

21/86
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique

«O»
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التخصصات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

«O»
DEPARTEMENT GENIE HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état

SUJET

*Assainissement et Station
d'Épuration de la Ville d'Aflou
(W. LAGHOUAT)*

3 PLANCHES

Proposé par :

D.H.W. de LAGHOUAT

Etudié par :

R. SOUKEHAL
B. BENDEKKEN

dirigé par :

Mr. BOUDENE
Mr. NAKIB

PROMOTION JANVIER 1986

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire

«O»

وزارة التعليم والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique

«O»

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

«O»

DEPARTEMENT GENIE HYDRAULIQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état

SUJET

*Assainissement et Station
d'Épuration de la Ville d'Aflou
(W. LAGHOUAT)*

Proposé par :

D.H.W. de LAGHOUAT

Etudié par :

R. SOUKEHAL
B. BENDEKKEN

dirigé par :

Mr. BOUDENE
Mr. NAKIB

PROMOTION JANVIER 1986



MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
Département: HYDRAULIQUE
Promoteurs: Mr. NAKIB et Mr. BOUDINE
Élèves ingénieurs: SOUKHIAL et BENDJIKEN

وزارة التعليم العالي
المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات.
وعدة: السري
موجعه: نقيب و هو دان
تلميذ مهندس: سكمال و بن دكن .

الموضوع: دراسة تطهير مياه مدينة أفلو (ولاية الأغواط)
و دراسة محطة لتصفية مياه التجهيز.

المخبر: تحالج هذه الأطروحة مشكلتين مهمتين :-

- دراسة تطهير مدينة أفلو (ولاية الأغواط) التي تمتد مساحتها على 406 هكتارا .

- دراسة محطة لتصفية مياه التجهيز

تنقسم مياه التطهير الى قسمين :-

- الأول منها يتوجه الى المحطة .

- والجزء الثاني يلقى مباشرة في منفذ طبيعي

تقع محطة التطهير على بعد 1500 م في الجنوب الشرقي
عن المحيط السكني .

Sujet: Assainissement et station d'épuration de la ville d'Aflou.

Résumé: La présente thèse traite d'un double objet:

- L'étude du réseau d'assainissement de la ville d'Aflou (W. LAGHOUI)

qui s'étale sur une superficie de 406 ha.

- La conception d'une station d'épuration des eaux usées.

Les eaux usées seront fractionnées en deux parties:

* Une première partie sera dirigée vers la station d'épuration où elle sera traitée avant d'être réutilisée pour l'irrigation.

* Une deuxième partie sera évacuée vers l'exutoire naturel.

La station d'épuration sera située à 1500 m au Sud Est de la limite du périmètre urbain .

Subject: The study of the net of the drainage and the treatment station of the town of Aflou.

Abstract: The present thesis deals with two objects:

- The study of the net of the drainage of the town of Aflou (W. LAGHOUI) which stretches on a surface of 406 ha.

- The design of a treatment station of used up water.

The used up water will be divided into two parts:

* The first part will be directed towards the treatment plant where it will be treated before being reused for irrigation.

* The second part will be situated at 1500m South East at the masimum boundary of the urban perimeter.

- OO R E M E R C I M E N T S OO-

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

Nous tenons à remercier vivement :

- * Nos promoteurs Mr. NAKIB et Mr. BOUDENE pour leurs conseils et orientations .
- * Tous nos professeurs qui ont été à l'origine de notre formation.
- * Notre Chef de département Mr. KETTAB .
- * A tout le personnel administratif du lycée Djamel Eddine el Afghani - Belfort - .
- * Tout notre respect aux membres de jury qui nous feront l'honneur d'apprécier notre travail .

R. Soukehal .

B. Bendekken .

Je dédie cet humble travail en signe de respect et de reconnaissance .

- A mes parents pour leurs sacrifices consentis à mon égard.
- A mes frères et soeurs pour leurs soutiens moraux qu'ils m'ont témoigné durant toute ma formation .
- A ma chère femme qui a fait tout son possible pour que je réussisse .
- A Djamel , à Lamine, à Sonme Med, Ahmidouche, Hacéne, Mohaned, et sans oublier Aïssa .
- A tous mes proches parents .
- Enfin à tous les amis (es) .

Rachid. S O U K E H A L.

-o -Q- o-

Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance .

- A mon père qui m'a appris le chemin de l'école .
- A ma chère mère, pour tout le sacrifice qu'elle a consenti à mon égard pour que je réussisse .
- A mes frères et soeurs et en particulier Aïssa .
- Aux familles BENDEKKEN et NADJEM .
- A tous les amis (es) .

Belkacem. B E N D E K K E N.

- PREAMBULE -

L'épuration des eaux usées urbaines est devenue nécessaire en vue de mettre un terme à la pollution sans cesse croissante des eaux naturelles.

Cette pollution est une conséquence directe de l'accroissement intensif de la population en combinaison avec l'urbanisation rapide qui ont lieu spécialement ces derniers temps en Algérie.

Au cours de ces dernières années, on a assisté à un développement spectaculaire des techniques d'épuration. Cela veut tout dire de l'intérêt croissant porté à la protection des eaux naturelles et par extension à la protection de notre environnement.

L'épuration des eaux usées devient encore plus intéressante lorsqu'on envisage de réutiliser l'eau traitée notamment dans le domaine de l'agriculture. Il en va de même pour les boues produites.

La protection des eaux naturelles conduit d'autre part dans une large mesure à rompre les chaînes de transmissions des maladies hydriques.

Le traitement des eaux usées répond donc à des préoccupations diverses en ce qui concerne :

- la sécurité sanitaire ;
- la protection du milieu naturel ;
- les besoins agricoles ,

GENERALITES

1° INTRODUCTION	1
2° SITUATION GEOGRAPHIQUE	1
3° SITUATION TOPOGRAPHIQUE	1
4° SITUATION CLIMATIQUE	
5° INFRASTRUCTURES SCOLAIRES, SANITAIRES, SOCIO-CULTURELLE	2

CHAPITRE 2

1° DEMOGRAPHIE	4
2° ESTIMATION DU NOMBRE D'HABITANTS	4

EVALUATION DES BESOINS EN EAU

1° ESTIMATION DES BESOINS A L'HORIZON 2010	4
2° LES BESOINS EN EAU POUR L'HORIZON 2010	4
3° RECAPITULATIF DES BESOINS (ZONE NORD)	7
RECAPITULATIF DES BESOINS (ZONE SUD)	7
4° ETUDE DES PROBLEMES POSES PAR LA VARIATION DES DEBITS	8
5° ESTIMATION DES BESOINS POUR CHAQUE ZONE	9

ASSAINISSEMENT

1° INTRODUCTION	10
2° TYPE D'EAU A EVACUER	10
3° SITUATION SANITAIRE ACTUELLE	10

CHAPITRE 2

1° PRINCIPE DE CONSTRUCTION DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT	10
2° NATURE DES CANALISATIONS	11
3° ETANCHEITE DES CANALISATIONS	11
4° CONDITION D'IMPLANTATION DES RESEAUX	11
CALCULS HYDRAULIQUES DES DEBITS A EVACUER	12
ELEMENTS CONSTRUCTIFS DES RESEAUX	16
1° OUVRAGES PRINCIPAUX	16
2° OUVRAGES ANNEXES	16
3° DEVERSOIR D'ORAGE	19
STATION DR RELEVAGE	23
1° ROLE DES STATIONS	23
2° CHOIX DES STATIONS	23
3° VIS D'ARCHIMEDE	23

ETUDE DE QUELQUES PROCEDES BIOLOGIQUE	28
1° INTRODUCTION	28
2° LES DIFFERENTS PROCEDES BIOLOGIQUES.....	28
3° LES REACTEURS BIOLOGIQUES.....	30
4° LES VARIANTES TECHNIQUES POSSIBLES	34
CONCEPTION DES PROCEDES DE TRAITEMENTS.....	34
1° HYPOTHESES DE CALCULS	34
2° DESCRIPTION DE LA VARIANTE "A".....	35
3° CALCULS TECHNIQUES DE LA VARIANTE "A"	37
4° DESCRIPTION DE LA VARIANTE "B".....	55
5° CALCULS TECHNIQUES DE LA VARIANTE "B".....	55
6° RECAPITULATIF	63
ETUDE TECHNICO-ECONOMIQUE DES VARIANTES	66
1° INTRODUCTION.....	66
2° ETUDE TECHNIQUE	66
3° ETUDE ECONOMIQUE.....	66
CONCLUSION GENERALE	70

GENERALITES:



CHAPITRE I:

1° INTRODUCTION:

En raison des grandes transformations qui s'opèrent dans notre pays et de l'explosion démographique qui contribue à l'extension territoriale et l'augmentation du niveau de vie.

~~En raison~~, on se propose l'étude et la rénovation totale du réseau de collecte des eaux usées et de projeter une station d'épuration.

2° SITUATION GEOGRAPHIQUE:

La ville d'AFLOU (W:LAGHOUAT) fait partie des dairas de cette wilaya. Elle est située à 120 Km de cette dernière.

-Trois routes importante desservant Aflou:

* Laghouat-- Aflou 120 Km (RN 23)

* Tiaret -- Aflou 180 Km (RN 23)

* El-Bayadh -- Aflou 130 Km(RN 47)

Elle est située dans l'Atlas saharien à une altitude moyenne de 1400 m. Elle est limitée au Nord-Ouest et Sud -Ouest par des montagnes d'une hauteur moyenne de 1500 m.

3° SITUATION TOPOGRAPHIQUE:

La vision d'Aflou laisse apparaitre deux groupements importants distincts:

* Le 1° Groupement a un caractère urbain défini et assez régulier (ZONE NORD).

* Le 2° Groupement n'a pas de caractère urbain vraiment défini, il s'agit d'une amalgame de construction implantée de manière assez anarchique (ZONE SUD).

4° SITUATION CLIMATIQUE :

La région d'Aflou est caractérisée par un hiver très froid et un été sec ; malgré cela Aflou jouit d'une température d'été appréciée par les sahariens grâce à son altitude .

* La température minimale en hiver est de -1°C

* La température maximale en été est de $+30^{\circ}\text{C}$

* La température moyenne est de $17,5^{\circ}\text{C}$.

Il. neige en moyenne 10 à 15 Jours par an au dessus de 1200 m .

La secheresse qui sévit depuis quelques années explique la faible pluviométrie enregistré à part les années seches ; la pluviométrie moyenne annoncée par l'administration est de 300 mm de pluie par An (300 mm/an).

Les vents sont assez violents et parfois accompagnés de sable , leur direction est:

SUD-OUEST , NORD-EST

5° INFRASTRUCTURES SCOLAIRES, SANITAIRES, SOCIOCULTURELLES:

Selon les renseignements recueillis auprès de L'APC de la Localité On a:

A/ INFRASTRUCTURES SCOLAIRES:

NOMRES	DENOMINATIONS	UNITE	QUANTITES
08	Ecoles Primaires existantes	Elèves	5950
04	Ecoles Primaires Projetées	" "	2500
05	C.E.M Existants	" "	1500
07	C.E.M Projetées	" "	2000
01	Lycée Existant	" "	700
01	Lycée Projeté	" "	600
01	Centre de C.F.P.A	" "	150
01	INTERNat Primaire	Internes	340

B / INRASTRUCTURES SANITAIRES:

NOMBRES	DENOMINATIONS	UNITE	QUANTITES
01	Hopital	Lit	240
01	Polyclinique	Malade	50
01	Centre de Santé	" "	100
06	Bains	Personne	900

C / INFRASTRUCTURES SOCIOCULTURELLES:

NOMBRE	DENOMINATIONS	UNITE	QUANTITES
01	Stade	m ²	800
01	Cinéma	douche	12
06	Mosquée	Spéctateurs	300
01	Piscine	Pratiquant	150
		m ³	2000

D/ INFRASTRUCTURE MUNICIPALES:

NOMBRES	D E N O M I N A T I O N S	UNITE	QUANTITES
01	A P C	"	" "
01	DAIRA	"	" "
01	GENDARMERIE	"	" "
01	P T T	"	" "
01	S A A	"	" "
02	CASERNES	Soldats	1000
03	HOTELS	Clients	60

E / INFRASTRUCTURES ARTISANALES ET COMMERCIALES:

NOMBRES	D E N O M I N A T I O N S	UNITE	QUANTITES
02	Limonaderie	"	02
01	Marché	"	01
100	Commerce	Commerçant	100
01	Station de lavage	"	50
01	Abattoirs	"	50
01	Usine de Filature	"	01
01	Menuiserie	"	01
03	Restaurants	"	03
06	Cafées	"	06
02	Boulangeries	"	02

CHAPITRE II:

1° DEMOGRAPHIE:

L'estimation des besoins en eau est liée étroitement au développement démographique d'une part et à l'élévation du niveau de vie d'autre part d'où l'évaluation de la population à l'horizon 2010 considéré dans la présente étude.

D'après les données numériques recueillies auprès de service de l'A.P.C., le nombre d'habitant est de 27000 reparti comme suit:

* ZONE NORD 18000hab.

* ZONE SUD 9000hab.

2° ESTIMATION DU NOMBRE D'HABITANT:

L'évolution démographique dans notre pays suit la loi des accroissements géométriques données par la relation des interets composés.

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

où P_n : Population future à l'horizon voulue.

P_o : Population à l'année de référence.

t : Taux d'accroissement annuel de la population.

n : Nombre d'année séparant les horizons.

D'après l'enquete menée, le taux d'accroissement de la localité est de 3,5%.

* Horizon à long terme 2010.

- Pour la Zône Nord: $P_{2010} = P_o(1+t)^n = 18000 (1+0,035)^{25} = 42538 \text{ hab.}$

- Pour la Zône Sud : $P_{2010} = P_o(1+t)^n = 9000 (1+0,035)^{25} = 21269 \text{ hab.}$

CHAPITRE III:

EVALUATION DES BESOINS EN EAUX:

1° ESTIMATION DES BESOINS A L'HORIZON 2010:

Tenant compte de l'évolution de niveau de vie, de l'accroissement démographique ainsi que du développement industriel, on adoptera la dotation suivante:

HORIZON 2010 : Dotation 250l/j/hab.

2° LES BESOINS EN EAU POUR L'HORIZON 2010:

2.1 : Zône Nord

a / Besoins Domestiques:

Nombres d'Habitants	Dotation l/j/hab	Consommat.jour.m ³ /j
42538	250	10635

b / Besoins scolaires:

- 5 -

DENOMINATION	Nombre ou Surface m ²	Dotation l/j/unité	Consommation m ³ /j
05 écoles primaires existantes	3150	30	94,5
02 écoles primaires projetées	1300	30	39
03 CEM existants	910	50	45,5
04 CEM projetés	1140	50	57
01 lycée existant	700	50	35
01 centre de C.F.P.A.	150	50	7,5
01 internat primaire	340	50	17
			295,5 m ³ /j

c / Besoins sanitaires:

DENOMINATION	Nombres	Dotation l/j/unité	Consommation m ³ /j
01 Hopital	240 lits	500	120
01 Polyclinique	60 Pers/j	50	3,0
04 Bains	4x70 Pers/j	50	14
			137 m ³ /j

d / Besoins socio-culturelles:

DENOMINATION	Nombres	Dotation l/j/unité	Consommation m ³ /j
01 Stade	8000m ² 12 douches	5l/j/m ² 50 l/j/douch	40,6
01 Cinéma	300 Pers.	5l/pers.	1,5
04 Mosquées	150x4	20	12
01 Piscine	2000 m ³		85
			139,1 m ³ /j

e / Besoins municipaux:

DENOMINATION	Nombres	Dotation l/j/unité	Consommation m ³ /j
01 A.P.C.			08
01 Daïra			08
01 Gendarmerie			04
01 P.T.T.			04
01 S.A.A.			04
02 Casernes	1000	150	150
03 Hotels	60	150	09
			175,8 m ³ /j

f / Besoins artisanales et commerciaux:

DENOMINATION	Nombres	Dotation l/j/unité	Consommation m ³ /j
Limonaderie	02		20
Marché	0		15
Station de lavage	0		10
Abattoirs	50t/j	500	25
Usine de filature	01		10
Menuiserie	01		4
Restaurant	3x50	12l/Pers.	2
Café	4x100	5l/Pers.	2
Boulangerie	01	2000l/Boul.	2
Commerce	70	20l/Comm.	1,4
			91,4 m ³ /j

2.2 Zône Sud

a / Besoins domestique:

Nombre d'habitants	Dotation l/j/hab	Consommation journalière m ³ /j
21269	250	5317

b / Besoins scolaires:

DENOMINATION	Nombres ou Surface m ²	Dotation l/j/unité	Consommation m ³ /j
03 écoles existants	2800	30	84
02 écoles projetées	1200	30	36
02 CEM existants	590	50	29,5
03 CEM projetés	860	50	43
01 lycée projeté	600	50	30
			222,5 m ³ /j

c / Besoins sanitaires:

DENOMINATION	Nombres	Dotation l/j/unité	Consommation m ³ /j
01 centre de santé	100mal/j	50	5
02 bains	2x70pers/j	50	7
			12 m ³ /j

d / Besoins socio-culturelles:

DENOMINATION	Nombres	Dotation l/j/unité	Consommation m ³ /j
02 mosquées	2x150	20	6
			6 m ³ /j

c / Besoins artisanaux et commerciaux:

DENOMINATION	Nombres	Dotation l/j/unité	Consommation m ³ /j
01 Boulangerie	---	2000	02
30 Commerces	30	20	0,6
02 Cafés	2x100	5l/p	1
			3,6m ³ /j

2.3 : Récapitulatif des besoins:

En raison de l'augmentation de la consommation dans le temps, dues au progrès de l'hygiène, des extensions possibles de l'agglomératim, des pertes dans le réseau de distribution.

On est contraint de prévoir une majoration de compensation sur le débit journalier. En supposant que notre réseau est bien entretenu, les majorations seront de l'ordre de

25 % pour l'horizon 2010.

3° LES BESOINS EN EAU POUR L'HORIZON 2010:

3.1: Récapitulatif des besoins (Zône Nord):

DENOMINATIONS	Consommation Journalière m ³ /j	Majoration 25 %	Total après majoration en m ³ /j
Domestiques	10635	2658,75	13293,75
Scolaires	29515	73,875	369,38
Sanitaires	137	34,25	171,25
Socio-culturelles	139,1	34,77	173,87
Municipaux	91,4	22,85	114,25
Loisirs	175,8	43,95	219,75
	=11473,8		=14342,25

3.2: Récapitulatif des besoins (Zône Sud):

DENOMINATIONS	Consommation Journalière m ³ /j	Majoration 25 %	Total après majoration en m ³ /j
Domestiques	5317	1329,25	6646,25
Scolaires	222,5	55,63	278,13
Sanitaires	12,0	3,0	15,0
Socio-culturelles	6,0	1,5	7,5
Municipaux	3,6	0,9	4,5
Loisirs	---	---	---
	=5561,1		=6951,38

Le nombre d'habitants pour l'an 2010 est estimé à 66040 hab. réparti
comme suit :

* Zône Nord : 42538 hab.

* Zône Sud : 21269 hab.

** Densité : $d = \frac{\text{Nombre d'habitants}}{\text{Superficie en ha.}} = \frac{N}{S} - :$

* Zône Nord : $d_{\text{Nord}} = \frac{42538}{270,61} = 157,19 \text{ hab/ha.}$

* Zône Sud : $d_{\text{Sud}} = \frac{21269}{136,32} = 156,02 \text{ hab/ha.}$

** Consommation spécifique par habitants : (pour chaque zône)

$$q = \frac{\text{Débit moyen journalier}}{\text{Nombre d'habitants par zône}} = \frac{Q_m}{N}$$

* Zône Nord : $q_{\text{Nord}} = \frac{14342,25 \times 1000}{42538} = 337,16 \text{ l/j/hab.}$

* Zône Sud : $q_{\text{Sud}} = \frac{6951,38 \times 1000}{21269} = 326,83 \text{ l/j/hab.}$

ASSAINISSEMENT :

CHAPITRE I :

1° INTRODUCTION :

Cette partie de notre étude a pour objet d'assainir la localité d'Aflou. Autrement dit 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 la santé publique en vue de préserver les ressources et de prévenir la dégradation de l'environnement.

2° TYPES D'EAUX A EVACUER :

La ville d'Aflou dispose d'une industrie à l'état embryonnaire, Les seules eaux à évacuer seront :

* Les eaux de ruissellements (les eaux de pluies, eaux de lavages, les eaux de drainages).

* Les eaux usées d'origine domestique (les eaux ménager, et, les eaux de vanes).

3° SITUATION SANITAIRE ACTUELLE :

En 1959, la zone Nord de la ville d'Aflou fût équipée d'un réseau d'assainissement en système unitaire. Avec l'agrandissement de la ville et l'accroissement de la population, une partie de la zone Sud fût équipée à son tour en 1970 (système unitaire).

Nous avons constaté cependant que l'actuel réseau ne pourra plus satisfaire à l'avenir les besoins de la ville compte tenu des éléments suivants:

- Absence d'un réseau pluvial adéquat qui éviterait les inondations des rues.

- L'exutoire actuel ne garanti plus les conditions requises d'hygiène et de propreté et son réaménagement devient une nécessité.

- Essor de la ville (développement des petites industries) et croissance démographique à l'horizon 2010 .

CHAPITRE II :

1° PRINCIPE DE CONSTRUCTION DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT :

L'agglomération urbaine est divisée en bassins d'apports partiels, chacun des bassins est drainé par égout en système unitaire (faisant la collecte des eaux d'origine domestiques et pluviales), qui débouche dans le collecteur principal.

Dans notre étude ; nous projeterons la réalisation de deux collecteurs principaux (I et II); le schéma du réseau choisi est le schéma d'équipement par déplacement latéral ou (à collecteur latéral) où les eaux débouchant par les artères perpendiculaires sont reprises par les collecteurs principaux. On se fixe alors les objectifs suivants:

- Le réseau d'évacuation projeté doit éviter au maximum les soubres sauts et les inclinaisons.
- Eviter les longueurs des canalisations inutiles.
- Eviter les profondeurs des tranches coûteuses en terrassant.
- Les canalisations doivent suivre toujours le point bas du bassin d'apport et conduisent les eaux par la voie la plus courte jusqu'au point de rejet.

2° NATURE DES CANALISATIONS:

Les canalisations des deux collecteurs choisis seront en béton armé. Le béton armé résiste bien aux attaques chimiques des eaux transportées et celles des sols. Ajoutons à cela la bonne étanchéité offerte par ce matériau. Le profil à adapter est le profil circulaire et ce à raison des avantages qu'il présente à savoir:

- *Disponibilité sur le marché.
- *Commodité durant les travaux.
- *Economique par rapport aux formes.

3° ETANCHEITE DES CANALISATIONS :

Afin d'assurer de bonnes conditions d'étanchéité il faudra:

- Obtenir une bonne **capacité** des matériaux constitutifs (important pour la corrosion).
- Minimiser les fuites provenant surtout des joints, en utilisant les assemblages à anneaux en caoutchouc, dont le montage est facile, et qui garantissent une bonne étanchéité.
- Apporter un soin particulier à la **pose** des conduites.

4° CONDITIONS D'IMPLANTATION DES RESEAUX:

4.1 : Emplacement des canalisations:

Les égouts seront placés dans l'axe de la chaussée dans les rues de moins de 15 m de largeur, ce qui est le cas de la zone sud où les constructions n'ont aucun caractère bien défini :

Dans les rues plus longues, la pose d'un égout sous chaque trottoir s'avère indispensable (Principales artères de la zone nord).

4.2 : Position en profondeur des canalisations:

La continuité des niveaux au radier est assurée uniquement pour tirer la meilleure partie de la pente disponible. La profondeur maximale obtenue à la fin du réseau est 3,74 m (SR).

Lors de la pose des conduites, une profondeur minimale est de 0,8 m est respectée, pour les canalisations de tête. Les profondeurs des tuyaux sont déterminées selon les points de vue suivants:

-Les conduites sont à disposer suffisamment bas, pour franchir par en dessous et sans difficultés.

-Les autres conduites disposées dans les rues (Eau potable, Gaz etc...) sont placées à 10 cm au dessus de la Conduite des eaux usées.

4.3 : Pose des canalisations en tranchées:

La largeur minimale B des tranchées sera égale au diamètre extérieur de la canalisation augmenté de 0,5m. Les tuyaux seront posés à partir du réseau, de façon à avoir les emboitements des conduites dirigés vers l'amont.

Il faut comprimer avec soin le matériau de remplissage.

$$B = D_{ext} + 0,5$$

4.4 : Conditions de fonctionnement du réseau:

En raison des différentes composantes des eaux usées d'origines domestiques. Le réseau d'assainissement projeté doit satisfaire les conditions suivantes:

-fonctionner selon le mode gravitaire.

-le réseau doit être dans la mesure du possible être autocureur de telle manière que :

* Les sables soient automatiquement entraînés par des débits pluviaux atteint assez fréquemment.

* Les vases fermentissibles soient également entraînés par le débit moyen des eaux usées.

Enfin notons que les conditions d'auto-curages pour les canalisations en béton armé ne seraient satisfaire que pour des vitesses entre (0,6 et 4 m/s).

CHAPITRE III :

CALCULS HYDRAULIQUE DES DES DEBITS A EVACUER :

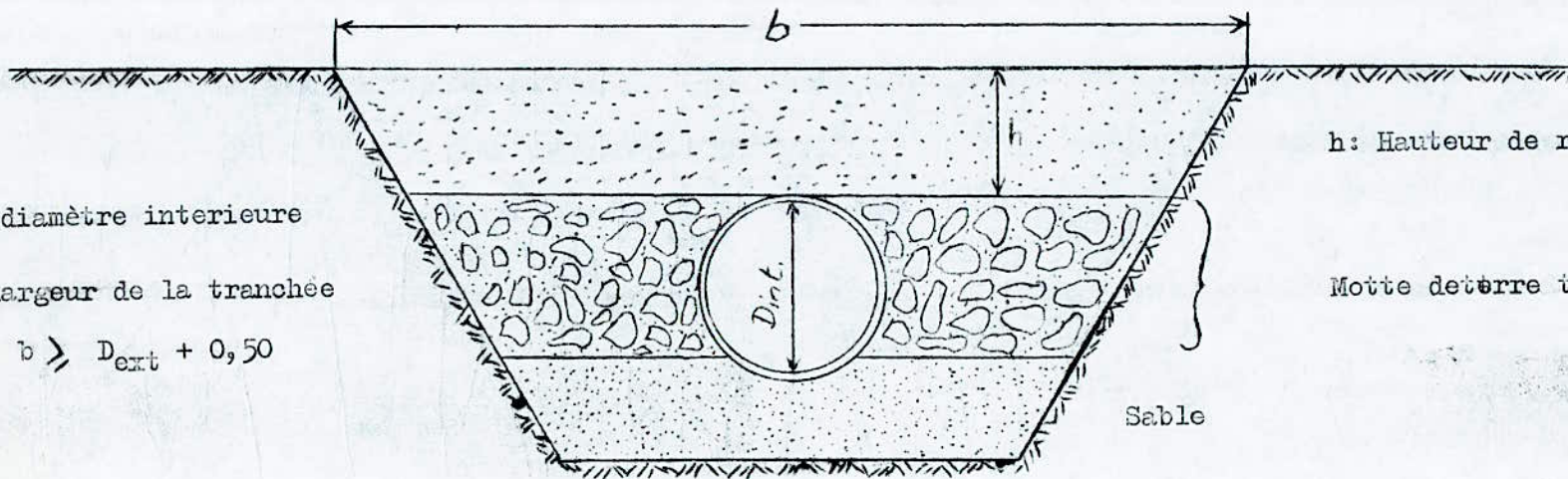
Ayant le plan de la ville, on définit les limites des bassins versants.

Les collecteurs à étudier seront les deux collecteurs des deux zones.

On procède après cela à la détermination des surfaces des bassins d'apports partiels à assainir par curage.

Le tracé futur des collecteurs est piqueté et nivelé en repérant le point de changement de pente.

Ainsi: -Le collecteur de la zone Nord plus long et sera composé de 9 tronçons. -Le collecteur de la zone sud comportera 7 tronçons.



int: diamètre intérieure

: largeur de la tranchée

$$b \geq D_{ext} + 0,50$$

h: Hauteur de recouvrement

Motte de terre tassées

Sable

-oO POSE " CANALISATION EN TRANCHEE " Oo-

1.1 : Débits des eaux usées:

L'évaluation de la quantité d'eau évacuée par jour s'effectuera par inbibation correspondant aux plus fortes consommations jour. En tenant compte que toute les eaux utilisées ne sont pas rejetées au réseau (arrosage) il sera admis que l'eau évacuée n'est que 80% de l'eau consommée.

$$Q_u = 0,8 \times d \times s \times q \times k_p \quad \text{où :}$$

- Q_u : débit des eaux usées.
- d : densité
- s : surface de la zone d'influence
- q : consommation spécifique
- k_p : coefficient de pointe = 1,8 pour chaque zone

1.2 : Débit des eaux de ruissellement:

La valeur du débit des eaux pluviales provenant d'un bassin versant quelconque est déterminée à partir de la formule.

$$Q_p = C_i \times I \times A_i$$

Cette formule fait intervenir les paramètres suivant:

A_i : surface du bassin d'apport en ha.

C_i : coefficient de ruissellement qui est égal au rapport du volume d'eau qui ruisselle de cette surface au volume d'eau tombé sur elle.

$$C_i = \frac{\sum_{k=1}^n C_k \times A_k}{\sum_{k=1}^n A_k}$$

les valeurs de C_k affectées pour chaque bassin élémentaire A_k ont été tirées du tableau ci-dessous:

SURFACES	Coeff.
Surface totalement imperméabilisées (toitures, surfaces goudronnées)	0,9
Parage à large joints	0,6
Voies en macadar non goudronnées	0,35
Allées en gravier	0,2
Surfaces boisées	0,05

I : intensité de pluie .

Nos calculs ont été menés avec une intensité égale à 60 l/s/ha.
Rappelons que cette intensité est de fréquence décennale .

2° PLAN DE CALCUL DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT :

Tous les calculs concernant le dimensionnement du réseau d'assainissement sont répartis sur un tableau (Voir planche) n° III .
Compte tenu de la faible importance du débit des eaux usées par rapport à celle des eaux pluviales, le dimensionnement de nos réseaux unitaires seront affectés comme étant les réseaux système séparatif.
Ainsi le débit de dimensionnement pour chaque tronçon sera le débit cumulé des eaux pluviales transitant à travers ces tronçons .

3° DETERMINATION DES DIAMETRES DES TRONCONS :

On fixe la pente minimale à adopter ainsi que les conditions, auxquelles le réseau devra satisfaire pour être auto-cureur.

En fonction de la valeur de la pente tirée de la topographie du lieu et de celle de débit de dimensionnement "Q" déjà calculé, on tire le diamètre des tronçons considérés, la vitesse à plein section (V_{ps}), le débit plein section (Q_{ps}) à partir de l'abaque (abaque annexe VII) (Réseau pluviaux en système unitaire ou séparatif) (Canalisation circulaire - Formule de Bazin).

On calculera le rapport des débits $r_q = \frac{Q}{Q_{ps}}$ et en fonction de ce dernier, on déterminera les hauteurs $r_h = \frac{H}{H_{ps}}$, ainsi que celui des vitesses $r_v = \frac{V}{V_{ps}}$, et ce à partir de l'abaque Variations des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage - Formule de Bazin).

De cette dernière, on pourra calculer les deux paramètres:

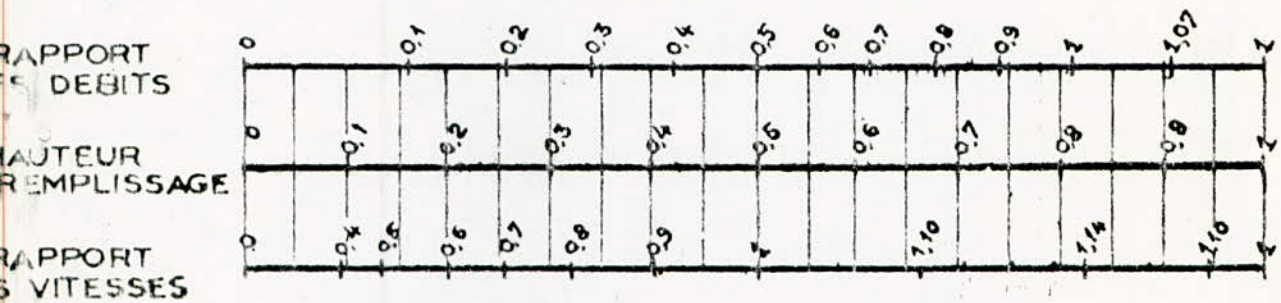
- La hauteur de remplissage $H = D \times R_h$.
- La vitesse réelle $V = r_v \times V_{ps}$.

ANNEXE X

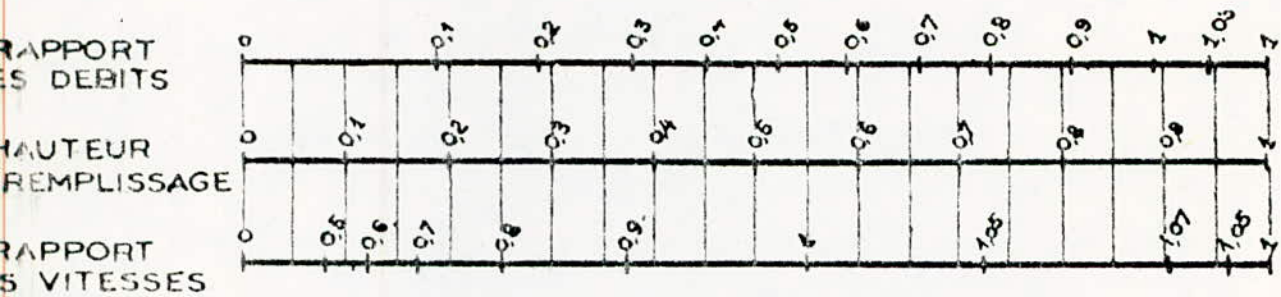
VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES
EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE

(d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovoïdes normalisés

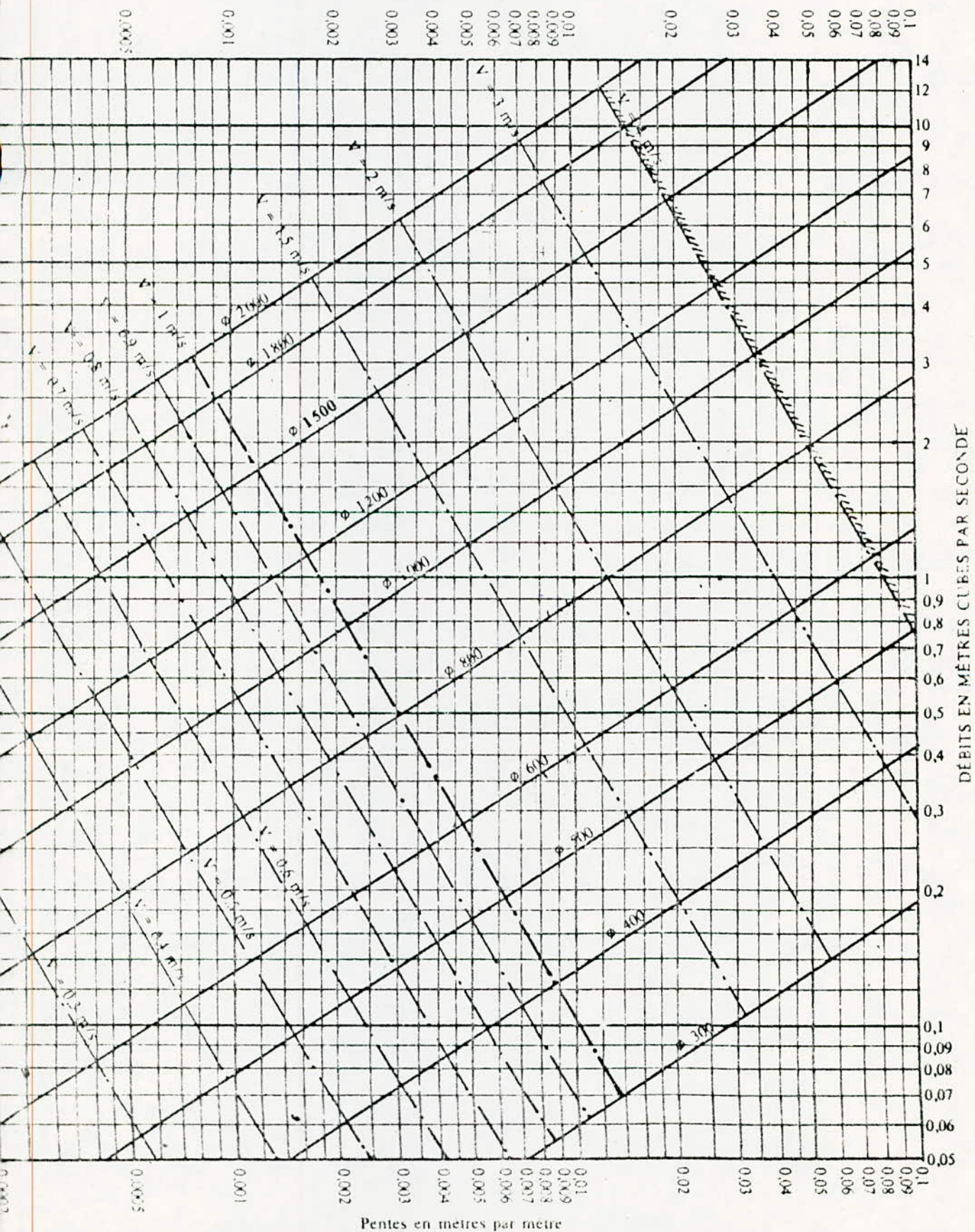


Exemple - Pour un ouvrage circulaire rempli aux $3/10$, le débit est les $2/10$ du débit à pleine section et la vitesse de l'eau est les $78/100$ de la vitesse correspondant au débit à pleine section

ANNEXE VII

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF

(Canalisations circulaires – Formule de Bazin)



CHAPITRE IV .:

ELEMENTS CONSTRUCTIFS DES RESEAUX

Les éléments constructifs du réseau d'égout se subdivisent en:

* Ouvrages principaux.

* Ouvrages annexes.

1° OUVRAGES PRINCIPAUX :

Pour notre étude, les canalisations étant en béton armé, de profil circulaire selon les calculs effectués précédemment à adopter pour les diamètres des canalisations pour chacun des collecteurs sont les suivants:

- Collecteur Zone Nord : les diamètres varient entre 1000 et 2000mm.

- Collecteur Zone Sud : les diamètres varient entre 600 et 1500mm.

2° OUVRAGES ANNEXES :

Les éléments des ouvrages annexes garantissent un écoulement impeccable dans les réseaux des canaux, de ce fait ils permettent un meilleur fonctionnement, un entretien facile et une bonne surveillance.

Les principaux ouvrages prévus sont :

* Les bouches d'égouts.

* Les regards de visite.

2.1: Les bouches d'égouts (voir schéma):

Les bouches d'égouts servent à l'introduction dans un égout des eaux de pluie, les lavages de chaussée, en plus elles garantissent une meilleure aération et ventilation des canaux selon leur mode de recueil des eaux. Ils peuvent se classer en :

- Les bouches à accès latéral.

- Les bouches à accès sur le dessus.

2.2: Les regards de visite (voir schéma):

2.2.a: Rôle :

Ils permettent pour le cas des ouvrages visitables, l'accès au personnel pour les travaux d'entretien et de curage (regard visitable). Pour le cas des regards non visitables, ils servent à la ventilation des ouvrages et à l'accès d'engins de curage.

2.2bb: Espacement et emplacements:

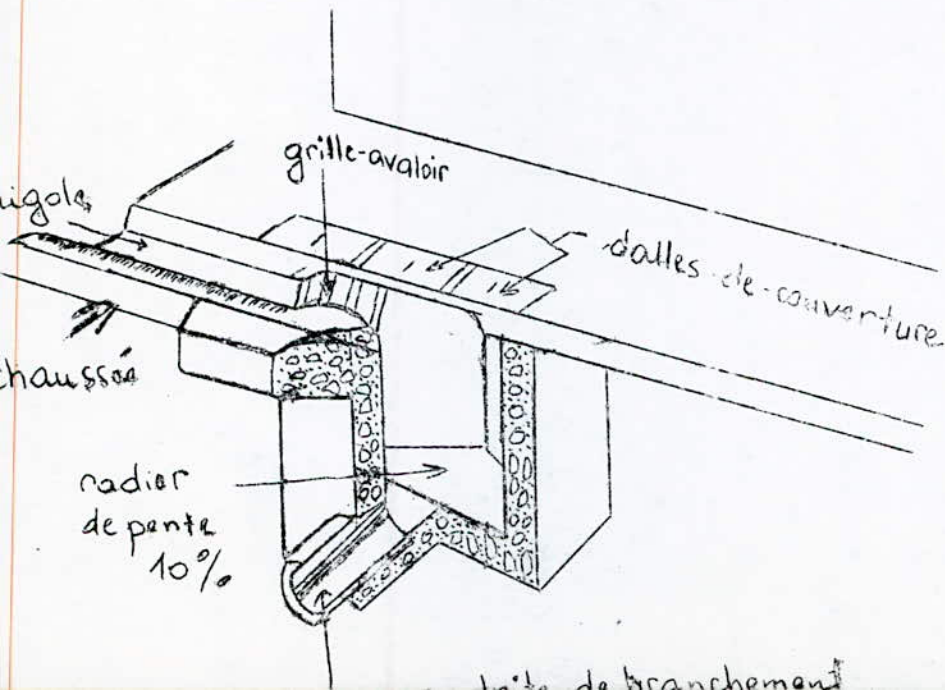
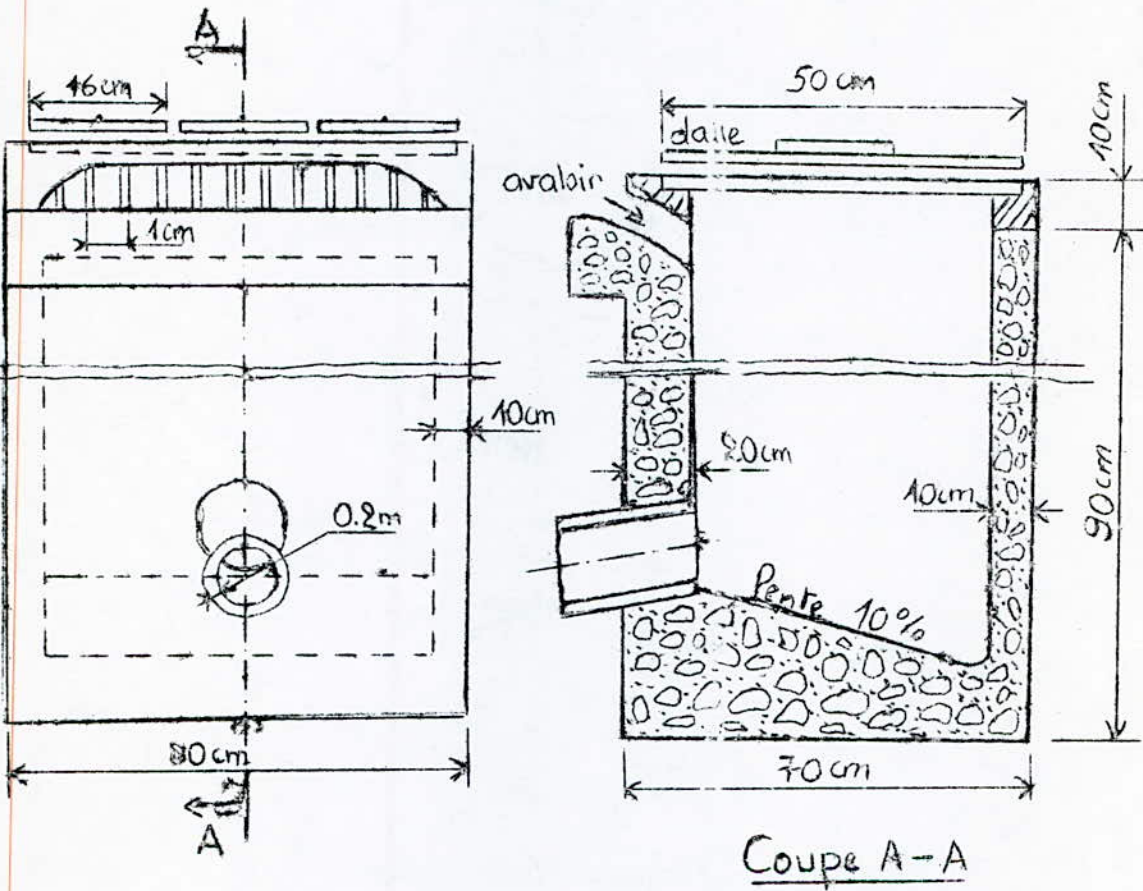
L'espacement des regards de visites est en fonction du diamètre des canalisations.

- Les regards de visites sont installés:

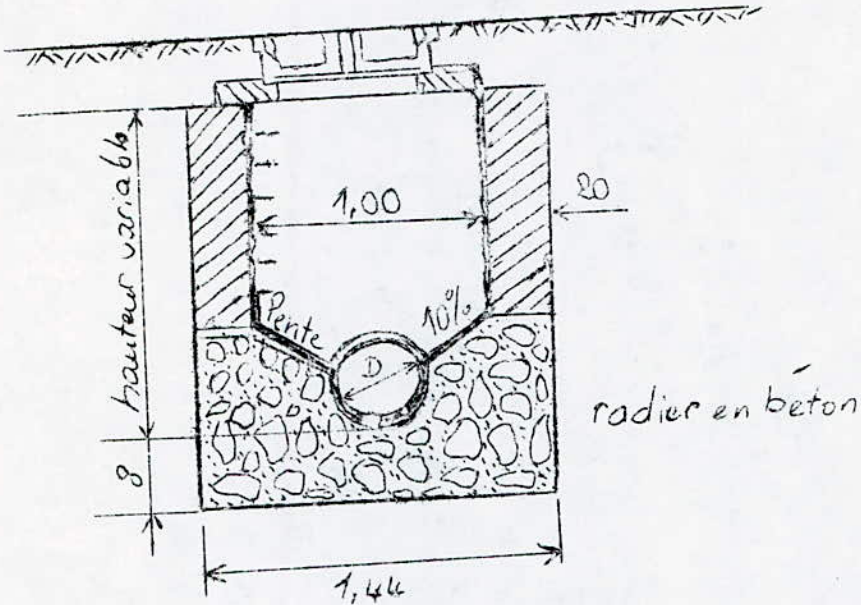
* Chaque changement de direction.

* A chaque modification de section.

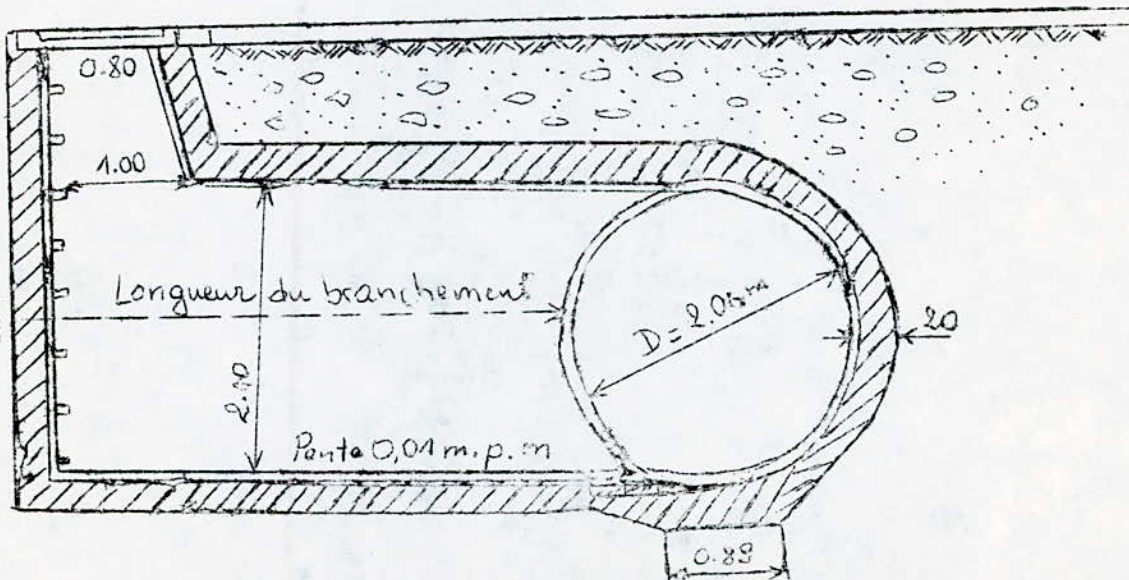
- 000 BOUCHE D'EGOUT SELECTIVE A ACCES LATERAL AVEC DECANTATION 000 -



- 0o0 COUPE D'UN REGARD DE VISITE SIMPLE 0o0-
(Ouvrage non visitable)



- 0o0 COUPE EN LONG D'UN REGARD A BRANCHEMENT 0o0-
(Visitable)



- * Au débouché d' une canalisation.
- * Dans les parties droites et les parties en pente régulière.
 - Les regards de visites sont constitués
- * D'un radier en béton.
- * D'une cheminée verticale en béton armé (coulé sur place), d'une

épaisseur minimale de 8cm.

La section peut être carrée ou circulaire dont le côté ou le diamètre, ne doit pas être inférieure à 0.90m.

Des échellons de descente avec une crosse de sortie fabriquée en fente.

Au delà de 5m de profondeur, la pose des échellons est obligatoire, dont les dimensions sont:

. 0,35m de largeur et espacés de 0,30m.

Une dalle supérieure équipée d'un dispositif de fermeture (Tampon), d'épaisseur minimale égale à 0,12m si elle est sous trottoir et de 0,15m si elle est sous la chaussée.

Le tampon doit résister à la rupture (créée par des charges extérieures).

3° DEVERSOIRS D'ORAGES:

3.1: Rôle:

Un déversoir d'orage est destiné à laisser passer en direction d'un exutoire naturel (oued) une fraction de débit d'orage, le reste qui correspond à la somme du débit d'eau usées et d'une partie d'eau de pluie diluée avec les eaux usées sera évacuée vers la station d'épuration.

3.2: Dimensionnement d'un déversoir d'orage:

Les dimensions d'un déversoir d'orage sont:

- La hauteur du seuil de dversement.
- La longueur du seuil de dversement.

3.3: Détermination des débits à évacué après les déversoirs d'orages:

ZONE NORD:

Débit moyen journalier $Q_j = 14342,25 \text{ m}^3/\text{j} = 597,6 \text{ m}^3/\text{h}$.

Débit des eaux usées $Q_{Eu} = 597,6 \times 0,8 = 478,1 \text{ m}^3/\text{h}$.

Débit maximum par temps **sec** (calculé à la planche n° III.)

$$Q_{Ts} = 659,32 \text{ m}^3/\text{h}$$

Etant donné qu'on a choisi le coefficient de dilution égal à 1 alors le débit à évacuer vers la station d'épuration sera égal à :

$$Q_{ev} = Q_{Ts} + 1Q_{Ts} = 2 Q_{Ts} = 2 \times 659,32 = 1318,64 \text{ m}^3/\text{h}$$

ZONE SUD:

Débit moyen journalier $Q_j^{moy} = 6951,38m^3/j = 289,64m^3/h.$

Débit d'eaux usées $Q_{Eu} = 289,64 \times 0,8 = 231,71m^3/h.$

Débit maximum par temps sec (calculé à la planche n° III)

$$Q_{Ts} = 322,28m^3/h,$$

Etant donné qu'on a choisi les coefficient de dilution égal à 1, le débit alors à évacuer vers la station d'épuration sera égal à :

$$Q_{Ev} = Q_{Ts} + 1Q_{Ts} = 2 Q_{Ts} = 2 \times 322,28 = 644,56m^3/h.$$

3.4: Dimensionnement d'un déversoir d'orage:

Les dimensions d'un déversoir d'orage sont:

- La hauteur du seuil de déversement.
- La longueur du seuil de déversement.

3.4.1: Hauteur du seuil de déversement:

Le tuyau d'arrivage au déversoir d'orage à pour caractéristique:

- Le diamètre D(mm).
- La hauteur d'eau H(mm)
- Débit à plein section $Q_{ps} (m^3/s).$
- Débit par temps de pluie $Q (m^3/s).$
- Débit maximum par temps sec $Q_{Ts}^{max}.$

Comme on pris le coefficient de dilution égal à 1, alors le débit qui sera évacué vers la station d'épuration sera :

$$Q_{ev} = 2 Q_{Ts}^{max}.$$

Pour le système unitaire le dimensionnement des collecteurs se fait uniquement à partir du débit des eaux pluviales, mais pour dimensionner le déversoir d'orage, il faut trouver la hauteur d'eau totale dans le tuyau d'arrivage. Par conséquent le débit par temps de pluie est égal à la somme des débits d'eau pluviales et d'eaux usées.

$$Q_1 = Q_{Ep} + Q_{Ts}^{max}$$

La hauteur d'eau H sera déterminée de la manière suivante:

$$\frac{Q_1}{Q_{ps}} = r_{a1}; \text{ De l'annexe X à partir de } r_Q \text{ on trouve le rapport des hauteurs } r_H.$$

La hauteur H sera égale à $D \times r_{H1} (mm).$

La hauteur du seuil de déversement est calculée par 2 fois le débit par temps sec: Q_2

$$\frac{Q_2}{Q_{ps}} = r_{Q2} \text{ est toujours de l'annexe X, on tire la valeur de } r_{H2}$$
$$H_{S.D} = D \times r_{H2} (mm)$$

3.4.2: Longueur du seuil de deversement:

Pour déterminer la longueur du seuil (b) de deversement, on utilise la formule suivante :

$$b = \frac{3 \cdot Q_0}{2 \cdot \mu \cdot \sqrt{2g} \cdot h_0^{3/2}} \text{ avec } h_0 = \frac{\Delta H}{2}$$

où : $-Q_0$: Débit vers le milieu naturel (oued).

$-\Delta H$: La différence (H - H_{S.D}).

$-\mu$: Le coefficient du débit qui dépend de H, H_{S.D}, et de la forme de crête du seuil.

Généralement le coefficient de débit est pris entre 0,5 et 0,7.

Toute fois ,il faut affecter à la longueur b un coefficient de sécurité compris entre 1,5 et 1,75.

Prenons l'exemple du deversoir d'orage de la zone Sud.

$Q_1 = 3435,99 + 89,22 = 3525,21 \text{ l/s. } 3,53 \text{ m}^3/\text{s}.$

$Q_{ev} = 2Q_{Ts}^{max} = 644,56 \text{ m}^3/\text{h.} = 0,179 \text{ m}^3/\text{s}.$

$Q_{ps} = 4,35 \text{ m}^3/\text{s};$ Le diamètre D = 1500mm; i = 7,5‰.

La hauteur d'eau dans le tuyau d'arrivage sera :

$H = r_H \cdot D .$

$r_Q = \frac{Q_1}{Q_{ps}} = \frac{3,53}{4,35} = 0,81, \text{ d'après l'annexe X} \longrightarrow r_H = 0,68,$
d'où $H = 0,68 \times 1500 = 1020 \text{ mm}.$

La hauteur du seuil de deversement est :

$H_{S.D} = r_{H2} \cdot D .$

$\frac{Q_{ev}}{Q_{ps}} = \frac{0,179}{4,35} = 0,041 \longrightarrow r_{H2} = 0,065.$
D'où $H_{S.D} = 0,065 \times 1500 = 100 \text{ mm} .$

La différence ΔH sera égale à $1020 - 100 = 920 \text{ mm}$

D'où $h_0 = \frac{920}{2} = 460 \text{ mm} .$

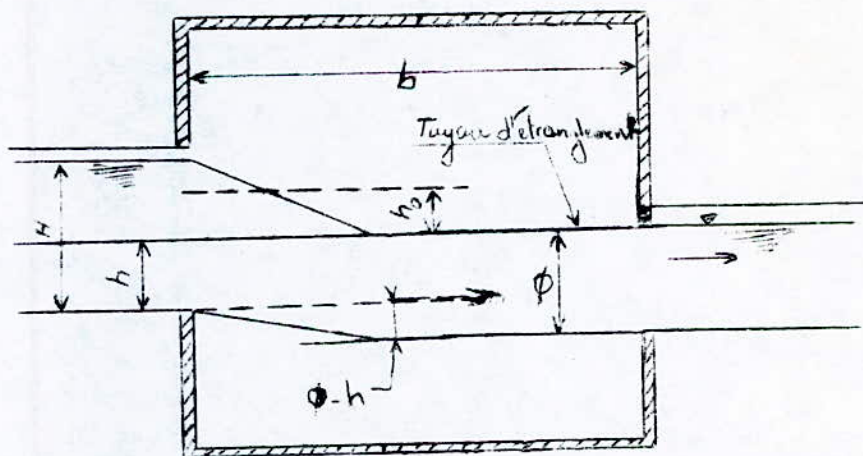
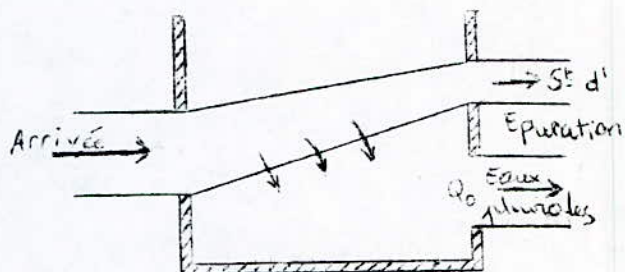
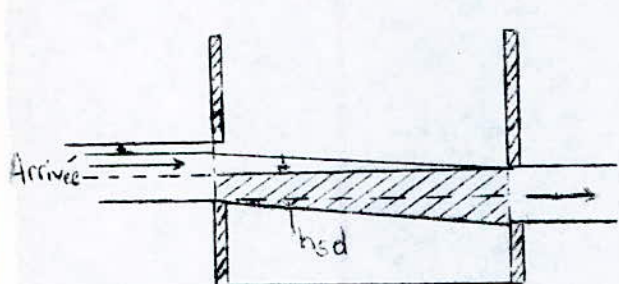
$Q_0 = Q_1 - Q_{ev} = 3,53 - 0,179 = 3,35 \text{ m}^3/\text{s} .$

On choisi approximativement $\mu = 0,6$ et $c = 1,7 .$

La longueur du seuil sera égale à :

$b = 1,7 \cdot \frac{3}{2} \cdot \frac{3,35}{0,6 \cdot \sqrt{2g} \cdot (0,460)^{3/2}} = 10,30 \text{ m} .$

- SCHEMA du DEVERSOIR D'ORAGE -



STATION DE RELEVAGE:1° ROLE DE LA STATION:

Les collecteurs principaux des deux (2) zones Nord et Sud se joignent en un regard d'où part une seule conduite de diamètre de 2000 mm.

Ce regard est situé au sud -Est de 600m à partir des limites finales du périmètre urbain, lieu de la station de relevage ainsi que la futur station d'épuration.

La conduite de diamètre de 2000mm arrive à une côte de génératrice supérieure égale à 1478,30m.

Celle du départ devrait être de 1483,04m. Ce qui nous donnera une hauteur de relèvement égale à:

$$1483,04 - 1478,30 = 4,74m.$$

Il est donc nécessaire de relever les eaux jusqu'à cette côte pour pouvoir les déverser à travers les grilles. le relèvement des eaux peut s'effectuer à l'aide des pompes à vis d'archimède ou de moto-pompes.

2° CHOIX DES POMPES:

Pour le relèvement du débit pluvial, il n'est pas rentable d'utiliser des moto-pompes, car leur exploitation serait mauvaise, vu la courte durée pendant laquelle elle elle fonctionnerait à pleine charge. Pour ce cas il est donc préférable d'utiliser des pompes à vis d'archimède, celle-ci tendent à être de plus en plus utilisées. dans notre pays, pour des postes de relèvement des eaux de grandes ou de moindre importance.

3° VIS D'ARCHIMEDE:3.1 Généralités:

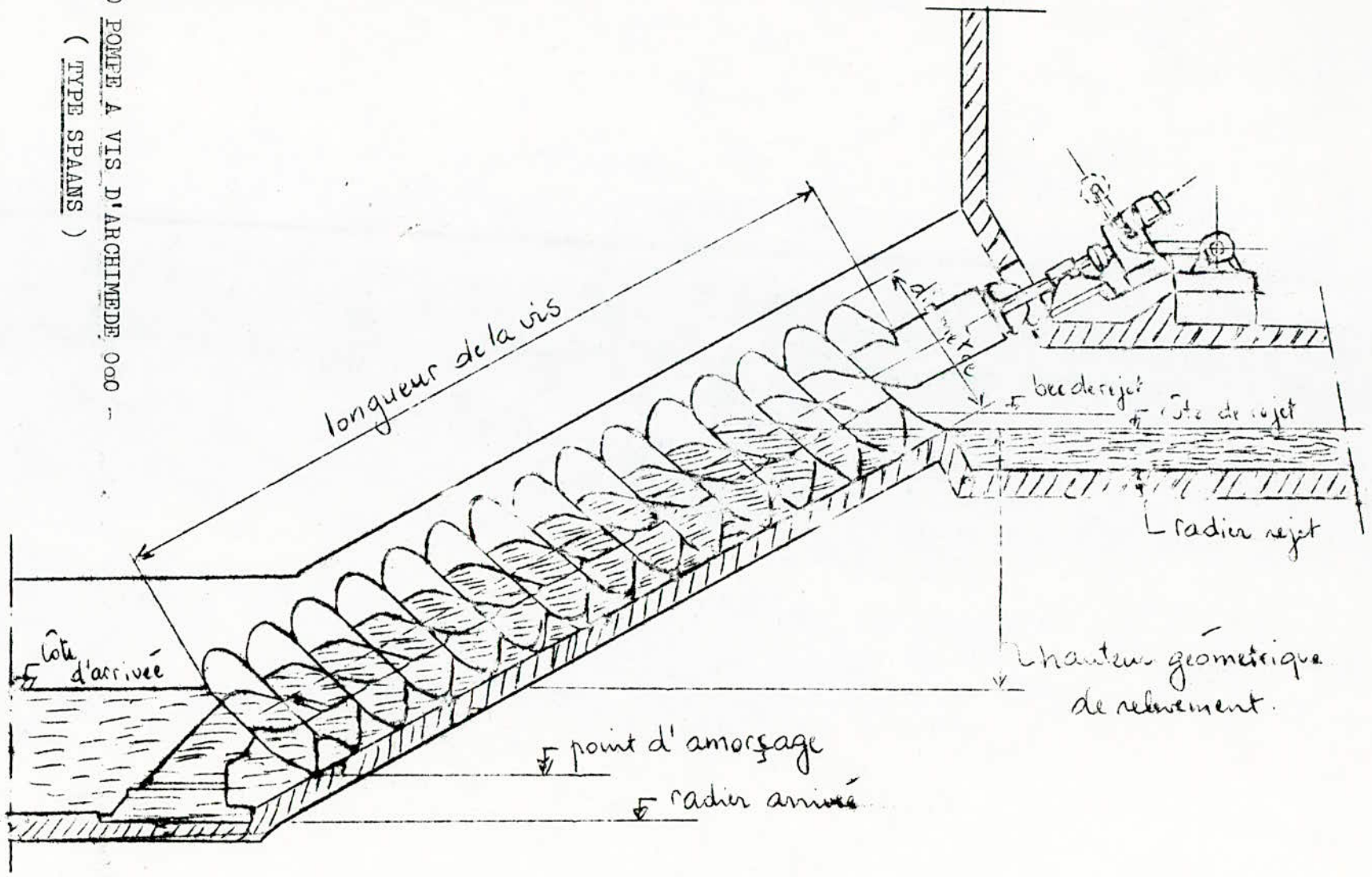
Le relèvement des eaux d'égouts s'effectue par une vis sans fin appelée "vis d'Archimède", schématisée à la page suivante.

La vis proprement dite est constituée par un tube en acier sur lequel sont soudées les spires en tôle. Aux deux extrémités du tube sont fixées également les deux arbre spéciaux qui viennent s'ajuster dans les paliers supports.

L'entraînement à lieu à l'aide d'un moteur électrique étanche, un anti-dévireur pouvant être monté sur son arbre garantissant, lors de la mise en marche, son bon sens de rotation et évitant le retour en sens inverse de la vis lorsqu'elle s'arrête avec une charge de liquide.

Ce système peut, d'ailleurs être remplacé par une temporisation électrique de sorte que la vis ne puisse pas démarrer en charge.

000 POMPE A VIS D'ARCHIMEDE 000
(TYPE SPANS)



Les vis d'Archimède présentent des avantages suivants:

- surpression de la fosse d'aspiration ,les eaux brutes pouvant être reprises au niveau maximal admissible à la canalisation d'amenée.
- Relevage de toutes les matières véhiculés par l'eau.(petites pierres incluses).
- élimination de crépine et aucun danger d'obsturation.
- Consommation électrique proportionnelle au débit relevé.

3.2 :Chix du type de vis :

Il est proposé des pompes a vis d'Archimède de type SPANNS, couramment utilisée dans le pays, et dont les débits approximatifs sont donnés par la tableau ci-dessous:

DIAMETRES (mm)	DEBITS (l/s)
380	25
560	50
650	75
750	100
900	150
1000	200
1200	300
1350	400
1500	500
1600	600
1800	800
2000	1000

CE TYPE DE VIS PEUT-ETRE LIVRE POUR DES DEBITS ALLANT JUSQU'A 6000 l/s.

3.3 FONCTIONNEMENT DE LA STATION:

La commande des pompes sera automatique, les niveaux d'eau se vérifieront par un système de flotteur.

Le fonctionnement de la station peut se résumer comme suit:

Nous prévoyons deux(2) pompes à vis d'Archimède, l'une relèvera les eaux usées par temps sec.

L'autre en fonction automatiquement en temps de pluie nous prévoyons une 3^e pompe de secours également.

Par temps sec:

$$\text{Zone Nord : } Q_{ts} = 183,144 \text{ l/s}$$

$$\text{Zone Sud : } Q_{ts} = 89,523 \text{ l/s}$$

$$\text{Par les deux(2) Zones: } Q_{ts} = 272,667 \text{ l/s}$$

La pompe par temps sec aura pour diamètre de vis $\phi = 1350 \text{ mm}$

Par temps de pluie:

$$\text{Zone Nord : } Q_{pl} = 366,29 \text{ l/s}$$

$$\text{Zone Sud : } Q_{pl} = 179,05 \text{ l/s}$$

$$\text{Pour les deux(2) Zones: } Q_{pl} = 545,34 \text{ l/s}$$

La pompe par temps de pluie aura pour diamètre de vis $\phi = 1800 \text{ mm}$

La pompe de secours aura pour diamètre de vis $\phi = 1800 \text{ mm}$.

3.4: Détermination du rendement de la station de relevage:

On entend par rendement de la station de relevage, le rendement total de tout l'appareillage.

Déterminé grâce au monogramme représenté à la page suivante: (établi uniquement par les pompes à vis d'Archimède de type SPALMS).

Le rendements η_s et η_p correspondant respectivement aux temps sec et pluvieux.

a) Temps sec: pompe de diamètre 1350 mm.

Le débit maximal qu'elle peut relever $Q_{max} = 400 \text{ l/s}$ (capacité maximale d'après le tableau).

$$\frac{Q_{ts}}{Q_{max}} = \frac{272,667}{400} = 0,68 \text{ soit } 68\%$$

D'après le monogramme on trouve $\eta_s = 73\%$

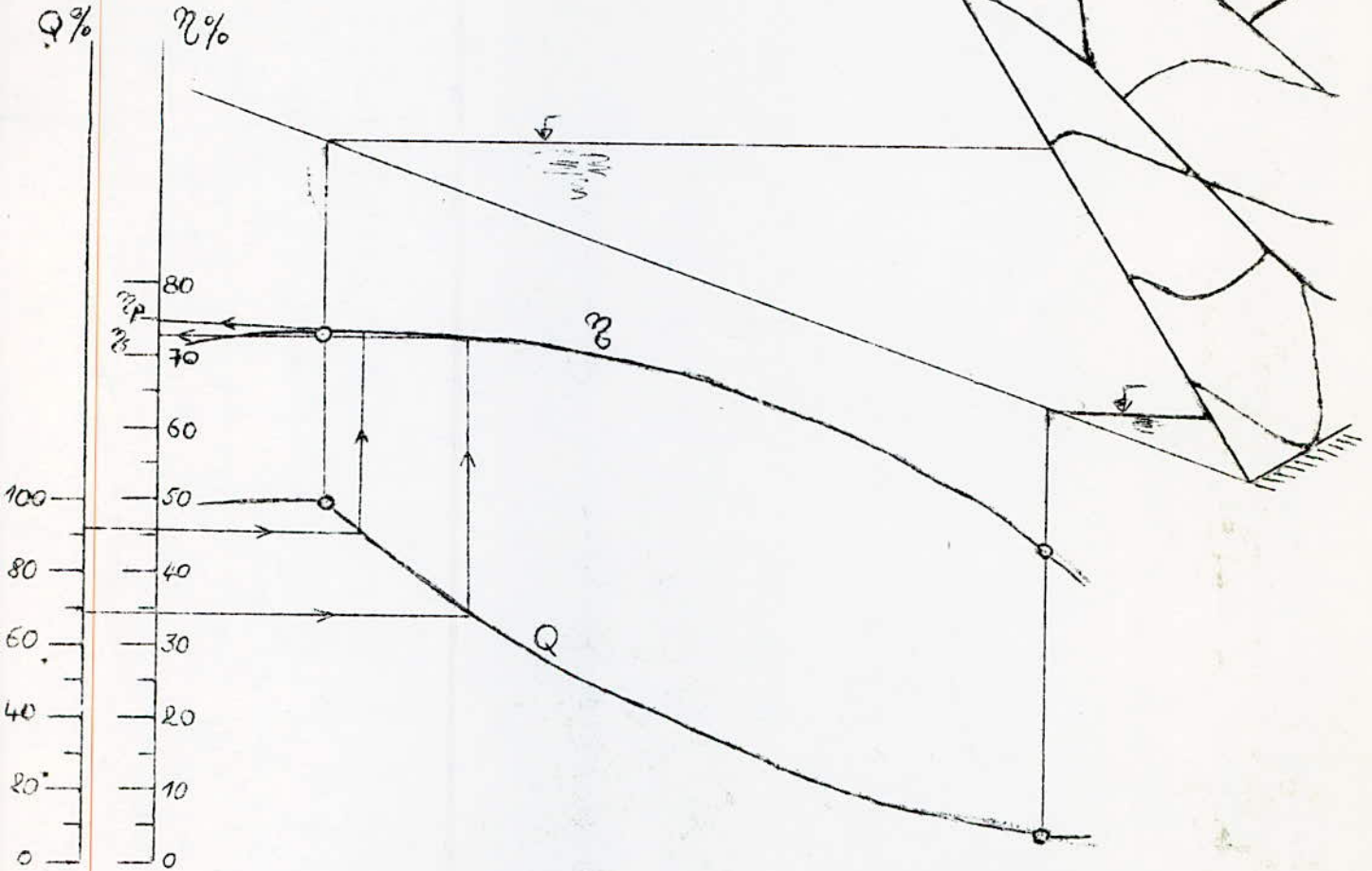
b) Temps pluvial: pompe de diamètre 1600 mm

$$\frac{Q_{pl}}{Q_{max}} = \frac{545,34}{600} = 0,91 \text{ Soit } 91\%$$

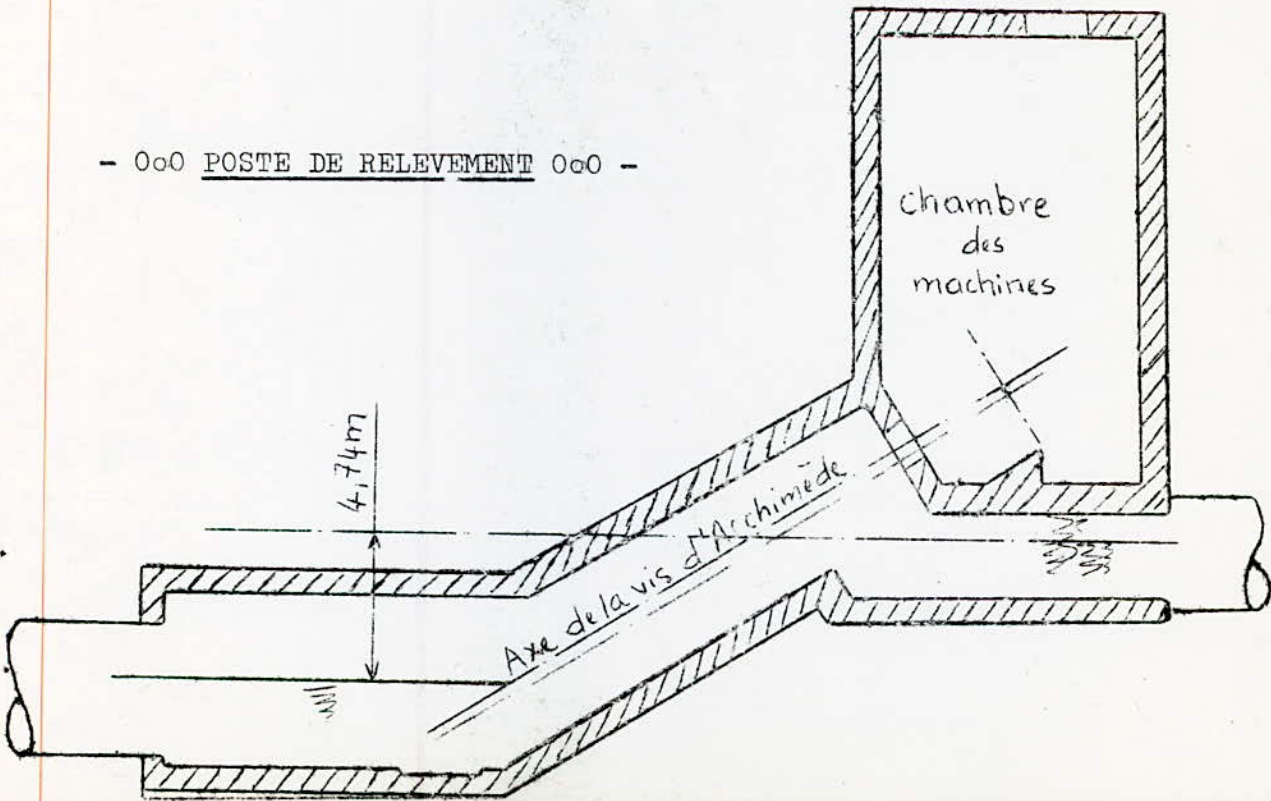
D'après le monogramme on trouve $\eta_p = 75\%$

- 000 DETERMINATION DU RENDEMENT DE LA
STATION DE RELEVAGE 000 -

(%)



- 000 POSTE DE RELEVEMENT 000 -



3.5 Puissance dépend du diamètre de la vis et de la vitesse de rotation:

La puissance dépend du diamètre de la vis et de la vitesse de rotation la puissance nécessaire par son entraînement mécanique s'exprime par la relation.

$$N_t = \frac{9,81 \times Q \times H_r}{\eta}$$

Avec N_t : exprimé en KW

Q : exprimé en M^3/s

H_r : exprimé en m

η : est le rendement de la pompe

La hauteur de relevage $H_r = 4,74$ m

Ainsi pour les temps sec:

$$N_{ts} = \frac{9,81 \times 0,272667 \times 4,74}{0,73} = 17,37 \text{ kw}$$

pour les temps pluviaux:

$$N_{tp} = \frac{9,81 \times 0,54534 \times 4,74}{0,75} = 33,81 \text{ kw.}$$

2° PARTIE:

ETUDE DE QUELQUES PROCÉDES DE TRAITEMENT BIOLOGIQUES/

1° INTRODUCTION:

Il existe un grand nombre de procédé de traitement des eaux usée dont l'application des ponts a la fois des caractéristiques des eaux à traiter et du degré d'épuration désiré;

D'après les résultats d'analyse effectués par la D.H.W de LAGHOUAT sur le réseau d'assainissement existant d' AFLOU, il en ressort que les eaux polluées peuvent être biologiquement traitées.

2° LES DIFFÉRENTS PROCÉDES BIOLOGIQUES:

Les procédés biologique sont essentiellement envisagés lorsqu'il s'agit d'épurer des eaux usées urbaines à prédominance domestique. Il repose alors sur le principe relatif à l'épuration naturelle, c'est à dire sur la dégradation des micro-organisme des matières biodégradable..

L'épuration des eaux usées par voie biologique fait appel à 2 types de procédés.

2.1. Procédés extensifs:

Dans ces procédés, il est possible de distinguer les procédés à culture fixe (aérobie) et les procédés à culture libre (aérobie). Les premiers font appel à deux techniques répandues:

- Les lits bactériens
- Les disques biologique

Les seconds sont les systèmes à boues activées.

2.2: Procédés intensifs:

Ceux sont divers procédés regroupés sous le terme de lagunage. Ces procédés sont généralement envisagés dans des régions très ensoleillées. Ils demandent de grandes bassins de retenues du fait de la lenteur des processus épurotoires naturels qui s'y effectuent. On classe ces procédés en deux (2) types:

- Les étangs de stabilisation (lagunes naturelles).
- Les lagunes aérées.

Ces procédés n'assurent pas en permanence une haute qualité de l'effluent.

2.2.1 : Les étangs de stabilisation :

Les étangs sont de 2 (deux) types :

- les bassins de stockage et d'infiltration;
- les lagunes à écoulement.

Dans le premier type, le volume de lagune est égal au volume de l'eau à traiter moins les pertes par évaporation et infiltrations.

Le volume des lagunes à écoulement est fonction du débit. Dans ces étangs, on distingue trois groupes selon la nature de l'épuration biologique qui s'y développe :

- Etangs aérobies à algues :

Dans ce type de lagune, l'épuration est due à l'activité microbienne, et l'oxygène nécessaire est fourni par l'activité photosynthétique des algues vertes qui se développent abondamment dans un tel milieu.

- Etangs facultatifs :

Ce sont des étangs présentant une double couche, l'une aérobie en surface et l'autre anaérobie sur le fond du bassin.

Dans la couche aérobie, les phénomènes d'oxydation prédominent, par contre, au fond du bassin, il se produit une décomposition anaérobie avec production du CH_4 (méthane) et d'autres composés réduits. Ces derniers migrent vers la surface où ils sont oxydés. Ce qui donne lieu à des mauvaises odeurs.

- Etangs anaérobies :

Dans ce cas, le bassin est maintenu en anaérobiose. L'épuration s'effectue dans de grandes fosses profondes de 3 à 4m, où l'ensemble des processus anaérobies ont lieu. Il s'agit tout d'abord d'une phase acidifiante puis d'une phase méthanique. Ces deux étapes ont lieu en même temps. Ces deux phases sont dues à 2 groupes de microorganismes différents: les microorganismes hétérogènes utilisant protéines, glucides, lipides et excréant des acides et les microorganismes de physiologie unique (bactéries méthanigènes) strictement anaérobie produisant des gaz.

2.2.2 : Lagunes aérées :

Une lagune aérée est un bassin relativement profond dans lequel l'oxygénation est réalisée artificiellement. Il y a deux types de lagunes aérées:

- la lagune aérobie dans laquelle l'oxygène et les matières en suspension sont uniformément répartis dans tout le bassin;
- la lagune anaérobie aérobie ou facultative dans laquelle l'oxygène n'est présent que dans des couches superficielles et seule une partie des matières solides est maintenue en suspension.

Dans la lagune aérobie, tous les solides sont maintenus en suspension. Ce procédé s'apparente à un réacteur à boue activées dans lequel l'écoulement est de type classique (à piston) et sans recirculation de boues. On pourrait avoir de bon rendement d'épuration si l'on additionnait un clarificateur et un circuit de recirculation des boues (aération prolongée).

Dans une lagune facultative une partie des matières en suspension décante au fond du bassin où elle entre en fermentation anaérobie. Les métaboliques de cette digestion sont ensuite oxydés dans les couches supérieures aérobie. Pour obtenir une bonne qualité de l'effluent, il est utile de prévoir une lagune supplémentaire de décantation (clarificateur).

3° LES REACTEURS BIOLOGIQUES :

3.1. Généralités :

La méthode naturelle la plus efficace de réduction des teneurs en matières organiques des eaux usées est leur dégradation biologique.

La transformation s'effectue par le truchement de bactéries qui sont:

- aérobie si elles provoquent l'oxydation directe, à partir de l'oxygène dissout dans l'eau;

- anaérobie si l'oxydation obtenue est indirecte, c'est-à-dire caractérisée par une perte d'hydrogène fixé par un accepteur autre que l'oxygène moléculaire.

Les processus anaérobies sont mis en oeuvre dans le traitement des boues (digesteur), dans le traitement biologique on fait appel généralement aux processus aérobie.

La mise en contact de la biomasse active avec l'eau usée s'effectue par:

- des matériaux accumulés servant de support aux microorganismes (lits bactériens).

- la biomasse elle-même devenant le support des microorganismes (boues activées).

Avant d'examiner les caractéristiques de ces différents procédés, il est utile de préciser quelques aspects des phénomènes biologiques et physiques qui interviennent.

3.2. L'oxydation biologique:

a/ Devenir d'une colonie en milieu fermé oxygéné:

Il est intéressant pour éclairer l'ensemble des phénomènes complexes et multiples se produisant au cours des traitements biologiques d'avoir une idée sur les différentes phases de devenir d'une colonie isolée mise en contact d'éléments nutritifs en milieu oxygéné.

On a supposé que la quantité d'oxygène présente était suffisante pour assurer les besoins des microorganismes aérobies pendant toutes les phases observées ci-après:

- phase de latence;
- phase de croissance exponentielle;
- phase de transition;
- phase d'amortissement de la croissance;
- phase d'auto-oxydation.

b/ Maintien de l'équilibre des réactions biologiques:

Les processus d'épuration biologiques conduisent à:

- l'oxydation des polluants;
- la formation de boues biologiques;
- l'auto-oxydation d'une fraction de ces boues.

Les opérations d'épuration se font dans la pratique dans des réacteurs biologiques. Pour pouvoir projeter et exploiter ces ouvrages il faut que l'on puisse réaliser un fonctionnement s'approchant d'un régime permanent. Cela suppose :

- un apport constant de polluants biodégradables;
- un apport constant d'oxygène;
- le maintien d'une concentration constante d'organismes actifs.

3.3. Réacteurs biologiques à cultures libres (boues activées):

a/ Principe:

Un bassin à boues activées est un réacteur biologique alimenté en continu dans lequel la biomasse est brassée et aérée en même temps que l'eau usée. Dans ce bassin, le brassage a pour but d'éviter les dépôts et d'homogénéiser le mélange des floccs bactériens et de l'eau usée (liqueur mixte). L'aération peut se faire à partir de l'oxygène de l'air, a pour but de dissoudre ce gaz dans la liqueur mixte afin de répandre aux besoins des bactéries épuratrices aérobies.

La liqueur mixte est ensuite envoyée dans un clarificateur ou décanteur secondaire destiné à séparer l'eau épurée des boues.

Une partie de ces boues est recyclée dans le bassin d'aération pour y maintenir une concentration suffisante en bactéries épuratrices.

L'exédant (boues secondaires en excès) est extrait et évacué vers le bloc de traitement des boues.

b/ Principaux systèmes de traitement par boues activées:

b/ Principaux systèmes de traitement par boues activées:

Etant donné que les systèmes à bassin séparés sont plus maîtrisables techniquement (surtout en Algérie), on ne discutera pas des ouvrages dans lesquels l'aération et la clarification se font dans une même enceinte. Il existe un certain nombre de procédés par boues activées dont les principaux sont présentés à la figure ci-après (page suivante).

c/ Charge d'une installation :

Les différents systèmes de boues activées peuvent être caractérisés par leur charge massique C_m .

La charge massique représente la quantité de pollution reçue par unité de masse biologique active (en kg de DBO₅ par jour par kg de MVS).

Le système à moyenne charge produit des boues qui doivent être stabilisées, mais le temps de séjour des eaux est assez court, donc le volume des ouvrages est réduit. En outre, les rendements d'épuration sont importants. Les stations à forte charge conviennent aux eaux peu polluées des grandes agglomérations. Les rendements épuratoires sont un peu inférieurs aux précédents.

On distingue donc les systèmes suivants:

* Système à forte charge massique :

$$C_m > 0,5 \text{ kg de DBO}_5/\text{j.kg.MVS.}$$

* Système à moyenne charge massique :

$$0,2 < C_m < 0,5 \text{ kg de DBO}_5/\text{j.kg.MVS.}$$

* Système à faible charge massique :

$$0,07 < C_m < 0,2 \text{ kg de DBO}_5/\text{j.kg.MVS.}$$

* Système à aération prolongée :

$$C_m < 0,07 \text{ kg de DBO}_5/\text{j.kg.MVS.}$$

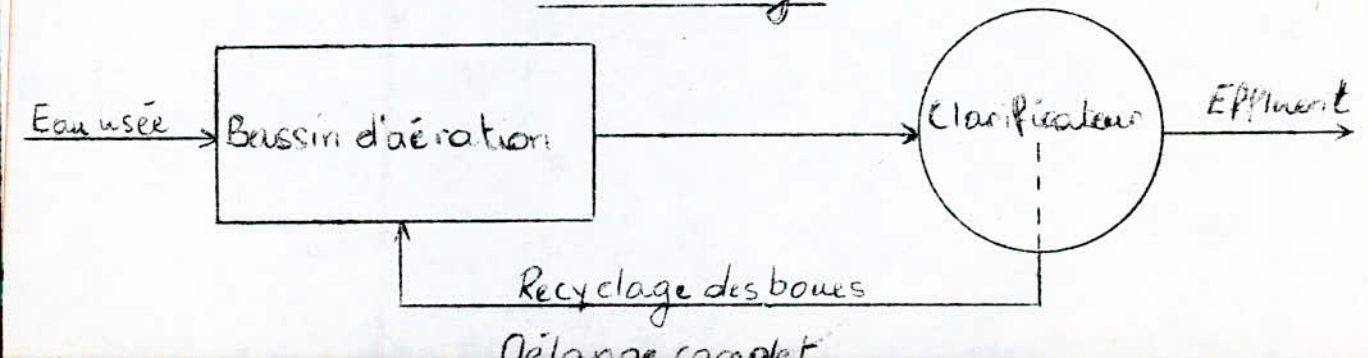
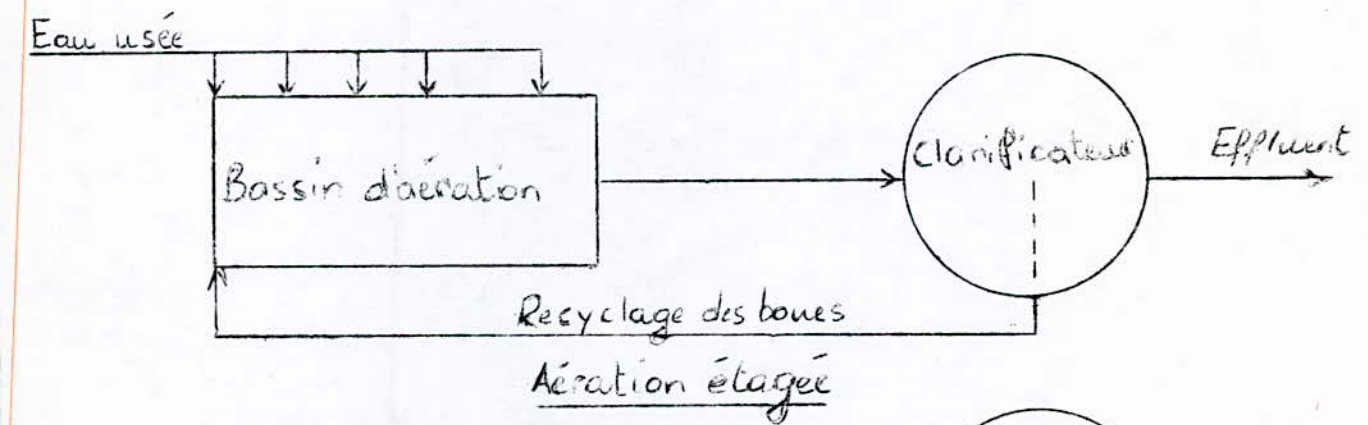
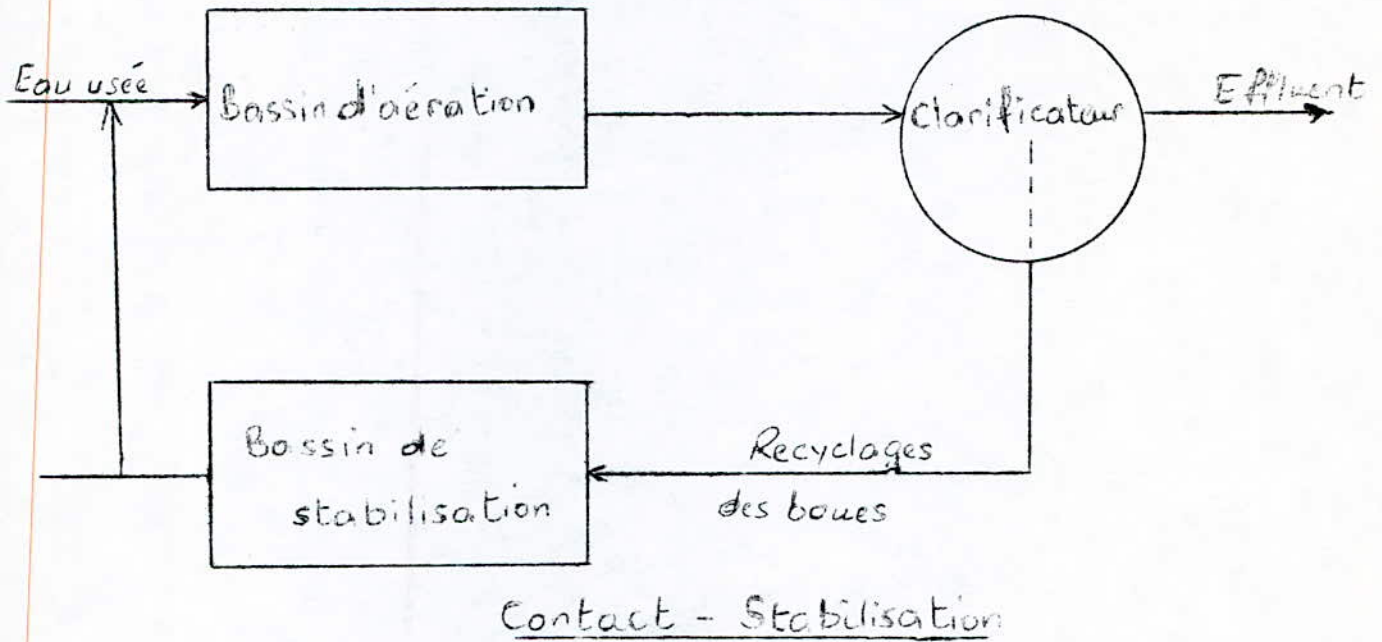
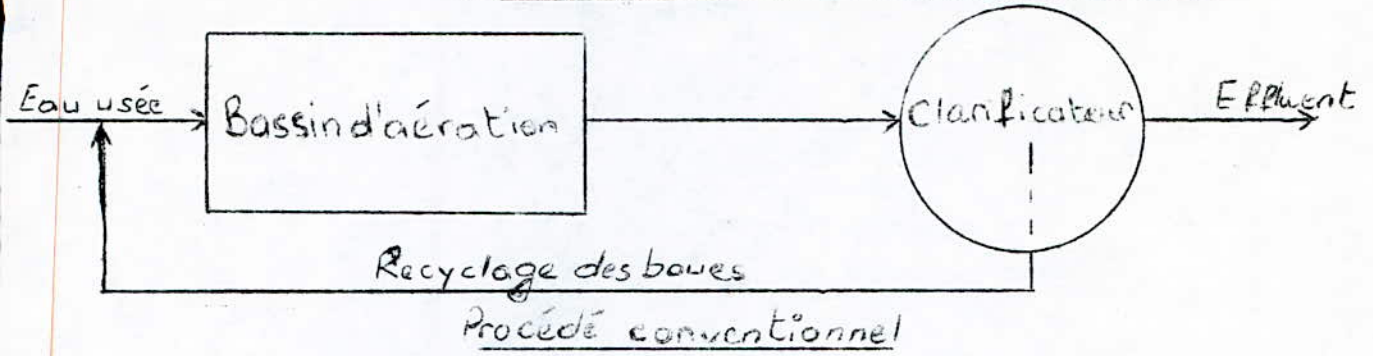
On utilise quelquefois également la notion de charge volumique, rapport de la pollution journalière reçue en kg de DBO₅ au volume du bassin d'aération en m³.

3.4 : Réacteurs biologiques à cultures fixes (lits bactériens):

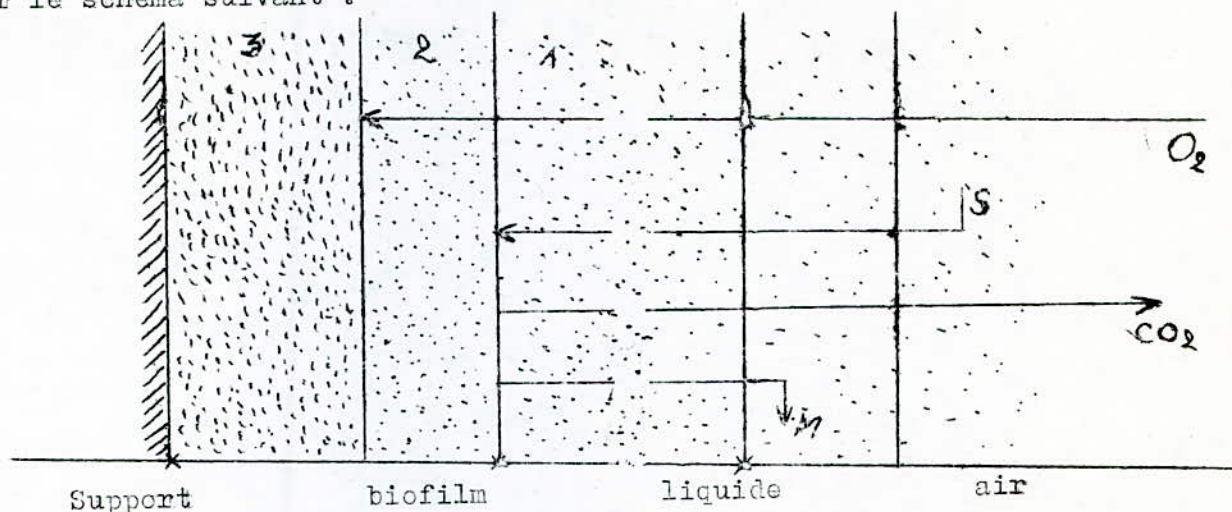
a/ Principe :

Les lits bactériens sont des dispositifs comprenant un corps de contact sur lequel se développe la culture bactérienne épuratrice ou film biologique, ce matériau immergé dans l'eau où est arrosé par celui-ci et l'apport d'oxygène est assuré par la mise en contact du film bactérien avec l'air atmosphérique.

-oo SYSTEMES DE TRAITEMENT PAR BOUES ACTIVEES oo-



On peut représenter le mécanisme épuratoire au sein d'un lit bactérien par le schéma suivant :



1. couche aérobie recevant du substrat en croissance.
2. couche aérobie ne recevant pas du substrat, non en croissance, mais en respiration endogène.
3. couche anaérobie ne recevant ni oxygène, ni substrat en fermentation gazeuse.

b/ Caractéristique des lits bactériens:

On distingue deux catégories de lits:

- les lits à faible charge dont l'épaisseur varie de 0,8 à 1,2m avec une charge hydraulique inférieure à $0,4m^3/m^2.h$.
- les lits à forte charge dont l'entraînement des boues en excès se fait d'une façon permanente, et la charge hydraulique varie de $0,8 à 1m^3/m^2.h$

c/ Types de lits bactériens:

Suivant les matériaux utilisés on distingue :

- 1°. Lits classiques à ruissellement;
- 2°. Lits modernes à remplissage plastique.

Ce deuxième type est de plus en plus utilisé, et il comprend les lits plastiques immergés et les lits plastiques à ruissellement.

d/ Avantages des lits bactériens :

- faible exploitation;
- bon rendement épuratoire.

e/ Inconvénients:

- risque de colmatage;
- sensible au froid, aux MES et aux graisses.

4° LES VARIANTES TECHNIQUES POSSIBLES:

Nous avons retenu deux variantes de traitement des eaux usées de la ville d'Aflou. Ces 2 variantes seront examinées à fond.

- VARIANTE "A": système de boues activées à moyenne charge;
- VARIANTE "B": système de boues activées à faible charge.

Nous avons éliminé la possibilité de traitement par lagunage pour diverses raisons entre autres:

- nécessité de très grande surface;
- rendement d'épuration éphémères;
- sources d'odeurs.

Nous avons écarté la possibilité de traitement biologique sur lit bactérien en raison des difficultés d'entretien nécessitant ainsi un personnel qualifié et de sa mauvaise souplesse vis à vis des variations de charges.

Les variantes "A" et "B" répondent en général à ces exigences.

CONCEPTION DES PROCÉDES DE TRAITEMENT:

1 Hypothèses de calcul :

DESIGNATIONS	AN 2010
Population équivalente globale	106468 hab
Volume journalier des eaux usées	21294 m ³
Débit moyen de temps sec Q _m	887,25 m ³ /h
Débit de pointe de temps sec Q _{ts}	981,60 m ³ /h
Débit maximum admis (orage) Q _p	1963,20 m ³ /h
Poids journalier de DBO ₅ dans les eaux usées à l'entrée de la station 60g/hab/j	6388kg/j
Poids journalier de matières en suspension 70g/hab/jour	7453kg/j
Concentration en DBO ₅	375mg/l
Concentration en MES	437mg/l

Les débits à prendre en compte au maximum sur les différentes installations sont les suivants:

- Ouvrages de prétraitement: débit d'orage Q_p
- Décantation primaire: débit de pointe de temps sec Q_{ts}
- Traitement secondaire: débit de pointe de temps sec Q_{ts}

Il est à signaler qu'un bi-pass sera placé en aval du dernier ouvrage de prétraitement destiné à évacuer les eaux usées excédentaires dans le cas d'un orage.

Cela, permettra également de sauvegarder le bon fonctionnement des bassins d'aération. Ces eaux seront directement rejetées à l'exutoire après stérilisation. Le choix du débit de pointe de temps sec pour le dimensionnement des ouvrages du traitement secondaire a été adopté, car il se situe entre les valeurs extrêmes des débits à savoir le débit moyen de temps sec et le débit d'orage.

* Finalité de traitement:

Les normes de qualité des eaux usées épurées qu'on se fixera sont les suivants:

DBO₅ : 30mg/l en moyenne sur 24 heures.

DCO : 90mg/l en moyenne sur 24 heures.

MES : 30mg/l en moyenne sur 24 heures.

Ces valeurs sont largement obtenues généralement après traitement biologique aux boues activées (moyenne ou faible charge massique).

2° DESCRIPTION DE LA VARIANTE "A" :

La variante "A" consiste en un procédé biologique par boues activées à moyenne charge (système à mélange intégral). La phase biologique est précédée de prétraitements et de décantation primaire.

Les prétraitements consistent en un dégrossissage à l'aide de grilles mécaniques suivis de déssablage conduisant à la sédimentation des sables. La décantation primaire permettra de retenir des matières moins denses. Le bassin d'aération qui est le lieu des processus d'épuration des matières biodégradables vient après le décanteur primaire. Le temps de séjour sera relativement court (de l'ordre de 3 à 6 heures). Il sera équipé par des aérateurs de surfaces à flux radial. Les turbines assureront le brassage et l'injection d'air dans la liqueur mixte .

Les décanteurs secondaires reçoivent la liqueur mixte. Ils sont appelés à séparer cette liqueur en eau épurée et boues.

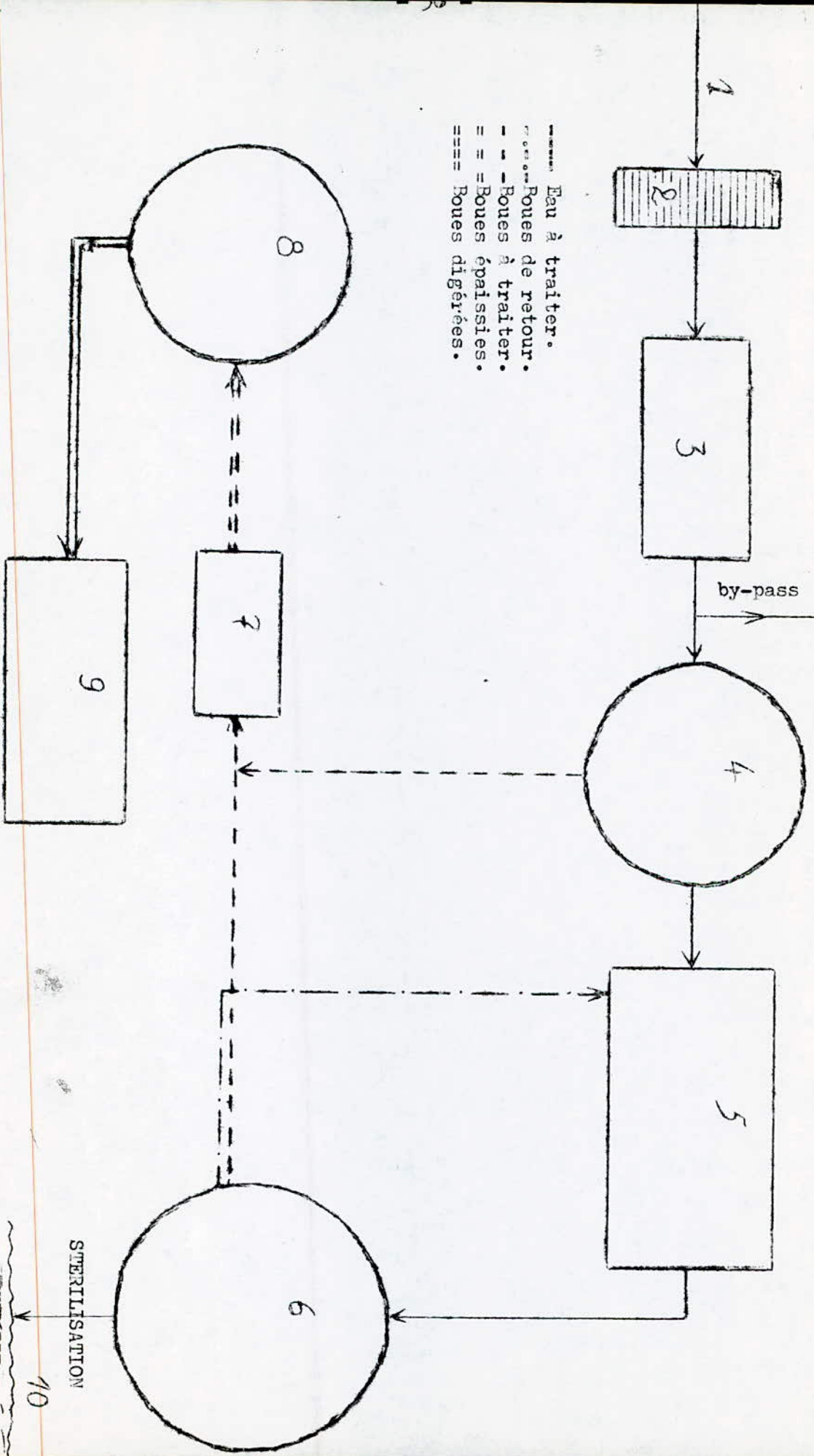
Une partie de ces boues sera recyclée. Les boues en excès seront envoyées au traitement des boues.

Celui-ci comportera un épaissement, une stabilisation anaérobie et enfin une déshydratation naturelle des boues.

Il est à noter que les eaux épurées seront stérilisées avant leur rejet à l'exutoire naturel (voir figure ci-après)

- 1. Arrivée des eaux usées.
- 2. Dégrilleur.
- 3. Dessableur.
- 4. Décanteur primaire.
- 5. Bassin d'aération.
- 6. Décanter secondaire.
- 7. Epaisseur.
- 8. Digesteur.
- 9. Lits de séchage.
- 10. Effluent traité.

----- Eau à traiter.
 - - - - - Boues de retour.
 - - - - - Boues à traiter.
 = = = = = Boues épaissies.
 ===== Boues digérées.



SCHEMA DE LA STATION A NOUVEAU CHARGE 0-0

STERILISATION
 EXUPTURE
 10

3° CALCUL TECHNIQUE DE LA VARIANTE "A" :

3.1. Les traitements préliminaires:

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

3.1.1 Installations du dégrillage:

L'objet du dégrillage est d'éliminer les matières les plus grossières qui pourraient nuire à l'efficacité des traitements avals. Cette opération constitue donc la phase préliminaire de l'épuration. Les eaux usées sont dégrillées tout d'abord à l'aide d'une grille grossière dont les espacements entre les barreaux est de 50mm. Ensuite par une grille fine à espacement entre les barreaux de 20mm qui arrêtera les matières de dimensions supérieures.

CALCUL TECHNIQUE:

3.1.2 Dimensionnement du dégrilleur:

* Grille grossière:

La largeur totale de la grille est donnée par la relation (d'après KITTERBERGER)

$$L = \frac{d + e}{e} \times \frac{1}{1 - n} \times \frac{Q_p}{V \times h}$$

où: L : largeur totale des grilles.

d : largeur des barreaux (15mm).

e : espacement entre les barreaux (50mm).

n : degré d'encrassement (40%).

Q_p : débit d'orage en m³/s.

h : profondeur d'eau en amont des grilles (0,8m).

V : vitesse au passage des grilles (V=1m/s).

$$\text{d'où } L = \frac{15 + 50}{50} \times \frac{1}{1 - 0,4} \times \frac{0,54533}{1 \times 0,8} = 1,48 \text{ m.}$$

Choix d'une grille de 1,5 m de largeur.

* Résidu du dégrillage (grossier et fin)

Le volume des refus du dégrillage exprimé en l/hab/an est donné par la relation suivante:

$$V = \frac{12 \text{ à } 15}{e} \quad \text{où } e: \text{ est l'espacement entre les barreaux en cm.}$$

$$V = \frac{12}{2,0} + \frac{12}{5,0} = 8,4 \text{ l/hab/an.}$$

Le refus journalier sera de :

$$\frac{8,4}{365} \times 106468 = 2450,22 \text{ l/j.}$$

Le résidu du dégrillage sera envoyé à la décharge publique après égouttage.

3.1.3 Déssableur: (à écoulement horizontal):

Dans les déssableurs, on élimine des eaux usées les particules denses afin d'éviter une abrasion rapide des ouvrages, une corrosion élevée par frottement et pour empêcher une perte en volume utilisable du aux durs dépôts qui se forment dans les déssableurs et les bassins de décantation.

L'installation du dégrillage est suivie d'un répartiteur circulaire distribuant les eaux sur 2 chambres de déssablages disposées en parallèles (solution souvent adoptée dans le cas où les variations de débits peuvent être importants et les apports sableux considérables).

Pour maintenir une vitesse constante, les chambres de déssablages sont munies d'un étranglement Ventouri à leur sortie. Une vitesse d'écoulement de 0,3m/s permet le dépôt de la majeure partie des sables dans un temps de séjour de 1 à 2 minutes et une charge hydraulique maximale d'environ 70m³/m²/h.

3.1.4 Dimensionnement du déssableur :

En adoptant $V_h = 0,30$ m/s (vitesse d'écoulement).

$V_s = 0,016$ m/s (vitesse de sédimentation des particules de diamètre supérieur à 2mm).

$$Q_p = 0,54533 \text{ m}^3/\text{s} \text{ débit d'orage.}$$

En considérant 2 chambres de déssablages :

$$Q = \frac{Q_p}{2} = \frac{0,54533}{2} = 0,273 \text{ m}^3/\text{s}$$

Section horizontale pour chaque déssableur :

$$S_h = \frac{Q}{V_h} = \frac{0,273}{0,30} = 0,91 \text{ m}^2$$

Section verticale :

$$S_v = \frac{Q}{V_s} = \frac{0,273}{0,016} = 17,1 \text{ m}^2$$

la largeur sera : (en fixant la hauteur du bassin à 1m)

$$l = \frac{S_v}{h} = \frac{17,1}{1} = 17,1 \text{ m}$$

la longueur sera :

$$L = \frac{S_h}{l} = \frac{0,91}{17,1} = 0,053 \text{ m}$$

On adoptera pour chaque bassin :

Section horizontale(L.l).....	20m ² .
Section verticale(L.h).....	1m ² .
Largeur(L).....	1m.
Longueur(L).....	20m.
Hauteur(h).....	1m.

Charge hydraulique

$$Ch = \frac{Q}{Sh} = \frac{0,273 \times 3600}{20} = 50 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}.$$

Temps de séjour

$$t_s = \frac{V}{Q} = \frac{L \times l \times h}{Q} = \frac{20 \times 1 \times 1}{0,273 \times 60} = 1 \text{ mn } 22 \text{ s}.$$

On a prévu un étranglement Ventouri à la sortie des chambres de déssablages en vue de maintenir une vitesse constante d'écoulement (voir schéma à la page suivante).

La largeur de l'étranglement Ventouri est donné par la relation:

$$Q = K \times l_1 \times h^{3/2}$$

où: Q : débit traversant la chambre de déssablage.

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

l_1 : la largeur de l'étranglement en m.

h : la hauteur d'eau maximale en amont de l'étranglement en m.

d'où : $l_1 = \frac{Q}{h^{3/2} \times K} = \frac{0,273}{1,93 \times 1^{3/2}} = 0,14 \text{ m}.$

la largeur pour chaque sortie de chambre est 14 cm.

Quantité de matières éliminée par les déssableurs.

Soit la quantité de MES à l'entrée des déssableurs de 7453 kg/j.

Les MES contiennent :

70% de matières volatiles en suspension (MVS).

30% de matières minérales (M.M).

En admettons un rendement de 80% sur les matières minérales, la quantité de matières éliminées par les déssableurs sera de :

$$7453 \times 0,3 \times 0,8 = 1789 \text{ kg/j}.$$

La quantité de M.M entrant dans les décanteurs primaires est:

$$7453 \times 0,3 \times 0,2 = 447 \text{ kg/j}.$$

Quantité totale de MES non éliminée:

$$\text{MES} = 0,7 \text{ MES} + 447 = 0,7 \times 7453 + 447 =$$

$$\text{MES} = 5664 \text{ kg/j}.$$

L'extraction des boues sableuses se fera par transport hydraulique vers une trémie.

Elle sera ensuite évacuées vers la décharge après égouttage.

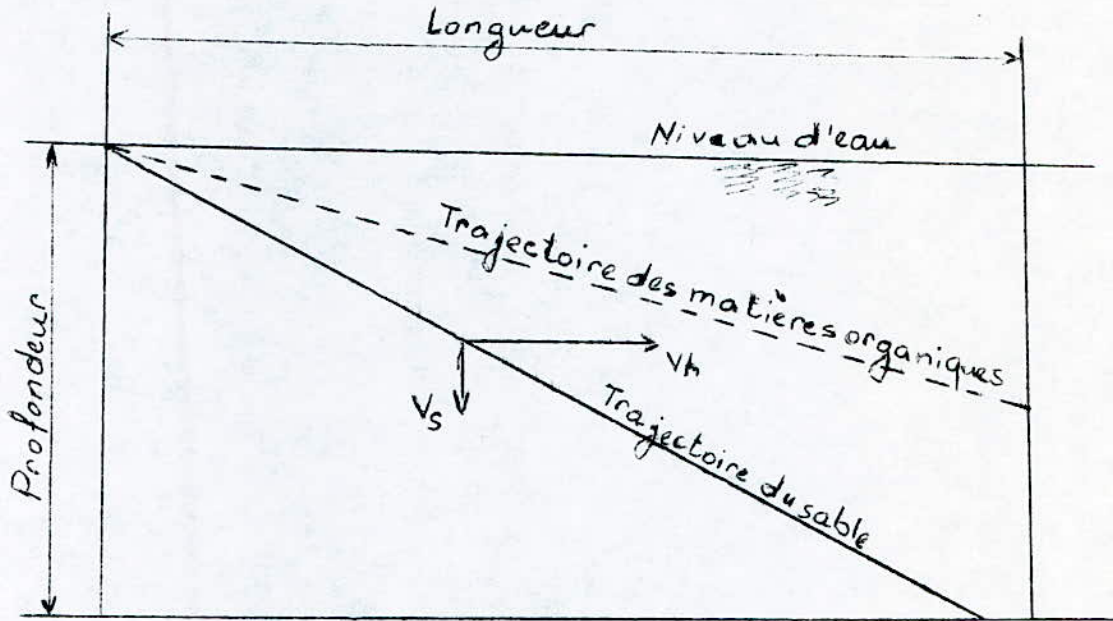
3.2 Traitement primaire en décantation primaire:

La décantation primaire a pour but de permettre le dépôt des particules en suspension dans l'eau.

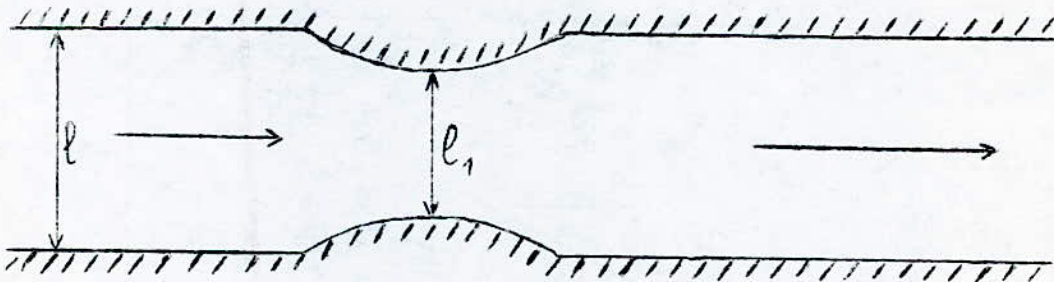
La forme des ouvrages de décantation est commandée par le choix de dispositif d'évacuation des boues déposées à la capacité de traitement.

On utilise généralement des décanteurs circulaires à raclage rotatif par un bras tournant.

-oo DESSABLEUR oo-



-oo ETRANGLEMENT VENTURI oo-



Les racleurs ramènent les boues vers un puit central d'où elles seront évacuées pour leur traitement.

La charge superficielle maximale dans les décanteurs primaires doit être inférieure à 2,5 m/h.

Pour le débit de pointe de temps sec Q_{ts} . Les temps de séjours généralement adoptés sont de l'ordre de 1 à 2 heures.

3.2.1 Dimensionnement des décanteurs primaires:

On se fixe un temps de séjour de 1,10 heure sur Q_{ts} .

Le volume du décanteur sera :

$$V_t = Q_{ts} \times t_s = 981,60 \times 1,10 = 1079,76m^3.$$

Vérifions le temps de séjour sur le débit moyen horaire Q_m :

$$t_s = \frac{V_t}{Q_m} = \frac{1079,76}{887} = 1,2 \text{ heure.}$$

Choix : 2 décanteurs primaires à alimentation centrale (facilitant la répartition de l'effluent). On adopte généralement des hauteurs de 2 à 3,50m pour décanteurs raclés. Pour nos calculs, nous choisissons $H = 2,50m$.

Volume de chaque décanteur:

$$V = \frac{V_t}{2} = \frac{1080}{2} = 540m^3.$$

Surface : $S = \frac{V}{H} = \frac{540}{2,5} = 216m^2$,

Diamètre correspondant à chaque décanteur :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 216}{3,14}} = 16,58m.$$

On adoptera pour chaque décanteur :

- Hauteur(H).....2,5m.
- Diamètre(D).....17 m.
- Surface(S).....227m².

Vérifions la charge superficielle :

$$C_s = \frac{Q_{ts}}{S_t} \text{ où } S_t = 2 \times S = 2 \times 227 = 454m^2.$$

$$C_s = \frac{981,60}{454} = 2,160 \text{ m/h.}$$

où S_t : surface totale des décanteurs(deux) en m².

3.2.2 Boues primaires :

La quantité de MES entrant dans les décanteurs primaires est de 5664kg/J (5664 kg/j).

En admettant que les décanteurs primaires éliminent 70% des MES et 30% de la DBO₅, on aura :

$$MES = 5664 \times 0,7 = 3965 \text{ kg/j.}$$

$$\text{soit: } 3965 \times 0,3 = 1189,5 \text{ kg/j en M.M;}$$

$$\text{et : } 3965 \times 0,7 = 2775,5 \text{ kg.j en MVS.}$$

$$DBO_5 = 6388 \text{ kg/j} \times 0,3 = 1916\text{kg/j.}$$

La quantité de MES à la sortie des décanteurs primaires est :

$$5664 - 3965 = 1699 \text{ kg/j.}$$

$$\text{soit : } 1699 \times 0,3 = 509,7 \text{ kg/j en M.M.}$$

$$\text{et : } 1699 \times 0,7 = 1189,3 \text{ kg/j en MVS.}$$

La quantité totale de boues destinées au traitement s'élève à 3965kg/J.

3.3 Le traitement secondaire :

3.3.1 Les bassins d'aérations:

L'eau usée provenant des décanteurs primaires passent dans les réacteurs biologiques . Dans ceux-ci, les effluents biodégradables sont mis en contact pendant un certain temps avec la boue activée maintenues en suspension grâce à un brassage .Le processus d'épuration biologique nécessitant une quantité suffisante d'oxygène.

Le processus se déroule en 3 étapes essentielles:

- Absorption et adsorption des matières organiques par les floccs biologiques.
 - Oxydation et dégradation de ces matières organiques et synthèses de nouveaux microorganismes.
 - Oxydation et dégradation d'une partie des amas biologiques eux mêmes.
- On pourrait dire que l'essentiel de l'épuration se déroule au cours de la première étape.

D'un point de vue technique nous avons choisi le système de boues activées à mélange intégral.

Ce système est le plus répandu actuellement du fait qu'il permet une homogénéisation du milieu. En effet, l'effluent à traiter et les boues de recirculation sont réparties en différents points du réacteurs.

3.3.2 Dimensionnement des bassins d'aérations :

Les paramètres de dimensionnement sont les suivants :

- charge massique $C_m = \frac{L_0}{S \cdot v} \dots\dots\dots 0,2 \text{ à } 0,5 \text{ kg DBO}_5/\text{j/kg de MVS}$
- charge volumique $C_v = \frac{L_0}{V} \dots\dots\dots 0,6 \text{ à } 1,5 \text{ kg DBO}_5/\text{j/m}^3 \text{ du bassin}$
- temps de séjour $t_s \dots\dots\dots 3 \text{ à } 6 \text{ heures}$

$$\text{DBO}_5 \text{ reçue par jour } L_0 \dots\dots\dots 4472 \text{ kg/j} = 6388 \times 0,7$$

$$\text{On se fixe un volume utile } V = 4000 \text{ m}^3 = 2 \times 2000,$$

Vérifions les temps de séjour :

$$\text{sur } Q_{ts} \quad t_s = \frac{V}{Q_{ts}} = \frac{4000}{987,8} = 4,07 \text{ heures.}$$

$$\text{sur } Q_m \quad t_s = \frac{V}{Q_m} = \frac{4000}{887} = 4,50 \text{ heures.}$$

Dimension du bassin adoptée : (pour chaque bassin)

- Hauteur(H).....2m
- Longueur(L).....100m
- Largeur(l).....10m
- Surface horizontale(S).....1000m²
- Volume(V).....2000m³

Vérification de la charge volumique:

$$C_v = \frac{L_0}{V} = \frac{4472}{4000} = 1,12 \text{ kg de DBO}_5/\text{j/m}^3.$$

Détermination de la masse de MVS contenues dans le bassin d'aération,

$$\frac{C_v}{S_v} = S_v \text{ où } S_v: \text{ teneur en MVS en kg/m}^3.$$

Charge massique adoptée: 0,3 kg DBO₅/j/kg

$$S_v = \frac{1,12}{0,3} = 3,74 \text{ kgde MVS/m}^3.$$

Masse de MVS contenues dans les bassins :

$$B_a = S_v \times V = 3,74 \times 4000 = 14860 \text{ kg.}$$

3.3.3 L'aération :

Le traitement biologique se fait en milieu oxygéné. Tout ouvrage de traitement par voie biologique doit donc disposer d'un moyen de transfert de l'oxygène afin de répondre aux besoins des bactéries épuratrices.

a/ Les besoins en oxygène :

Les besoins en oxygène s'exprime par la relation:

$$P(O_2) = a'(L_0 - l_f) + b' \times B_a$$

où: P(O₂): quantité d'oxygène à fournir(kgO₂/j).

L₀-l_f : fraction éliminée de la DBO₅(kg/j).

B_a : masse de MVS contenue dans les bassins.

a' et b' : sont des coefficients respirométriques.

Le premier de l'addition correspond aux besoins en oxygène pour la transformation de la DBO₅ en matières vivantes, le second terme aux besoins en oxygène dus à la respiration endogène des boues activées.

a' : fraction de substrat oxydé (kg d'O₂/kg DBO₅).

b' : traduit la consommation en oxygène du métabolisme endogène (Kg d'O₂/kg de MVS/j).

Les coefficients a et b sont fonctions de la charge massique. Lorsque celle-ci est exprimée sur la base des charges en DBO₅, les coefficients a et b ont pour valeurs :

$$a' = 0,57 \text{ kg d'O}_2/\text{kg DBO}_5.$$

$$b' = 0,075 \text{ kg d'O}_2/\text{kg de MVS/j.}$$

Besoins en oxygène (Théorique)

$$P(O_2) = a' (L_0 - L_f) + b' \times B_a$$

$$L_f : DBO_5 \text{ de rejet} . L_f = 30 \text{ mg/l} = 30 \times 21,294 = 638,8 \text{ kg/j.}$$

$$P(O_2) = 0,57 (4472 - 638,8) + 0,075 \times 14960 =$$

$$P(O_2) = 3307 \text{ kg d'O}_2/\text{j.}$$

$$P(O_2) = 137,79 \text{ kg d'O}_2/\text{heure} \quad 138 \text{ kg d'O}_2/\text{heure.}$$

Quantité d'oxygène à fournir en pointe :

On considère dans ce calcul que la DBO_5 est éliminée pendant 18 heures et que le métabolisme endogène s'effectue en permanence.

$$P(O_2)_{\text{max}} = a' \times \frac{L_0}{18} + b' \times \frac{B_a}{24}$$

$$P(O_2)_{\text{max}} = 0,57 \times \frac{(4472 - 638,8)}{18} + 0,075 \times \frac{14960}{24} =$$
$$= 168 \text{ kg d'O}_2/\text{heure.}$$

b/ Passage aux conditions nominales:

Les différents systèmes d'aérations sont généralement conçus dans des conditions nominales d'expérimentation c'est-à-dire que

- l'eau est pure;
- la température est de 10°C ;
- la pression est normale (760mm de Hg);
- la teneur en oxygène dissous est nulle.

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 ci-dessus.

Conditions effectives = conditions nominales x T

Le coefficient T est lui-même le produit de trois coefficients :

$$T = T_p \times T_d \times T_t$$

T_p : coefficient d'échange eau pure-eau usée

$$T_p = \frac{K_{La}(\text{eau usée})}{K_{La}(\text{eau propre})}$$

où: K_{La} est le coefficient globale de transfert d'oxygène.

$T_p = 0,85$ (d'après gestion des eaux usées urbaines et industrielles
W.W. Eckenfelder).

T_d : coefficient de déficit en oxygène

$$T_d = \frac{C_{STP} - C_L}{C_{S10}}$$

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

C_L : concentration en oxygène de l'eau usée (1 à 2mg/l).

C_{S10} : concentration de saturation en oxygène dans les conditions nominales (à 10°C et à une pression de 760mm de Hg).

$$C_{STP} = C_{ST} \times \frac{P_e}{P_a} \times \beta \times s$$

C_{ST} : concentration en oxygène à la température moyenne 17,5°C.

$$C_{ST} = \frac{475}{33,5 + t} \quad (\text{Traitement des eaux usées})$$

P_e : pression atmosphérique à 60m d'altitude (755mm d'Hg).

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

β : coefficient dépendant de la nature de l'eau suée.

$$= 0,95 \text{ à } 0,99,$$

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

$$s = \frac{475 - 2,65S}{475}$$

où : S étant la salinité en mg/l

$$S = 9,41 \text{ mg/l}$$

T_t : coefficient de vitesse de transfert.

$$T_t = 1,024^{t - 10}$$

où t est la température exprimée en °C.

CALCULS:

$$C_{S17,5} = \frac{47,5}{33,5 + 17,5} = 9,31 \text{ mg/l.}$$

$$C_{STP} = C_{ST} \times \frac{P_e}{P_a} \times \beta \times s$$

$$= 0,95 \text{ (eau usée domestique).}$$

$$s = \frac{475 - 2,65 \times 9,41}{475} = 0,95.$$

$$C_{STP} = 9,31 \times \frac{755}{760} \times 0,95 \times 0,95 = 8,35 \text{ mg/l.}$$

$$C_{S10} = \frac{475}{33,5 + 10} = 10,92 \text{ mg/l.}$$

$$C_L = 1,5 \text{ mg/l.}$$

$$T_d = \frac{8,35 - 1,50}{10,92} = 0,63$$

$$T_t = 1,024^{t-10} = 1,024^{17,5-10} = 1,19.$$

$$\text{d'où } T = 0,85 \times 0,63 \times 1,19 = 0,64$$

Les besoins réels en oxygène seront donc :

$$\text{En moyenne : } P(O_2) = \frac{138}{0,64} = 215,6 \text{ kg d'O}_2/\text{heure.}$$

$$\text{En pointe : } P(O_2)_{\text{max}} = \frac{168}{0,64} = 262,5 \text{ kg d'O}_2/\text{heure.}$$

Les bassins d'aérations seront équipés par des réateurs de surface dont le type est à flux radial (faible vitesse). Ils seront montés sur des plates-formes fixes pour faciliter l'accès.

Les aérateurs à flux radial sont applicables pour les systèmes à boues activées de toutes dimensions. Ils présentent les avantages suivants:

- efficacité de transfert élevé;
- capacité de pompages élevés

Les apports spécifiques d'oxygène des aérateurs à faibles vitesses se situe entre 1,5 et 2,5 kg d'O₂/heure.

La puissance à fournir pour le transfert de l'oxygène, sachant que l'apport spécifique est de 2kg d'O₂/kwh, est :

$$P_a = \frac{262,5}{2} = 131,25 \text{ kw} .$$

A cette puissance s'ajoute la puissance de brassage. Celle-ci varie de 25 à 30 W/m³ elle permettra d'éviter les dépôts et d'assurer une bonne homogénéisation :

$$P_b = 0,0255 \times 4000 = 102 \text{ kw} .$$

La puissance totale à fournir :

$$P = P_a + P_b = 131,25 + 102 = 233,25 \text{ kw} .$$

Pour avoir une bonne répartition des aérateurs dans les bassins d'aération; on installera 4 unités de rotor par bassin.

Caractéristiques des aérateurs à mettre en place :

(Catalogue Dégrément - Actirotor N°1336D) ou similaire.

3.3.4 Boues secondaires en excés :

Ils s'agit des boues qui seront traitées séparément. Elles sont issues des décanteurs secondaires. La quantité de boues à extraire des décanteurs secondaires peut-être exprimée par la relation :

$$B = a_m \times L_e + B_{\min} + B_{\text{dur}} - b \times B_a - B_{\text{eff}}$$

où : B est la quantité de boues en excés (kg/j).

L_e est la pollution organique éliminée (kg/j).

a_m est le taux de conversion de la DBO₅ en matières vivantes MVS (kg MVS/kg DBO₅).

B_{min} boues minérales non éliminées (kg/j).

B_{dur} matières volatiles en suspensions difficilement biodégradables (kg/j).

B_a masse de MVS contenues dans le bassin d'aération (kg).

b coefficient reliant l'auto-oxydation à la quantité de boues détruite (j⁻¹).

B_{eff} boues de sortie (kg/j).

a_m x L_e boues synthétisées (kg/j).

b x B_a quantité de boues détruites par l'auto-oxydation (kg/j).

Le coefficient b peut-être déterminé en considérant la consommation en oxygène des microorganismes.

On accepte généralement la composition suivante pour une biomasse bactérienne : $C_5H_7NO_2$.

L'oxydation d'une telle biomasse se fait selon l'équation



$$\frac{5 O_2}{C_5H_7NO_2} = \frac{\text{consommation en oxygène (b)}}{\text{quantité de biomasse détruite (b)}} = \frac{160}{113} = 1,42 .$$

$$\frac{b'}{b} = 1,42 \quad b = \frac{b'}{1,42} = \frac{0,075}{1,42} = 0,05 \text{ j}^{-1} .$$

Le coefficient a_m en fonction de la charge massique est égal à :

$$a_m = 0,82 \text{ kg MVS/kg DBO}_5 \text{ (pour } C_m = 0,3 \text{)} .$$

Calculs:

Les charges en MES et en DBO₅ entrant dans les réactions biologiques sont les suivantes :

Charge en MES 1699kg/j.

Charge en DBO₅ 4472kg/j.

$$B_{\min} = 0,2 \times 0,3 \times 0,3 \times \text{MES} = 0,018 \times 7453 = +134\text{kg/j} .$$

$$a_m \times L_e = 0,82 (4472 - 638,8) = \dots \dots \dots = +3143\text{kg/j} .$$

$$B_{\text{dur}} = 0,3 \times 0,3 \times 0,7 \times \text{MES} = 0,063 \times 7453 = +469\text{kg/j} .$$

$$b \times B_a = 0,05 \times 14960 = \dots \dots \dots = -748\text{kg/j} .$$

$$b_{\text{eff}} = 0,03 \times 21295 = \dots \dots \dots = -639\text{kg/j} .$$

$$B = 2359\text{kg/j} .$$

Les boues issues du décanteur secondaire seront extraites avec une concentration $S_r = \frac{1200}{I_m}$

où : I_m l'indice de MOHLMAN caractérisant la décantation d'une boue exprimées en (cm^3/mg).

Prenons $I_m = 100$ (bonne décantabilité des boues).

$$S_r = \frac{1200}{100} = 12 \text{ g/l} .$$

Le volume des boues à extraire journallement est :

$$V_b = \frac{B}{S_r} = \frac{2359}{12} = 196,6 \text{ m}^3/\text{j} .$$

Taux de recirculation :

Pour maintenir une concentration constante en biomasse dans les bassins d'aérations une recirculation des boues sera nécessaire. Le taux de recirculation s'exprime par :

$$R = \frac{1}{c-1} =$$

où : c'est le taux de concentration

$$c = \frac{S_r}{S_v}$$

S_v est la concentration en MES à l'intérieur du bassin.

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

$$S'_v = \frac{3,74}{0,7} = 5,34 \text{ g/l}.$$

$$R = \frac{1}{\frac{12}{5,34} - 1} = 80\%.$$

Débit de recirculation :

En moyenne : $Q_m^R = R \times Q_m =$

$$Q_m^R = 0,80 \times 807 = 709,6 \text{ m}^3/\text{h}.$$

En pointe : $Q_{ts}^R = R \times Q_{ts} = 0,80 \times 981,6 = 785,36 \text{ m}^3/\text{h}.$

Age des boues :

L'age des boues exprime la durée moyenne pendant laquelle la biomasse est maintenue sous aération .

Dans un système à recirculation de boues, l'âge de boues est donné par la relation :

$$A = \frac{B_a}{B} = \frac{14960}{2359} = 6,3 \text{ jours}.$$

Les boues sont jeunes. Elles sont fermentescibles d'où la nécessité de leur stabilisation.

Poste de reprise des boues:

Le poste de reprise des boues est destiné à accueillir les boues secondaires. Les boues primaires étant directement évacuées vers l'épauississeur de boues par écoulement gravitaire.

a/ Boues re recirculation :

Les boues de recirculation seront acheminées vers les bassins d'aérations par des pompes à vis.

En considérant que le débit de recirculation maximale est de $785,36 \text{ m}^3/\text{h}$ soit $218,15 \text{ l/s}$, on devrait utiliser 3 pompes à vis sans fins dont les débits sont variables de 0 à 75 l/s . Leur diamètre est de 650mm.

On doit en outre disposer d'une pompe de caractéristiques identiques qui servira de secours.

b/ Boues en excés :

Les boues secondaires en excés de débits $27,3 \text{ l/s}$ seront envoyées vers l'épauississeur au moyen d'une pompe à vis de débit 50 l/s dont le diamètre est de 560mm.

Anoter qu'une pompe similaire doit être disponible en cas de panne.

c/ Volume du poste de reprise :

Le volume des boues secondaires est de 190 m^3 . Le volume à prévoir pour le poste de reprise est de 200 m^3 .

3.3.5 La décantation secondaire :

La décantation secondaire a pour rôles la séparation et un premier épaissement des boues entraînées par l'effluent issu du traitement biologique.

Le principe de calcul des décanteurs secondaires est sensiblement identiques de celui des primaires. La différence réside en la faiblesse des vitesses ascensionnelles. Celles-ci doivent permettre aux boues de se déposer sans difficultés.

La vitesse ascensionnelle est généralement comprise entre 0,85 et 1,9m/h. Selon la nature du débit admis au maximum. Le temps de séjour est d'environ 1 à 3 heures.

3.3.6 Dimensionnement des décanteurs secondaires :

Avec un temps de séjour pris égal à 1,5 h et une hauteur de 2m, la vitesse ascensionnelle sera de ;

$$V_a = \frac{2}{1,5} = 1,3 \text{ m/h}$$

La surface totale utile est de :

$$S = \frac{(1 + R)Q_{ts}}{V_a} = \frac{1,8 \times 981,6}{1,3} = 1359 \text{m}^2 .$$

Choix : On se propose deux décanteurs circulaires raclés dont les dimensions pour chaque bassin sont les suivantes :

- Hauteur(H).....2m.
- Diamètre(D).....30m.
- Surface(S).....706,5m².
- Volume du bassin(V).....1413 m³.

Vérification du temps de séjour:

$$\text{sur } (1 + R)Q_{ts} \quad t_s = \frac{2 \times V}{(1+R)Q_{ts}} = \frac{2826}{1,8 \times 981,7} = 1,5 \text{ heures.}$$

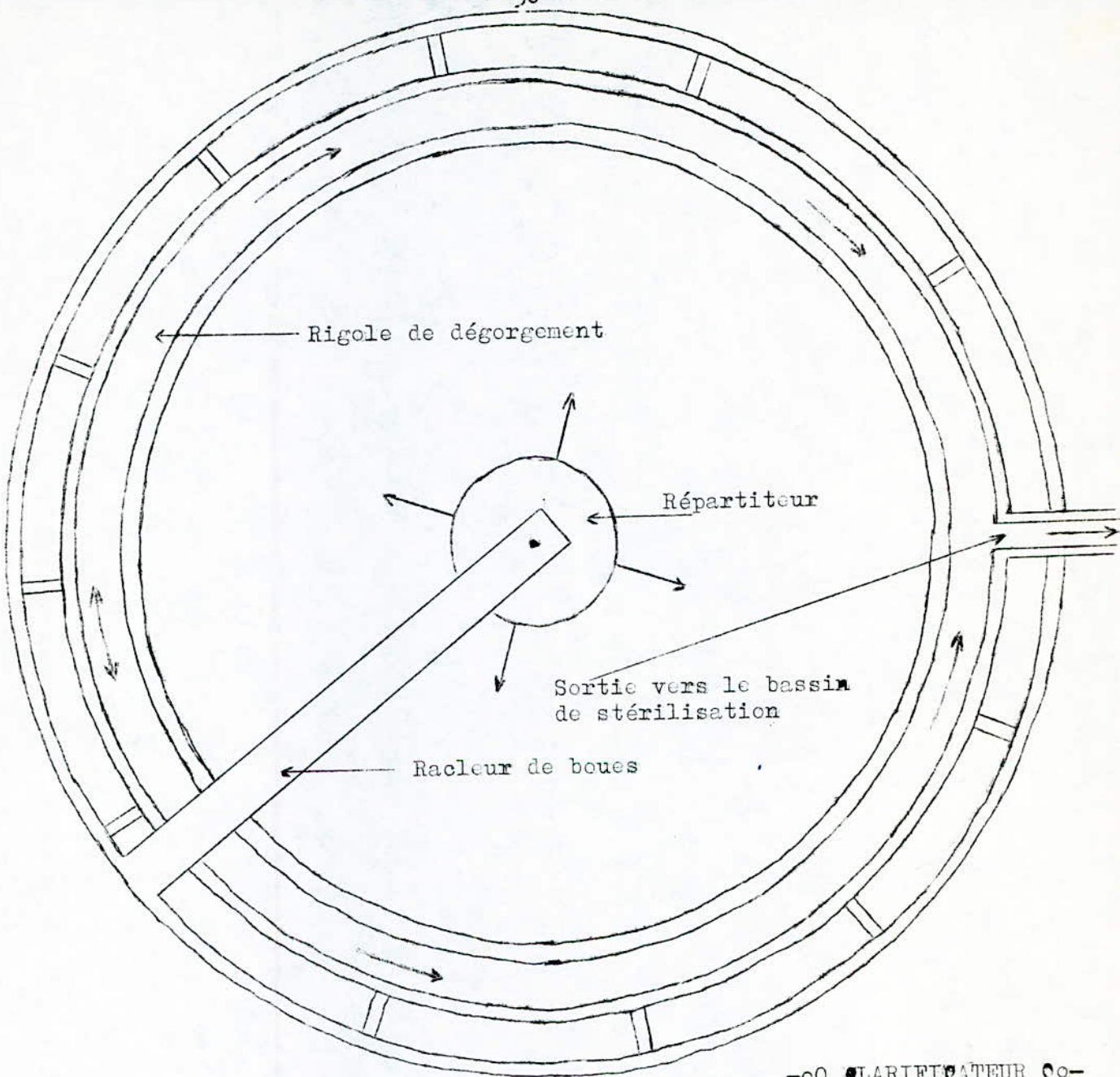
$$\text{sur } (1 + R)Q_m \quad t_s = \frac{2 \times V}{(1+R)Q_m} = \frac{2826}{1,8 \times 887} = 1,77 \text{heures.}$$

Les décanteurs primaires et secondaires seront munis de racleurs de boues. Leur radier devrat-êtré légèrement incliné pour faciliter l'évacuation des boues vers le puit central. Ces décanteurs seront donc identiques, l'exploitation et la maintenance n'en seraient que plus aisés.

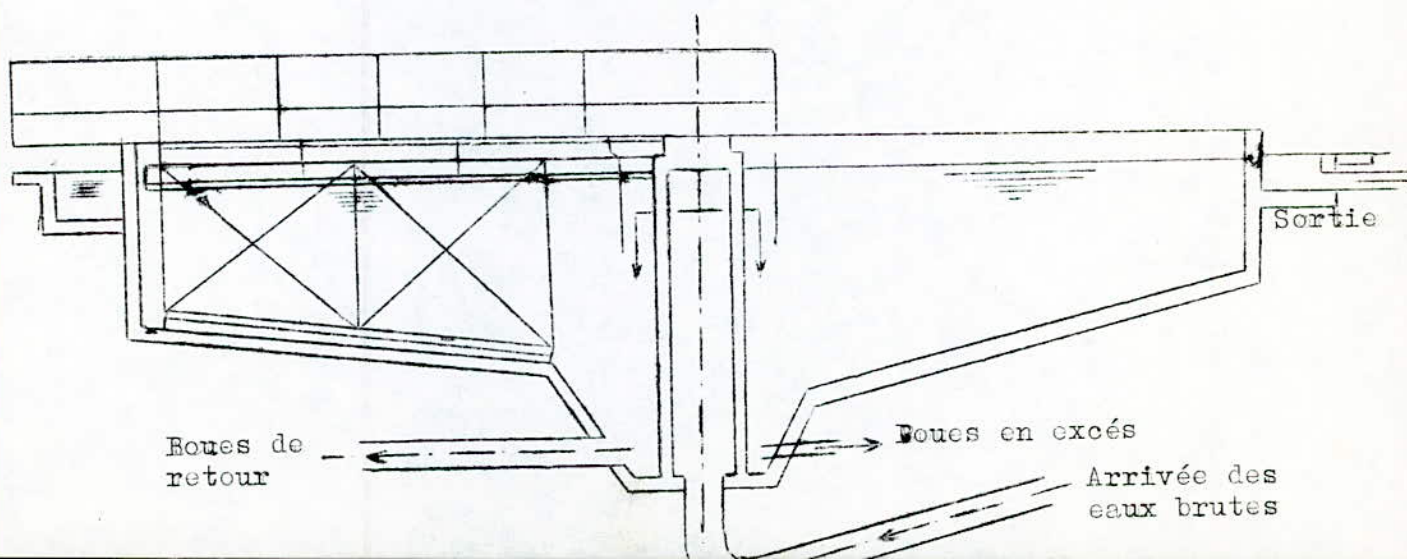
3.3.7 Bassins de stérilisation :

Les bassins de stérilisation seront le siège de destruction de germes pathogènes contenus dans l'eau épurée. La stérilisation se fera par l'injection de chlore dilué dans l'eau épurée dans une proportion qui sera déterminée suivant l'analyse des eaux traitées.

L'injection du chlore gazeux s'effectue par un poste distributeur de chlore.



-oO CLARIFICATEUR Oo-



3.3.8 Dimensionnement :

Le temps de contact étant pris égal à 15 minutes.

Le débit à désinfecter est le débit de pointe de temps sec.

Volume du bassin nécessaire:

$$V = Q_{ts} \times t_c = 981,7 \times \frac{15}{60} (= 245,4 \text{ m}^3).$$

Les dimensions du bassin sont les suivants :

- Hauteur(H).....2m.
- Largeur(l).....7m.
- Longueur(L).....20m.
- Surface(S).....140m².
- Volume(V).....280m³.

La dose à prévoir (sous réserve d'analyse)est de 2 à 4mg/l.

3.4 Le traitement des boues :

Les installations de traitement primaire et secondaire conduisent à une production de boue très importante.

Celle-ci doit être éliminée (et pourquoi pas réutilisée) après traitement adéquat d'un point de vue technico-économique.

Les boues produites sont fermentescibles ce qui nécessitera leur stérilisation.Nous préconisons la stabilisation anaérobie car elle permettra la destruction de la majeure partie des germes pathogènes. Avant leur transfert dans les digesteurs ,les boues seront épaissies dans un épaisseur par décantation de façon à provoquer leur tassement. Les boues digérées seront ensuite déshydratées naturellement sur lits de sable.

3.4.1 Bilan des boues :

Boues provenant des décanteurs primaires :

$$3965 \text{ kg/j dont } \dots \left\{ \begin{array}{l} - 3965 \times 0,7 = 2775,5 \text{ kg/j en MVS.} \\ - 3965 \times 0,3 = 1189,5 \text{ kg/j en M.M..} \end{array} \right.$$

Boues provenant des décanteurs secondaires :

$$2359 \text{ kg/j dont } \dots \left\{ \begin{array}{l} - 2359 \times 0,7 = 1651,3 \text{ kg/j en MVS.} \\ - 2359 \times 0,3 = 707,3 \text{ kg/j en M.M.} \end{array} \right.$$

Les boues primaires sont extraites à une concentration comprise entre 20 et 30 g/l.Si nous optons pour une concentration C = 20 g/l,Le volume de boues à extraire journallement est de ;

$$V_{B1} = \frac{3965}{20} = 198,25 \text{ m}^3/\text{j}.$$

Le volume total de boues est de :

Les boues secondaires seront extraites à une concentration de 12 g/l.

$$V_{B2} = \frac{2359}{12} = 196,6 \text{ m}^3/\text{j}.$$

Le volume totale des boues est de :

$$V_t = V_{B1} + V_{B2} = 198,25 + 196,6 = 394,85 \text{ m}^3/\text{j}.$$

3.4.2 Épaississeur . Dimensionnement :

On dimensionnera notre épaisseur en considérant la charge spécifique C_s qui exprime le rapport de la quantité de boues à traiter par mètre-carré (m^2) de l'épaississeur.

Nous adoptons $C_s = 65 \text{ kg de MVS}/\text{m}^2/\text{j}$.

La surface horizontale de l'épaississeur sera :

$$S_H = \frac{3965 + 2359}{65} = 97 \text{ m}^2.$$

Le temps de séjour sera égal à 1 jour (boues non stabilisés), le volume de l'épaississeur est de :

$$V = V_t \times 1 \text{ j} = 394,85 \text{ m}^3 .$$

Choix : un épaisseur dont les caractéristiques sont les suivantes :

- Diamètre (D).....12m.
- Hauteur (H).....3,5m.
- Surface horizontale (S_H).....113m².
- Volume (V).....396m³.

L'épaississeur permettra de ramener les boues à une concentration possible de 60 g/l.

3.4.3 Digesteur anaérobie : (avec chauffage à 35°C)

La digestion anaérobie se fera à moyenne charge et en un seul stade.

Le chauffage est fixé à 35°C. Le volume journalier de boues entrant dans le digesteur est de :

$$\frac{(3965 + 2359) (\text{kg}/\text{j})}{60 (\text{g}/\text{l})} = 106 \text{ m}^3/\text{j}.$$

Le temps de digestion pour une température de 35°C est de 25 jours.

Le volume du digesteur sera égal à :

$$V = 106 \times 25 = 2650 \text{ m}^3 .$$

En fixant la hauteur du digesteur à 10m, la surface du digesteur sera de 265m². Le diamètre correspondant est de 18,5m.

La digestion anaérobie assure une dégradation de 45% des matières organiques. La quantité de MVS détruite donc :

$$(2775,5 + 1651,3) \times 0,45 = 1992,06 \text{ kg de MVS détruit / jour}.$$

* Production de gaz :

Le gaz produit est essentiellement composé de méthane (CH₄) et de gaz carbonique CO₂.

Comme 1kg de matières détruites conduit à une production de 900l de gaz, la production de gaz est :

$$P_g = 1992,06 \times 900 = 1792,8 \text{ m}^3/\text{j de gaz.}$$

* Production de méthane : (65% des gaz produits)

$$P_m = 1792,8 \times 0,65 = 1165,32 \text{ m}^3/\text{j de méthane.}$$

* Quantité de matières sèches à déshydrater :

$$0,55 \times (2775,5 + 1651,3) + (1189,5 + 707,3) = 4331,54 \text{ kg/j.}$$

3.4.4 Lits de séchages:

Les aires de séchages sont en général constituées d'une couche de 10cm de sables de granulométrie 0,5 à 1,5 mm disposée sur une couche support de 20cm de graviers de granulométrie 15 à 25 mm. La couche de boues épandue est de l'ordre de 30cm.

Le volume de boues digérées, compte tenu de leur concentration, Après digestion de 60g/l, est exprimé :

$$V = \frac{4331,54}{60} = 72,2 \text{ m}^3/\text{j.}$$

La production annuelle de boues sera de :

$$72,2 \times 365 = 26353 \text{ m}^3/\text{an.}$$

La durée de séchage dans un climat méditerranéen est de 1mois environ.

Si l'on extrait les boues du digesteur une fois par semaine on aura:

$$72,2 \times 7\text{j} = 505,4 \text{ m}^3/\text{semaine.}$$

Si la couche de boues à épandre à une épaisseur de 30cm, la surface du lit sera de :

$$S = \frac{505,4}{0,3} = 1684,66 \text{ m}^2.$$

Un lit prend les boues issues du digesteur une fois par semaine, il retiendra les boues pendant un mois, il faudrait alors 3 autres lits qui prendront les 3 extractions des 3 semaines suivantes du mois.

Il faudrait également prévoir un lit de séchage qui servira de dépannage.

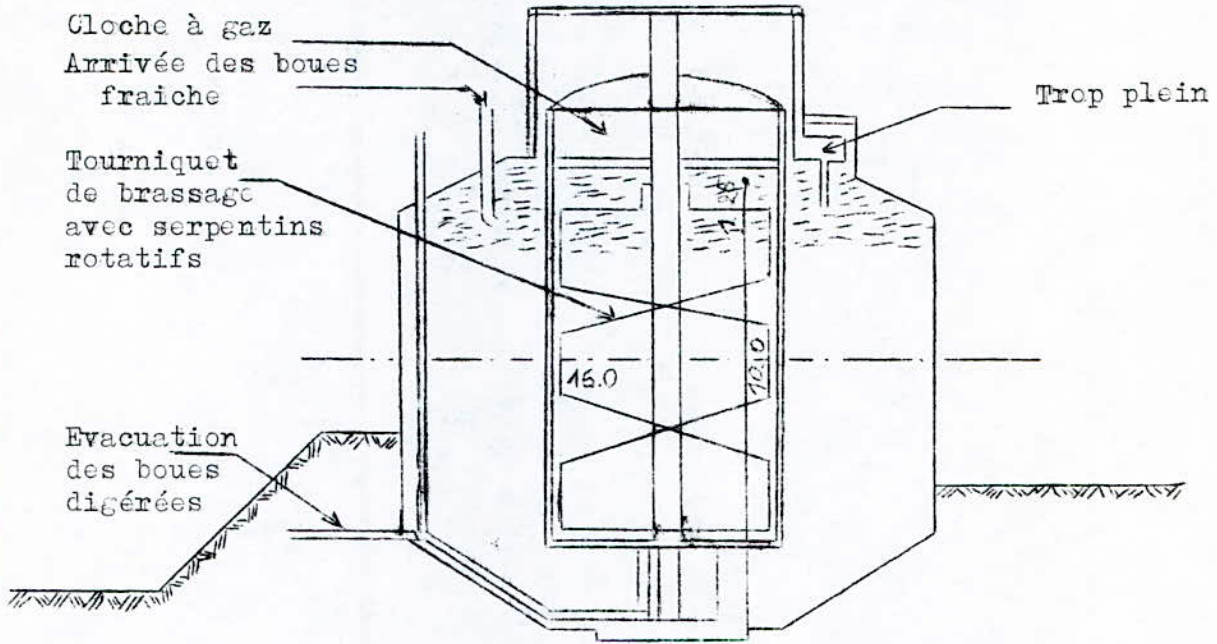
La surface totale à prévoir sera donc :

$$S_t = 5 \times S = 8423,3 \text{ m}^2. \text{ (soit } 0,84 \text{ ha. environ).}$$

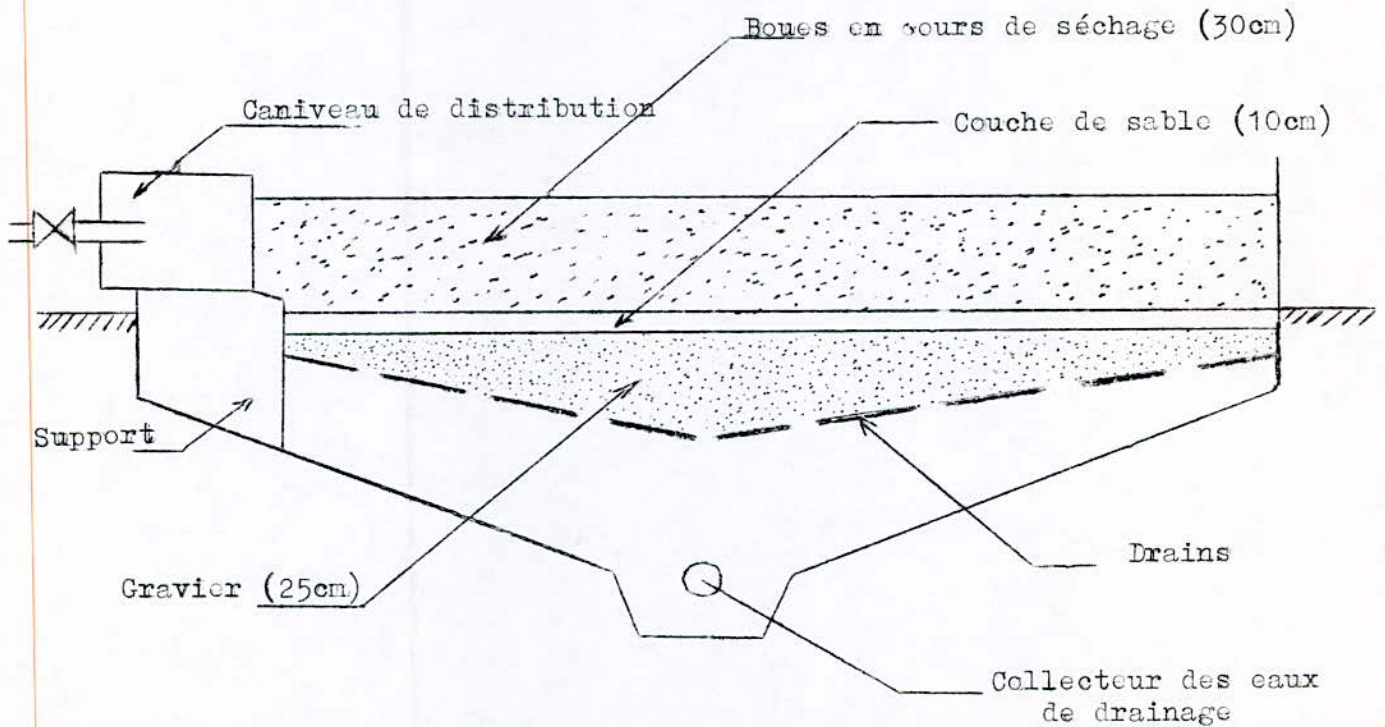
La population équivalente est de 106468 équ.hab. La densité correspondante à la superficie occupée par les lits de séchages est :

$$d = \frac{106468}{8423,3} = 12,7 \text{ équ.hab.m}^2.$$

-oO DIGESTEUR EQUIPE DE TOURNIQUET DE BRASSAGE Oo-



-oO COUPE LONGITUDINALE D'UN LIT DE SECHAGE Oo-



4. DESCRIPTION DE LA VARIANTE "B" :

C'est un procédé par boues activées à faibles charges par minéralisation très poussée de la matière organique entraînant une quantité minimum de boues en excès (lesquelles sont stables), et par une nitrification généralement importante. La charge volumique est comprise entre 0,35 et 0,60 kg de DBO₅ reçue par jour par m³ de bassin.

La charge massique varie de 0,07 à 0,2 kg de DBO₅ par kg de MVS et par jour. Le temps de séjour peut atteindre 24 heures, tandis que le rendement épuratoire dépasse généralement 90%.

Ce procédé biologique comprend des installations décrites à la page suivante :

- | | | |
|----------------------------|---|---------------------------|
| Prétraitement:..... | { | - dégrilleur |
| | { | - déssableur |
| | { | - déshuileur |
| Traitement secondaire:.... | { | - bassin d'aération |
| | { | - décanteur secondaire |
| | { | - bassin de stérilisation |
| Traitement des boues:..... | { | - épaisseur des boues |
| | { | - lits de séchages |

5. CALCUL TECHNIQUE DE LA VARIANTE "B" :

Le procédé de traitement que nous proposons est de type aération extensive. Un décanteur primaire n'est pas nécessaire, mais on devra inclure un déshuileur dans la phase de prétraitement. L'étude de celle-ci a été faite précédemment (voir variante "A"). Nous commencerons le calcul technique par l'installation de déshuilage.

5.1 : Déshuilage :

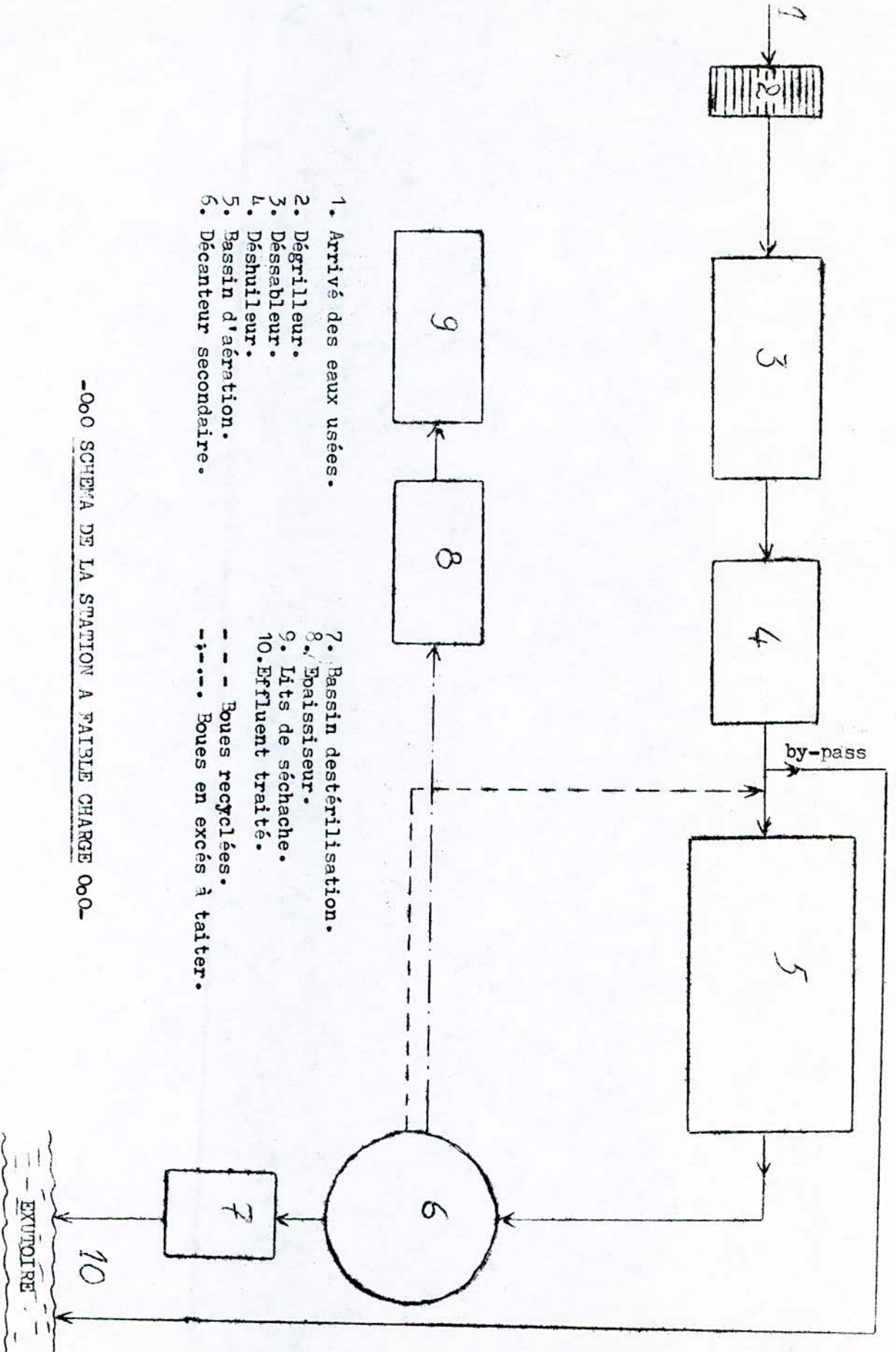
Le déshuilage a pour but de séparer de l'eau par flottation les matières ou les liquides dont la densité est inférieure à l'unité.

Il s'agit surtout des huiles minérales ou végétales.

Grâce à l'introduction de l'air comprimé qui fait diminuer la densité des particules huileuses, ces graisses flottées sont rassemblées dans une zone de tranquillisation et raclées manuellement.

Le temps de séjour ne doit pas être inférieure à 7 minutes sur le débit maximum admis et la charge superficielle ne doit pas dépasser 30m³/m²/h?

5.1.1 Dimensionnement du déshuileur :



-OOO SCHEMA DE LA STATION A FAIBLE CHARGE OOO-

5.1.1 Dimensionnement du déshuileur :

$$Q_p = 1963,2 \text{ m}^3/\text{h} = 32,72 \text{ m}^3/\text{min} .$$

Q_p étant le débit d'orage ;

En adoptant : $t_s = 7 \text{ min}$.

$$C_s = 30 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h} .$$

Le volume : $V = Q_p \times t_s = 32,72 \times 7 = 229,04 \text{ m}^3$.

La section horizontale :

$$S_H = \frac{Q_p}{C_s} = \frac{1963,2}{30} = 65,44 \text{ m}^2 .$$

En fixant $L = 20 \text{ m}$ (longueur du déshuileur).

La largeur l sera égale à :

$$\frac{65,44}{20} = 3,3 \text{ m} .$$

La hauteur H :

$$H = \frac{V}{S} = \frac{229,04}{65,44} = 3,5 \text{ m} .$$

On adoptera pour le déshuileur les dimensions suivantes:

- Hauteur(H).....3,5m.
- Longueur(L).....20m.
- Largeur(l).....3,3m.
- Surface(S).....66m².
- Volume(V).....231m³.

5.2 : Traitement secondaire :

5.2.1 Bassin d'aération :

C'est l'installation la plus importante de l'épuration par boues activées, c'est dans ce bassin qu'arrive d'une part les eaux usées et d'autre part les boues activées, il est considéré comme lieu privilégié de développement des bactéries grâce auxquelles s'opèrent l'épuration, ce processus est favorisé par les dispositifs d'agitation mécaniques des eaux d'insufflation d'air.

5.2.2 Dimensionnement :

Les paramètres de fonctionnement sont fixés comme suit :

- charge massique en kg DBO₅/kg MVS/j = 0,07 à 0,2.
- charge volumique (C_v) en kg DBO₅/m³/j = 0,35 à 0,6.
- concentration en biomasse assimilée en MVS (S_v) en kg MVS/m³ = 3 à 5.

On se fixe :

- une charge massique C_m de 0,1 kg DBO₅/kg MVS/j.
- une concentration en biomasse assimilée en MVS dans le bassin d'aération $S_v = 4 \text{ kg/m}^3$.

La charge volumique correspondante est :

$$C_v = C_m \times S_v = 0,1 \times 4 = 0,4 \text{ kg de DBO}_5/\text{m}^3 \text{ de bassin/j} .$$

a/ Volume des bassins d'aération :

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

où L_0 : pollution reçue par jour.

$$L_0 = 6388 \text{ kg/j.}$$

$$V = \frac{6388}{0,4} = 15970 \text{ m}^3.$$

soit un volume totale du bassin de 16000 m^3 .

Choix : 4 bassins de 4000 m^3 chacun.

b/ Vérification de temps de séjour :

$$\text{Sur } Q_{ts} : t_s = \frac{V}{Q_{ts}} = \frac{16000}{987,6} = 16,3 \text{ heures.}$$

$$\text{Sur } Q_m : t_s = \frac{V}{Q_m} = \frac{16000}{887,25} = 18 \text{ heures.}$$

c/ On adoptera pour chaque bassin :

- Hauteur(H).....4m.
- Longueur(L).....12m.
- Largeur(l).....14m.
- Surface(S).....1008m².
- Volume(V).....4032m³.

d/ Rendement épuratoire :

$$\left. \begin{array}{l} L_0 : \text{pollution initiale : } 375 \text{ mg/l.} \\ L_f : \text{pollution finale : } 30 \text{ mg/l.} \end{array} \right\} r = \frac{L_0 - L_f}{L_0}$$

$$r = \frac{375 - 30}{375} = 92\%.$$

5.2.3 Aération :

a/ Besoins en oxygène (théorique) :

Les besoins en oxygène sont exprimées par la relation :

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

a' et b' : coefficients respirométriques .

B_a : masse de MVS contenue dans les bassins.

L_e : pollution éliminée.

$$a' = 0,65 \text{ kg d'O}_2/\text{kg de DBD}_5$$

$$b' = 0,065 \text{ kg d'O}_2/\text{kg MVS/j.}$$

$$B_a = S_V \times V = 4 \times 16000 = 64000 \text{ kg/j.}$$

$$L_e = L_0 - L_f = 6388 - 638,8 = 5749,2 \text{ kg/j.}$$

$$P(O_2) = 0,65 \times 5749,2 + 0,065 \times 64000 = 7897 \text{ kg d'O}_2/\text{j.}$$

soit la quantité d'Oxygène horaire à fournir :

$$\frac{7897}{24} = 329 \text{ kg d'O}_2/\text{heure.}$$

Capacité de pointe d'oxygénation :

$$P(O_2) = a' \times \frac{L_e}{18} + b' \times \frac{B_a}{24}$$

$$P(O_2) = 0,65 \times \frac{5749,2}{18} + 0,065 \times \frac{64000}{24} = 381 \text{ kg d'O}_2/\text{h.}$$

b/ Besoins en oxygène aux conditions standards:

Le coefficient correctif T a été déterminé précédemment et est égal à 0,64. Les besoins réels en oxygène sont :

$$\frac{P(O_2) \text{ théorique}}{T}$$

$$\text{En moyenne : } P(O_2)_m = \frac{329}{0,64} = 514 \text{ kg d'O}_2/\text{h.}$$

$$\text{En pointe : } P(O_2)_p = \frac{381}{0,64} = 595 \text{ kg d'O}_2/\text{h.}$$

On équipera les bassins d'aération par des aérateurs à flux radial. Les aérateurs sont installés dans chaque bassin unités de rotor.

Puissance à fournir pour le transfert de l'oxygène:

$$P_a = \frac{595}{2} = 297,5 \text{ Kw.}$$

Puissance à fournir pour le brassage:

$$P_b = 0,0255 \times 15970 = 407,2 \text{ Kw.}$$

Puissance totale à fournir :

$$P_t = P_a + P_b = 297,5 + 407,2 = 704,7 \text{ Kw.}$$

5.2.4 Bilan des boues :

La quantité de boues issues des décanteurs secondaires est:

$$B = B_{\min} + B_{\text{dur}} + a_m \times L_e - b \times B_a - B_{\text{eff}}$$

$$\frac{b'}{b} \equiv 1,42 \longrightarrow b' = \frac{b'}{1,42} = \frac{0,065}{1,42} = 0,046 \text{ j}^{-1}$$

$$a_m = f(C_m) \longrightarrow a_m = 0,79 \text{ kg MVS/kg DBO}_5.$$

Calculs:

$$B_{\min} = 0,2 \text{ MES} = 0,2 \times 7453 = \dots\dots\dots 1490,6 \text{ kg/j.}$$

$$B_{\text{dur}} = 0,25 \times 0,7 \text{ MES} = \dots\dots\dots 1304,3 \text{ kg/j.}$$

$$a_m \times L_e = 0,79(6388 - 638,8) = \dots\dots\dots 4541,9 \text{ kg/j.}$$

$$b \times B_a = 0,046 \times 64000 = \dots\dots\dots -2944,0 \text{ kg/j.}$$

$$B_{\text{eff}} = 0,03 \times 21294 = \dots\dots\dots - 638,8 \text{ kg/j.}$$

$$B = 3796 \text{ kg/j.}$$

Ces boues seront extraites des clarificateurs avec une concentration S_r .

$$S_r = \frac{1,2 \times 1000}{I_m} ; I_m = 100 \text{ (indice Mehlman pour des boues ayant subie une bonne décantation).}$$

$$S_r = \frac{1,2 \times 1000}{100} = 12 \text{ g/l.}$$

Taux de recirculation :

$$R = \frac{1}{C - 1} \quad \text{où } C \text{ est le taux de concentration.}$$

$$C = \frac{S_r}{S_v'} \quad ; \quad S_v' = \frac{S_v}{0,7} = \frac{4}{0,7} \quad (\text{les MES contiennent } 70\% \text{ de MVS}).$$

$$S_v' = 5,7 \text{ g/l.}$$

$$R = \frac{1}{\frac{12}{5,7} - 1} = 90 \text{ \% .}$$

Débit de recirculation :

$$\text{En moyenne : } Q_m^R = R \times Q_m = 0,9 \times 887,25 = 798,5 \text{ m}^3/\text{h.}$$

$$\text{En pointe : } Q_{ts}^R = R \times Q_{ts} = 0,9 \times 981,6 = 883,4 \text{ m}^3/\text{h.}$$

Age des boues :

$$A = \frac{B_a}{B} = \frac{64000}{3796} = 17 \text{ jours.}$$

Les boues sont vieilles, cela indique qu'elles sont minéralisées. Elles ont donc subi une bonne dégradation.

Poste de reprise des boues :

Ce poste aura pour rôle d'emmagasiner et de distribuer les boues secondaires.

a/ Les boues de recirculation :

Les boues à recycler seront évacuées vers le bassin d'aération au moyen de vis sans fin.

Le débit maximal à recycler est de 883,4 m³/h, soit 245,4 l/s .

On préconise l'emploi de 4 pompes à vis dont les caractéristiques sont les suivantes :

Débit : de 0 à 75 l/s.

Diamètre : 650 mm.

Par mesure de sécurité, on y installera 2 autres pompes de secours de même caractéristiques.

b/ Boues en excès :

Les boues en excès de débit 43,9 l/s seront envoyées vers l'épaisseur au moyen d'une pompe à vis dont les caractéristiques sont :

Débit : de 0 à 50 l/s.

Diamètre : 560 mm.

Une pompe similaire sera jointe à la précédente pour parer à sa panne.

c/ Volume du poste de reprise :

Le volume à prévoir sera d'environ 325 m³.

$$V_B = \frac{3796}{12} = 316,3 \text{ m}^3$$

5.2.5 Dimensionnement du décanteur secondaire :

Le débit de pointe arrivant aux clarificateurs est :

$$Q = Q_{ts} (1 + R) = 981,6 (1 + 0,9) = 1865 \text{ m}^3/\text{h}.$$

Avec une vitesse ascensionnelle $V_a = 1 \text{ m/h}$ et une hauteur $H = 2\text{m}$.

La surface du clarificateur est de :

$$S = \frac{Q_{ts}(1 + R)}{V_a} = \frac{1865}{1} = 1865 \text{ m}^2.$$

Le volume $V = S \times H = 1865 \times 2 = 3730 \text{ m}^3$.

d'où le temps de séjour :

$$\text{En pointe : } t_s = \frac{V}{Q_{ts}(1 + R)} = \frac{3730}{1865} = 2 \text{ heures.}$$

$$\text{En moyenne : } t_s = \frac{3730}{887,25 (1 + 0,9)} = 2,3 \text{ heures.}$$

Choix : On se propose deux décanteurs circulaires raclés dont les dimensions pour chaque bassin sont les suivantes :

- Hauteur(H).....2m.
- Surface effective(S).....932m².
- Diamètre(D).....34m.
- Volume du bassin(V).....1864m³.

Les décanteurs que nous proposons seront équipés d'un système de raclage de boues. Leur radier doivent avoir une légère pente pour faciliter la collecte des boues.

5.2.6 Stérilisation : (voir variante "A")

5.3 Traitement des boues :

Etant donné que les boues provenant des décanteurs secondaires sont stables (non fermentescibles) la filière de traitement de boues que nous proposons consistera en un épaissement gravitaire (réduction du volume des boues), puis une déshydratation naturelle sur lit de sable.

5.3.1 Bilan des boues :

La quantité de boues s'élève à 3796 kg/j.

Les boues sont extraites à une concentration $C = 12 \text{ g/l}$.

Volume de boues extraites journallement :

$$\frac{3796}{12} = 316,33 \text{ m}^3/\text{j}.$$

5.3.2 Epaisseur :

La quantité des boues fraîches refoulée vers l'épaisseur est égale à 3796 kg/j.

Volume journalier de boues à épaisir :

$$V = \frac{3796}{12} = 316,33 \text{ m}^3/\text{j}.$$

On se fixe une hauteur $H = 3,5$ m et un temps de séjour $t_s = 7$ jours.

Volume de l'épaisseur :

$$V_e = V \times t_s = 316,33 \times 7 = 2214,3 \text{ m}^3.$$

$$V_e = 2 \times (1107,15) \text{ m}^3.$$

La surface horizontale de chaque épaisseur :

$$S_e = \frac{V_e}{H} = \frac{1107,15}{3,5} = 316,33 \text{ m}^2.$$

On adopte pour l'épaisseur les dimensions suivantes :

- Hauteur(H).....3,5m.
- Diamètre(D).....20 m.
- Surface horizontale(S).....317m².
- Volume(V).....1109,5m³.

5.3.3 Lits de séchage :

La concentration des boues surtout de l'épaisseur varie de 25 à 30 mg/l; la quantité de boues à sécher :

$$V_b = \frac{3796}{30} = 126,5 \text{ m}^3/\text{j}.$$

soit : 46172,5 m³/an.

Le volume journalier est de 126,5 m³/j.

La durée de séchage dans un lit dans un climat méditerranéen est de 1 mois égal à 4 semaines.

Si l'on extrait les boues de l'épaisseur 1 fois par semaine.

$$126,5 \times 7 = 885,5 \text{ m}^3/\text{semaine}.$$

Si la couche de boues sur un lit de séchage à une épaisseur comprise entre 30 à 40 cm.

Surface du lit sera de :

$$S = \frac{885,5}{0,4} = 2214 \text{ m}^2.$$

Un lit prend les boues que l'on retire de l'épaisseur, il retiendra les boues pour un mois, il faudra alors 3 lits qui prendront les trois autres extractions de boues des trois autres semaines plus un lit qui servira de dépannage.

Surface totale prise par les lits :

$$2214 \times 5 = 11070 \text{ m}^2.$$

La ville est de 106468 Equ.hab.

La densité sera de :

$$\frac{106468}{11070} = 9,6 \text{ hab/m}^2.$$

6. RECAPITULATIF :

6.1 : Variante "A" : Boues activées moyennes charges :

1° Prétraitement :

* Dégrillage

1 grille grossièreLargeur 1,50m, espacement
entre les barreaux 50 mm.

1 grille fineLargeur 2m, espacement entre
les barreaux 20 mm.

* Désablage : désableurs longitudinaux à couloir

2 chambres de désablages

- Section horizontale(L.l)..... 20m².
- Section verticale (L.h)..... 1m².
- Largeur (l)..... 1m .
- Longueur(L)..... 20m .
- Hauteur(H)..... 1m .
- Capacité unitaire(V)..... 50m³.

* Décantation primaire

2 Décanteurs circulaires raclés :

- Diamètre(D)..... 17m .
- Hauteur(H)..... 2,5m.
- Surface(S)..... 227m².

2° Traitement secondaire :

* Epuration biologique :

2 bassins d'aérations :

- Hauteur(H)..... 2m .
- Longueur(L)..... 100m .
- Largeur(l)..... 10m .
- Surface horizontale(S)..... 1000m².
- Volume(V)..... 2000m³.

* Aération :

10 aérateurs à flux radial : (type R 605 - R 512)

Puissance totale des moteurs233,25 Kw.

* Clarification :

2 décanteurs circulaires raclés :

- Hauteur(H)..... 2m.
- Diamètre(D)..... 20m.
- Surface(S)..... 706,5m².
- Volume(V)..... 1413m³.

* Stérilisation :

1 seul bassin :

- Hauteur(H)..... 2m.
- Largeur(l)..... 7m.
- Longueur(L)..... 20m.
- Surface(S)..... 140m².
- Volume(V)..... 280m³.

* Poste de reprise des boues :

- Volume(V)..... 200m³.
- 4 pompes à vis de débit..... 0 à 75l/s.
- 2 pompes à vis de débit..... 0 à 50l/s.

3° Traitement des boues :

* Epaisseur :

- Hauteur(H)..... 3,5m.
- Diamètre(D)..... 12m .
- Surface horizontale(S_h)..... 113m².
- Volume(V)..... 396m³.

* Digesteur :

- Hauteur(H)..... 10m.
- Diamètre(D)..... 18,5m.
- Surface(S)..... 265m².
- Volume(V)..... 2650m³.

* Lits de séchage :

- Nombre de lits 5 .
- Superficie totale 8423,3m².

6.2 Variante "3" : Boues activées à faibles charges :

1° Prétraitement :

* Dégrillage :

- 1 grille grossière Largeur 1,50m, espacement entre les barreaux 20mm.
- 1 grille fine Largeur 2m, espacement entre les barreaux 20mm.

* Désablage : désabieurs longitudinaux à couloir

2 chambres de désablages :

- Section horizontale(L.l)..... 20m².
- Section verticale(L.h)..... 1m².
- Largeur(l)..... 1m .
- Longueur(L)..... 20m .
- Hauteur(H)..... 1m .
- Capacité unitaire(V)..... 50m³.

* Déshuilage : 1 déshuileur

- Surface(S)..... 66m².
- Longueur(L)..... 20 m.
- Largeur(l)..... 3,3m.
- Hauteur(H)..... 3,5m.
- Volume(V)..... 231m².

2° Traitement secondaire :

* Epuration biologique :

4 bassins d'aérations:

- Hauteur(H)..... 4m.
- Longueur(L)..... 72m.
- Largeur(l)..... 14m.
- Surface(S)..... 1008m².
- Volume(V)..... 4032m³.

* Aération :

30 aérateurs à flux radial : (type R 605 - R 512)

Puissance totale des moteurs..... 704,7 Kw.

* Clarification :

- Hauteur(H)..... 2m.
- Diamètre(D)..... 34m.
- Surface(S)..... 932m².
- Volume(V)..... 1865m³.

* Stérilisation :

1 seul bassin :

- Hauteur(H)..... 2m.
- Largeur(l)..... 7m.
- Longueur(L)..... 20m.
- Surface(S)..... 140m².
- Volume(V)..... 280m³.

* Poste de reprise :

- Volume(V)..... 325m³.
- 4 pompes à vis de débit..... 0 à 75l/s.
- 2 pompes à vis de débit..... 0 à 75l/s.

3° Traitement des boues :

* Epaisseur :

- Hauteur(H)..... 3,5m.
- Diamètre(D)..... 20 m.
- Surface horizontale(Sh)..... 317m²
- Volume(V)..... 1109,5m³.

* Lits de séchage : - Nombre de lits..... 5 .

- Surface totale..... 11070m².

ETUDE TECHNICO-ECONOMIQUE DES VARIANTES:

1° INTRODUCTION :

On vient d'établir les différentes étapes de traitements possibles. Le prix (coût) de chaque variante devient alors le critère de choix essentiel dans les décisions finales.

2° ETUDE TECHNIQUE :

Les traitements à moyenne charge produisent des boues fermentescibles d'où la nécessité de les stabiliser. La consommation d'énergie est assez élevée mais les volumes d'ouvrages sont relativement réduits. La conduite des installations de type variante "A" (en particulier le digesteur) est assez difficile. Elle demande soit une automatisation poussée, soit une surveillance accrue.

Les traitements à faible charge aboutissent à une production de boues stables, non fermentescibles. La consommation d'énergie est très élevée puisque l'oxydation est poussée au maximum. Par contre, l'exploitation est très simplifiée et les rendements d'épuration sont satisfaisants si l'on prend des précautions pour la clarification finale. Les traitements à faible charge conduisent à une nitrification complète. Les volumes d'ouvrages (bassins d'aération) sont importants en raison du temps de séjour assez long. Cette importance assure tout de même un bon tampon ce qui permet aux stations de ce type de résister aux coups de pollution. On peut conclure que d'un point de vue technique, la variante "B" est légèrement plus avantageuse.

3° ETUDE ECONOMIQUE :

Il existe différentes techniques d'estimation de coût de chaque variante. On peut obtenir une estimation suffisamment précise pour permettre un choix économique en se basant sur les prix de chaque opération unitaire.

3.1 : Etablissement des coûts:

Sur la base de dimensionnement des installations et des prix unitaires, on calculera les frais d'investissement. Les frais d'exploitation incluent les frais relatifs au fonctionnement de la station.

Le coût total d'investissement se constitue du:

- * Coût de différents ouvrages de traitement;
- * Coût lié à l'équipement ;
- * Coût du terrain.

Les frais d'exploitation comprennent:

- * Les frais de main d'oeuvre;

- * Coût de pièces de rechange;
- * Consommation en électricité.

On considère que les deux stations de traitement ont même durée de vie (20 ans). On précise que l'on n'a pas pris en compte les installations communes aux deux variantes puisqu'il s'agit d'une comparaison de coûts.

3.1.1: Frais d'investissement :

On dispose de prix unitaires valable en 1984. On devrait en principe actualiser les prix unitaires en fonction de l'indice de coût de la vie et de l'indice du coût de la construction. Mais comme ces considérations concernent les deux variantes, on ne tiendra pas compte puisqu'il s'agit de comparaison de coûts.

On exprimera les frais d'investissement en dinars (DA/an) par an. Il s'agira d'un calcul du coût d'investissement amortissable sur une période égale à la durée de vie de la station (20 ans).

L'Annuité à appliquer a pour expression :

$$A = \frac{i}{(1 + i)^n - 1} + i$$

où : A : est l'annuité.

i : taux d'annuité.

n : nombre d'années (20 ans).

$$A = \frac{0,08}{(1 + 0,08)^{20} - 1} + 0,08 = 0,1018$$

N.B: Coût des opérations unitaires lié à l'investissement : (page suivante)

3.1.2: Frais d'exploitation :

a/ Frais de main d'oeuvre:

VARIANTE "A" :

- 3 techniciens (4500 DA/mois chacun).
- 1 surveillant (2800 DA/mois).

VARIANTE "B" :

- 1 technicien (4500 DA/mois).
- 1 surveillant (2800 DA/mois).

b/ Coûts des pièces de rechange

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

c/ Coûts de la consommation en électricité:

On ne considère que la consommation en électricité due aux aérateurs.

Le prix de kw.h étant de 0,19 DA.

Coût des opérations unitaires lié à l'investissement:

	DESIGNATIONS	PRIX en 1984
Génie civil: Fourniture + mise en oeuvre	Déshuileur	180 DA/m ³ d'eau
	Décanteur primaire	220 DA/m ³ d'eau
	Bassin d'aération	180 DA/m ³ d'eau
	Décanteur secondaire	200 DA/m ³ d'eau
	Poste de reprise des boues	130 DA/m ³ d'air
	Epaississeur	200 DA/m ³ d'eau
	Digesteur	400 DA/m ³ d'eau
	Lits de séchage	160 DA/m ² de lit
Equipements	Racleur décanteur I	625 DA/m ³
	Racleur décanteur II	625 DA/m ³
	Racleur épaisseur	750 DA/m ³
	Pompes à vis { - 0 à 75 l/s	300.00 DA/unité
	{ - 0 à 50 l/s	180.00 DA/unité
	Equipement digesteur	600 DA/m ³
Expropriation	Coût du terrain	60 DA/m ²

3.2 / Calculs :

a/ Frais d'investissement :

FRAIS DE :	VARIANTE "A"	VARIANTE "B"
GENIE CIVIL	410837	582863
EQUIPEMENT	416693	424519
EXPROPRIATION	204649	262935
TOTAL	1.032179	1.270317

b/ Frais d'exploitation :

FRAIS DE :	VARIANTE "A"	VARIANTE "B"
PERSONNEL	195600	87600
PIECES DE RECHANGE	104173	106130
ENERGIE	388221	1.172903
TOTAL	687994	1.366633

c/ Bilan :

COUÏ de la VARIANTE "A" : 1.720173 DA/an.
 COUÏ de la VARIANTE "B" : 2.636950 DA/an.

3.3 Conclusion :

Il apparaît que le coût de la variante "A" est nettement inférieure à celui de la variante "B" . Nous suggérons la réalisation de la variante "A" pour l'épuration des eaux résiduaires de la ville d'Aflou.

Cette décision est à notre sens justifiée car non seulement le coût d'investissement de la variante "B" est plus coûteux mais également les frais d'exploitation sont plus élevés en raison d'une plus forte consommation d'énergie.

Nous recommandons une surveillance et un entretien rigoureux des différents blocs devtraitement de la station. D'autre part , le bâtiment d'exploitation doit être équipé d'un laboratoire d'analyses en vue de contrôler les différents paramètres de fonctionnement de la station .

CONCLUSION GENERALE :

Notre étude a englobé tous les points qui touchent à l'assainissement et l'épuration des eaux usées de la ville d'Aflou(W.LAGHOUAT), ainsi que tous les moyens de protection, pour une meilleure gestion des installations de la future station d'épuration .

L'un des problèmes auxquels nous nous sommes heurtés lors de notre présente étude est l'absence de certaines éléments numériques qui ont été obtenu faute de mieux à des ouvrages étrangers et ce par suite de manque de données propres à notre pays .

La réalisation d'une station d'épuration est très coûteuse, c'est pourquoi l'éventualité d'une réutilisation des sous produits (effluents épuré et boues asséchées) doit être toujours envisagé .

L'effluents épuré peut-être réutilisé dans l'agriculture (cultures arborescentes) .Mais des analyses de l'eau épurée nous permettront de tolérer ou non ~~sa~~ réutilisation .Il en est de même des boues asséchées, lesquelles pourront être mélangées avec les ordures ménagères pour en faire du compost. Bien entendu, on doit vérifier que les facteurs fondamentaux que sont l'humidité, le rapport $\frac{\text{carbone}}{\text{azote}}$, température sont propices à un bon déroulement du processus de compostage .

La station d'épuration permet donc de répondre à des besoins agricoles .Nous pensons que c'est une option qu'il ne faudrait pas dissocier du but réel de l'épuration des eaux usées .

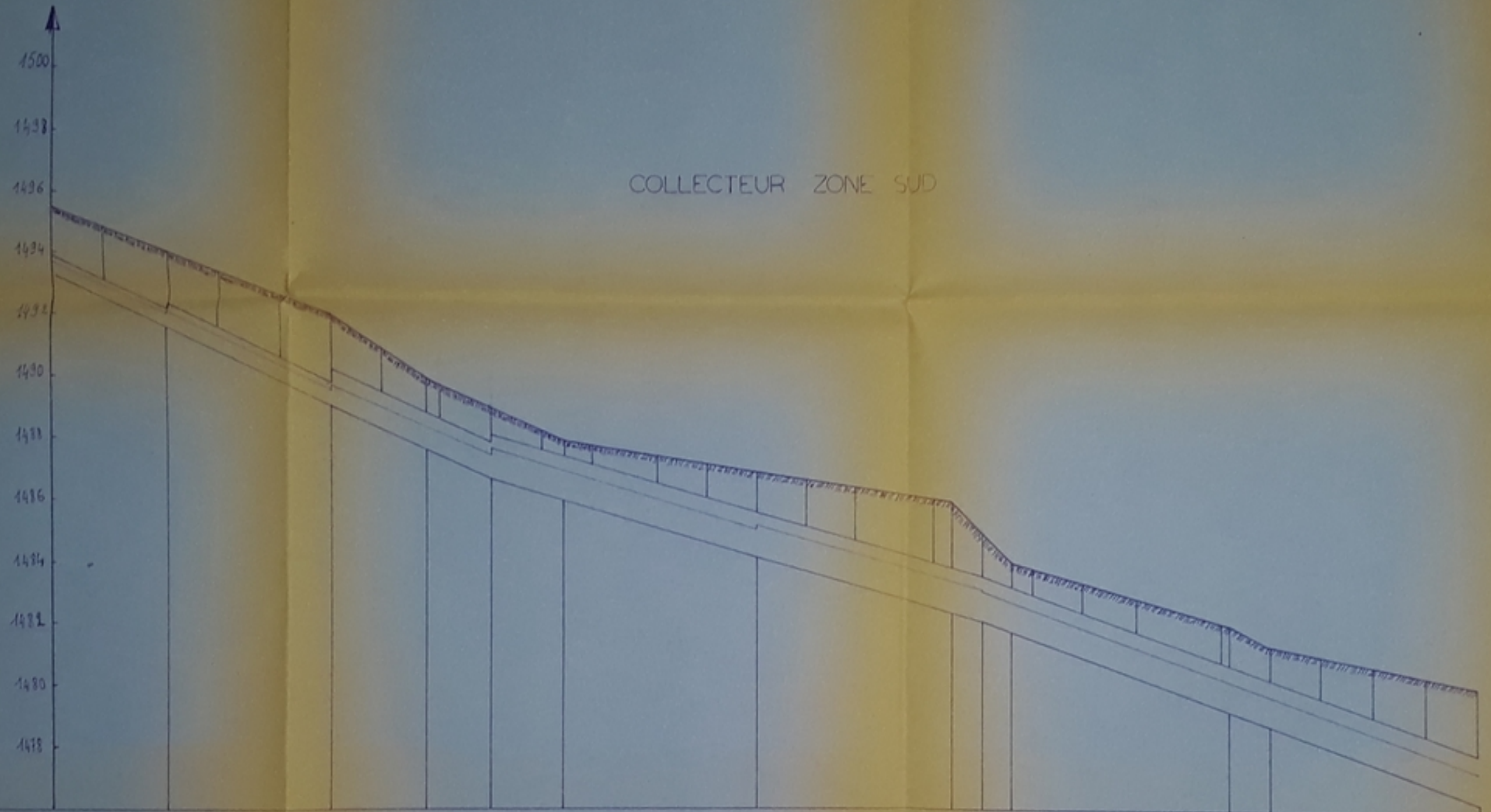
L'espace où sera installées la future station d'épuration sera cloturés d'une grille et où il sera interdit de construire, de faire abreuver de bétail .

Enfin nous souhaitons que notre travail servira de référence pour l'assainissement et l'épuration des eaux usées de la ville d'Aflou.

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

- 1° GESTION DES EAUX USEES URBAINES ET INDUSTRIELLES.....W.W.
ECKENFELDER
- 2° LES EAUX USEES DANS LES AGGLOMERATIONS URBAINES.
OU RURALES (VOLUMES I ET II)..... C.GOMELLA ET
H.GHERREE
- 3° MEMENTO-TECHNIQUE DE L'EAU DEGREMONT
- 4° L'EPURATION BIOLOGIQUE DES EAUX RESIDUAIRES.... F.EDELINE
- 5° STATION D'EPURATION-EAUX POTABLES-EAUX USEES... R.THOMAZEAU
- 6° HYDRAULIQUE URBAINE (TOME 2)..... A.DUPONT
- 7° TRAITEMENT DES EAUX USEES.....
- POLYCOPIES:
- 8° POLLUTION ET TRAITEMENT DES EAUX..... A.G.T.N.M.
DOC N° 4
- 9° COURS D'ASSAINISSEMENT URBAINUNIVERSITE
STUTTGART

COLLECTEUR ZONE SUD



Tronçons	1	2	3	4	5	6	7	R2
Altitudes du terrain (m)	1487,00	1485,0	1484,0	1482	1480	1478,0	1475,0	1473
Altitudes du radier (m)	1485,50	1483,50	1481,0	1477,70	1475,20	1472,0	1469,0	1467,50
Longueurs Partielles (m)	185	260	255	425	370	455	325	
Longueurs Camille (m)	0,00	185	445	700	1150	1435	1850	2270
Pente du radier $\frac{m}{100m}$	0,0037	0,0035	0,0041	0,0051	0,0057	0,0075		
Plancher (mm)	600	800	1200	1500	1500	1500		

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR
 ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
 ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 DÉPARTEMENT D'HYDRAULIQUE



ASSAINISSEMENT DE LA VILLE D'AFLOU	
TITRE DU DESSIN	PROFIL EN LONG DU COLLECTEUR ZONE SUD
DRESSE PAR	BENDKKEN Belkacem SOUKEHAL Rachid
CONTROLE PAR	BOUDENE NAKIB
ECHELLE	H: 1cm → 50m V: 1cm → 1m
	PLANCHE N°1

PH0218C
 -2-

Dimensionnement DU Collecteur Principal Zone Nord

N° de tronçon	N° des bassins d'apports	Superficie des bassins d'apports (ha)	Coefficient de ruissellement C _r	Inclinaison du plan (‰)	Débit d'eau pluviale Q _{pl} (m³/s)	Débit cumulé des eaux pluviales Q _c (m³/s)	Longueur du tronçon (m)	Longueur cumulée (m)	Côtés (m)				Pente en ‰	Diamètre (mm)	Plaines sections		Q _{pl} / Q _c	h / h _{pl}	V / V _{pl}	h = D _{pl} (mm)	V = V _{pl} C _r (m/s)	Vitesse de lim correspondante au 1/100 C _r (m/s)	Débit des eaux usées Q _u = d. s. g. 12.01		Observations
									Sud		Nord				Q _{pl} (m³/s)	V _{pl} (‰)							Partiels	Cumulés	
									11	12	13	14			15	16							17	18	
1	1	11,24	0,52	60	322,13	322,13	115	115	11,24	11,24	11,24	0,0097	600	0,70	1,44	0,22	0,71	1,10	442	1,623	0,364	10,572	10,572		
2	2	11,28	0,52	60	341,24	663,37	260	423	11,28	11,28	11,28	0,0097	800	0,75	1,72	0,81	0,67	1,01	544	1,904	1,032	10,618	20,534		
3	3	30,40	0,42	60	1134,20	1797,57	245	768	30,40	30,40	11,28	0,0094	1200	2,43	2,44	0,69	0,64	1,10	732	2,555	1,406	26,106	46,537		
4	4	24,72	0,63	60	915,43	2713,00	1125	1888	24,72	24,72	11,28	0,0093	1500	3,75	2,24	0,73	0,63	1,01	945	2,418	1,364	20,541	67,138		
5	5	11,28	0,22	60	142,34	2855,34	370	2258	11,28	11,28	11,28	0,0093	1500	3,45	2,45	0,72	0,67	1,00	1005	2,369	1,295	10,453	77,591		
6	6	16,40	0,42	60	522,23	3377,57	1455	3713	16,40	16,40	11,28	0,0095	1500	4,35	2,52	0,71	0,64	1,01	990	2,744	1,542	11,932	89,523		
7	7																								
8	8																								
9	9																								
10	10																								

Dimensionnement du Collecteur Principal Zone Sud

N° de tronçon	N° des bassins d'apports	Superficie des bassins d'apports (ha)	Coefficient de ruissellement C _r	Inclinaison du plan (‰)	Débit d'eau pluviale Q _{pl} (m³/s)	Débit cumulé des eaux pluviales Q _c (m³/s)	Longueur du tronçon (m)	Longueur cumulée (m)	Côtés (m)				Pente en ‰	Diamètre (mm)	Plaines sections		Q _{pl} / Q _c	h / h _{pl}	V / V _{pl}	h = D _{pl} (mm)	V = V _{pl} C _r (m/s)	Vitesse de lim correspondante au 1/100 C _r (m/s)	Débit des eaux usées Q _u = d. s. g. 12.01		Observations
									Sud		Nord				Q _{pl} (m³/s)	V _{pl} (‰)							Partiels	Cumulés	
									11	12	13	14			15	16							17	18	
1	1	11,24	0,52	60	322,13	322,13	115	115	11,24	11,24	11,24	0,0097	600	0,70	1,44	0,22	0,71	1,10	442	1,623	0,364	10,572	10,572		
2	2	11,28	0,52	60	341,24	663,37	260	423	11,28	11,28	11,28	0,0097	800	0,75	1,72	0,81	0,67	1,01	544	1,904	1,032	10,618	20,534		
3	3	30,40	0,42	60	1134,20	1797,57	245	768	30,40	30,40	11,28	0,0094	1200	2,43	2,44	0,69	0,64	1,10	732	2,555	1,406	26,106	46,537		
4	4	24,72	0,63	60	915,43	2713,00	1125	1888	24,72	24,72	11,28	0,0093	1500	3,75	2,24	0,73	0,63	1,01	945	2,418	1,364	20,541	67,138		
5	5	11,28	0,22	60	142,34	2855,34	370	2258	11,28	11,28	11,28	0,0093	1500	3,45	2,45	0,72	0,67	1,00	1005	2,369	1,295	10,453	77,591		
6	6	16,40	0,42	60	522,23	3377,57	1455	3713	16,40	16,40	11,28	0,0095	1500	4,35	2,52	0,71	0,64	1,01	990	2,744	1,542	11,932	89,523		
7	7																								
8	8																								
9	9																								
10	10																								

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE
LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DÉPARTEMENT D'HYDRAULIQUE



ASSAINISSEMENT DE LA VILLE D'AFLOU

TITRE DU DESSIN	DIMENSIONNEMENT DES COLLECTEURS DES ZONES NORD ET SUD	
DRESSE PAR	BENDERKEN	Belkacem
	SOUKEHAL	Rachid
CONTROLE PAR	NAKIB	BOUDENE
	PLANCHE N° I	

PH 02186

