
- 3- sortie d'eau
- 4- sortie graisse
- 5- Rigole de collecte
- 6- Hersse de tranquillisation
- 7- Pont roulant
- 8- Pompe
- 9- air surpressé

D'où la charge hydraulique ;

$$C_h = Q/S_h = 54,28 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$$

Le temps de séjour ;

$$T_s = V/Q = (L.h.l)/Q = 62,50 \text{ secondes}$$

La largeur de l'étranglement de venturi à la sortie de la chambre de déssablement est donnée par la relation ;

$$Q = K \cdot l \cdot h^{3/2}$$

d'où
$$l = Q/(K.h^{3/2})$$

K : caractéristique de l'étranglement (1,93 en unité m et s)

h : hauteur d'eau en amont de l'étranglement, h = 1,5 m ;

$$l = 0,38 \text{ m}$$

Le déssableur élimine 50 % de la matière minérale;

La composition de la matière en suspension (M.E.S) est de:

70 % de M.V.S

30 % de M.M

D'où la quantité de la matière minérale (M.M) est;

$$M.M = 27353,90 \times 0,30 = 8206,17 \text{ Kg/j}$$

La quantité éliminée par déssablage est;

$$M.M = 8206,17 \times 0,5 = 4103,08 \text{ Kg/j}$$

La quantité de M.E.S sortante vers le décanteur primaire;

$$M.E.S = M.V.S + M.M/2$$

$$= 19147,73 + 4103,08 = 23250,81 \text{ Kg/j}$$

e) Evacuation et traitement des sables et des refus en eaux résiduaires:

- Refus des grilles:

Les déchets récupérés sur les grilles seront évacués mécaniquement, après compactage au moyen de presse hydraulique spécialement conçue.

Ces matières seront envoyées en décharge ou enterrées.

Elles peuvent être incinérées dans un four prévu à cet effet dans l'installation.

La température de combustion doit être supérieure à 800° C pour éviter le dégagement d'odeurs.

- Sables des déssableurs:

Le volume de sable extrait des déssableurs par pompage peut être séparé de son eau par décantation avec filtration des par dalles filtrantes. Avant de les stocker en trémie, les sables sont parfois lavés dans un bassin séparé équipé d'un brassage à air insufflé efficace.

Un sable lavé assez propre peut être réutilisé sur place (construction du lits de séchage).

- Graisses et écumes:

Les graisses et écumes recueillis à la surface des déssa-bleurs, dégraisseurs et décanteurs primaires ne sont généralement pas récupérables.

Il est préférable de les stocker dans des bâches de concentration (élimination de l'eau en excès) puis s'il existe une installation d'incinération des boues ou des matières dégrillées, on peut incinérer les matières flottantes et graisses avec ces produits.

2.3 Traitement primaire:

2.3.1 Généralités:

La décantation est une opération qui consiste à laisser déposer le floc décantable, ce qui permet de réduire la quantité des matières en suspension dans l'eau à traiter, afin de faciliter le traitement biologique.

Les décanteurs primaires destinés à l'épuration des eaux résiduaires domestiques sont de formes rectangulaires ou circulaires.

Ils sont équipés d'un racleur de fond ainsi que d'un écumoir (ou d'un racleur de surface) qui recueille l'écume et les graisses qui flottent à la surface.

Les deux types de bassins sont fait en béton et installés partiellement hors de terre. Ils sont dimensionnés par un temps de séjour de (1 - 2 heures) .

Quoique le modèle rectangulaire permette de ramasser d'avantage l'installation, on lui préfère souvent le modèle circulaire, dont le coût est généralement moins élevé.

2. 3.3 Dimensionnement des décanteurs primaires:

- Paramètres déterminants du dimensionnement;

Ils sont au nombre de deux. D'une part, la vitesse limite de chute qui définit encore la vitesse ascensionnelle maximum admise sur le décanteur appelée encore charge superficielle:

$$V_{lim.} = Q/S \quad \text{en m/h ou} \quad m^3/m^2 \cdot h$$

En réseau unitaire (comme dans notre cas) la charge superficielle maximale admise est déterminée par le rapport prévu entre le débit pluvial Q_{st} admis sur la station et le débit moyen horaire sur 24 h. des eaux résiduaires Q_m .

Il est proposé:

Q_p/Q_m	2,5	3,0	5,0	8,0	10,0
$V_{lim.}$ (m/h)	2,0	2,5	3,75	5,0	6,0

Calculs:

-Débit pluvial admis sur la station;

$$Q_{st} = 4341 \text{ l/s}$$

-Débit moyen horaire sur 24 h des
eaux résiduaires ;

$$Q_m = 904,561/s$$

Le rapport $Q_{st}/Q_m = 4,8$

D'après le tableau précédent on tire la charge superficielle correspondante; $V_{lim.} = 3,625 \text{ m/h}$

La détermination de la charge superficielle du décanteur primaire permet d'en calculer la surface;

$$S = Q_p/V_{lim.}$$

$$S = Q_p / V_{lim.}$$

Q_p : débit de pointe par temps sec; $Q_p = 5209,20 \text{ m}^3/\text{h}$

$V_{lim.}$: charge superficielle max.; $V_{lim.} = 3,625 \text{ m}^3/\text{h}$

D'où $S = 1437 \text{ m}^2$

L'autre paramètre déterminant est le temps de séjour. Celui-ci doit être limité pour des raisons biologique et économiques.

Le temps de séjour est limité jusqu'à 4 heures, il ne convient pas d'aller au delà de ce temps.

Les temps de séjour généralement adoptés sont de l'ordre de (1 - 2 heures).

En fixant une hauteur $H = 4,0 \text{ m}$, le volume utile des décanteurs primaires est;

$$V = S \times H = 5748 \text{ m}^3$$

Vérification du temps de séjour;

$$T_s = V / Q_p = 1,10 \text{ heures}$$

ON adoptera le modèle circulaire qui présente quelques avantages par rapport au modèle rectangulaire. Leur construction est relativement économique en raison de la faible épaisseur des parois circulaires de béton armé et de la faible densité d'armatures.

On prévoit deux (2) décanteurs primaires circulaires raclés dont les caractéristiques de chacun; sont;

Le volume ; $v = V/2 = 2874 \text{ m}^3$

La surface; $s = S/2 = 718,50 \text{ m}^2$

Le diamètre; $d = (4S/\pi)^{1/2} = 30,20 \text{ m}$

La hauteur; $h = 4,0 \text{ m}$

A l'entrée des décanteurs primaires, la quantité de M.E.S transportée par les eaux usées est de:

$$\text{M.E.S} = 23250,81 \text{ Kg/j}$$

Composée de:

Matières organiques M.V.S = 19147,73 Kg/j

Matières minérales ; M.M = 4103,08 Kg/j

Pour une eau usée urbaine, la décantation primaire élimine 30 % de LA D.B.O₅ et 60 % environ des matières en suspension.

	quantité entrante (Kg/j)	qt. éliminée (Kg/j)	qt. restante (Kg/j)
M.V.S	19147,73	11488,64	7659,09
M.M	4103,08	2461,85	1641,23
D.B.O ₅	23446,20	7033,86	16412,34

Quantité de boue produite par décantation primaire:

$$\begin{aligned} B_p &= \text{M.V.S} + \text{M.M} \\ &= 11488,64 + 2461,85 = 13950,49 \text{ Kg/j} \end{aligned}$$

Les quantités non éliminées vont subir un traitement biologique.

2.4 Traitement biologique :

Procédé des boues activées :

Le but est de décomposer de façon biochimique par oxydation les matières non séparables par décantation qui n'ont pas pu être éliminées par des procédés mécaniques des eaux usées. En même temps une substance cellulaire se forme. Cette dernière a un poids spécifique qui est plus grand que celui de l'eau d'égout et de ce fait une décantation est possible.

Il consiste en une intensification artificielle des phénomènes d'auto-épuration par concentration des micro-organismes dans la station d'épuration.

Le processus se déroule en trois étapes essentielles:

- 1°) adsorption et absorption des matières organiques de l'effluent par les amas biologiques.
- 2°) oxydation et dégradation de ces matières organiques et synthèses de nouveaux micro-organismes.
- 3°) oxydation et dégradation d'une partie des amas biologiques eux-mêmes.

La première étape est très importante en ce qui concerne l'épuration proprement dite de l'effluent; son efficacité dépend de l'état dans lequel se trouvent les amas biologiques au moment même de leur mise en contact avec les eaux à traiter.

2.4.1 Bassin d'aération :

Dans le bassin, le brassage a pour but d'éviter les dépôts et d'homogénéiser le mélange des floccs bactériens et de l'eau usée.

L'aération peut se faire à partir de l'oxygène de l'air, d'un gaz enrichi en oxygène, voire même d'oxygène pure.

Cette a pour but de dissoudre ce gaz dans le mélange afin de répondre aux besoins des bactéries épuratrices.

(45)

Dimensionnement des bassins d'aération :

Paramètres de dimensionnement:

- Charge massique; $C_m = L_0/S_v \cdot v$ (0,2 - 0,5) Kg DBO₅/jKg MVS

- Charge volumique; $C_v = L_0/V$ (0,6 - 1,5) Kg DBO₅/M³bassin.j

T Temps de séjour; $T_s = (3 - 6 \text{ heures})$

DBO₅ reçue par jour des décanteurs primaires; $L_0 = 16412,34 \text{ Kg/j}$

Calculs:

En fixant une valeur de $C_v = 1,0 \text{ Kg DBO}_5/\text{j.m}^3$ de bassin, on aura le volume des bassins d'aération;

$$C_v = L_0/V \quad \text{d'où} \quad V = L_0/C_v = 16412,34 \text{ m}^3$$

Vérification des temps de séjour;

a) Avec le débit de pointe par temps sec;

$$T_s = V/Q_{ts} = 3,15 \text{ heures}$$

b) Avec le débit moyen par temps sec;

$$T_s = V/Q_m = 5,04 \text{ heures}$$

Adoptant 6 bassins d'aération, les dimensions de chacun sont:

- Section horiz.; $s = 912 \text{ m}^2$
- Hauteur utile ; $h = 3,0 \text{ m}$
- Longueur ; $L = 70,0 \text{ m}$
- Largeur ; $l = 13,0 \text{ m}$
- Capacité ; $v = 2736 \text{ m}^3$

Donnant à la charge massique une valeur comprise entre (0,2 - 0,5) Kg DBO₅/j.Kg MVS , $C_m = 0,42 \text{ Kg DBO}_5/\text{j.Kg MVS}$, la teneur en MVS est ;

$$S_v = C_v/C_m = 2,4 \text{ g/l}$$

La masse de MVS contenue dans les bassins d'aération est ;

$$B_a = S_v \cdot V$$

$$B_a = 2,4 \times 16412,34 = 39389,61 \text{ Kg}$$

2.4.2 Besoins en Oxygène :

$$P(O_2) = a' \cdot (DBO_5) + b' \cdot (\text{boues})$$

$$P(O_2) = a' \cdot (L_o - L_f) + b' \cdot B_a$$

$P(O_2)$: quantité d'oxygène à fournir en $Kg O_2/j$

$L_e = (L_o - L_f)$: fraction éliminée de DBO_5 en Kg/j

B_a : masse de MVS contenue dans les bassins d'aération;

a' et b' : coefficients respirométriques des boues activées;

$$a' = 0,5$$

$$b' = 0,1 \quad \text{voir: (Traitement des eaux usées - JP. BECHAC - page 143)}$$

Le premier terme de l'addition correspond aux besoins en O_2 pour la transformation de la DBO_5 en matière organiques, le second terme correspond aux besoins en oxygène dus à la respiration endogène de boues activées.

a' : fraction de substrat oxydé en $Kg d'O_2/Kg DBO_5$

b' : traduit la consommation en O_2 du métabolisme endogène; en $Kg d'O_2/Kg DBO_5$.

$$L_o \text{ (} DBO_5 \text{ entrante)} = 16412,34 \text{ Kg/j}$$

$$L_f \text{ (} DBO_5 \text{ résiduelle)} = 0,03 \times V_j = 0,03 \times 78154 = 2344,62 \text{ Kg/j}$$

$$L_e = L_o - L_f = 14067,72 \text{ Kg/j}$$

Condition nominale:

Les différents systèmes d'aération sont généralement conçus dans les conditions nominales d'expérimentation càd:

- l'eau est pure;
- la température est de $10^\circ C$;
- la pression est normale (760 mm Hg) ;
- la teneur en oxygène dissos est nulle ;

La consommation théorique en oxygène est:

$$\begin{aligned} P(O_2) &= a' \cdot L_e + b' \cdot B_a = 10972,02 \text{ Kg } d'O_2/j \\ &= 457,20 \text{ Kg } d'O_2/\text{heure} \end{aligned}$$

Consommation de pointe:

- Elimination de la DBO₅ pendant 18 heures ;
- Le métabolisme endogène s'effectue en permanence ;

$$P(O_2)_{\max.} = a.L_e/18 + b.B_a/24$$

$$P(O_2)_{\max.} = 554,89 \text{ Kg/d'O}_2/\text{heure}$$

Le passage des conditions nominales aux conditions réelles d'utilisation s'effectue à l'aide d'un coefficient correcteur T à appliquer aux calculs conduits cidessus.

Conditions effectives = Conditions nominales x T

$$T \text{ (coeff. correcteur)} = T_p \cdot T_d \cdot T_t$$

T_p : coefficient d'échange eau pure - eau usée ;

$$T_p = \frac{Kla \text{ (eau usée)}}{Kla \text{ (eau pure)}} = 0,86$$

Kla : coeff. global de transfert d'oxygène;

T_d : coeff. de déficit en oxygène;

$$T_d = \frac{C_{stp} - C_1}{C_{s_{10}}}$$

C_{stp} : concentration de saturation en oxygène dans les conditions effectives (salinité, pression atm., température).

C_1 : concentration en oxygène de l'eau usée (1 - 2 mg/l);

$C_{s_{10}}$: concentration de saturation en oxygène dans les conditions nominales à ; (10° C ET pression 760 mm Hg)

$$C_{stp} := C_{st} \cdot P_e / P_a \cdot \beta \cdot \theta$$

C_{st} : concentration en oxygène à la température moyenne (30,7° C)

$$C_{st} = 475 / (33,5 + \theta) \quad \theta = t^\circ \text{ moyenne}$$

P_a : pression atm. à 0 m d'altitude (760 mm Hg)

P_e : pression atm. à l'altitude du site ;

β : coefficient dépendant de la nature de l'eau traitée;
 = 0,95 - 0,99

s : correctif multiplicateur dû à la salinité de l'eau;

$$s = \frac{475 - 2,65 \cdot \Delta}{475} = 0,95$$

Δ : la salinité en mg/l ;
 = 9,41 mg/l (eaux usées urbaines);

T_t : coefficient de vitesse de transfert ;

$$T_t = 1,024^{t-10} \quad (t = 30,7^\circ\text{C})$$

Calcul :

$$C_s(30,7) = 7,39 \text{ mg/l}$$

$$C_{stp} = 7,39 \times 720/760 \times 0,96 \times 0,95 = 6,38 \text{ mg/l}$$

$$C_{s10} = 10,92 \text{ mg/l}$$

$$T_d = 0,4$$

$$T_t = 1,64$$

Le coefficient correcteur T est;

$$T = 0,86 \times 0,4 \times 1,64 = 0,56$$

Les besoins réels en oxygène sont ;

$$P(O_2)_{\text{moy.}} = 457,2/0,56 = 816,43 \text{ Kg d'O}_2/\text{h}$$

$$P(O_2)_{\text{pointe}} = 554,89/0,56 = 990,87 \text{ d'O}_2/\text{H}$$

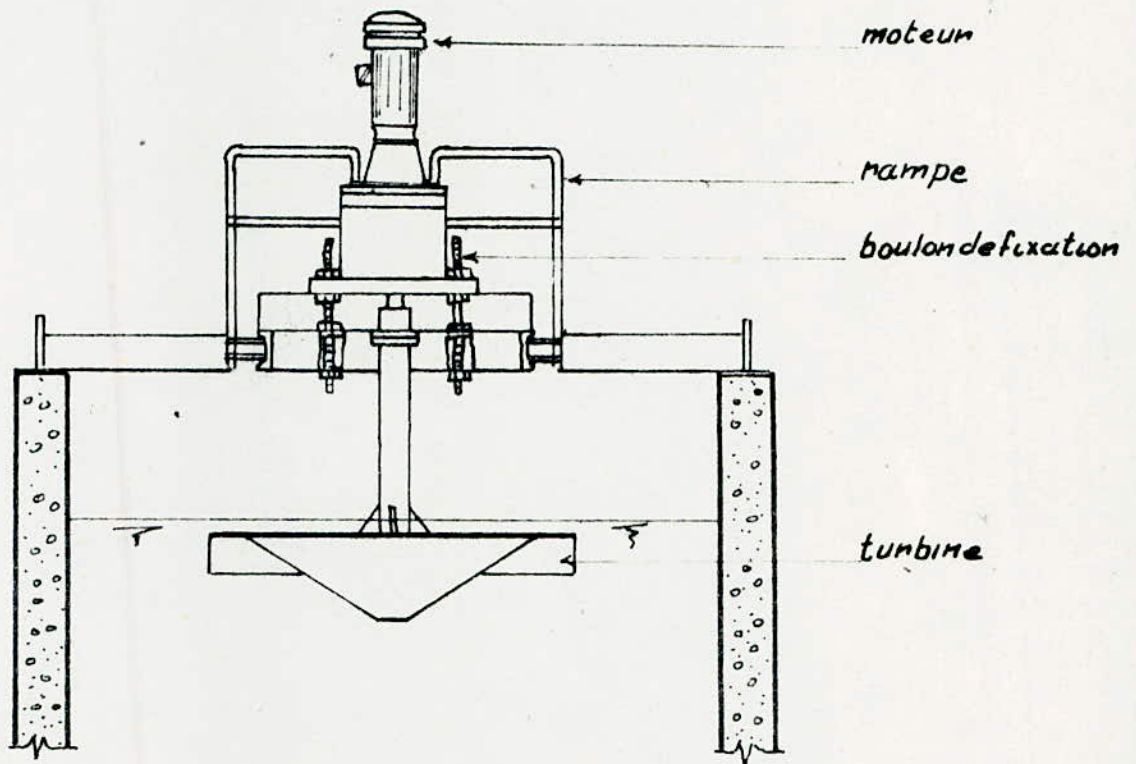
2.4.3 Système d'aération :

LES systèmes d'aération ont un double but:

- apporter aux micro-organismes des boues activées l'oxygène dont ils ont besoins;
- provoquer un brassage et une homogénéité suffisant pour assurer un contact intime entre le milieu vivant, les éléments polluants et l'oxygène introduit.

LES bassins d'aération seront équipés par des aérateurs de surface dont le type est à flux radial, à vitesse lente, comportant un noyau creux sur lequel sont fixées des pales à profil mince. L'ensemble constitue une roue ouverte, ce qui élimine tout

fig 7 Installation d'un aérateur mécanique



(49)

risque de bouchage.

Ils seront montés sur des plates-forme (support fixe) pour faciliter l'accès.

Les apports spécifiques d'oxygène des divers aérateurs à vitesse lente se situent le plus souvent entre 1,5 et 2,5 Kg d'O₂/Kwh

La puissance à fournir pour le transfert de l'oxygène avec un apport spécifique de 2 Kg d'O₂/Kwh ;

$$P_a = P(O_2)_p / 2 = 990,87 / 2 = 495,43 \text{ Kw}$$

La puissance de brassage est de ; 25 à 30 w/m³

$$\begin{aligned} P_b &= 25 \times 16412,34 = 410308,5 \text{ w} \\ &= 410,31 \text{ Kw} \end{aligned}$$

La puissance totale à fournir est de ;

$$P = P_a + P_b = 905,74 \text{ Kw}$$

L'installation comportera 6 bassins de 2736 m³ équipé chacun de 4 A TIROTOR R 6016 - DEGREMONT - d'une puissance de 37 Kw .

2.4.4 Décantation secondaire:

Généralités:

La transformation des matières organiques, au cours du traitement biologique réalisé dans les bassins d'aération, conduit à un accroissement de la culture biologique. Cette culture, mêlée à d'autres matières en suspension ou colloïdales, présente une aptitude plus ou moins grande à s'agglomérer en se séparant du liquide qui les entoure.

Généralement, on réalise cette séparation dans le décanteur secondaire ou clarificateur.

Cet ouvrage n'est pas un endroit où la séparation se réalise de façon statique.

En effet, en régime établi le décanteur secondaire reçoit le mélange boueux homogène provenant des bassins d'aération, mais évacue aussi le mélange boueux qui s'est concentré.

Cette évacuation s'opère par recirculation du mélange.

La décantation secondaire en boues activées est efficace si la surface de séparation des boues sédimentées et du surnageant se maintient à une distance stable de la zone de surverse; et si la qualité de la décantabilité des boues est bonne.

Dimensionnement des décanteurs secondaires:

- faible vitesse ascensionnelle ; 0,85 - 1,9 m/h
- temps de séjour ; environ (1 - 3 heures)

Le taux de recirculation qui détermine la concentration en matière en suspension de la boue recyclée, conditionne le volume et le temps de séjour de la boue dans le décanteur.

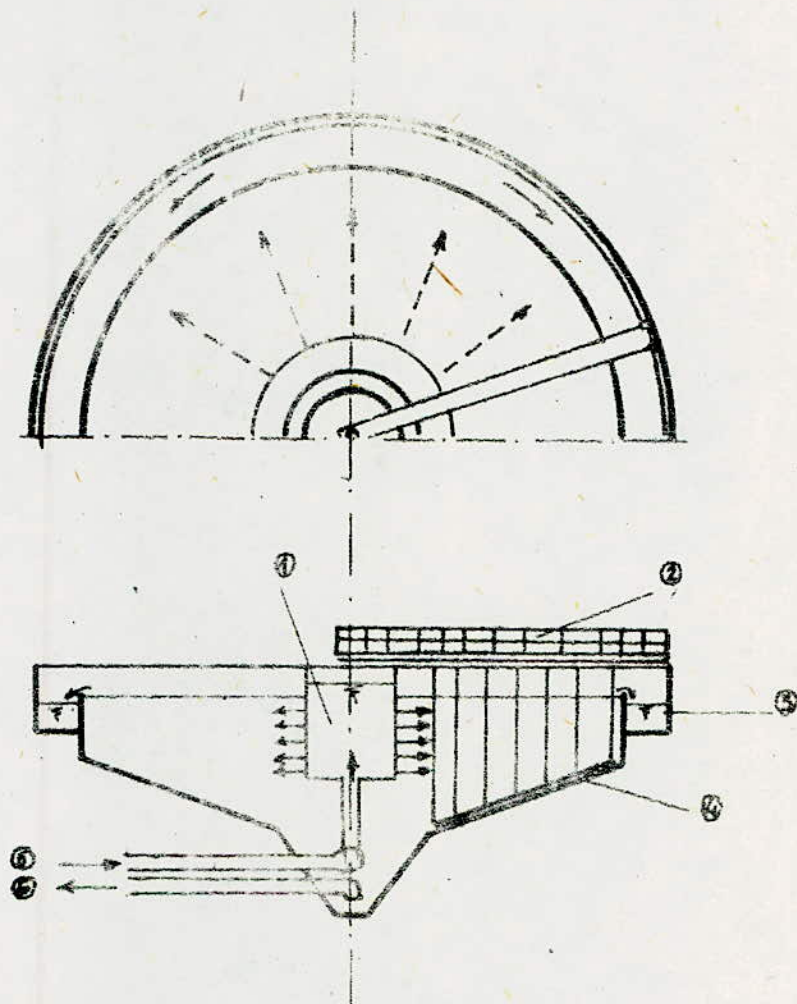
- s'il est insuffisant: le volume de boue stockée est trop important, le voile de boue s'approche des déversoirs et la quantité de l'eau s'en ressent.

- s'il est trop important: perturbation de la clarification par excès d'énergie hydraulique induite.

Pour les boues activées d'eaux urbaines, de rentabilité correcte un taux de recyclage entre 40 et 100 % du débit moyen est satisfaisant.

Pour les boues difficilement décantables, on peut atteindre 200

Fig 8 Bassin de décantation Final



1. répartiteur
2. pont de racleur
3. rigole de déchargement
4. lame de débouage
5. arrivée du bassin décantation
6. boue de racleur

a) Calcul du taux de recyclage : (r)

$$r = 1/(c - 1)$$

c : taux de compaction; $c = S_r/S_v$

S_r : concentration des boues extraites du décanteur secondaire

$$S_r = 1200/I_M$$

I_M :/indice de MOHLMAN caractérisant la décantation d'une boue (cm^3/mg) ;

$$\text{Indice de Mohlman} = \frac{\text{volume (cm}^3\text{)}}{\text{résidu sec (mg)}}$$

Il est généralement considéré qu'un indice de Mohlman compris entre 50 et 100 correspond à une très bonne décantabilité et qu'au-dessus de 200 des difficultés sérieuses de séparation apparaissent.

Avec un indice de Mohlman pris égal à $100 \text{ cm}^3/\text{mg}$, $S_r = 12 \text{ g/l}$

S'_v : concentration en MES de la liqueur à la sortie du bassin d'activation.

$$S'_v = S_v/0,7 \quad (\text{MES contiennent } 70 \% \text{ de MVS})$$

$$= 3,43 \text{ g/l}$$

Le taux de compaction est de;

$$c = 12/3,43 = 3,5$$

Le taux de recyclage sera de:

$$r = 1/(3,5 - 1) = 40 \%$$

b) Dimensionnement:

surface horiz. des décanteurs : $S = \frac{(1+r) \cdot Q_p}{C_s} = 4290 \text{ m}^2$

Avec: - vitesse ascensionnelle; $C_s = 1,7 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}$

- débit de pointe ; $Q_p = 5209,2 \text{ m}^3/\text{h}$

Choix: 4 décanteurs circulaires raclés dont les caractéristiques de chacun sont:

- surface : $s = S/4 = 1072,50 \text{ m}^2$
- diamètre: $D = (4 \cdot s/\pi)^{1/2} = 37,0 \text{ m}$
- hauteur: $h = 3,0 \text{ m}$
- capacité: $v = 3217,50 \text{ m}^3$

2.4.5 Production journalière de buoes en excés:

C'est la quantité de boues produite au niveau des décanteurs secondaires et qui sera envoyée vers le traitement des boues. Cette dernière peut être exprimée par la relation suivante:

$$B = B_{\min.} + a_m \cdot L_e + B_d - b \cdot B_a - B_{\text{eff.}}$$

La quantité de MES échappée de la décantation primaire représente 40 % de la quantité totale admise dans la station d'épuration;

$$\text{MES} = 23250,82 \times 0,4 = 9300,32 \text{ Kg/j}$$

composée de:

$$\text{MVS} = 7659,09 \text{ Kg/j} \quad \text{et} \quad \text{MM} = 1641,23 \text{ Kg/j}$$

Calcul:

- Boues synthétisées ($a_m \cdot L_e$);
 $a_m = 0,55$ (voir : Traitement des eaux usées - JP. BECHAO)
- $a_m \cdot L_e = 0,55 \times 14067,72 = 7737,25 \text{ Kg/j}$
- MES entraînées par l'effluent;
 $B_e = L_f \cdot V_j = 0,03 \times 78154 = 244,62 \text{ Kg/j}$
- MES difficilement biodégradable représentent 25 % de MVS;
 $B_d = 0,25 \times 7659,09 = 1914,77 \text{ Kg/j}$
- Boues minérales ;
 $B_{\min.} = \text{M.M} = 1641,23 \text{ Kg/j}$
- Boues détruites par auto-oxydation ; ($b \cdot B_a$)
 $b = 0,07$ (voir
 $b \cdot B_a = 0,07 \times 39389,61 = 2757,27 \text{ Kg/j}$

La quantité de boues produite est de:

$$B = 6191,36 \text{ Kg/j}$$

2.4.6 Age de boues:

C'est le rapport entre la quantité de boue continue dans le bassin d'aération et la quantité de boues tirées quotidiennement.

$$\theta = B_a/B = 39389,61/6191,36 = 6,36 \text{ jours}$$

Dans cette variante, les boues extraites des décanteurs secondaires nécessitent une stabilisation.

2.4.7 Reprise des boues:

a) - Boues de recirculation:

Le retour de ces boues aux bassins d'aération est assuré par un pompage.

Débit à recycler: $Q_r = Q_p \cdot r = 5209,20 \times 0,4 = 2083,68 \text{ m}^3/\text{h}$

Choix:

- (1) Pompe horizontale pour liquides chargés de type FLYGT FRANCE Gamme T;

Construction: roue vortex hélico-centrifuge.

Limites d'utilisation:

- .Débit : jusqu'à $2500 \text{ m}^3/\text{h}$
- . HMT : 5 à 90 m
- .Pression : jusqu'à 25 bars
- .Passage libre max. : 300 mm

une deuxième pompe est à prévoir.

b)- Boues en excès:

Un débit de $Q_p = 21,50 \text{ m}^3/\text{h}$ est acheminé vers les installations de traitement des boues au moyen d'une pompe du même type que celle utilisée pour les boues de recirculation.

une pompe de secours est à conseiller.

2.4.7 Bassin de stérilisation:

Après traitement biologique, il peut être encore nécessaire de désinfecter les eaux résiduaires avant rejet. C'est le cas de certaines eaux que l'on peut soupçonner de contenir des microbes pathogènes en grandes quantités telles que les rejets des hôpitaux, sanatoriums, etc.

La désinfection est aussi recommandée quand on veut réutiliser les eaux résiduaires traitées, pour l'arrosage au moyen de dispositifs qui risquent de créer des aérosols.

La désinfection par le chlore, la plus fréquente, nécessite pour être efficace un temps de contact minimal de 15 mn. Si l'on veut obtenir une réduction supérieure à 99,9 % du nombre de coliformes, la dose à appliquer est, généralement après épuration biologique, de 2 à 10 mg/l. (voir "mémento technique de l'eau." page 806 -DEGREMONT-)

Dimensionnement:

- le volume du bassin; $V = Q_p \times T_c$

Q_p : débit de pointe à désinfecter;

T_c : temps de contact pris égal à 15mn ;

$$V = 5209,2/4 = 1302,3 \text{ m}^3$$

Dimensions adoptées:

- hauteur;	$h = 2,50 \text{ m}$
- surface;	$s = 521 \text{ m}^2$
- longueur;	$L = 60,0 \text{ m}$
- largeur;	$l = 9,0 \text{ m}$
- capacité;	$V = 1350 \text{ m}^3$

2.5 Traitement des boues:

Les polluants retirés au cours des traitements primaire et secondaire constituent des déchets plus ou moins concentrés que l'on appelle des boues.

Certaines boues sont inertes, d'autres fermentiscibles; le plus souvent, elles sont nauséabondes.

Avant de les rejeter, on doit leur faire subir un traitement plus ou moins intensif qui peut comporter:

- une stabilisation;
- un épaissement;
- une déshydratation;
- un séchage;
- une incinération; ou encore une combinaison de ces traitements, selon leur nature et les usages qu'on veut faire des boues (elles peuvent, par exemple, servir à la préparation d'engrais).

Il existe donc un grand nombre de procédés et d'appareils utilisées dans le traitement des boues.

2.5.1) Bilan des boues:

a- Boues provenant des décanteurs primaires:

$$B_p = 13950,49 \text{ Kg/j}$$

composées de: MVS = 11488,64 Kg/j

$$M.M = 2461,85 \text{ Kg/j}$$

Ces boues sont extraites avec une concentration qui varie entre 20 et 30 g/l .

En adoptant la valeur moyenne de 25 g/l, le volume journalier des boues primaires est:

$$V_p = B_p / 25 = 558 \text{ m}^3$$

b- Boues provenant des décanteurs secondaires:

$$B_s = 6191,36 \text{ Kg/j}$$

composées de: MVS = 4550,13 Kg/j

$$M.M = 1641,23 \text{ Kg/j}$$

La concentration de ces boues est de 12 g/l, ce qui nous donne un volume journalier de:

$$V_s = B_s / 12 = 516 \text{ m}^3$$

Le volume total des boues est:

$$V_t = V_p + V_s = 1074 \text{ m}^3$$

2.5.2 Epaissement des boues:

L'épaissement des boues est un moyen simple de séparation de l'eau interstitielle des particules de boues sous l'effet des forces gravitaires et permet en général de réduire de moitié le volume de boues.

Bien que ce procédé nécessite un investissement supplémentaire, on déplore trop souvent son absence de la chaîne de traitement de boues.

Ce procédé permet d'augmenter le temps de séjour dans les digesteurs par la diminution de volume des boues qu'il provoque et d'accroître, pour une même capacité de digestion, le taux de réduction des MVS.

Sa présence, avant les unités de déshydratation, améliore leur capacité de production en raison de l'admission des boues plus concentrées.

Ces ouvrages sont parfois source de mauvaises odeurs dues à des temps de séjour trop longs, que des aménagements préalables et adaptés à l'importance des nuisances potentielles (couverture, mise en dépression, chaulage de boues, etc...) ramènent à un seuil tout à fait acceptable.

- Dimensionnement:

On a choisi l'épaisseuse mécanisée qui est bien adapté aux diamètres importants et dont le schéma de principe de fonctionnement est analogue à un décanteur primaire.

On dimensionnera l'épaisseuse en considérant la charge spécifique qui exprime le rapport de la quantité de boues à traiter par m^2 .

Adoptant $C_s = 80 \text{ Kg M.S/m}^2/\text{j}$, la surface horizontale sera:

$$S_h = (B_p + B_s) / C_s = 252 \text{ m}^2$$

Le temps de séjour des boues, fonction de la concentration finale souhaitée, est de l'ordre de 2 à 10 jours.

Avec $T_s = 2$ jours, la concentration des boues épaissies est de 80 g/l d'où le volume utile de l'épaisseuse est:

$$V = V_t \cdot T_s = 1074 \times 2 = 2148 \text{ m}^3$$

On adaptera DEUX épaisseurs dont les caractéristiques de chacun sont:

- diamètre; $D = 18,0 \text{ m}$
- surface; $s = 254,47 \text{ m}^2$
- hauteur; $h = 4,30 \text{ m}$
- capacité; $v = 1094 \text{ m}^3$

2.5.3 Stabilisation des boues:

Le traitement des boues consistera essentiellement en la stabilisation de ces sous-produits d'épuration.

La stabilisation consiste:

- soit à accélérer le phénomène en le contrôlant (digestion anaérobie ou aérobie);
- soit à empêcher, ou tout au moins à retarder considérablement le phénomène (conditionnement chimique ou thermique).

a) Digestion aérobie:

La digestion aérobie des boues correspond à la phase endogène du processus des boues activées lors de laquelle les boues s'autooxydent, et, ainsi, se minéralisent.

L'effluent brut est admis directement sur le bassin d'aération où la phase liquide est traitée; l'effluent est ensuite décanté et les boues arrêtées par décantation sont dirigées sur un bassin d'aération particulier. Le temps de séjour des est de l'ordre d'une semaine; elles sortent du bassin stabilisées et peuvent être séchées.

b) Stabilisation par voie anaérobie:

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

La digestion anaérobie élimine environ 50 % des matières organiques ce qui présente les avantages suivants:

- diminution du poids des matières sèches dans la proportion de 1/3 environ;
- concentration plus importante des boues, lesquelles sont plus facilement séchables par voie naturelle;

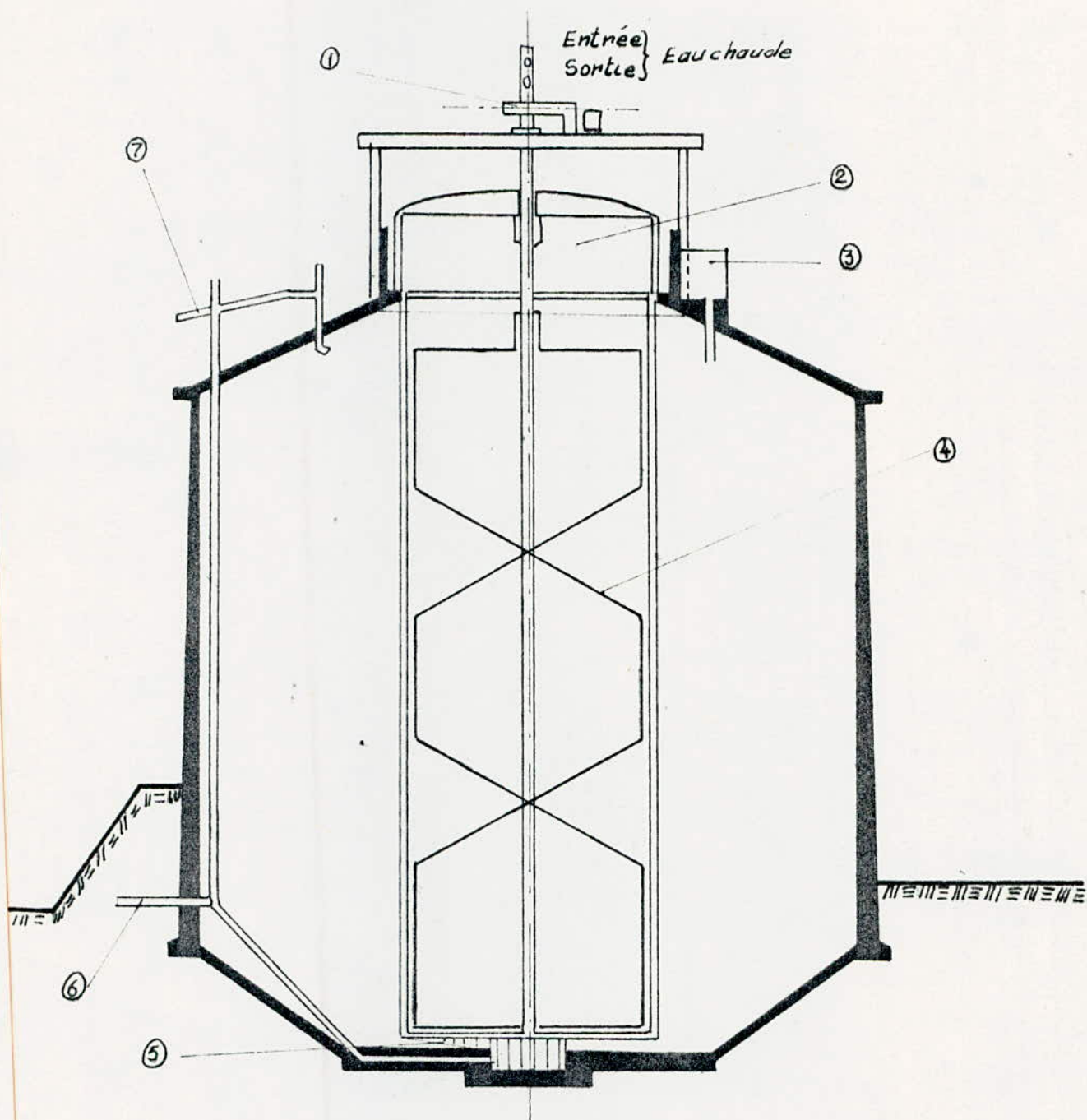


Fig 9 Digesteur équipé avec serpentín tournant assurant le chauffage et l'agitation

1. Dispositif de commande
2. Cloche à gaz
3. Trop plein
4. Tourniquet de brassage avec serpentins rotatifs
5. Bras de raclage
6. Evacuation des boues digérées
7. Arrivée des boues fraîches

(58)

- diminution importante des germes pathogènes;
- possibilité, pour les stations importantes, de récupération de gaz (CH_4) utilisés pour leurs besoins énergétique.

Le digesteur subit, à la mise en service, d'abord une fermentation acide durant une période appelée de maturation.

A 10°C cette maturation dure environ CINQ mois. ce temps peut être réduit en déposant sur le radier, lors de la mise en service, des boues digérées provenant d'une autre installation et en ne déversant des boues fraîches que progressivement afin que la fermentation reste toujours alcaline.

-Dimensionnement:

Les digesteurs choisis sont à un étage chauffés à 35°C . Ces types de digesteurs sont dimensionnés pour fonctionner à moyenne charge, la charge exprimant la quantité de MVS introduites quotidiennement par unité de volume du digesteur.

Le volume journalier de boues rentrant dans le digesteur est:

$$V = (B_p + B_s) / C_d \quad \text{en } \text{m}^3$$

C_d : concentration des boues à la sortie de l'épaississeur;
($C_d = 80\text{g/l}$)

$$\text{D'où; } V = (13950,49 + 6191,36) / 80 = 252 \text{ m}^3$$

Avec un temps de séjour de 25 jours, le volume des digesteurs sera;

$$V_d = V \times 25 = 252 \times 25 = 6300 \text{ m}^3$$

Choix: Deux digesteurs dont les dimensions de chacun sont:

- hauteur; $h = 10,0 \text{ m}$
- surface; $s = 315 \text{ m}^2$
- diamètre; $D = 20,0 \text{ m}$
- capacité; $v = 3150 \text{ m}^3$

- Production de gaz:

La production de gaz, donc la possibilité de chauffer des digesteurs, dépend de la teneur en MVS et de la qualité de ces MVS. En règle générale, on considère que la production de gaz est comprise entre 0,6 et 1,5 m³ par Kg de MVS détruites.

voir: (Traitement des eaux usées - JP. BECHAC - page 222)

La digestion assure une dégradation de 45 % des matières organiques

$$(MVS)_p + (MVS)_s \times 0,45 = (MVS)_{\text{détruites}}$$

$$(11488,64 + 4550,13) \times 0,45 = 7217,45 \text{ Kg MVS détruites/j}$$

Le gaz produit est essentiellement composé de:

- méthane (CH₄);
- gaz carbonique (CO₂);

Admettant que la production de gaz est de 0,9 m³ par Kg de MVS détruites, on aura une production totale de:

$$0,9 \times (MVS)_{\text{dét.}} = 6495,71 \text{ m}^3 \text{ de gaz /j}$$

La production de méthane est d'environ 65 % de la production totale, d'où

$$P_m = 6495,71 \times 0,65 = 4222,21 \text{ m}^3 \text{ de (CH}_4\text{) /j}$$

2.5.4 Lits de séchage:

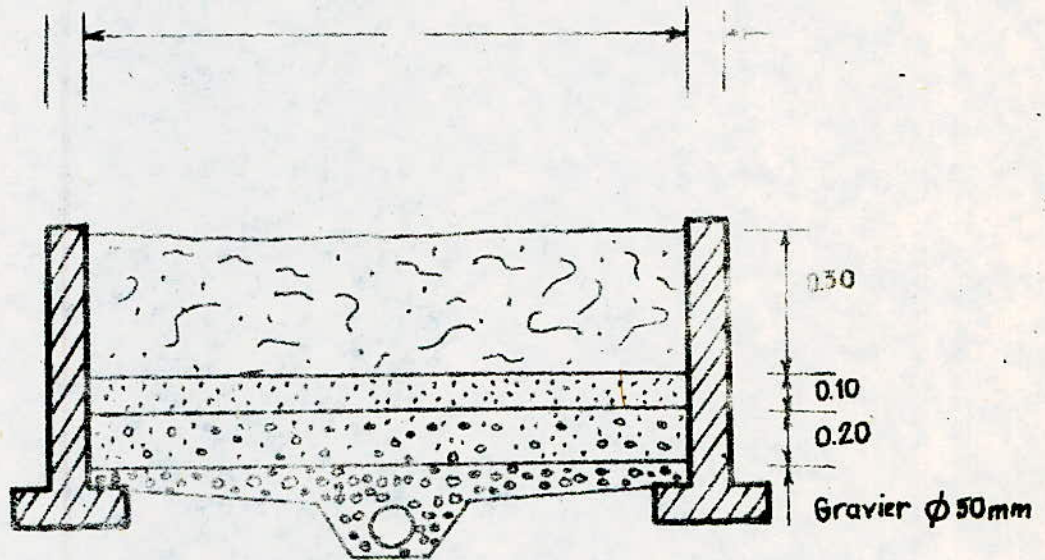
Pour des raisons d'hygiène, le séchage des boues sur des lits de sable drainés, n'est à retenir que sur des boues bien stabilisées et non putrescibles.

Le facteur climatologique a une grande influence sur le rendement final.

Les aires de séchage sont constituées d'une couche de 10 cm de sable de granulométrie (0,5 à 1,5 mm), disposées sur une couche support de 20 cm de gravier de granulométrie (15 à 20 mm). Des drains, disposés sous la couche support, sont formés le plus souvent de tuyauterie non jointives en ciment ou en grès dans le cas de boues corrosives.

La densité et la pente des drains doivent être suffisantes pour assurer un drainage homogène de toute la masse de boues.

Fig. 11 Schéma du lit de séchage



0.10 m : Sable ϕ 15 mm
0.20 m : Gravier ϕ 25 mm

- Dimensionnement:

La quantité de M.S à déshydrater est:

$$\begin{aligned} M.S &= (MVS)_{\text{tot.}} \times (0,55) + (MM) \\ &= 16038,77 \times 0,55 + 4103,08 = 12924,40 \text{ Kg/j} \end{aligned}$$

Après la digestion la concentration des boues est de 80 g/l , ce qui donne un volume de :

$$V = M.S/80 = 161,56 \text{ m}^3/\text{j}$$

Comme la région de Biskra se caractérise par un climat sec et chaud durant presque les 3/4 de l'année, la durée de séchage est limitée à deux semaines.

L'extraction des boues se fera une fois par semaines à raison de:

$$161,56 \times 7 = 1130,92 \text{ m}^3/\text{semaine}$$

La quantité de boues à admettre sur les lits de séchage dépend de la qualité et de la concentration de la boue. En général, l'épaisseur de boues épandues est comprise entre (15 - 40 cm).

En adoptant une couche de 30 cm d'épaisseur, la surface nécessaire du lit de séchage sera de:

$$S = 1130,92 / 0,3 = 3769,73 \text{ m}^2$$

Cette surface correspond au séchage des boues issues du digesteur une fois par semaine. Le lit retiendra ces boues pendant deux semaines ce qui nous oblige à prévoir un autre lit.

Un lit de secours (dépannage) réservé pour parer à un excès accidentel des boues ou au moment d'entretien d'un des lits est aussi à prévoir.

La surface totale sera: $S_t = 3. s = 11309,19 \text{ m}^2$

La densité correspondante à la superficie occupée par les lits de séchage par rapport au nombre d'habitant équivalent est:

$$d = 390770/S_t = 34,55 \text{ éq.hab/m}^2$$

Les boues ainsi traitées peuvent être:

- soit déposées en décharge contrôlée;
- soit incinérées;
- soit utilisées en agronomie après traitement complémentaire nécessaire.

CHAPITRE (III)

Calcul technique de la variante - B -
(traitement biologique par boues activées à faible charge)

3.1 Traitement préliminaires:

Dans un système de traitement à faible charge massique, la décantation primaire n'est pas nécessaire, alors qu'un déshuileur (dégraisseur) soit introduit dans la chaîne de traitement.

Les ouvrages de prétraitement (dégrilleur et dessableur) sont étudiés dans la variante - A -.

Le calcul technique de la variante - B - commence par l'étude et le dimensionnement du déshuileur.

3.1.1 Déshuileur:

Dans un milieu urbain, des graisses et des huiles, en provenance des artisanats alimentaires, des restaurants, des garages et des chaussées sont susceptibles de gagner le réseau.

Les inconvénients se manifestent à plusieurs niveaux:

- envahissement des décanteurs secondaires par des flottants;
- diminution de la capacité d'aération en boues activées dans les systèmes à aérateur de surface, du fait du recouvrement du bassin par une émulsion graisse-air-eau;
- mauvaise sédimentation, dans le décanteur secondaire, de boues délestées par les globules de graisses;
- bouchage des canalisations;
- acidification du milieu dans le digesteur anaérobie et formation d'un chapeau excessif;

Alors, un déshuileur a pour but de séparer de l'eau par flottation les matières ou les liquides dont la densité est inférieure à l'unité. Il s'agit principalement des huiles minérales et végétales. A l'aide de l'air comprimé introduit dans le déshuileur, la densité des particules huileuses diminue, et par conséquent les graisses flottantes sont rassemblées dans une zone dite de tranquillisation et raclées manuellement.

Les déshuileurs spécialisés sont plus efficaces que des dégraisseurs-dessableurs; avec un temps de séjour de 3 à 5 mn et un débit de 4 à 8 m³/h.m³, 80 à 90 % de graisses sont retenues.

Fig 12 Schéma d'une station de purification à faible charge

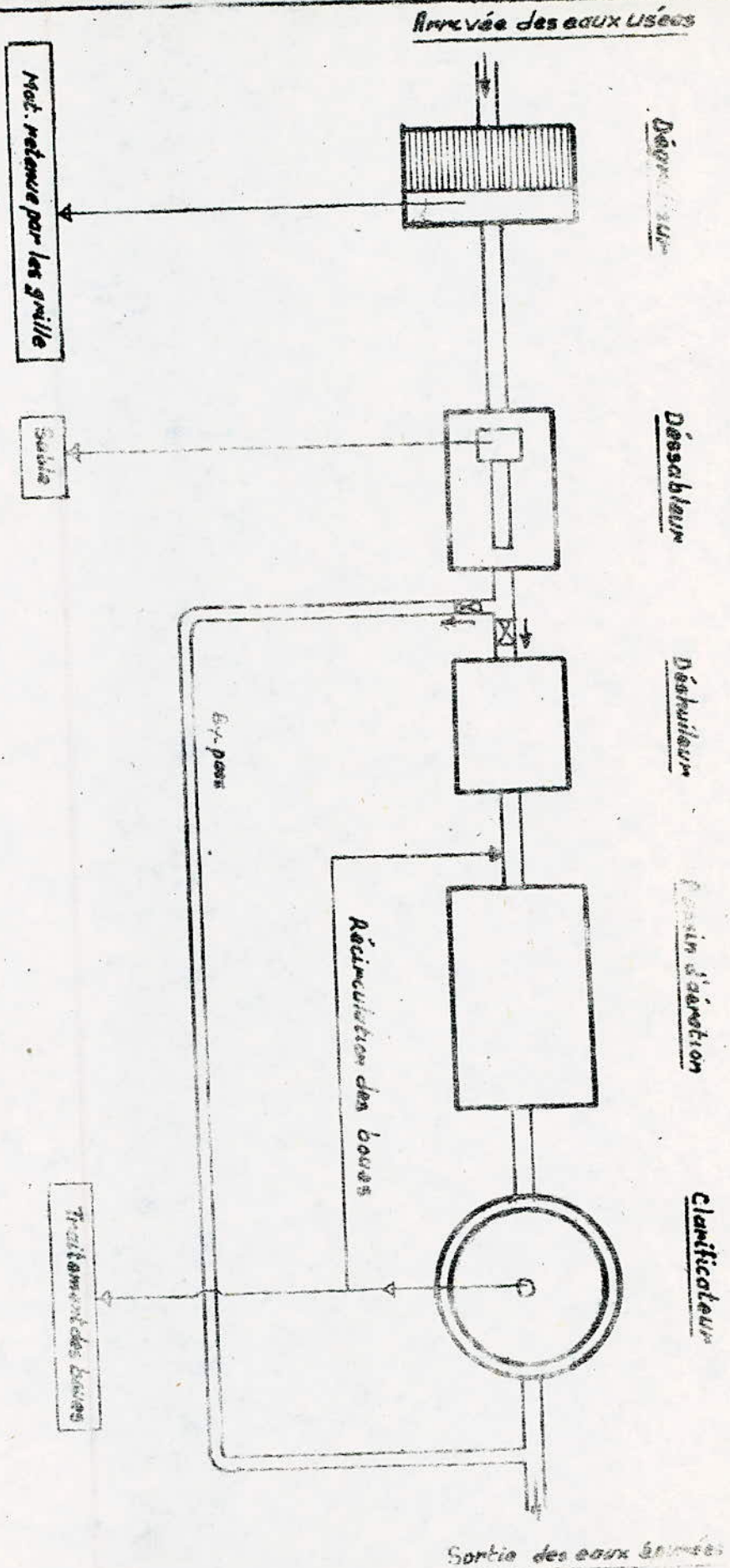
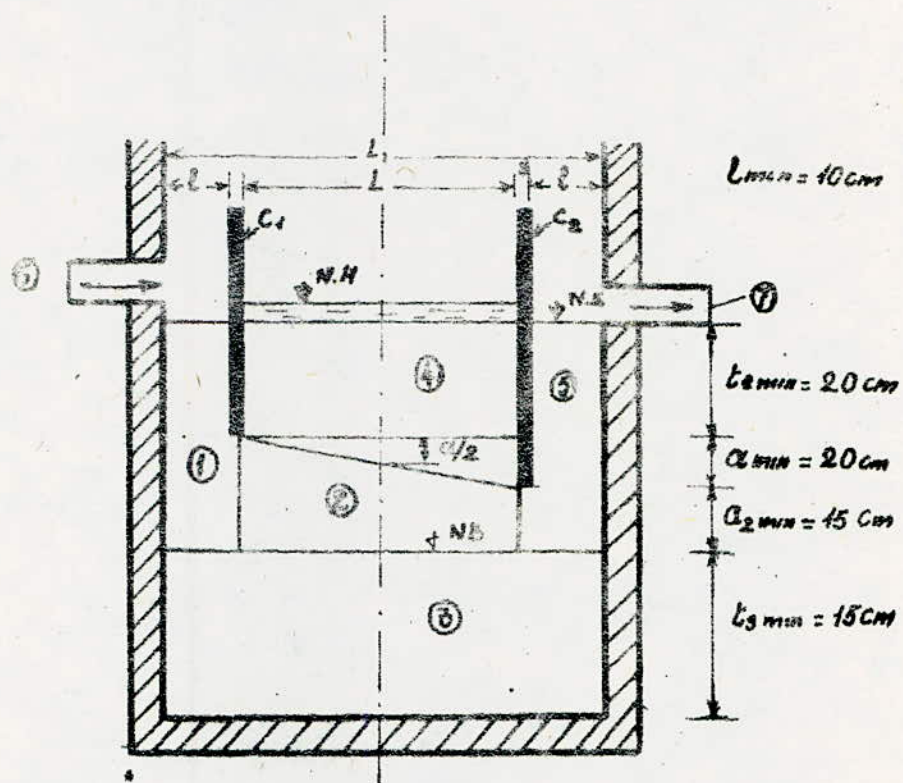


Fig 13 Schéma d'un intercepteur d'huile



1. Chambre d'entrée
2. Chambre de séparation
3. Chambre des boues
4. Chambre d'huile
5. Chambre de sortie
6. Canalisation d'arrivée
7. Canalisation de sortie

NE : Niveau d'eau

NH : Niveau d'huile

NB : Niveau max des boues

C : Cloisons plongeantes

- Dimensionnement du déshuileur:

débit de pointe admis;	$Q_p = 86,82 \text{ m}^3/\text{mn}$
temps de séjour adopté;	$T_s = 5 \text{ mn}$
charge superficielle ;	$C_s = 30 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}$

Le volume du déshuileur sera:

$$V = Q_p \cdot T_s = 86,82 \times 5 = 434,10 \text{ m}^3$$

La section horizontale sera égale à:

$$S_h = Q_p / C_s = 5209,20 / 30 = 173,64 \text{ m}^2$$

D'où on peut adopter un déshuileur de:

- longueur; $L = 20,0 \text{ m}$
- largeur ; $l = 9,0 \text{ m}$
- hauteur du déshuileur; $h = V/S_h = 2,5 \text{ m}$

3.2 Traitement biologique:

3.2.1 Bassin d'aération:

a) Dimensionnement:

- Paramètres de fonctionnement;

- charge massique en Kg DBO₅/j.Kg de MVS; (0,1 - 0,2)
- charge volumique en Kg DBO₅/j.m³ de bassin; (0,25 - 0,35)
- concentration de biomasse assimilée en MVS en Kg MVS/m³; (2,5 - 3,0)

En se fixant à:

$$C_m = 0,13 \text{ Kg DBO}_5/\text{j.Kg MVS}$$

$$C_v = 0,32 \text{ Kg DBO}_5/\text{j.m}^3$$

$$S_v = 2,50 \text{ Kg MVS/m}^3$$

le volume total des bassins d'aération sera:

$$V_t = L_o / C_v = 23446,2 / 0,32 = 73269,38 \text{ m}^3$$

Vérification des temps de séjour:

- Avec le débit de pointe; $Q_p = 5209,20 \text{ m}^3/\text{h}$: $T_s = 14,1 \text{ h.}$
- Avec le débit moyen; $Q_m = 3256,42 \text{ m}^3/\text{h}$: $T_s = 22,5 \text{ h.}$

(63)

Finalement, on adopte HUITTS bassins d'aération, les dimensions de chacun sont:

- longueur; $L = 100 \text{ m}$
- largeur; $l = 23 \text{ m}$
- hauteur; $h = 4,0 \text{ m}$
- surface; $s = 2300 \text{ m}^2$
- capacité; $v = 9200 \text{ m}^3$

La masse de MVS contenue dans les bassins d'aération est:

$$B_a = S_v \cdot V_t = 2,5 \times 73269,38 = 183173,45 \text{ Kg}$$

b) Besoins en Oxygène:

Les besoins théoriques en oxygène sont donnés par:

$$P(O_2) = a \cdot L_e + b \cdot B_a$$

Avec; $a = 0,66$ voir: (Traitement des eaux usées - JP.BECHAC -
 $b = 0,07$ page 140)

$$L_e = L_o - L_f = 23446,2 - 2344,62 = 21101,58 \text{ Kg/j}$$

$$\text{On a; } P(O_2) = 26749,18 \text{ Kg d'O}_2/\text{j} \\ = 1114,55 \text{ Kg d'O}_2/\text{h}$$

Capacité de pointe d'oxygène:

$$P(O_2)_p = a \cdot L_e/18 + b \cdot B_a/24 = 1307,98 \text{ Kg d'O}_2/\text{h}$$

Besoins réels en oxygène:

Le coefficient correcteur " T " a été calculé précédemment pour la variante - A -; $T = 0,56$

$$\text{En pointe; } P(O_2) = 1307,98/0,56 = 2335,68 \text{ Kg d'O}_2/\text{h}$$

$$\text{En moyenne; } P(O_2) = 1114,55/0,56 = 1990,27 \text{ Kg d'O}_2/\text{h}$$

c) Systèmes d'aération:

Les bassins d'aération seront équipés par des aérateurs de surface, à axe vertical. (comme pour la variante - A -)

Le rapport spécifique est de $2 \text{ Kg d'O}_2/\text{Kwh}$.

(voir: "mémento technique de l'eau" - DEGREMONT -)

- Puissance à fournir pour le transfert d'oxygène:

$$P_a = 2335,68/2 = 1167,84 \text{ Kw}$$

- Puissance de brassage: (25 - 30 w/m³)

$$P_b = 0,025 \times V_t = 1831,73 \text{ Kw}$$

- Puissance totale à fournir:

$$P = P_a + P_b = 2999,57 \text{ Kw}$$

Choix : 40 ACTIROTOR R 8020 - DEGREMONT -
puissance unitaire de 75 Kw

Répartition: 5 ACTIROTOR par bassin d'aération.

3.2.2 Clarificateur:

a) Calcul du taux de recirculation des boues:

Le taux de recirculation qui détermine la concentration en matières en suspension de la boue est donné comme suit:

$$r = 1/(c - 1)$$

le taux de compaction est égal à: $c = S_r/S'_v$

$$S_r = 1200/I_M = 12 \text{ g/l}$$

$$S'_v = S_v/0,7 = 2,5/0,7 = 3,57 \text{ g/l}$$

d'où; $c = 12/3,57 = 3,36$

le taux de recyclage sera de:

$$r = 1/(3,36 - 1) = 42 \%$$

b) Dimensionnement:

Avec ; $C_s = 1,7 \text{ m}^3/\text{h.m}^2$ et $Q_p = 5209,2 \text{ m}^3/\text{h}$

la surface horizontale sera de:

$$S = (1 + r) \cdot Q_p / C_s = 4351,21 \text{ m}^2$$

Choix: 4 clarificateurs circulaires raclés.

le dimensionnement de chaque clarificateur est:

- diamètre; $D = 37,5 \text{ m}$
- surface; $s = 1104,47 \text{ m}^2$
- hauteur; $h = 3,0 \text{ m}$
- capacité; $v = 3313,4 \text{ m}^3$

Vérification des temps de séjour:

- avec le débit de pointe:

$$T_s = 4.v / (1 + r).Q_p = 1,79 \text{ heures}$$

- avec le débit moyen:

$$T_s = 4.v / (1 + r).Q_m = 2,87 \text{ heures}$$

3.2.3 Production des boues en excès:

La quantité de boues issue des décanteurs se condaires est donnée par la relation suivante:

$$B = B_{\min.} + B_d + a_m.L_e - b.B_a - B_{\text{off.}}$$

$a_m = 0,55$ voir: (Traitement des eaux usées - JP. BECHAC -
 $b = 0,05$ page 140)

a) Calculs:

$$L_e = L_o - L_f = 0,30 - 0,03 = 0,27 \text{ g/l}$$

$$= 21101,58 \text{ Kg/j}$$

la quantité journalière des matières en susp.admise sur la station est de; MES = 27353,90 Kg/j .

Après élimination, par déssablage, de 50 % de M.M, la quantité des MES, composant les boues en excès, est de ;

$$\text{MES} = 23250,81 \text{ Kg/j} \quad \text{dont} \quad \text{MVS} = 19147,73 \text{ Kg/j}$$

$$\text{MM} = 4103,08 \text{ Kg/j}$$

- Boues synthétisées:

$$a_m.L_e = 0,55 \times 21101,58 = 11605,87 \text{ Kg/j}$$

- MES entraînées par l'effluent:

$$0,03 \times 78154 = 2344,62 \text{ Kg/j}$$

- MES difficilement biodégradables ; (25 % de MVS)

$$B_d = 0,25 \times 19147,73 = 4786,93 \text{ Kg/j}$$

- Boues minérales:

$$B_{\min} = 4103,08 \text{ kg/j}$$

- Boues détruites par auto-oxydation:

$$b.B_a = 0,05 \times 183173,45 = 9158,67 \text{ Kg/j}$$

La boue produite en excès est égale à: $B = 8992,59 \text{ Kg/j}$

b) Age des boues:

est exprimé par le rapport entre la quantité de boues contenue dans les bassins d'aération et la quantité de boues tirée quotidiennement.

$$\theta = B_a / B = 183173,45 / 8992,59 = 20,36 \text{ j}$$

la boue extraite est pratiquement stable.

3.2.4 Reprise des boues:

a) Boues de recirculation:

Une pompe horizontale de type FLYGT FRANCE assurera le retour d'un débit de boues égal à :

$$Q_r = Q_p, r = 5209,20 \times 0,42 = 2187,86 \text{ m}^3/\text{h}$$

pour parer un éventuel accident, nous prévoyons une deuxième pompe.

b) Boues en excés:

les boues en excés d'un débit de $Q_p = 31,22 \text{ m}^3/\text{h}$ sont envoyées vers l'épaississeur au moyen d'une pompe du même type que la précédente.

Une deuxième pompe s'avère indispensable.

3.2.5 Bassin de strélisation:

Se sera le même dimensionnement que celui de la variante précédente (A). Cád;

- . Hauteur : $h = 2,5 \text{ m}$
- . Longueur: $L = 60 \text{ m}$
- . Largeur : $l = 9,0 \text{ m}$
- . Surface : $s = 521 \text{ m}^2$
- . Capacité: $v = 1350 \text{ m}^3$

3.3 Traitement des boues:

Les polluants retirés au cours des traitements constituent des déchets plus ou moins concentrés que sont les boues.

Avant de les rejeter dans la nature, un traitement s'avère indispensable.

Les boues sortantes des clarificateurs sont pratiquement stables, la filière de traitement de ces boues consiste à:

- un épaissement;
- une déshydratation sur lit de séchage;

3.3.1 Epaissement:

a) Dimensionnement:

A la sortie des clarificateurs ; on a:

$$B = 3992,59 \text{ Kg/j}$$

$$C_b = 12 \text{ g/l}$$

d'où, le volume journalier de boues à épaisir, est de:

$$V = B / C_b = 749,38 \text{ m}^3$$

Le temps de séjour des boues, fonction de la concentration, est de l'ordre de 2 à 10 jours.

Avec $T_s = 7$ jours, le volume de l'épaisseur sera :

$$V_{\text{ép.}} = V \cdot T_s = 5245,66 \text{ m}^3$$

Choix: 3 épaisseurs, chacun de dimensions:

- diamètre; $D = 24,0 \text{ m}$
- surface; $s = 452 \text{ m}^2$
- hauteur; $h = 4,0 \text{ m}$
- capacité; $v = 1809,5 \text{ m}^3$

3.3.2 lits de séchage:

Les boues sortantes des épaisseurs ont une concentration qui varie de 25 à 30 g/l .

la quantité de boues à sécher est:

$$V = B / 30 = 8992,59/30 = 299,75 \text{ m}^3$$

La durée de séchage est fonction du climat de la région.

Pour la région de Biskra, on adoptera une durée de 2 semaines.

Les boues seront extraites des épaisseurs une fois par semaine, ce qui donne un volume:

$$299,75 \times 7 = 2098,25 \text{ m}^3/\text{semaine}$$

pour une couche de boues égale à 0,35 m, la surface du lit de séchage sera de:

$$s = 2098,25 / 0,35 = 5995 \text{ m}^2$$

Comme le lit va recevoir chaque semaine des boues, provenant des épaisseurs, et la durée de séchage est de deux semaines, on doit prendre un deuxième lit pour assurer le séchage durant l'autre semaine.

Avec un lit de secours , on aura au total trois lits de séchage.

la surface totale des lits sera:

$$S = 3 .s = 17985 \text{ m}^2$$

CHAPITRE (IV)

Etude technico-économique:

Cette étude nous permet d'évaluer le coût pour chaque variante et ce-ci nous aide à prendre la décision finale pour le choix de la variante.

A - Etude technique:

1) Traitement à moyenne charge:

Ce traitement est caractérisé par:

- une production de boues instables et fermentescibles;
- une consommation d'énergie assez élevée;
- une réduction des volumes des ouvrages.

2) Traitement à faible charge:

Ces caractéristiques sont les suivantes:

- production de boues stables, non fermentescibles;
- consommation d'énergie très élevée, puisque l'oxydation est poussée au maximum;
- exploitation très simplifiée, et un rendement satisfaisant;
- nitrification complète.

Techniquement, le traitement à faible charge est légèrement avantageux. Ce dernier "accépte" mieux les variations de charge de pollution.

B - Etude économique:

1) Etablissement des coûts:

- . Les frais d'investissement seront calculés sur la base du dimensionnement des installations.
- . Les frais d'exploitation comprennent les frais relatifs au fonctionnement de la station.

Le coût total d'investissement comprend:

- coût des différents ouvrages de traitement;
- coût du terrain;
- coût de l'équipement.

Le coût total d'exploitation comprend:

- frais de main d'oeuvre;
- coût des pièces de rechange;
- consommation en énergie électrique.

2) Coût des opérations unitaires liés à l'investissement:

On ne tiendra pas compte des installations communes aux deux variantes, du fait qu'il s'agit d'une comparaison des coûts.

a) Génie civil:

- déshuileur	180 DA/m ³	d'eau
- décanteur (I)	220 DA/m ³	"
- bassin d'aération	180 DA/m ³	"
- décanteur (II)	200 DA/m ³	"
- épaisseur	200 DA/m ³	"
- digesteur	400 DA/m ³	"
- lit de séchage	160 DA/m ²	DE lit

b) Equipements:

- racleur;décanteur (I)	625 DA/m ³
- racleur;décanteur (II)	" "
- racleur;épaisseur	750 DA/m ³
- équipements;digesteur	600 DA/m ³
- pompes horiz. à roue hélico-centrifuge	
. 7 l/s	15000 DA/unité
. 10 l/s	20000 DA/unité
. 600 l/s	120000 DA/unité
. 650 l/s	150000 DA/unité
- aérateurs: A. R 6016	50000 DA/unité
A. R 8020	80000 DA/unité

c) Expropriation:

- coût du terrain	80 DA/unité
-------------------	-------------

Annuité :

$$A = i / ((1 + i)^n - 1) = 0,0147$$

i : taux d'annuité (7,5 %)

n : nombre d'années (25 ans)

3) Frais d'exploitation:

a) Frais de main d'oeuvre:

Variante (A): - 5 techniciens (3500 DA/mois chacun)
 - 2 surveillants (2500 DA/mois chacun)

Variante (B): - 3 techniciens (3500 DA/mois chacun)
 - 2 surveillants (2500 DA/mois chacun)

b) Coût des pièces de rechange:

- Il est estimé à 25 % du coût total des équipements.

c) Coût de la consommation en énergie électrique:

le coût de l'énergie électrique consommée par les aérateurs
 est évalué par: 0,19 DA/Kw.h

4) Calculs:

a) Frais d'investissement:

Variante (A):	Génie civil	9,58	10 ⁶	DA
	Equipements	45,23	"	
	Expropriation.....	2,00	"	

Total:	56,81	10 ⁶	DA
--------------	-------	-----------------	----

Frais total d'amortissement:	0,835	10 ⁶	DA
------------------------------	-------	-----------------	----

Variante (B):	Génie civil	19,94	10 ⁶	DA
	Equipements	49,55	10 ⁶	DA
	Expropriation	3,00	10 ⁶	DA

Total:.....	72,49	10 ⁶	DA
-------------	-------	-----------------	----

Frais total d'amortissement:	1,07	10 ⁶	DA
------------------------------	------	-----------------	----

b) Frais d'exploitation:

Variante (A):	Main d'oeuvre.....	0,27	10 ⁶	DA
	Pièces de rechange.....	11,31	10 ⁶	DA
	Energie.....	1,51	10 ⁶	DA

Total:.....	13,09	10 ⁶	DA
-------------	-------	-----------------	----

Variante (B):	Main d'oeuvre.....	0,19	10 ⁶	DA
	Pièces de rechange.....	12,39	10 ⁶	DA
	Energie.....	4,99	10 ⁶	DA

Total:.....	17,57	10 ⁶	DA
-------------	-------	-----------------	----

c) Bilan:

- .Coût total de la variante (A):..... 13,93 10⁶ DA/an.
- .Coût total de la variante (B):..... 18,64 10⁶ DA/an.

Conclusion:

Le coût de la variante (A) est nettement inférieur à celui de la variante (B).

Finalement, nous proposons la réalisation d'une station d'épuration à boues activées à moyenne charge.

Conclusion générale:

- 1) Nous recommandons une surveillance et un entretien rigoureux des différents ouvrages de traitement.
- 2) Une réutilisation des sous produits (effluent épuré et boues asséchées) dans l'agriculture, après leurs analyses, doit être envisagée.
- 3) Nous souhaitons que cette modeste étude puisse servir de référence pour le projet d'assainissement de la ville de Biskra, ainsi que comme référence à l'étude de la station d'épuration.

CHAPITRE (V)

Implantation et aménagement général d'une station d'épuration

5.1 Choix du site:

Le site choisi pour la construction de la station doit correspondre au point le plus bas de la région à desservir et doit se trouver, si possible, à proximité du cours d'eau dans lequel l'eau épurée est rejetée.

Il est à noter que la proximité d'un site favorable à l'épandage ou à l'enfouissement du sable, des boues ou des cendres peut être déterminant dans le choix de l'emplacement d'une station d'épuration. La station doit enfin être située à bonne distance des quartiers résidentiels et commerciaux.

La disposition des différentes structures sur le site choisi doit tenir compte de;

- la topographie du terrain;
- la séquence de traitement;
- le profil hydraulique entre les unités de traitement;
- l'accessibilité;
- l'entretien et le fonctionnement;
- l'économie;
- l'expansion futur du site;

5.2 Stabilité du site:

Les structures ne diffèrent pas a priori d'un bâtiment à l'autre. Cependant, en raison des inter-relations qui existent entre les bâtiments ou les bassins, lesquels sont reliés par des conduites, on doit s'assurer de la stabilité du sous-sol. Si celui-ci est instable, il faut concevoir des structures spéciales.

Le nivellement final du terrain doit assurer l'égouttement naturel, afin d'éviter toute accumulation d'eau près des structures de la station et à la grandeur du terrain.

5.3 Disposition des conduites dans la station:

La disposition des conduites est un élément important qui détermine dans une certaine mesure la disposition des structures. On doit chercher à regrouper les tuyaux dans les tunnels souterrains reliant chacun des bâtiments et chacun des bassins.

Cet arrangement permet de réduire l'espace nécessaire à l'installation des tuyaux ainsi que leur coût d'installation.

L'accès à la tuyauterie, ainsi que son fonctionnement et son entretien en sont facilités.

On doit installer les conduites de dérivation là où on n'a prévu qu'une seule unité, afin de pouvoir la contourner aux fins d'entretien, de réparation ou de traitement.

5.4 Aménagement mécanique:

L'aménagement mécanique de chaque bâtiment (ou unité de traitement) est conçu de telle sorte que chaque composante puisse être facilement accessible en toute sécurité. On doit installer des treuils mobiles au dessus des équipements lourds.

5.5 Equipements administratifs et divers services:

Outre les bâtiments et les bassins nécessaires à l'épuration de l'eau, la station doit comporter un ou plusieurs bâtiments réservés à l'administration et aux divers services c'est-à-dire:

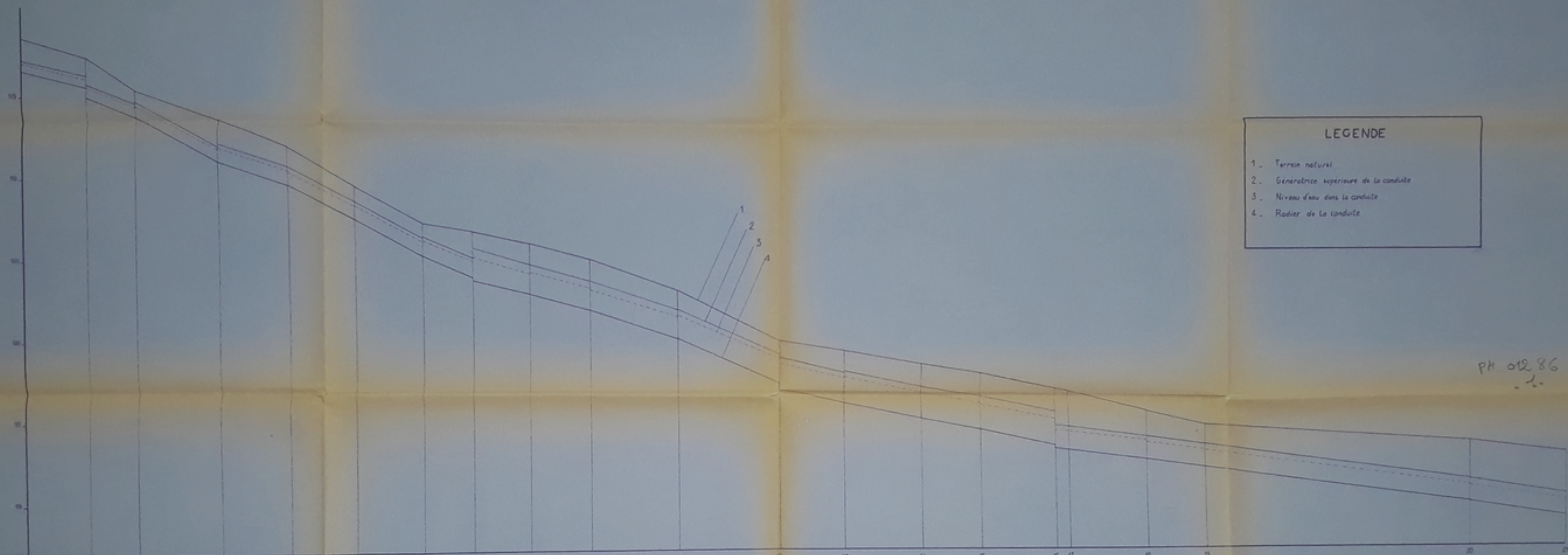
- les bureaux;
- le laboratoire;
- la salle de contrôle;
- l'atelier de réparation;
- l'entrepôt des pièces et des produits;
- les garages;
- les salles des opérateurs;
- la salle de dessin et de documentation;
- les toilettes et les douches;

-ooOoo-(B I B L I O G R A P H I E)-ooOoo-

- R. BOURRIER: Les réseaux d'assainissement.
- J.P BECHAC : Traitement des eaux usées.
- DEGEMENT : Mémento technique de l'eau (1978).
- C. GOMELLA et
H. GUERREE : Les eaux usées dans les agglomérations
urbaines ou rurales; tomes (I) et (II).
- STUTTGART : Cours d'assainissement urbain (1974).
- R. LAROCQUE : Dessin spécialisé en assainissement
de l'eau.

-(P O L Y C O P I E)-

- THESE (Juin 1983): "Assainissement du grand Alger"
Etude du collecteur littoral et
de la station d'épuration d'EL-HARRACH.



LEGENDE

- 1 - Terrain naturel
- 2 - Génératrice supérieure de la conduite
- 3 - Niveau d'eau dans la conduite
- 4 - Radier de la conduite

PH 01286
-2-

TRONçons	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
DIAMÈTRES (mm)	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300
DISTANCES PARTIELLES (m)	200	150	250	210	230	220	1200	190	170	185	270	315	200	240	180	230	40	240	180	1400
DISTANCES CUMULÉES (m)	0	200	350	600	810	1040	1260	1450	1620	1795	2065	2380	2580	2820	3000	3230	3270	3510	3690	5090
COTES DU SOL (m)	10.14	9.74	9.44	9.14	8.84	8.54	8.24	7.94	7.64	7.34	7.04	6.74	6.44	6.14	5.84	5.54	5.24	4.94	4.64	4.34
COTES DU RADIER (m)	10.14	9.74	9.44	9.14	8.84	8.54	8.24	7.94	7.64	7.34	7.04	6.74	6.44	6.14	5.84	5.54	5.24	4.94	4.64	4.34
PENTES DU RADIER	0.0000	0.0000	0.0112	0.0067	0.0105	0.0110	0.0097	0.0047	0.0054	0.0067	0.0039	0.0050	0.0044	0.0039	0.0063	0.0025	0.0028	0.0026	0.0029	0.0029
COTES PIEZOMETRIQUES (m)	10.14	9.74	9.44	9.14	8.84	8.54	8.24	7.94	7.64	7.34	7.04	6.74	6.44	6.14	5.84	5.54	5.24	4.94	4.64	4.34

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

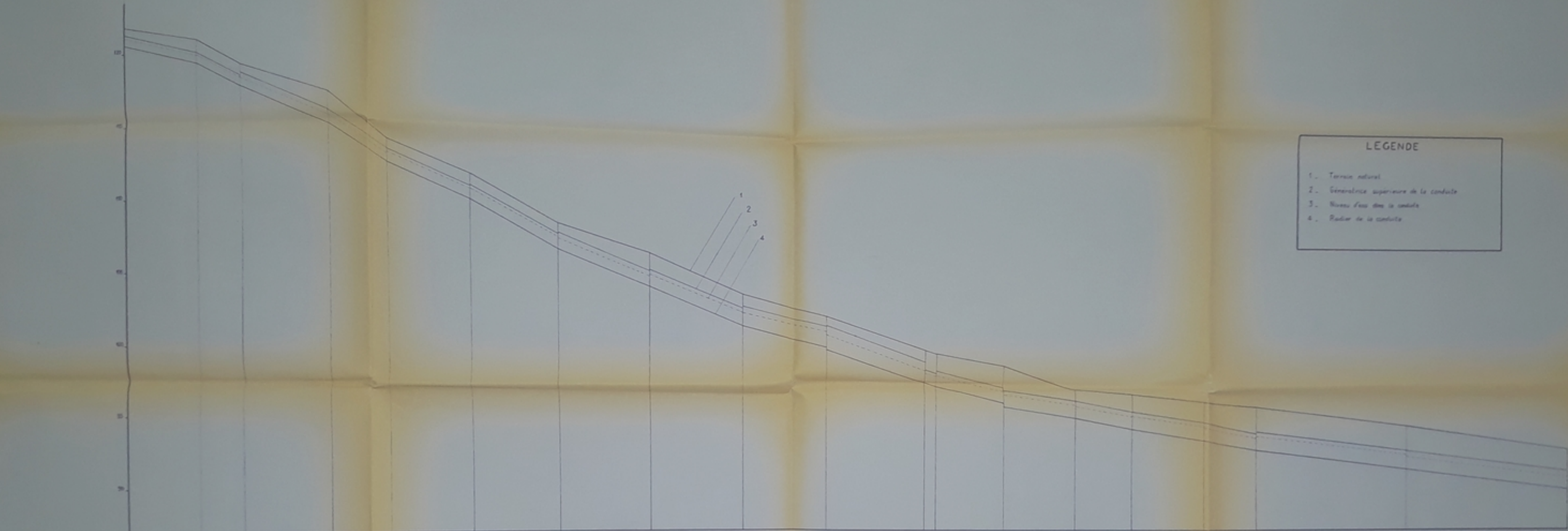
PROJET DE FIN D'ETUDES

THEME : RESEAU D'ASSAINISSEMENT ET STATION DEPURATION DE LA VILLE DE BOUKHARA

Titre du dessin : Vue en Plan de Collecteur Principale		Echelle : H = 1/2000 V = 1/100	
Dessiné par : E. MOURAD		Approuvé : M. MOURAD	
Présenté par : M. KETTAR M. SAHIB		PLAN N°1	

LEGENDE

1. Terrain naturel
2. Généralisation supérieure de la conduite
3. Niveau d'eau dans la conduite
4. Radier de la conduite



TRONÇON	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	
DIAMÈTRES	700	700	500	500	300	1000	400	400	400	1200	1400	1500	1000	1200	1200	1000	1000	600	1000
DISTANCES PARTIELLES	200	400	300	200	280	500	320	350	350	750	60	240	250	290	250	200	300	300	600
DISTANCES CUMULÉES	0	200	600	800	1080	1580	1900	2250	2600	3350	3410	3650	3750	3940	4190	4390	4690	4990	5590
COTES DU SOL	10.00	9.80	9.50	9.20	8.80	8.20	7.80	7.50	7.20	6.80	6.50	6.20	5.80	5.50	5.20	4.80	4.50	4.20	3.80
COTES DU RADIER	9.80	9.60	9.30	9.00	8.60	8.00	7.60	7.30	7.00	6.60	6.30	6.00	5.60	5.30	5.00	4.60	4.30	4.00	3.60
PENTES DE RADIER	0.000	0.005	0.003	0.003	0.003	0.007	0.008	0.007	0.005	0.005	0.007	0.005	0.006	0.006	0.006	0.008	0.007	0.008	0.010
COTES PIZONNE (M. G.S.)	10.00	9.80	9.50	9.20	8.80	8.20	7.80	7.50	7.20	6.80	6.50	6.20	5.80	5.50	5.20	4.80	4.50	4.20	3.80

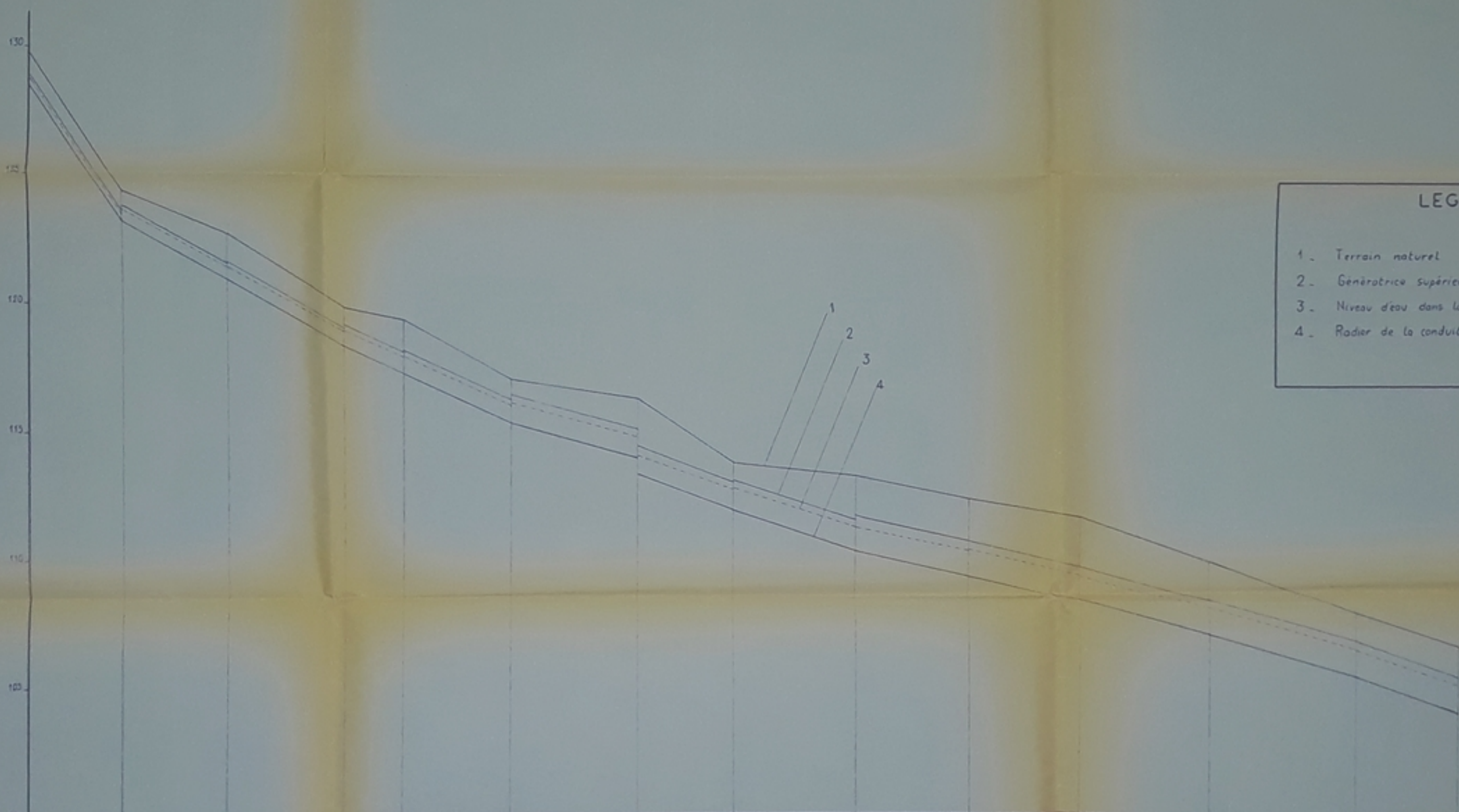
PH 012 86
- 2 -

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

PROJET DE FIN D'ÉTUDES

THÈME: RÉSEAU D'ÉGOUTTEMENT ET D'ÉPURATION DE LA VILLE DE BORDA

Titulaire du dossier: <i>Schmitt</i>		Échelle: 1:100	
Date de p. 1: 01/05/00		N° de plan: 01/05/00	
Préparé par: <i>M. SCHMITT</i>		Date: Janvier 00	
Approuvé par: <i>M. SCHMITT</i>		PLAN N° 2	



LEGENDE	
1.	Terrain naturel
2.	Génératrice supérieure de la conduite
3.	Niveau d'eau dans la conduite
4.	Radier de la conduite

TRONCONS	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
DIAMETRES	mm	400	600	700	800	900	1100	1100	1200	1400	1400	1400	1400	1400
DISTANCES PARTIELLES	m	175	200	225	15	210	250	190	245	215	225	250	285	200
DISTANCES CUMULEES	m	0	175	375	600	715	925	1115	1310	1525	1750	2000	2250	2450
COTES DU SOL	m	128,5	126,5	122,8	119,9	119,6	117,5	116,6	114,3	113,5	112,7	110,2	108,8	108,2
COTES DU RADIER	m	128,5	125,2	122,2	119,9	119,6	117,5	116,6	114,3	113,5	112,7	110,2	108,8	108,2
PENTES DU RADIER	m/m	0,000	0,010	0,011	0,007	0,000	0,005	0,008	0,004	0,005	0,004	0,004	0,006	0,007
COTES PIEZOMETRIQUES	m	128,7	126,4	122,8	119,9	119,6	117,5	116,6	114,3	113,5	112,7	110,2	108,8	108,2

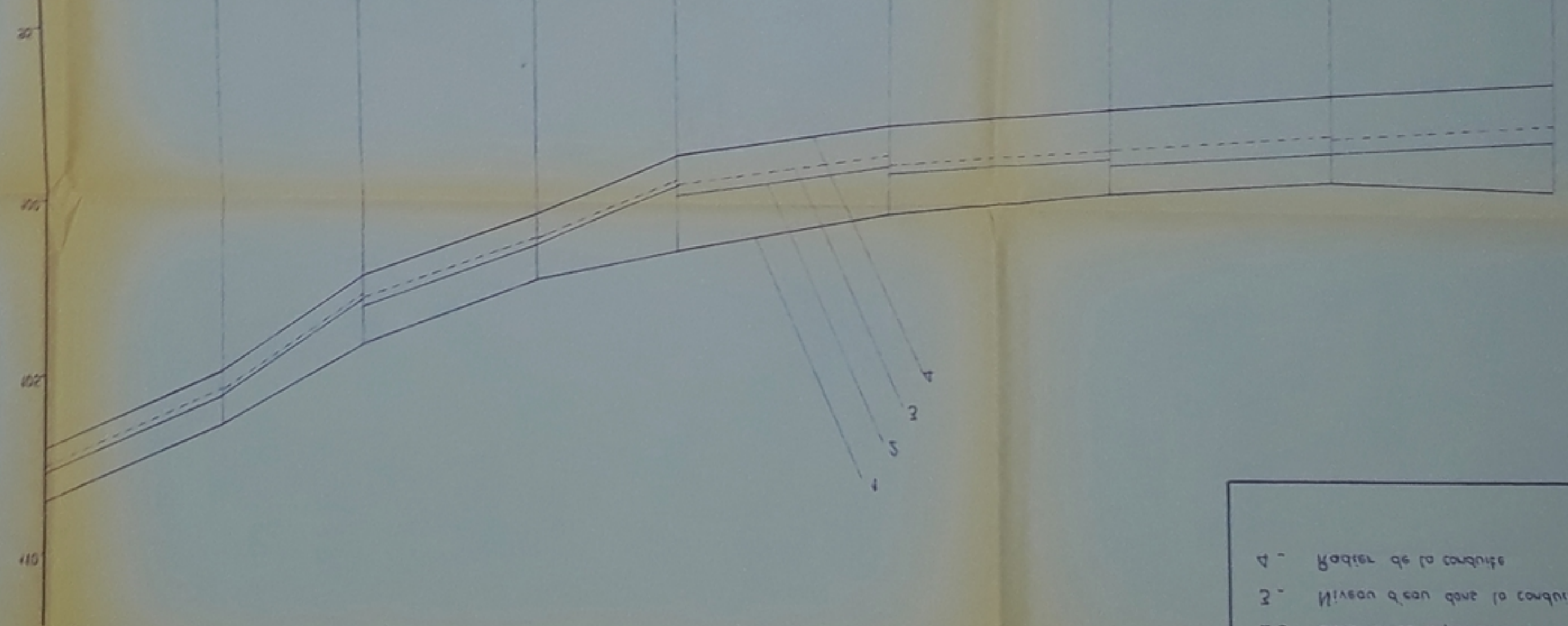
PH01286
-3-

<p align="center">ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE</p>	
<p align="center">PROJET DE FIN D'ETUDES</p>	
<p align="center">THEME : RESEAU D'ASSAINISSEMENT ET STATION DEPURATION DE LA VALLEE DE BIAN</p>	
Travaux de terrain : Val de l'Inch de Goussier (BR)	Echelle : H. - 1/500 V. - 1/100
Dessiné par : S. THERIAULT R. BOUASSA	Date : 24/08/97
Remarques : NO 0000	<p align="center">PLAN N°3</p>

- 10 -
PH 01286

Date de l'opération : Lieu de l'opération :	10/10/86 CHEBBI	01/10/86 01/10/86
L'ÉTAT A REÇU DE LA MANIÈRE SUIVANTE LE BREVET D'ÉTAT DE LA MANIÈRE SUIVANTE DÉPOSÉ EN DATE DU 10/10/86		
ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE		

COTES GEOMETRIQUES	1	2	3	4	5	6	7	8
HAUTEUR DE LA CONDUITE	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
HAUTEUR DE LA VOLEE	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
HAUTEUR DE LA VOLEE	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
HAUTEUR DE LA VOLEE	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
HAUTEUR DE LA VOLEE	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
HAUTEUR DE LA VOLEE	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
HAUTEUR DE LA VOLEE	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
HAUTEUR DE LA VOLEE	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
HAUTEUR DE LA VOLEE	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000



1 - Terrain naturel

2 - Génération superficielle de la conduite

3 - Niveau d'eau dans la conduite

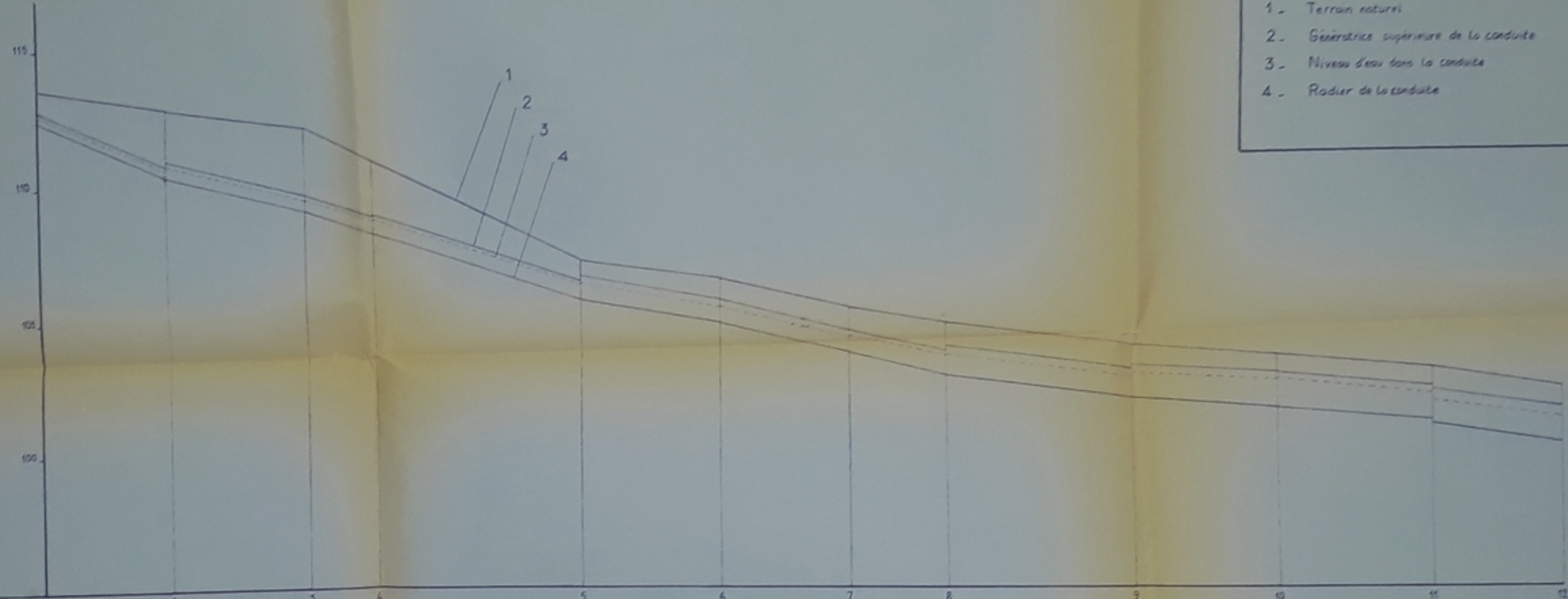
4 - Radier de la conduite

GESEINDE

PH 01286

LEGENDE

- 1 - Terrain naturel
- 2 - Génératrice supérieure de la conduite
- 3 - Niveau d'eau dans la conduite
- 4 - Radier de la conduite



TRONCONS	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
DIAMETRES mm	400	600	600	700	900	900	900	1100	1500	1500	1500	1500
DISTANCES PARTIELLES m	230	250	125	585	260	240	180	345	260	280	255	255
DISTANCES CUMULEES m	0	230	480	1065	1325	1565	1745	2090	2350	2630	2885	3140
COTES DU SOL	112.4	112.3	112.2	111.1	107.4	106.7	105.6	104.7	104.0	103.6	103.1	102.4
COTES DU RADIER	112.4	112.3	112.2	111.1	107.4	106.7	105.6	104.7	104.0	103.6	103.1	102.4
PENTES DU RADIER	0.0087	0.0048	0.0064	0.0065	0.0055	0.0050	0.0050	0.0026	0.0015	0.0018	0.005	0.005
COTES PIEZOMETRIQUES	112.4	110.45 111.82	109.42 109.44	108.4 108.74	106.44 106.97	105.47 105.42	104.44 104.44	103.44 103.44	102.78 102.74	102.34 102.37	101.87 101.87	101.17

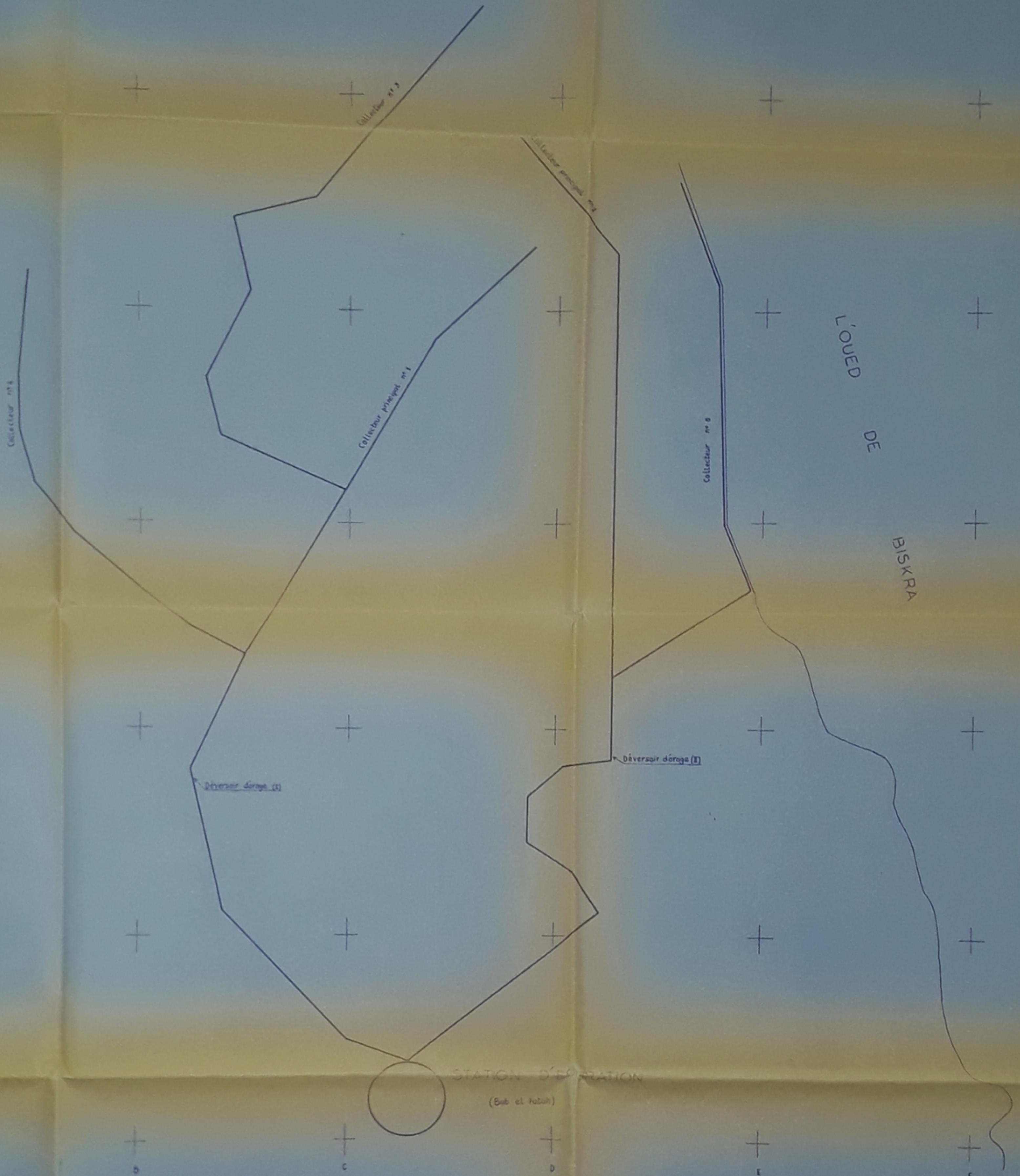
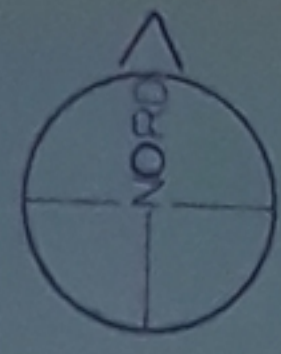
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

THEME : RESEAU D'ASSAINISSEMENT ET STATION DEPURATION DE LA VILLE DE BORDJ

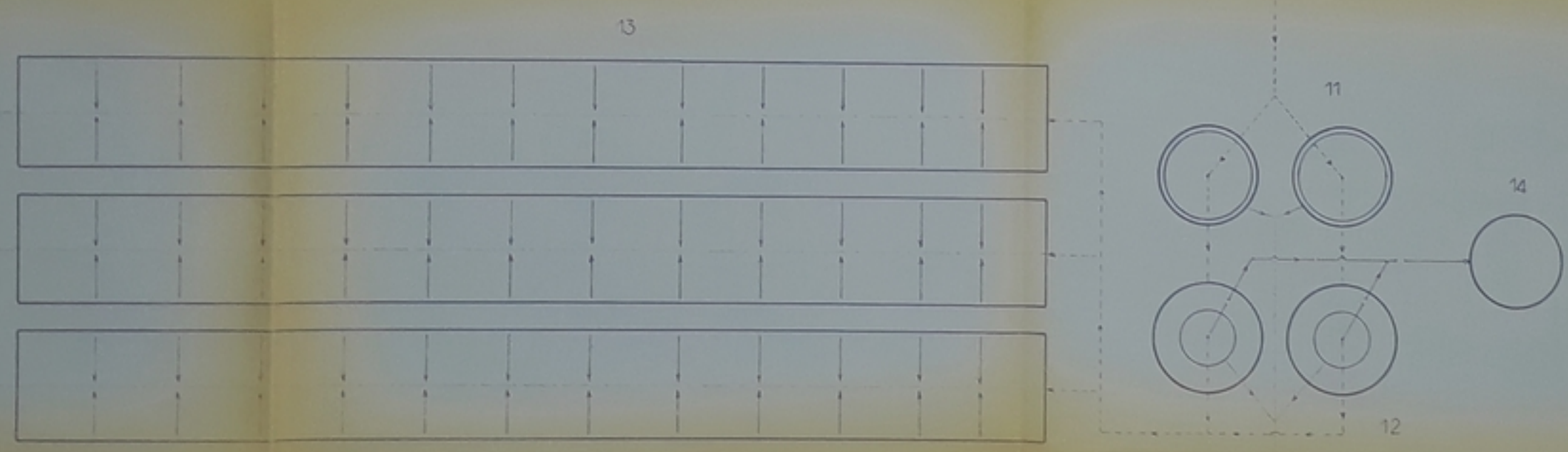
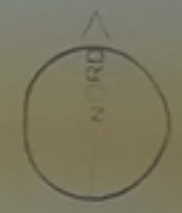
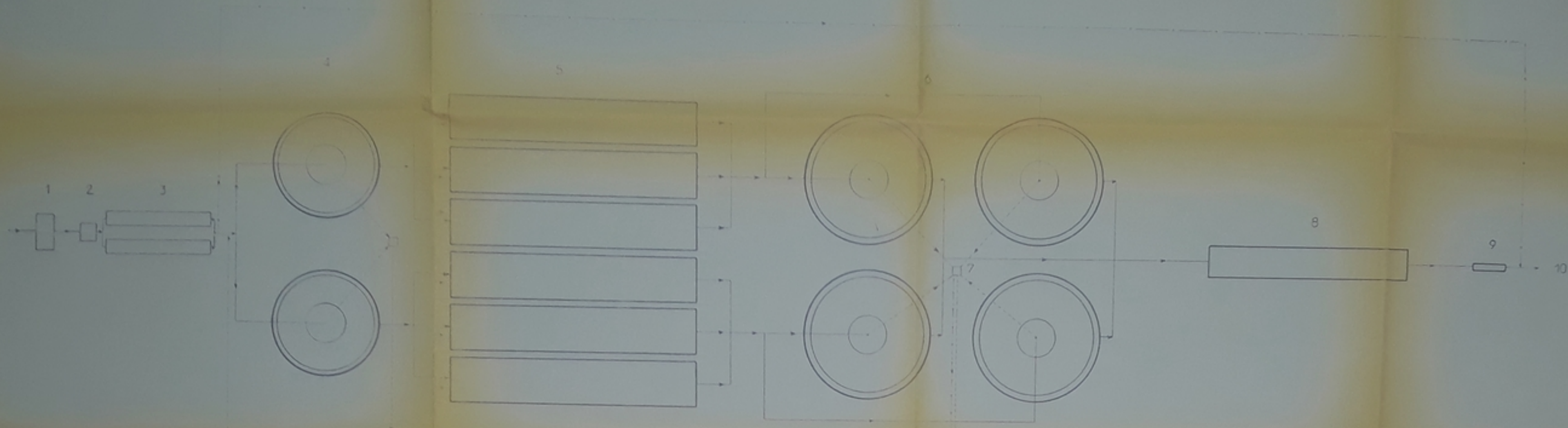
Titre du Dessin : Vue en profil du Collecteur (X)		Echelles : H. = 1/5000 V. = 1/100
Dessiné par : S. CHEROU R. MASMOUDI	Mr. KETTAB Mr. WAKIB	Département : HYDRAULIQUE Date : 01/86
		PLAN N°5

PH 01286



ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE		
PROJET DE FIN D'ETUDES		
THEME : RESEAU D'ASSAINISSEMENT ET STATION DEPURATION DE LA VILLE DE BISKRA		
titre du dessin : Schéma du réseau principal d'assainissement de la ville de Biskra		
Dessiné par :	S. CHERQUI	Echelle : 1:10.000
	R. MADMOUDI	Dépt. d'HYDRAULIQUE
Promoteurs :	M. AETTAB	Janvier 80
	M. MAXIS	PLAN N° 6

PM 01286
-6-



LEGENDE :

- 1. Pompe
- 2. Réservoir
- 3. Colonne distillation
- 4. Colonne distillation
- 5. Colonne distillation
- 6. Colonne distillation
- 7. Colonne distillation
- 8. Colonne distillation
- 9. Colonne distillation
- 10. Colonne distillation
- 11. Colonne distillation
- 12. Colonne distillation
- 13. Colonne distillation
- 14. Colonne distillation

PH01286
-F-

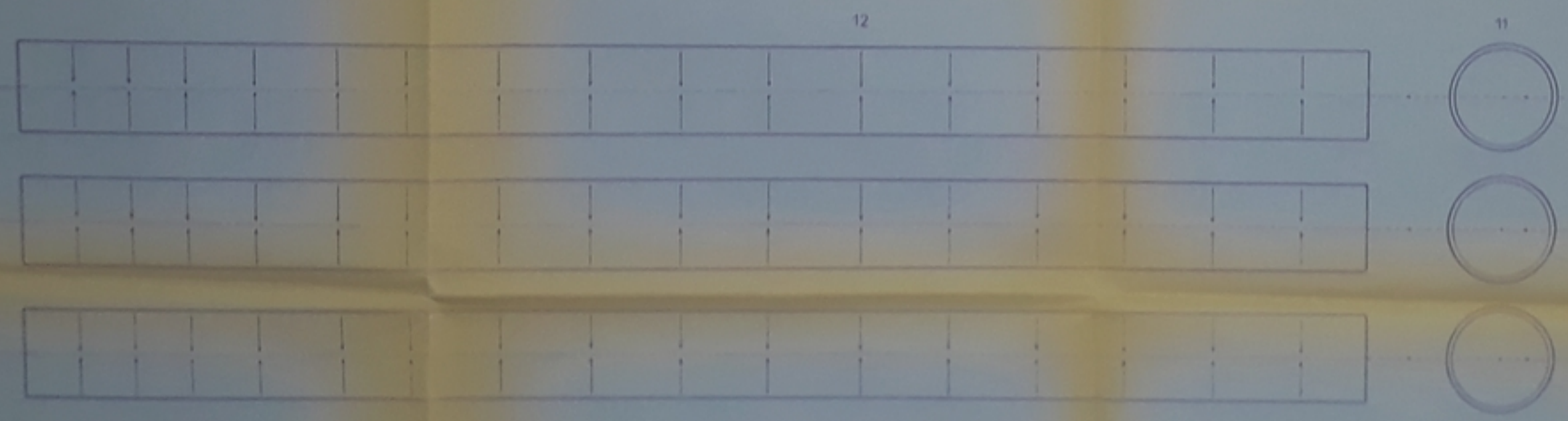
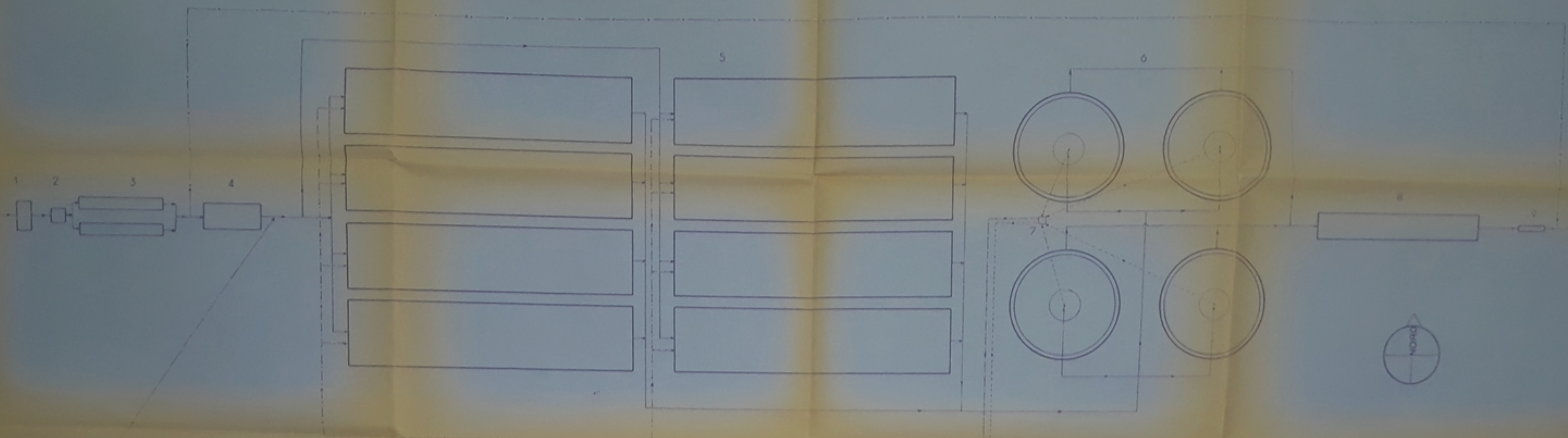
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

TITRE : ...

...
...
...
...

PLAN N°7



LEGENDE

1. Turbine
2. Condenseur
3. Pompe
4. Turbine
5. Condenseur
6. Turbine
7. Condenseur
8. Turbine
9. Condenseur
10. Turbine
11. Condenseur
12. Turbine

- - - - - Lignes de vapeur
 - - - - - Lignes d'eau
 - - - - - Lignes de refroidissement
 - - - - - Lignes de chauffage

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 BULLETIN DE FIN D'ETUDES
 N° 1000
 Date: 1950
 Nom: ...
 Prénom: ...
 Classe: ...
 Matière: ...

DIMENSIONNEMENT DU COLLECTEUR PRINCIPAL (IV)

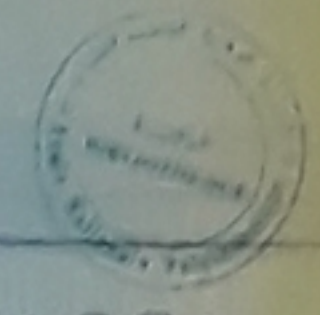
TRAVERSE	AIRE (m ²)	COEFFICIENT DE PERTE DE CHARGE	DEBIT PRINCIPAL (m ³ /s)	DEBIT DES BRAS (m ³ /s)	DEBIT TOTAL (m ³ /s)	LONGUEUR (m)	COTES EN (m)				PENTES J (‰)	DIAMETRE (mm)	SURT-ELEVATION SECTION (m)	ELEVATION PROJECTION (m)	ELEVATION DE LA VOLETTE (m)	ELEVATION DE LA VOLETTE (m)	ELEVATION DE LA VOLETTE (m)	ELEVATION DE LA VOLETTE (m)	ELEVATION DE LA VOLETTE (m)	ELEVATION DE LA VOLETTE (m)	OBSERVATIONS	
							SOL		RABIER													
							AVANT	AVANT	AVANT	AVANT												
1.2	37.21	0.17	48.00	40.00	48.00	207	92.20	96.20	97.00	98.20	0.0044	700	0.30	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
2.3	17.80	0.25	27.00	17.00	27.00	150	104.40	108.40	109.20	110.20	0.0044	700	0.30	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
3.4	17.50	0.25	27.00	17.00	27.00	150	104.40	108.40	109.20	110.20	0.0044	700	0.30	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
4.5	17.50	0.25	27.00	17.00	27.00	150	104.40	108.40	109.20	110.20	0.0044	700	0.30	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
5.6	17.50	0.25	27.00	17.00	27.00	150	104.40	108.40	109.20	110.20	0.0044	700	0.30	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
6.7	17.50	0.25	27.00	17.00	27.00	150	104.40	108.40	109.20	110.20	0.0044	700	0.30	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
7.8	17.50	0.25	27.00	17.00	27.00	150	104.40	108.40	109.20	110.20	0.0044	700	0.30	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
8.9	17.50	0.25	27.00	17.00	27.00	150	104.40	108.40	109.20	110.20	0.0044	700	0.30	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05

• Entente de Plan : 1:500 L
 • Degré Spécifique des Eau Usées : 0.024 L/m³

DIMENSIONNEMENT DU COLLECTEUR PRINCIPAL (III)

TRAVERSE	AIRE (m ²)	COEFFICIENT DE PERTE DE CHARGE	DEBIT PRINCIPAL (m ³ /s)	DEBIT DES BRAS (m ³ /s)	DEBIT TOTAL (m ³ /s)	LONGUEUR (m)	COTES EN (m)				PENTES J (‰)	DIAMETRE (mm)	SURT-ELEVATION SECTION (m)	ELEVATION PROJECTION (m)	ELEVATION DE LA VOLETTE (m)	ELEVATION DE LA VOLETTE (m)	ELEVATION DE LA VOLETTE (m)	ELEVATION DE LA VOLETTE (m)	ELEVATION DE LA VOLETTE (m)	ELEVATION DE LA VOLETTE (m)	OBSERVATIONS	
							SOL		RABIER													
							AVANT	AVANT	AVANT	AVANT												
1.1	48.00	0.20	60.00	50.00	60.00	170	93.00	97.00	97.50	98.50	0.0044	400	0.30	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
2.2	30.00	0.20	30.00	17.00	30.00	150	114.40	118.40	119.20	120.20	0.0044	400	0.30	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
3.4	17.50	0.25	27.00	17.00	27.00	150	104.40	108.40	109.20	110.20	0.0044	700	0.30	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
4.5	17.50	0.25	27.00	17.00	27.00	150	104.40	108.40	109.20	110.20	0.0044	700	0.30	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
5.6	17.50	0.25	27.00	17.00	27.00	150	104.40	108.40	109.20	110.20	0.0044	700	0.30	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
6.7	17.50	0.25	27.00	17.00	27.00	150	104.40	108.40	109.20	110.20	0.0044	700	0.30	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
7.8	17.50	0.25	27.00	17.00	27.00	150	104.40	108.40	109.20	110.20	0.0044	700	0.30	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
8.9	17.50	0.25	27.00	17.00	27.00	150	104.40	108.40	109.20	110.20	0.0044	700	0.30	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
9.10	17.50	0.25	27.00	17.00	27.00	150	104.40	108.40	109.20	110.20	0.0044	700	0.30	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
10.11	17.50	0.25	27.00	17.00	27.00	150	104.40	108.40	109.20	110.20	0.0044	700	0.30	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
11.12	17.50	0.25	27.00	17.00	27.00	150	104.40	108.40	109.20	110.20	0.0044	700	0.30	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05

• Entente de Plan : 50 L/m³
 • Degré Spécifique des Eau Usées : 0.024 L/m³



DIMENSIONNEMENT DU COLLECTEUR PRINCIPAL (V)

TRAVERSE	AIRE (m ²)	COEFFICIENT DE PERTE DE CHARGE	DEBIT PRINCIPAL (m ³ /s)	DEBIT DES BRAS (m ³ /s)	DEBIT TOTAL (m ³ /s)	LONGUEUR (m)	COTES EN (m)				PENTES J (‰)	DIAMETRE (mm)	SURT-ELEVATION SECTION (m)	ELEVATION PROJECTION (m)	ELEVATION DE LA VOLETTE (m)	ELEVATION DE LA VOLETTE (m)	ELEVATION DE LA VOLETTE (m)	ELEVATION DE LA VOLETTE (m)	ELEVATION DE LA VOLETTE (m)	ELEVATION DE LA VOLETTE (m)	OBSERVATIONS	
							SOL		RABIER													
							AVANT	AVANT	AVANT	AVANT												
1.2	4.78	0.25	27.00	17.00	27.00	150	112.00	116.00	116.80	117.80	0.0044	400	0.30	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
2.3	11.85	0.25	27.00	17.00	27.00	150	112.00	116.00	116.80	117.80	0.0044	400	0.30	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
3.4	3.50	0.25	27.00	17.00	27.00	150	112.00	116.00	116.80	117.80	0.0044	400	0.30	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
4.5	12.25	0.25	27.00	17.00	27.00	150	112.00	116.00	116.80	117.80	0.0044	400	0.30	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
5.6	2.15	0.25	27.00	17.00	27.00	150	112.00	116.00	116.80	117.80	0.0044	400	0.30	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
6.7	7.20	0.20	27.00	17.00	27.00	150	112.00	116.00	116.80	117.80	0.0044	400	0.30	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
7.8	5.40	0.20	27.00	17.00	27.00	150	112.00	116.00	116.80	117.80	0.0044	400	0.30	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
8.9	9.40	0.20	27.00	17.00	27.00	150	112.00	116.00	116.80	117.80	0.0044	400	0.30	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
9.10	14.03	0.20	27.00	17.00	27.00	150	112.00	116.00	116.80	117.80	0.0044	400	0.30	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
10.11	16.40	0.20	27.00	17.00	27.00	150	112.00	116.00	116.80	117.80	0.0044	400	0.30	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
11.12	3.77	0.20	27.00	17.00	27.00	150	112.00	116.00	116.80	117.80	0.0044	400	0.30	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05

• Entente de Plan : 50 L/m³
 • Degré Spécifique des Eau Usées : 0.024 L/m³

DIMENSIONNEMENT DU COLLECTEUR PRINCIPAL (II)

TRAVERSE	AIRE (m ²)	COEFFICIENT DE PERTE DE CHARGE	DEBIT PRINCIPAL (m ³ /s)	DEBIT DES BRAS (m ³ /s)	DEBIT TOTAL (m ³ /s)	LONGUEUR (m)	COTES EN (m)				PENTES J (‰)	DIAMETRE (mm)	SURT-ELEVATION SECTION (m)	ELEVATION PROJECTION (m)	ELEVATION DE LA VOLETTE (m)	ELEVATION DE LA VOLETTE (m)	ELEVATION DE LA VOLETTE (m)	ELEVATION DE LA VOLETTE (m)	ELEVATION DE LA VOLETTE (m)	ELEVATION DE LA VOLETTE (m)	OBSERVATIONS	
							SOL		RABIER													
							AVANT	AVANT	AVANT	AVANT												
1.2	22.50	0.30	31.50	21.50	31.50	250	121.7	125.7	126.5	127.5	0.0044	700	0.30	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
2.3	15.00	0.30	18.00	12.00	18.00	150	121.0	125.0	125.8	126.8	0.0044	700	0.30	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
3.4	15.00	0.30	22.50	12.50	22.50	300	118.4	122.4	123.2	124.2	0.0044	900	0.30	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
4.5	5.00	0.30	15.00	10.00	15.00	200	117.5	121.5	122.3	123.3	0.0044	900	0.30	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
5.6	15.50	0.25	23.50	13.50	23.50	300	116.4	120.4	121.2	122.2	0.0044	900	0.30	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
6.7	21.60	0.35	32.40	21.60	32.40	300	119.2	123.2	124.0	125.0	0.0044	900	0.30	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
7.8	25.00	0.35	37.50	25.00	37.50	300	118.9	122.9	123.7	124.7	0.0044	900	0.30	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
8.9	20.60	0.35	30.90	20.60	30.90	350	117.0	121.0	121.8	122.8	0.0044	1200	0.30	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
9.10	3.60	0.35	14.40	9.60	14.40	300	116.0	120.0	120.8	121.8	0.0044	600	0.30	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
10.11	12.75	0.40	16.35	10.90	16.35	250	115.4	119.4	120.2	121.2	0.0077	400	0.30	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
11.12	11.00	0.40	14.00	9.33	14.00	40	114.0	118.0	118.8	119.8	0.0077	400	0.30	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
12.13	25.00	0.40	31.25	20.83	31.25	210	117.7	121.7	122.5	123.5	0.0044	900	0.30	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
13.14	9.34	0.40	11.67	7.78	11.67	150	116.9	120.9	121.7	122.7	0.0044	700	0.30	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
14.15	12.00	0.40	15.00	10.00	15.00	200	116.0	120.0	120.8	121.8	0.0044	700	0.30	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
15.16	15.00	0.40	18.75	12.50	18.75	250	115.5	119.5	120.3	121.3	0.0											

