

وزارة التعليم العالي

MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT

Hydraulique

lex

PROJET DE FIN D'ETUDES

S U J E T

PROJET D'ASSAINISSEMENT
ET D'EPURATION DES EAUX USEES
DE LA ZONE DE REGHAIA

4 PLANCHES

Proposé par :

D. D. A. H. A.

Etudié par :

S. BOUARFA

Dirigé par :

M. NAKIB

PROMOTION :

JUIN 1990

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

DEDICACE

Je dédie ce travail à mes parents, à Leïla et à tous mes amis.

REMERCIEMENTS



Je tiens à remercier tous ceux qui ont contribué à m'aider dans l'élaboration de ce mémoire - J'exprime tout particulièrement ma reconnaissance à mon promoteur, M. Nakib, à M. Rezghi de la DDAHA de BOUMERDES ainsi qu'à M. Belhadj pour leur aide et leurs conseils.

موضوع هذه المذكرة هو دراسة شبكة التطهير بمحطة التنقية لمنطقة رغايا.

في القسم الخاص بالتطهير، سوف ندرس أبعاد المجاميع لمنطقة الجنوب (رويبة - منطقة I - رغايا) ومحطات الأرجاع مع رفع المياه نحو السهول الواسعة المدى،

أما القسم المتعلق بالتنقية، فسوف يمثل مختلف مراحل معاملة المياه التي استعملت وأبعاد أشغال كل مرحلة.

RESUME :

Ce mémoire a pour objet l'étude du réseau d'assainissement de la station d'épuration de la zone de Reghaïa.

Dans la partie assainissement on étudiera le dimensionnement des collecteurs de la zone sud (Rouiba ZI - Reghaïa) et les stations de refoulement et de relèvement des eaux vers la STEP.

La partie concernant l'épuration présentera les différentes étapes du traitement des eaux usées et pour chacune d'elles le dimensionnement des ouvrages.

Semmary :

This thesis is about the study of waste water system and waste water treatment plant of Reghaïa's zone.

In the waste water system part we will calculate the dimensions of the collectors of the south zone (Rouiba -ZI Reghaïa) and the pumping and raising plant of the waters to the station.

The part concerning the treatment will present the different stages of the waste water treatment and for each of them the calculation of the dimensions of the works.

PLAN GENERAL

INTRODUCTION

PREMIERE PARTIE : " ASSAINISSEMENT DE LA ZONE DE REGHAIA "

Introduction

Chapitre 1/ : Base des calculs, formules utilisées

1.1/ Etude des débits des eaux usées

1.1.1/ Rejets d'origine domestique

1.1.2/ Eaux industrielles

1.1.3/ Eaux étrangères

1.1.4/ Répartition, coefficient de pointe

1.2/ Etude des débits des eaux de ruissellement

1.3/ Critères techniques de conception

1.3.1/ Dimensionnement des collecteurs, vitesses admissibles

1.3.2/ Durée de satisfaction

1.3.3/ Conditions de pose, nature des conduites

Chapitre 2/ : Dimensionnement du collecteur sud

2.1/ Collecteur de Rouiba

2.2/ Collecteur de la Zone Industrielle

2.3/ Collecteur de la zone sud de Reghaïa

2.4/ Collecteur de Reghaïa centre

Chapitre 3/ : Postes de refoulement et de relèvement

3.1/ Etude de la station de pompage de Rouiba

3.1.1/ Description générale

3.1.2/ Choix des pompes

3.1.3/ Etude économique de la conduite de refoulement

3.1.4/ Protection contre le coup de bélier

3.1.5/ Volume du puisard

3.2/ Etude de la station de relevage à vis de Reghaia

DEUXIEME PARTIE : " ETUDE DE LA STATION D'EPURATION "

Chapitre 4/ : Données relatives à la Step de Reghaia

4.1/ Choix du site de la Step

4.2/ Capacité de la Step

4.3/ Paramètres caractérisant la pollution

4.4/ Etat actuel de pollution du milieu recepneur

4.5/ Pollution de l'effluent

4.5.1/ Pollution industrielle

4.5.2/ Pollution domestique

4.6/ Seuils limites de pollution à atteindre

4.7/ Procédé de traitement

4.8/ Traitements tertiaires

Chapitre 5/ : Traitements preliminaires

5.1/ Degrillage

5.2/ Dessablage

5.3/.Deshuilage

Chapitre 6/ : Traitements primaires

Chapitre 7/ : Traitements secondaires

7.1/ Bassins d'aération

7.2/ Besoins en oxygène, puissance nécessaire

7.3/ Boues en excès

7.4/ Recirculation des boues

7.5/ Clarificateur

Chapitre 8/ : Traitement des boues

8.1 Epaisseur

8.2 Digesteur anaérobie

8.3 Lits de séchage

Chapitre 9/ : Evaluation du prix du mètre cube de l'eau épurée

Conclusion

INTRODUCTION GENERALE



L'essor démographique et industriel qu'ont connu la plupart des villes du nord de l'Algérie depuis ces trente dernières années a été un facteur essentiel du développement économique de notre pays. Cependant cette rapide croissance pose à l'heure actuelle de très graves problèmes liés à la préservation de notre environnement. Parmi ceux-ci l'augmentation de la consommation et de la pollution des eaux est une des causes majeures de la dégradation des milieux naturels.

C'est notamment le cas de la région de Reghaïa (Wilaya de Boumerdes) qui avec sa zone industrielle a constitué dès les lendemains de l'indépendance un pôle d'attraction remarquable (emploi et proximité de la capitale) mais qui subit depuis peu les effets de l'absence de prise en compte des données fondamentales de l'environnement. En effet les effluents urbains et industriels ne subissent aucun traitement avant d'être deversés dans les oueds qui fonctionnent comme des égouts à ciel ouvert se jetant soit directement dans la mer (villes de Ain Taya, Alger Plage, Bordj El Bahri...) soit dans le marais de Reghaïa (villes de Reghaïa, Rouiba, Zone Industrielle).

L'objet de notre étude sera d'effectuer le dimensionnement du collecteur de Rouiba-Zone industrielle-Reghaïa (collecteur sud) dans une première partie puis de déterminer une filière de

traitement des eaux usées permettant d'abaisser les seuils de pollution à un niveau tel qu'il sauvegarde l'équilibre naturel du milieu.

PREMIERE PARTIE : "ASSAINISSEMENT "

Introduction

Le collecteur qui sera étudié aura pour rôle d'acheminer vers la station d'épuration, les eaux usées et une partie des eaux pluviales des agglomérations de Rouiba, de Reghaïa, ainsi que de la zone industrielle.

Le but de ce travail sera donc de dimensionner les principaux ouvrages d'assainissement d'après les données que nous a fourni la D.D.A.H.A (*) de Boumèrdes et ce en conformité avec les méthodes préconisées par l'E.N.H.P.C (**) d'Alger pour l'ensemble du projet.

(*) Division du développement des activités hydrauliques et agricoles

(**) Entreprise nationale Hydro-Projet-Centre

Chapitre 1/: BASE DE CALCULS, FORMULES UTILISEES

1.1/ Etude des débits des eaux usées

1.1.1/ Rejets d'origine domestique

Une évaluation précise des rejets d'origine domestique est souvent difficile à obtenir car le rapport entre l'eau distribuée et l'eau rejetée peut-être très variable. Néanmoins on estime généralement que 70 à 80 % de l'eau potable est restituée à l'égout (une partie étant utilisée pour l'arrosage des jardins, les services municipaux).

En outre, la quantité d'eau consommée varie en fonction du développement socio-économique de l'agglomération et on a établi que plus celle-ci est grande plus la demande est importante. Concernant la dose unitaire globale (toutes activités confondues) à attribuer, on utilisera les chiffres donnés par l'A.G.H.T.M. (*) soit:

150 litres par jour et par habitant pour une population inférieure à 10 000 habitants.

200 litres par jour et par habitant pour une population comprise entre 10 000 et 50 000 habitants.

200 à 500 litres par jour et par habitant pour une population supérieure à 50 000 habitants.

(*) Association générale des Hygiénistes et des techniciens municipaux.

Dans la zone de Reghaïa, conformément à ces chiffres, nous avons adopté (d'après la population prévue en 2010 et en 2030 des divers centres urbains) une dose unitaire de 200 l/j.hab.

1.1.2/ Rejets industriels

La D.D.A.H.A a estimé, pour les eaux industrielles (y compris les eaux vannes) un débit journalier moyen de 25 000 m³/j jusqu'à l'an 2000 et 40 000 m³/j jusqu'en 2030 sur une superficie totale de 752 ha. Ce volume correspondra donc, d'après la dotation adoptée à 125 000 éq.hab pour la période 1990-2000 et 200 000 éq.hab pour la période 2000-2030.

De plus, compte tenu de l'étendue du réseau et de la présence de stockages, nous négligerons le phénomène de pointe dans le calcul des débits industriels.

1.1.3/ Eaux étrangères

Les eaux souterraines pénètrent les réseaux par les fentes des conduites et des regards ainsi que par les joints au niveau des raccords des conduites. On considérera ce débit supplémentaire comme constant tout au long de la journée et on adoptera la valeur moyenne de $Q = 0.05 \text{ l/s.ha}$ (7)

Cependant dans la réalité, le débit des eaux étrangères peut augmenter dans de grandes proportions à la suite d'une période pluvieuse et, à l'opposé devenir nul à la suite d'une sécheresse prolongée.

1.1.4/ Répartition des débits, coefficient de pointe

La dotation de 200 l/j.hab est seulement un ordre de grandeur nous permettant de déterminer un débit journalier moyen. Cependant, à l'instar de la consommation en eau potable, les rejets ne sont pas répartis uniformément sur les 24 heures. Il sera donc nécessaire d'affecter les débits moyens d'un coefficient majorateur appelé "coefficient de pointe p" afin d'estimer le débit maximal journalier qui sera pris en compte pour le dimensionnement du réseau d'assainissement et de la station d'épuration.

La formule de Bonnin nous donne : $p=1,5 + 2,5/\sqrt{q}$ q l/.s | (formule valable pour $q > 2,78$ l/s; dans le cas contraire on prend $p=3$).

1.2/ Etude des débits des eaux de ruissellement

La méthode adoptée sera la méthode rationnelle:

$$Q=C.i^T(t).A$$

avec:

- C: coefficient de ruissellement qui détermine la proportion du volume d'eau qui ruisselle sur une surface donnée. Le coefficient C est sans dimensions et sera pris égal au taux d'imperméabilisation $C=A'/A$.

- A': surface totale des parties revêtues.

- A: aire d'apport en hectares déterminée d'après la topographie du terrain et mesurée par planimétrie.

- $i_T(t)$: intensité moyenne de la pluie pour une période de retour et une durée d'averse donnée. Cette dernière sera prise égale au temps de concentration du tronçon considéré tandis que la période de retour choisie sera de deux ans.

Pour déterminer $i_{0,5}(t)$ pour une fréquence de non-dépassement de 0,5 ($F=1/T$) on utilisera les données de la station pluviométrique de Rouiba qui donne les valeurs suivantes:

Module moyen annuel $P=658$ mm

Moyenne des pluies maximales de 24 heures $P_j=53,1$ mm

Coefficient de variation $C_v=0,37$

On utilise alors la formule de Gumbel pour déterminer l'intensité maximale journalière pour une période de retour de deux ans.

$$i_{0,5}(24) = i_{24} \cdot C_v \cdot \frac{6}{\pi} \cdot [-\text{Ln}(-\text{Ln } p) - 0.5772] + i_{24} \text{ à mm/h}$$

avec $i_{24} = P_j / 24$

On a alors $i_{0,5}(24) = 2.08 \text{ mm/h}$.

Pour déterminer l'intensité maximale de durée t pour une période de retour de deux ans on utilise la formule de Montamarri :

$$i_{0,5}(t) = i_{0,5}(24) \cdot (t/24.60)^{b(t)-1} \text{ avec } b(0,5) = 0,37$$

i en mm/h et t en min.

Après conversion on trouve:

$$i_{0,5}(t) = 564 \cdot t^{-0,63} \quad | \text{ l/s/ha} |$$

D'autre part on estime le temps de concentration par la formule du service routier de Californie (qui a l'avantage de tenir compte de la pente moyenne dans le calcul):

$$T_c = 3,98 \cdot (L/\sqrt{I})^{0,77} \text{ en minutes pour } L \text{ longueur en km et } I \text{ pente moyenne}$$

A l'aval de la jonction de deux tronçons de directions différentes on adoptera le temps de concentration le plus grand.

D'autre part pour déterminer le débit à l'aval de plusieurs tronçons se suivant avec une pente différente on calcul la pente moyenne $I = \left[\frac{\sum L_k}{\sum L_k / \sqrt{I_k}} \right]^2$ pour obtenir le temps de concentration T_c et l'intensité de pluie correspondante i .

En outre, on détermine le coefficient de ruissellement moyen $C = \frac{\sum C_k \cdot A_k}{\sum A_k}$ et l'aire $A = \sum A_k$ pour appliquer la formule rationnelle.

1.3/ Critères techniques de conception

1.3.1/. Dimensionnement des collecteurs, vitesses admissibles

Les collecteurs étant à écoulement à surface libre, la formule de base utilisée pour leur dimensionnement sera celle de Manning-Strickler sous forme d'abaque données en annexe 1 (6)

Le diamètre choisi pour une pente donnée ayant un débit et une vitesse à pleine section propre on détermine la vitesse de l'écoulement et la hauteur de remplissage dans la canalisation à partir du rapport des débits $Q_{max}/Q_{pl.sect.}$ grâce à l'abaque donnée en annexe 2.

Par ailleurs deux conditions sont à respecter dans le collecteur:

- Une vitesse supérieure à 0,5 m/s au deçà de laquelle il y a décantation : c'est la condition d'autocurage.
- Une vitesse inférieure à 3 m/s pour éviter une usure précoce des conduites.

1.3.2/ Durée de satisfaction

Le dimensionnement des collecteurs sera effectué de telle manière à satisfaire les besoins des quarante années à venir; on se basera donc sur la population prévue en l'an 2030. Cependant dans le cas des stations de pompage et des conduites de refoulement les périodes considérées seront de 20 ans pour échelonner les investissements qui sont plus lourds.

D'autre part les débits de l'année 2010 seront calculés même dans le cas des collecteurs gravitaires afin de dimensionner la station d'épuration sur une première tranche de 1990 à 2010.

1.3.4/ Condition de pose, nature des conduites

Les conduites étant enterrées on tâchera de creuser des tranchées de profondeur variable afin de compenser les inégalités de terrain et de respecter la pente du projet. Leur largeur sera de 0,6 mètre au minimum ou égale au diamètre extérieur augmenté de 0,5 mètre; on respectera de plus une profondeur de 0,8 mètre au minimum à partir du sommet des canalisations. Les conduites seront placées sur un lit de sable lorsque le terrain est bon, ou sur des dés en maçonnerie si celui-ci est moins stable.

Enfin les tuyaux seront en béton pour les écoulements gravitaires et en béton armé précontraint pour les conduites de refoulement.

Chapitre 2/ DIMENSIONNEMENT DU COLLECTEUR SUD

2.1/Etude du collecteur de Rouiba

Le système actuel est presque totalement séparatif. Les débits des eaux usées de Rouiba centre sont acheminées par un collecteur en DN 400 et ceux des centres ruraux par un collecteur en DN 600. Ces deux collecteurs déversent actuellement leurs effluents au niveau du rejet N°1 sur l'oued Seguia sans traitements. Le collecteur principal débutera à ce niveau.

Néanmoins une cité de 2000 habitants (cité chinoise) est branchée sur le réseau pluvial, ce qui nous contraint à prévoir à l'exutoire de ce réseau, un déversoir d'orage raccordé au collecteur principal ce qui permettra au débit domestique et à une partie des eaux de pluie d'être traitées.

Variation des débits de Rouiba centre et des centres ruraux

| Horizon | superficie ha | nombre d'habi- tants | Q 1/s étran- ger | Q 1/s moyen | Q 1/s pointe | Q 1/s max |
|---------|------------------|----------------------------|--------------------------|------------------|-------------------|----------------|
| 1990 | 70 | 39858 | 8,3 | 92,26 | 162,41 | 170,71 |
| 2000 | 100 | 54947 | 11,45 | 127,19 | 218,98 | 230,43 |
| 2010 | 140 | 75793 | 15,65 | 175,45 | 296,28 | 311,93 |
| 2020 | 200 | 104607 | 21,65 | 242,15 | 402,12 | 423,77 |
| 2030 | 320 | 144459 | 31,60 | 334,50 | 547,21 | 578.81 |

Variation des débits de la cité chinoise

La population est évaluée à 2.000 habitants d'ou $Q_{moy}=4,63$ l/s et $Q_{max}=12,32$ l/s. La superficie que couvre le reseau pluvial etant de 127,8 ha $Q_{etrg.}=6,39$ l/s.

Estimation du débit des eaux pluviales

Le reseau d'eaux pluviales a été schématisé ci dessous. Pour estimer le débit pluvial on déterminera le temps de concentration à l'exutoire:

| Collecteur | Asso ciation | pen te | Longeur (m) | T_c (min) |
|------------|-----------------|-----------|----------------|----------------|
| 1+2 | Série | 0,0051 | 810 | 26,02 |
| 3 | | 0,003(*) | 700(*) | 28,31(*) |
| 4 | | 0,003 | 400 | 18,4 |
| point A | | 0,003 | 700 | 28,31 |
| 3+5 | Série | 0,003 | 1600 | 53,5 |
| 3+5+6 | Série | 0,003(*) | 2020(*) | 64,02(*) |
| 7 | | 0,009 | 250 | 8,39 |
| 8 | | 0,004(*) | 700(*) | 25,34(*) |
| point B | | 0,004 | 700 | 25,34 |
| 8+9 | Série | 0,0034 | 1530 | 49,23 |
| point C | | 0,003 | 2020 | 64,02 |

Le temps de concentration à l'exutoire est donc de 64,02 minutes, ce qui donne une intensité $i=41,05$ l/s. D'autre part on calcule le coefficient de ruissellement d'après la formule

$$C = \frac{\sum C_k \cdot A_k}{\sum A_k} = \frac{60,44}{127,8} = 0,47.$$

En définitive $Q = C \cdot i \cdot A = 0,47 \cdot 41,05 \cdot 127,8$

$$Q_{\text{pluvial}} = 2481 \text{ l/s.}$$

Déversoir d'orage

Le fait qu'une partie, même faible, des eaux usées domestiques pénètre le réseau d'eaux pluviales nous contraint à le raccorder au collecteur principal par l'intermédiaire d'un déversoir d'orage. Celui-ci laissera passer une partie du débit équivalent à $2 \cdot Q_{\text{max}}$ + $Q_{\text{étrangère}}$ vers la station d'épuration, ce qui aura pour avantage de traiter les petites pluies en général très polluées (surtout lorsqu'elles surviennent après une période de sécheresse).

L'entrée du déversoir sera constituée d'une conduite en D.N 1000 avec une pente $I=1,5\%$

Les annexes nous donnent $Q_{\text{p.s}} = 3400$ l/s.

hauteur d'eau par temps de pluie:

$$Q_{\text{t.p}} = Q_{\text{pl}} + Q_{\text{max}} + Q_{\text{e}} = 2500 \text{ l/s}$$

d'où $H_t.p=680$ mm.

hauteur d'eau à évaluer vers la step:

$Q_{ev}=2.Q_{max}+Q_e= 31$ l/s d'où $H_{ev}=25$ mm

La hauteur de seuil du déversoir sera donc de 25 mm.

Largeur de seuil du déversoir:

La hauteur moyenne de déversement est de $H=680+25/2=327,5$ mm.

On utilise alors la formule classique du déversoir $Q= 2/3.u.L.\sqrt{2.g} h^{3/2}$ avec $u= 0,6$.

On a donc $L=3/2.(Q/u.\sqrt{2.g}.h^{3/2})=3/2.(2,5/0,6.\sqrt{2.g}.0,3275^{3/2})=7,52$ m.

Avec une sécurité de 50% on trouve : $L=11,3$ m.

Calcul du collecteur de Rouiba

Ce collecteur se compose de deux tronçons avec deux entrées de débit (rejets 1 et 2). Le dimensionnement se fait à l'aide des abaques (annexes 1 et 2).

Collecteur de Rouiba

| Collecteur | Qmax l/s 2030 | Qmin l/s 1990 | Cote terrain amont | Cote terrain aval | Cote radier amont | Cote radier aval | Largeur du trouçon | Pente | DN (mm) | Qps (l/s) | Vps (l/s) | $\frac{Q_{max}}{Q_{ps}}$ | $\frac{V_{max}}{V_{ps}}$ | $\frac{Q_{min}}{Q_{ps}}$ | $\frac{V_{min}}{V_{ps}}$ | Vmax m/s | Vmin m/s | Hmax mm |
|------------|---------------------|---------------------|--------------------------|-------------------------|-------------------------|------------------------|--------------------------|--------|------------|--------------|--------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|-------------|-------------|------------|
| R1 | 579 | 92 | 15,9 | 16,2 | 13,15 | 12 | 567 | 0,0020 | 800 | 690 | 1,37 | 0,84 | 1,125 | 0,13 | 0,6 | 1,53 | 0,82 | 570 |
| R2 | 610 | 97 | 16,2 | 16,3 | 12 | 10,9 | 716,50 | 0,0015 | 900 | 820 | 1,29 | 0,74 | 1,09 | 0,12 | 0,58 | 1,41 | 0,75 | 567 |

Les vitesses obtenues vérifient bien les conditions citées dans le chapitre 1.

Parvenu à la sortie de la ville mais à une profondeur importante (5,4 mètres), il sera nécessaire de prévoir un poste de refoulement capable de véhiculer le débit jusqu'au premier regard du collecteur gravitaire de la zone industrielle situé à une distance de 1 095 mètres de l'endroit où sera placée la station et à une cote de 17,9 mètres. Cette station fera l'objet d'une étude plus détaillée au chapitre 3.

2.2/ Etude du collecteur de la zone industrielle

La zone industrielle de Reghaïa, qui regroupe à l'heure actuelle plus de cent entreprises, couvre une superficie totale de 752 ha. Le réseau d'assainissement est en système séparatif (indispensable dans le cas d'une zone industrielle) et est constitué d'un collecteur principal d'eaux usées (dans lequel débouchent de nombreux collecteurs secondaires) qui débute en D.N 800 pour se terminer en ovoïde T180*120. Ce réseau pourra être opérationnel jusqu'en 2030 mais nécessite un nettoyage.

Le réseau pluvial est quant à lui formé de caniveaux à ciel ouvert dont les rejets sont répartis entre les oueds Seguia, Reghaïa, et Guesbaïa.

Cependant, comme certaines conduites d'eaux usées sont branchées sur les caniveaux d'eaux pluviales, il sera nécessaire d'effectuer quelques travaux pour récupérer ce débit dans l'ovoïde. D'autre

part le débit d'eaux pluviales d'un caniveau d'une longueur de 2,7 km et d'une aire d'apport de 37 ha (pente 2%) débouche dans le collecteur principal. On en déduit un temps de concentration $T_c=93,57$ min et $i=32,32$ l/s d'où pour $C=0,3$:

$$Q_{pl} = 360 \text{ l/s.}$$

Débit des eaux industrielles

| + Horizon | +Equivlt-hab | + Q étrangère | +Qmoy et max+ |
|-----------|--------------|---------------|---------------|
| | | l/s | l/s |
| + 1990 | + 125 000 | + 37,6 | + 289,35 |
| + 2000 | + " | + " | + " |
| + 2010 | + 200 000 | + " | + 462,96 |
| + 2020 | + " | + " | + " |
| + 2030 | + " | + " | + " |

Neanmoins, une partie des eaux usées correspondant à une superficie de 89,6 ha de la zone industrielle ne sera pas branchée sur le collecteur mais raccordée sur le réseau de la Z.H.U.N. Le débit correspondant sera donc de

$$200\ 000 \cdot 0,2 \cdot 89,6/752 \cdot 1\ 000/3\ 600 \cdot 24 = 55,16 \text{ l/s en 2010 et 2030 plus } 4,48 \text{ l/s pour les eaux étrangères.}$$

Recapitulatif: Le débit des eaux véhiculées par le collecteur de la zone industrielle sera de :

- Le débit des eaux usées de Rouiba : 348 l/s en 2010 et 696 l/s en 2030
- Le débit des eaux pluviales de la Z.I : 360 l/s
- Le débit des eaux étrangères : $37,6 - 4,48 = 33$ l/s
- Le débit des eaux industrielles : $462,96 - 55,16 = 408$ l/s en 2010 et 2030.
D'où au total par temps pluvial : 1 150 l/s en 2010 et 1 500 l/s en 2030

$$\text{par temps sec} \quad : 750 \text{ l/s en 2010 et } 1100 \text{ l/s}$$

en 2030

Le débit dévié vers la Z.H.U.N. : 60 l/s en 2010 et en 2030

2.3/ Etude du collecteur de Reghaïa-sud

On prévoit de faire parvenir les eaux usées des villages d'Ouled-Haddadj et de Haouch-El-Mokhfi jusqu'à la station d'épuration. L'assainissement de ces deux agglomérations ayant été réalisé en système unitaire, on prévoira des déversoirs d'orage au niveau des rejets actuels afin de ne laisser transiter que le débit $2.Q_{max} + Q_e$ vers la Z.H.U.N..

Débits d'Ouled-Haddadj

S=200 ha ; t.a(*)=3,5%

| Année | Nb d'hab | Q.étranger | Q.moyen | Q.pointe |
|-------|----------|------------|---------|----------|
| 1990 | 7 180 | 10 | 16,62 | 35,07 |
| 2000 | 10 128 | 10 | 23,44 | 47,35 |
| 2010 | 14 287 | 10 | 33,07 | 63,83 |
| 2020 | 20 153 | 10 | 46,65 | 87,24 |
| 2030 | 28 000 | 10 | 64,81 | 117,31 |

Le débit à évacuer vers la step sera donc $2.117 + 10 = 245$ l/s.

Débits de Haouch-El-Mokhfi

S=200 ha ; t.a(*)=3,5%

| Année | Nb d'hab | Q.étranger | Q.moyen | Q.pointe |
|-------|----------|------------|---------|----------|
| 1990 | 5 847 | 10 | 13,53 | 29,50 |
| 2000 | 8 248 | 10 | 19,01 | 39,52 |
| 2010 | 11 635 | 10 | 26,93 | 53,22 |
| 2020 | 16 412 | 10 | 37,99 | 72,56 |
| 2030 | 23 000 | 10 | 53,24 | 97,96 |

Le débit à évacuer vers la step sera donc $2.98 + 10 = 206$ l/s.

* t.a: taux d'accroissement de la population

Ces deux débits aboutiront chacun dans un collecteur distinct. Ceux-ci traverseront la Z.H.U.N. et en véhiculeront les eaux usées ainsi que les eaux pluviales. Après jonction des deux conduites le débit sera évacué vers un autre déversoir d'orage.

De plus, les eaux usées provenant de la partie de la Z.I déviée vers la Z.H.U.N. déboucheront sur le collecteur d'Ouled-Haddadj et le collecteur existant de la cité Iris (D.N 600) sera prolongé pour se raccorder au collecteur général.

Débits de la Z.H.U.N.

On peut estimer que la population de la Z.H.U.N. sera environ de 24 000 habitants dans un avenir proche puisque le plan d'urbanisme prévoit la construction de 4 000 logements (y compris la cité Iris). la superficie totale couverte par la Z.H.U.N. étant de 135,5 ha la densité de population y sera donc de 177,12 hab/ha.

| année | Nb d'hab. | Qetrg. 1/s | Qmoy. 1/s | Qp 1/s |
|-----------|-----------|------------|-----------|--------|
| 1990-2030 | 24.000 | 6,78 | 55,56 | 102,23 |

Calcul du reseau d'assainissement de la Z.H.U.N.

La densité de population étant de 177,12 hab/ha, le débit spécifique d'eaux usées est donc de 0,41 l/s.ha. Les calculs des débits domestiques et des débits pluviaux sont regroupés dans le tableau suivant.

| T pluvial | Débit entrant | | Collecteur | S(ha) | ΣS(ha) | L(m) | ΣL(m) | Qe l/s | Qmoy l/s | Qmax l/s | Cote du terrain amont | Cote du terrain aval | Cote du radier amont | Cote du radier aval | Pente du tronçon | Pente moy. du collecteur | Tc min |
|-----------|-----------------|------------------|------------|-------|--------|-------|--------|-----------|-------------|-------------|-----------------------------|----------------------------|----------------------------|---------------------------|------------------------|--------------------------------|-----------|
| | T sec (2000) | Origine | | | | | | | | | | | | | | | |
| 245 | 35,1 | Ouled Haddadj | OH1 | 6,9 | 6,9 | 312,5 | 312,5 | 0,35 | 2,83 | 8,45 | 18,1 | 17,1 | 16,1 | 15,2 | 0,0029 | 0,0029 | 15,41 |
| | | (OH) | | | | | | | | | | | | | | | |
| 305 | 69,6 | OH+Zone indus. | OH2 | 4,7 | 11,6 | 240,0 | 552,5 | 0,58 | 4,76 | 12,59 | 17,1 | 16,0 | 15,2 | 14,5 | 0,0029 | 0,0029 | 23,90 |
| 305 | 69,6 | | OH3 | 4,8 | 16,4 | 208,0 | 760,5 | 0,82 | 6,72 | 16,57 | 16,0 | 15,8 | 14,5 | 13,8 | 0,0034 | 0,0030 | 30,17 |
| 305 | 69,6 | | OH4 | 3,1 | 19,5 | 211,0 | 971,5 | 0,98 | 8,00 | 19,06 | 15,8 | 15,6 | 13,8 | 13,2 | 0,0028 | 0,0030 | 36,44 |
| 305 | 69,6 | | OH5 | 3,9 | 23,4 | 210,0 | 1181,5 | 1,17 | 9,59 | 22,13 | 15,6 | 14,1 | 13,2 | 12,4 | 0,0038 | 0,0031 | 41,83 |
| 305 | 69,6 | | OH6 | 4,1 | 27,5 | 224,0 | 1405,5 | 1,38 | 11,28 | 25,31 | 14,1 | 14,0 | 12,4 | 11,5 | 0,0004 | 0,0032 | 47,23 |
| 305 | 69,6 | | OH7 | 5,6 | 33,1 | 208,0 | 1613,5 | 1,66 | 13,57 | 29,57 | 14,0 | 12,3 | 11,5 | 10,7 | 0,0038 | 0,0033 | 51,91 |
| 305 | 69,6 | | OH8 | 6,4 | 39,5 | 187,5 | 1801 | 1,98 | 16,20 | 34,35 | 12,3 | 11,8 | 10,7 | 9,9 | 0,0043 | 0,0034 | 55,85 |
| 206 | 29,5 | Haouch El Mokhfi | AM1 | 9,4 | 9,4 | 176,5 | 176,5 | 0,47 | 3,85 | 10,69 | 20,9 | 19,4 | 18,8 | 17,4 | 0,0079 | 0,0079 | 15,00 |
| 206 | 29,5 | | AM2 | 15,2 | 24,6 | 246,0 | 422,5 | 1,23 | 10,09 | 23,07 | 19,4 | 20,7 | 17,4 | 16,7 | 0,0028 | 0,0041 | 17,02 |
| 206 | 29,5 | | AM3 | 14,4 | 39,0 | 187,0 | 609,5 | 1,95 | 15,99 | 33,98 | 20,7 | 18,2 | 16,7 | 16,1 | 0,0032 | 0,0038 | 23,23 |
| 206 | 29,5 | | AM4 | 5,0 | 44,0 | 105,5 | 715,0 | 2,20 | 18,04 | 37,68 | 18,2 | 15,3 | 16,1 | 13,4 | 0,0026 | 0,0046 | 24,41 |
| 206 | 29,5 | | AM5 | 7,6 | 51,6 | 167,0 | 882,0 | 2,66 | 21,77 | 44,32 | 15,3 | 18,3 | 13,4 | 12,9 | 0,0030 | 0,0042 | 29,71 |
| 206 | 29,5 | | AM6 | 6,7 | 58,3 | 217,0 | 1099,0 | 2,92 | 23,90 | 48,08 | 18,3 | 15,9 | 12,9 | 12,2 | 0,0032 | 0,0040 | 35,86 |
| 206 | 29,5 | | AM7 | 2,7 | 61,0 | 51,0 | 1150,0 | 3,05 | 25,01 | 50,02 | 15,9 | 11,8 | 12,2 | 10,2 | 0,0039 | 0,0043 | 36,12 |
| 511 | 99,1 | OH+AM | Z1 | 2,0 | 102,5 | 61,0 | 1862,0 | 5,13 | 42,03 | 79,24 | 11,8 | 11,1 | 19,9 | 9,7 | 0,0033 | 0,0034 | 57,30 |
| 0 | 0 | Cité Iris | I1 | 24,5 | 24,5 | 57,5 | 57,5 | 1,23 | 10,05 | 23,00 | 13,5 | 11,1 | 12,0 | 9,7 | 0,0400 | 0,0400 | 23,25 |
| 511 | 99,1 | OH+AM | Z2 | 8,5 | 135,5 | 241,0 | 2103,0 | 6,78 | 55,56 | 102,23 | 11,1 | 8,6 | 9,7 | 8,7 | 0,0041 | 0,0035 | 62,23 |

-19-

| I l/s/ha | C | Q Pluvial | Q Total T.sec | Q Total | Ø mm T.pleine | Pleine Qps | sect Vps | Rapport des débits QtQp/Qps | Vtp/Vps | Rapport des débits Qts/Qps | Vts/Vps | Vitesse T.pluv | Vitesse T.sec | Rapport des hauteurs h.TP/h.PS | Hauteur de remplissage T.Pmm |
|-------------|-----|--------------|---------------------|------------|---------------------|---------------|-------------|--------------------------------|---------|-------------------------------|---------|-------------------|------------------|--------------------------------------|------------------------------------|
| 100,74 | 0,3 | 208,4 | 43,6 | 462,2 | 700 | 590 | 1,53 | 0,78 | 1,1 | 0,07 | 0,45 | 1,68 | 0,69 | 0,67 | 469 |
| 76,4 | " | 265,4 | 82,2 | 583,6 | 700 | 590 | 1,53 | 0,99 | 1,14 | 0,14 | 0,61 | 1,74 | 0,93 | 0,80 | 560 |
| 65,9 | " | 324,4 | 86,2 | 646,8 | 800 | 900 | 1,79 | 0,72 | 1,08 | 0,10 | 0,54 | 1,93 | 0,97 | 0,63 | 504 |
| 58,5 | " | 342,5 | 88,7 | 667,5 | 800 | 850 | 1,69 | 0,79 | 1,1 | 0,11 | 0,55 | 1,66 | 0,93 | 0,68 | 544 |
| 53,7 | " | 376,8 | 91,7 | 705,1 | 800 | 950 | 1,89 | 0,74 | 1,09 | 0,10 | 0,54 | 2,06 | 1,02 | 0,64 | 512 |
| 49,7 | " | 410,2 | 94,9 | 741,9 | 800 | 980 | 1,95 | 0,76 | 1,09 | 0,10 | 0,54 | 2,13 | 1,05 | 0,66 | 528 |
| 46,8 | " | 465,2 | 99,2 | 801,4 | 800 | 950 | 1,89 | 0,84 | 1,11 | 0,10 | 0,54 | 2,1 | 1,02 | 0,71 | 568 |
| 44,5 | " | 530,1 | 104 | 871,4 | 800 | 1020 | 2,03 | 0,85 | 1,11 | 0,10 | 0,54 | 2,25 | 1,10 | 0,72 | 576 |
| 102,4 | " | 288,8 | 40,2 | 506 | 600 | 640 | 2,26 | 0,79 | 1,1 | 0,06 | 0,41 | 2,49 | 0,93 | 0,68 | 408 |
| 94,6 | " | 698 | 52,6 | 928,3 | 900 | 1 120 | 1,76 | 0,83 | 1,10 | 0,05 | 0,38 | 1,94 | 0,67 | 0,7 | 630 |
| 77,7 | " | 909,6 | 63,5 | 1 151,5 | 900 | 1 200 | 1,89 | 0,96 | 1,13 | 0,05 | 0,38 | 2,14 | 0,72 | 0,78 | 702 |
| 75,4 | " | 994,7 | 67,2 | 1 240,6 | 900 | 2 500 | 3,93 | 0,50 | 1 | 0,03 | 0,20 | 1,97 | 0,79 | 0,5 | 450 |
| 66,6 | " | 1 030,7 | 73,8 | 1 283,7 | 1 000 | 1 550 | 1,97 | 0,83 | 1,1 | 0,05 | 0,38 | 2,17 | 0,75 | 0,7 | 700 |
| 59,1 | " | 1 034,3 | 77,6 | 1 291,3 | 1 000 | 1 600 | 2,04 | 0,81 | 1,1 | 0,05 | 0,38 | 2,24 | 0,78 | 0,69 | 690 |
| 58,9 | " | 1 077,3 | 79,5 | 1 336,4 | 1 000 | 1 750 | 2,23 | 0,76 | 1,09 | 0,05 | 0,38 | 2,43 | 0,85 | 0,66 | 660 |
| 44 | " | 1 353,6 | 178,3 | 1 949 | 1 100 | 2 050 | 2,16 | 0,95 | 1,13 | 0,09 | 0,51 | 1,28 | 1,10 | 0,77 | 847 |
| 77,7 | " | 571,1 | 23 | 595,3 | 500 | 880 | 4,48 | 0,67 | 1,07 | 0,03 | 0,2 | 3,00 | 0,9 | 0,6 | 300 |
| 41,8 | " | 1 698,7 | 201,3 | 2 318,7 | 1 100 | 2 400 | 2,53 | 0,97 | 1,13 | 0,08 | 0,48 | 2,86 | 1,21 | 0,79 | 869 |

Les vitesses maximales dans le réseau ont été calculées par temps pluviale en 2030 et les vitesses minimales par temps sec en 1990. Elles se situent toutes dans les limites admissibles. Les aires d'apport ont été déterminées par planimétrie.

Le collecteur étant parvenu au niveau de l'oued Guesbaïa on y prévoira donc la construction d'un déversoir d'orage qui laissera transiter le débit Q égal à deux fois le débit maximal par temps sec

$$Q = 245 + 206 + 60 + 2.102,23 + 6,78 = 722 \text{ l/s.}$$

Le collecteur aura ensuite un diamètre de DN 800 entre le déversoir d'orage et le regard de raccordement avec l'ovoïde de la Zone Industrielle, sur une distance de 568 mètres et une pente de 0,0027.

Parvenu au sud de la ville, l'effluent sera relevé par des vis d'Archimède afin de pouvoir traverser Reghaïa en écoulement gravitaire. Le débit maximal que devra assurer la station en 2030 sera de $Q_{\max} = 722 + 1\ 500 = 2\ 222 \text{ l/s}$ (voire chapitre 3)

2.4/ Collecteur de Reghaïa

La ville de Reghaïa possède, à l'heure actuelle une population de 34 000 habitants qui doit s'accroître et se stabiliser aux environs de 50 000 habitants à partir de 2010 selon la D.D.A.H.A.

Le réseau d'assainissement est en système unitaire pour la plus grande partie de l'agglomération (excepté les cités Fouâssi Belgourari et ses 11 500 habitants prévus en 2010) et les eaux usées sont déversées dans l'oued Reghaïa à quatre rejets différents. Tous ces rejets seront alors raccordés au collecteur gravitaire par l'intermédiaire de trois déversoirs d'orage (on ne prévoit pas de déversoirs pour les deux cités branchées en séparatif).

Débits de Reghaïa

| | hab. | Superficie (ha) | Débit moyen (l/s) | Débit étranger (l/s) | Débit de points (l/s) | Débit passant dans le collecteur (l/s) |
|----------------------------|---------------|--------------------|-------------------------|----------------------------|-----------------------------|---|
| Cité Fouâssi Belgourari | 11 580 | 39 | 26,81 | 1,95 | 53,16 | 55,11 |
| D.O 1 | 21 560 | 82,6 | 49,91 | 4,13 | 92,53 | 189,19 ** |
| D.O 2 | 10 180 | 44,3 | 23,56 | 2,22 | 47,47 | 97,16 ** |
| D.O 3 | 6 680 | 42 | 15,46 | 2,1 | 33,02 | 68,14 ** |
| Total Reghaïa | <u>50 000</u> | <u>168,9 *</u> | | | | <u>409,60</u> |

(*) Les 39 ha des cités Fouâssi et Belgourari ne sont pas pris en compte puisqu'ils sont compris dans le réseau unitaire qui aboutit au rejet 1.

(**) égal à $2Q_{max} + Q_e$

Calcul du collecteur de Reghaïa

| Débit entrant l/s | | Origine | Collecteur | Largeur (m) | Cote terrain (m) | | Cote radier (m) | | Pente |
|-------------------|-----------------|------------------------|------------|----------------|------------------|------|-----------------|------|--------|
| T pluvial 2030 | T sec (1990) | | | | Amont | Aval | Amont | Aval | |
| 2 222 | 630 * | Station de relevage | R1 | 553 | 15,1 | 11,4 | 11,4 | 8,5 | 0,0052 |
| 2 277 | 683 | SR1+cités | R2 | 342 | 11,4 | 12,3 | 8,5 | 7,2 | 0,0038 |
| 2 466 | 776 | SR1+cités +D.O 1 | R3 | 106 | 12,3 | 11,6 | 7,2 | 6,8 | 0,0038 |
| 2 563 | 823 | SR1+cités +D.O 2 | R4 | 234 | 11,6 | 11,1 | 6,8 | 5,9 | 0,0038 |
| 2 631 | 856 | SR1+P Reghaïa | R5 | 10 | 11,1 | 11,1 | 5,9 | 5,87 | 0,0030 |

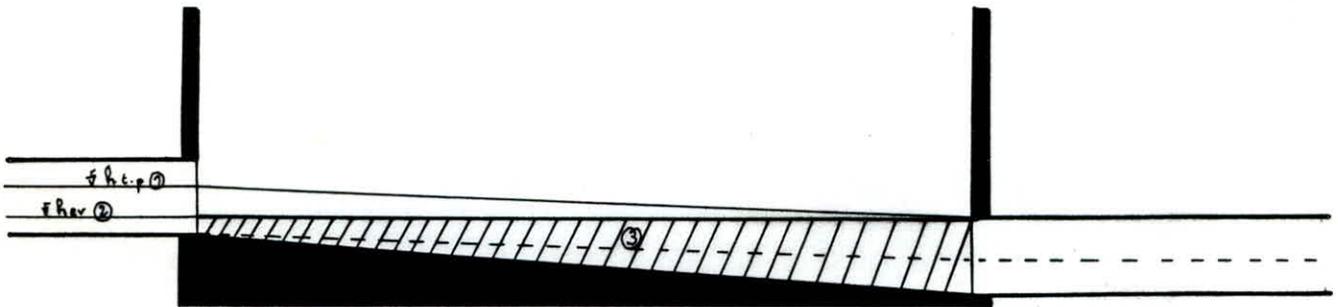
| DN (mm) | Q _{pleine sect} (l/s) | V _{pleine sect} (l/s) | Rapports des Q et des V T.P 2030 | | Rapports des Q et des V T.S 1990 | | Q _{max} T.P 2030 (m/s) | Q _{min} T.sec (m/s) | Hauteur de remplissage max 2030 |
|---------|-----------------------------------|-----------------------------------|-------------------------------------|-----------------------------------|-------------------------------------|-----------------------------------|---------------------------------------|------------------------------------|---------------------------------------|
| | | | Q _{max} /Q _{ps} | V _{max} /V _{ps} | Q _{min} /Q _{ps} | V _{min} /V _{ps} | | | |
| 1 100 | 2 600 | 2,74 | 0,85 | 1,11 | 0,24 | 0,75 | 3,04 | 2,06 | 792 |
| 1 400 | 4 200 | 2,73 | 0,54 | 1,01 | 0,16 | 0,62 | 2,76 | 1,69 | 728 |
| 1 400 | 4 200 | 2,73 | 0,59 | 1,03 | 0,18 | 0,65 | 2,81 | 1,77 | 770 |
| 1 400 | 4,200 | 2,73 | 0,61 | 1,04 | 0,20 | 0,69 | 2,84 | 1,88 | 798 |
| 1 400 | 3 750 | 2,44 | 0,70 | 1,08 | 0,23 | 0,74 | 2,64 | 1,81 | 854 |

(*): Le débit de 630 l/s adopté pour l'année 1990 par temps sec a été déterminé comme la somme de 174 l/s (débit refoulé par une seule pompe à Rouiba en 1990, v.chapitre 3), 255 l/s (débit de la Zone industrielle sans compter le débit pluvial et celui orienté vers la Z.H.U.N.), et de 201 l/s (voire le tableau de calcul de la Z.H.U.N. colonne "Q_{total} par temps sec").

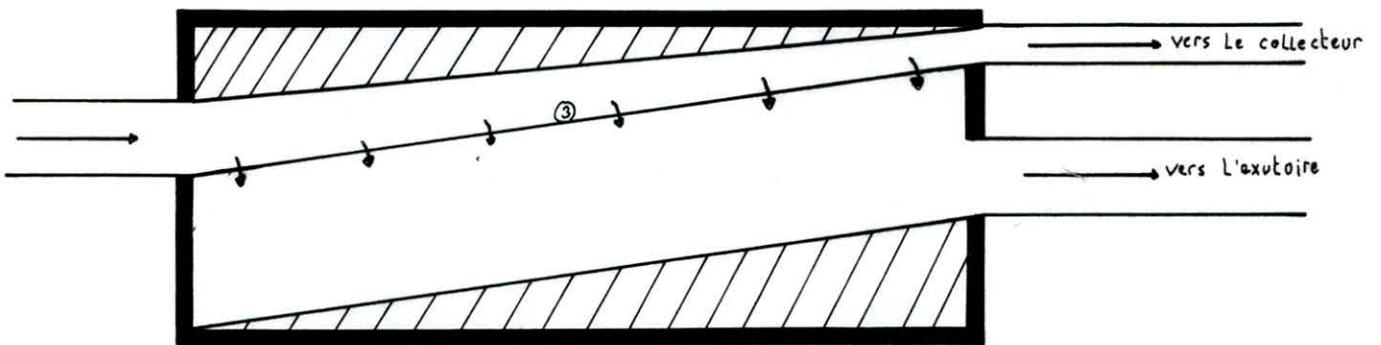
Ce débit sera ensuite refoulé vers la station d'épuration grâce à une station de pompage sur une distance de 1 300 mètres et une hauteur géométrique de 17,75 mètres.

Déversoir d'orage.

vue en coupe verticale :

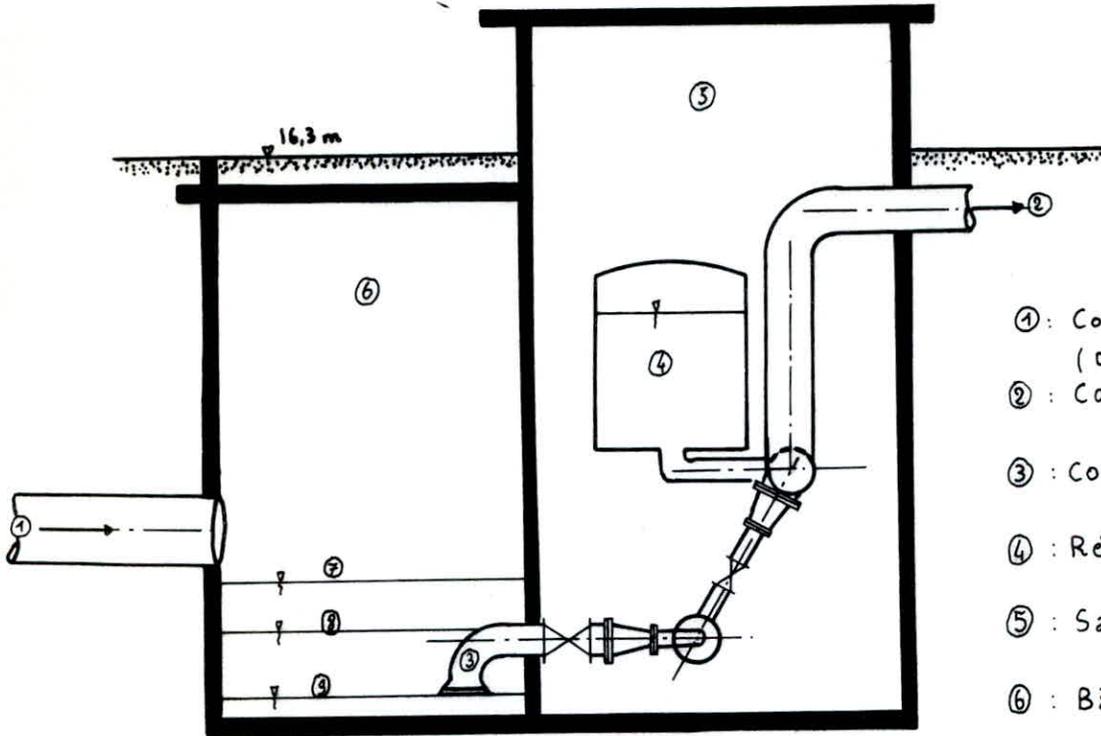


vue en coupe horizontale :

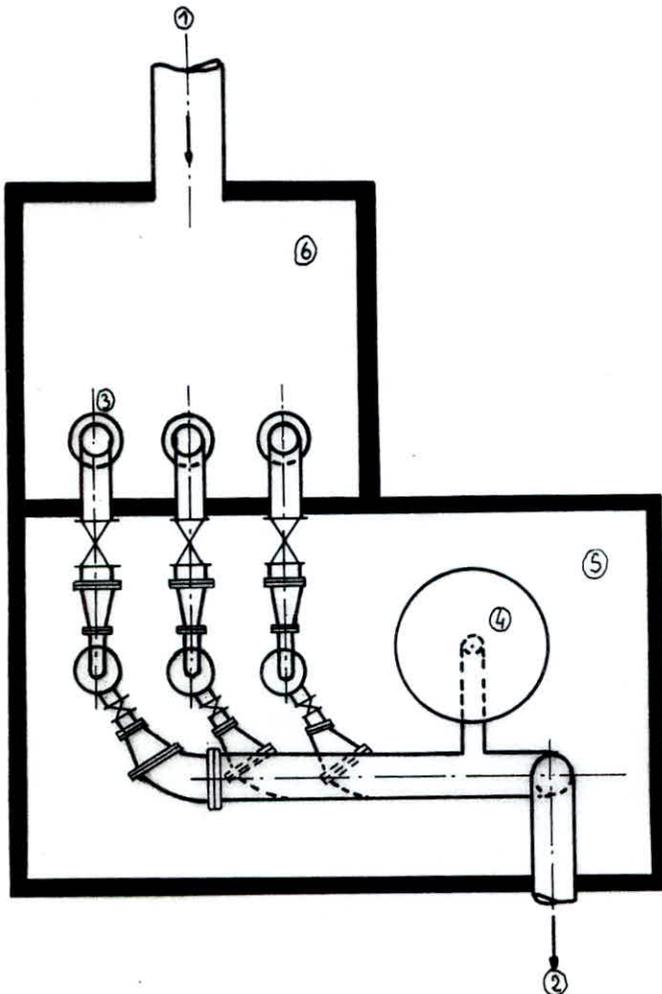


- ① : Hauteur maximale d'eau par temps pluvial
- ② : Hauteur correspondant au débit à évacuer vers la station.
- ③ : Seuil du déversoir.

Station de pompage d'eaux usées de Rouiba.



- ① : Collecteur gravitaire de Rouiba. (D.N 900).
- ② : Conduite de refoulement.
- ③ : Conduite d'aspiration.
- ④ : Réservoir d'air.
- ⑤ : Salle des machines.
- ⑥ : Bâche d'aspiration.
- ⑦ : Démarrage de P₂.
- ⑧ : Démarrage de P₁, arrêt de P₂.
- ⑨ : Arrêt de P₁.



Chapitre 3/: POSTES DE REFOULEMENT ET DE RELEVEMENT

3.1/ Etude de la station de pompage de Rouiba

3.1.1./ Description de la station

La station de pompage d'eaux usées de Rouiba aura pour rôle de refouler le débit domestique et la partie du débit pluvial qui ne sera pas rejetée dans l'oued, jusqu'au premier regard du collecteur gravitaire de la zone industrielle.

Le dimensionnement de cette station sera effectué pour répondre aux besoins des vingt années à venir (horizon 2010). Comme il a été vu au chapitre 2.1, le débit maximum d'eaux usées à évacuer en 2010 sera de 296,28 l/s (au niveau du rejet 1) auquel on ajoute le débit pluvial de 31 l/s, ce qui donne un débit total de 343 l/s. Néanmoins cette valeur ne risquera d'être atteinte que vers la fin de la période considérée compte tenu du rythme d'accroissement de la population. En conséquence, étant donné que le débit sera pour la majeure partie du temps, bien inférieur au débit maximum, on installera un système de deux pompes en parallèle, plus une troisième de secours (solution économique puisque le secours sera de seulement 50 % de l'installation au lieu de 100% dans le cas d'une pompe unique).

La conduite de refoulement sera unique (par économie) tandis que chaque groupe aura sa propre conduite d'aspiration (pour éviter les phénomènes de vide lorsqu'une seule pompe fonctionne).

La conduite gravitaire de Rouiba aboutira dans une bache de reprise ou puisard (voire 3.1.5). Un dispositif automatique sera prévu pour mettre en marche une pompe lorsque l'eau parvient à un certain niveau dans la bache et la stopper pour un niveau inférieur. Un deuxième dispositif équivalent mais disposé plus haut que le premier permettra la mise en marche de la deuxième pompe lorsque le débit affluent est supérieur au débit d'un seul groupe. Ce système sera en outre muni d'une permutation automatique permettant d'échanger à chaque arrêt d'un groupe le rôle de première et de deuxième pompe, ce qui permettra à celles-ci d'avoir une usure équivalente et surtout de subir un nombre de démarrages et d'arrêts deux fois moins important par heure (12).

3.1.2/ Choix de la pompe

Il convient d'abord de centrer les diamètres de refoulement possibles en fonction des vitesses admissibles (entre 0,5 et 2 m/s) pour les deux débits (les deux pompes fonctionnant dans la même conduite, celle-ci fonctionnera pour deux régimes: une pompe en marche ou les deux ensemble). Les débits de refoulement à obtenir devront être de l'ordre de 200 l/s pour une seule pompe en fonctionnement et compris entre 350 et 380 l/s pour les deux pompes en parallèle.

Vitesse de l'eau pour chaque diamètre

| Q (/s) | DN (mm) | Vitesse (m/s) |
|--------|---------|---------------|
| 200 | 400 | 1,59 |
| 380 | | 3,02 |
| 200 | 500 | 1,02 |
| 380 | | 1,94 |
| 200 | 600 | 0,71 |
| 380 | | 1,34 |
| 200 | 700 | 0,52 |
| 380 | | 0,99 |
| 200 | 800 | 0,4 |
| 380 | | 0,76 |

Les diamètres en D.N 400 et D.N 800 sont exclus: vitesse maximale de 3,02 m/s pour le diamètre 400 mm et vitesse minimale de 0,4 m/s pour le diamètre 800 mm.

Etude des H.M.T pour les conduites en 500 ,600 ,et700 mm

Le collecteur gravitaire de Rouiba aboutit au niveau de la station de pompage avec une cote de radier de 10,9 mètres. Le puisard (voir 3.5.1) aura une profondeur de deux mètres et la conduite d'aspiration sera disposée à 0,3 mètre au dessus du niveau du fond avec une cote de 9,2 mètres. La conduite de refoulement d'une longueur de 1 095 ml devra aboutir au regard du collecteur gravitaire de la zone industrielle à une cote de 17,9 mètres soit une hauteur géométrique de 8,7 mètres.

Pour le calcul des pertes de charge linéaires au refoulement, on adoptera une rugosité $k = 2.10^{-3}$ mètres (tuyaux en service et eau chargée) d'une conduite en béton armé précontraint.

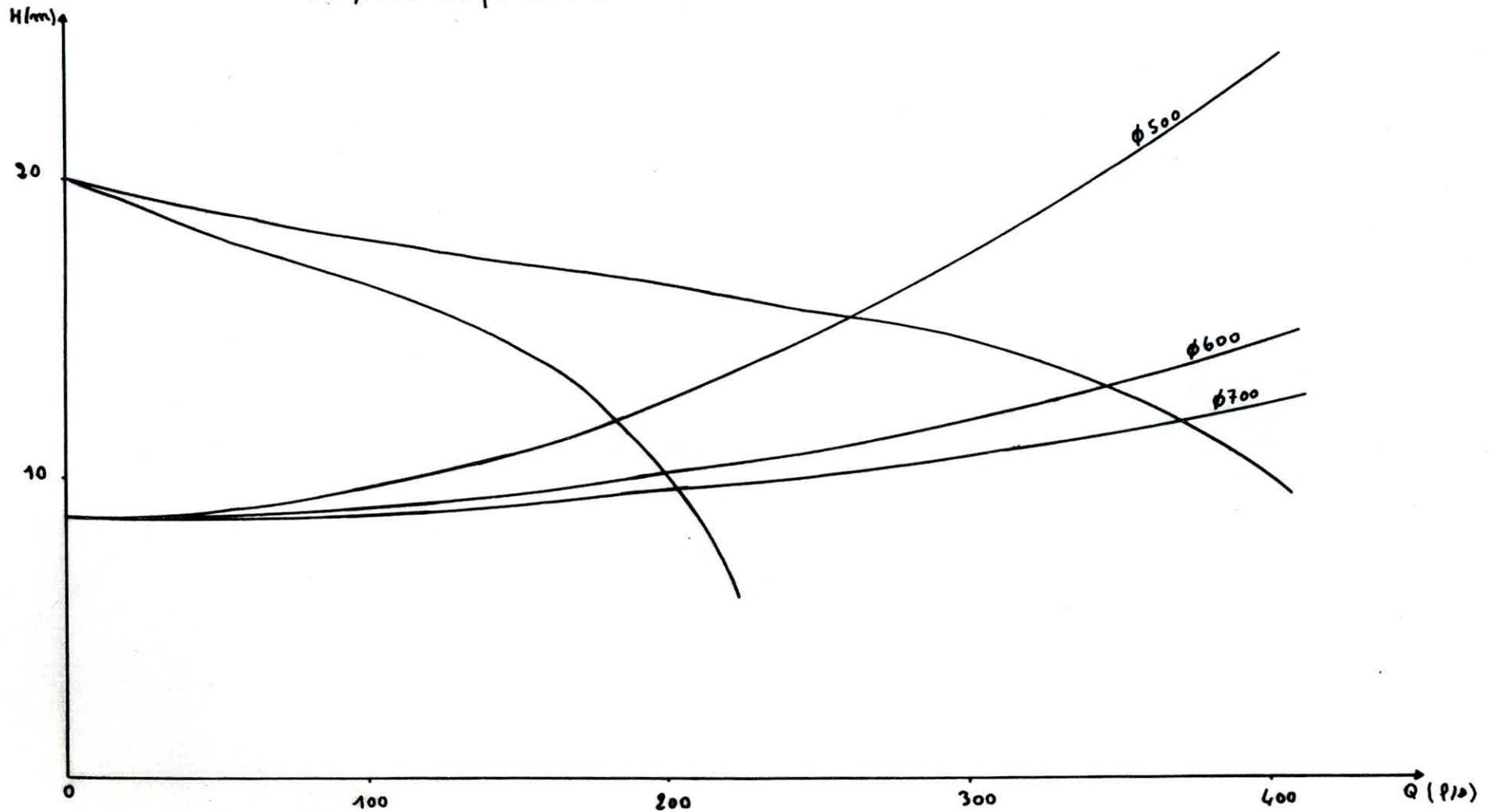
La formule de Colebrook-White sera utilisée:

$$1/\sqrt{\lambda} = -2 \text{ Log} \left[k/3,7.D + 2,51/Re\sqrt{\lambda} \right]$$

La viscosité cinématique a été prise égale à celle de l'eau pure soit 10^{-6} . D'autre part les pertes de charge ont été majorées de 15% pour prendre en compte les pertes de charge singulières et les pertes à l'aspiration. Les résultats pour les conduites 500, 600 et 700 présentées dans le tableau ci-dessous sont aussi représentés graphiquement.

| Q (l/s) | Pertes de charge | | | | | | H.M.T = Hg +1,15 pc | | |
|---------|------------------|----------|----------|----------|----------|----------|---------------------|----------|----------|
| | 500 (mm) | 600 (mm) | 700 (mm) | 500 (mm) | 600 (mm) | 700 (mm) | 500 (mm) | 600 (mm) | 700 (mm) |
| 50 | 0,0293 | 0,281 | 0,273 | 0,21 | 0,082 | 0,05 | 8,93 | 8,78 | 8,75 |
| 100 | 0,0289 | 0,0275 | 0,0266 | 0,84 | 0,32 | 0,2 | 9,65 | 9,06 | 8,92 |
| 150 | 0,0287 | 0,0274 | 0,0263 | 1,87 | 0,72 | 0,45 | 10,8 | 9,51 | 9,2 |
| 200 | 0,0286 | 0,0273 | 0,0262 | 3,3 | 1,27 | 0,79 | 12,5 | 10,15 | 9,6 |
| 250 | 0,0286 | 0,0272 | 0,0261 | 5,17 | 1,98 | 1,23 | 14,64 | 10,97 | 10,1 |
| 300 | 0,0286 | 0,0272 | 0,0261 | 7,44 | 2,84 | 1,77 | 17,25 | 11,96 | 10,72 |
| 350 | 0,0285 | 0,0271 | 0,0260 | 10,12 | 3,87 | 2,4 | 20,33 | 13,14 | 11,45 |
| 400 | 0,0285 | 0,0271 | 0,026 | 13,21 | 5,04 | 3,13 | 23,88 | 14,5 | 12,29 |
| 450 | 0,0285 | 0,0271 | 0,026 | 16,71 | 6,38 | 3,96 | 27,91 | 16,03 | 13,25 |
| 500 | 0,0285 | 0,0271 | 0,026 | 20,63 | 7,87 | 4,89 | 32,41 | 17,74 | 14,31 |

Détermination des points de fonctionnement pour différentes conduites et pour une pompe BD $\phi 255$ seule (1) ou deux pompes BD $\phi 255$ en parallèle.



Au vu des courbes caractéristiques des conduites on remarque que la conduite en D.N. 500 est fortement incurvée et se prête assez mal dans ce cas précis à l'association des pompes en parallèle, le gain de débit obtenu pour deux groupes en marche étant faible. La variante en D.N.500 est donc abandonnée.

Pour les deux autres variantes, la pompe répondant le mieux aux critères exigés est une pompe centrifuge de type BD 255 (vitesse de 1470 tr/min).

Les points de fonctionnement obtenus sont :

-D.N. 600 : Un seul groupe en marche $Q=199$ l/s; H.M.T= $10,1$ m
Deux groupes en marche $Q=348$ l/s; H.M.T= 13 m

-D.N. 700 : Un seul groupe en marche $Q=204$ l/s; H.M.T= $9,7$ m
Deux groupes en marche $Q=372$ l/s; H.M.T= $11,8$ M

Remarque : On peut déterminer les points de fonctionnement d'une telle pompe avec une conduite en D.N.500: 184 l/s pour une seule pompe et seulement 262 l/s pour deux pompes en parallèle.

3.1.3/ Calcul économique de la conduite de refoulement

Les deux conduites D.N 600 et D.N 700 répondent toutes deux aux critères techniques, et seule une étude économique nous permettra de faire un choix entre les deux solutions.

3.1.3.1/ Estimation des durées de pompage de chaque groupe

En vue d'évaluer les frais d'exploitation pour chaque variante, il est nécessaire d'estimer la durée de fonctionnement journalière moyenne de chaque groupe. Cependant cette estimation ne peut être que très approximative en raison des divers facteurs suivants :

- Augmentation du débit moyen sur les vingt années à venir (augmentation de la population)
- Manque de précision dans la répartition quotidienne des débits.
- Caractère aléatoire des débits pluviaux (31 l/s en temps de pluie) qui transitent par le déversoir d'orage.

En conséquence, et dans le but de déterminer un ordre de grandeur de ces durées de fonctionnement, on émet les hypothèses suivantes:

- 1) Le débit débouchant par temps de pluie dans le collecteur sera négligé étant donné la relative rareté des pluies dans l'année et la faible importance de ce débit par rapport au débit domestique.
- 2) Pour les deux variantes on considère une distribution des débits telle que le débit de pointe sera atteint durant quatre heures chaque jour (la grande majorité des agglomérations atteignant cette pointe entre 7 et 11 heures du matin).

Le reste de la journée on admet que le débit n'atteindra pas 199 l/s (d'où fonctionnement d'une seule pompe).

Débits refoulés

Dans la colonne des débits moyens du chapitre 2.2, on a ajouté le débit des eaux étrangères et le débit de la cité chinoise (4,63 l/s). Dans la colonne du nombre d'habitants on a ajouté les 2 000 habitants de la cité chinoise.

| années | Nb d'hab | Qmoy l/s | Qp l/s |
|--------|----------|----------|--------|
| 1990 | 41858 | 105,19 | 183,43 |
| 2000 | 56947 | 143,27 | 244,83 |
| 2010 | 77793 | 195,73 | 328,57 |

On distinguera deux périodes de fonctionnement distinctes des pompes. Une première à partir de 1990 dans laquelle le débit de pointe à refouler est inférieur au débit d'une seule pompe en marche (199 l/s pour la conduite en D.N.600, 204 l/s pour D.N 700). La deuxième période, lorsqu'il lui est supérieur (elle débute 2,8 années après 1990 pour $Q_p=199$ l/s et 3,7 années après 1990 pour $Q_p=204$ l/s). Pour celle-ci le régime de fonctionnement des pompes change et pendant les quatre heures de pointe l'association fonctionne en parallèle.

Exemple : Année 1990 (première période) conduite en D.N. 600:

$Q_{moy}=105,19$ l/s or $Q_1 =199$ l/s d'où $t=105,19/199 \cdot 24=$
12,69 heures/24

Année 2010 (deuxième période) conduite en D.N 600:

* Durant 4 heures on considère le débit de pointe constant égal à 328,57 l/s et un volume à pomper de $4 \cdot (3600 / 1000) \cdot 328,57 = 4731,4$ mètre-cubes.

Pendant ce laps de temps il y a un temps t_1 où une seule pompe refoule avec un débit de 199 l/s et pompe un volume V_1 , et un temps t_2 où les deux pompes fonctionnent en parallèle et pompent un volume V_2 avec un débit de 348 l/s.

$$\text{Or } V_1 + V_2 = V \text{ d'où : } (t_2 \cdot 348 + t_1 \cdot 199) \cdot 3600 / 1000 = 4731,4$$

$$\text{d'où : } 348 \cdot t_2 + 199 \cdot t_1 = 1314,28$$

$$\text{et : } t_1 + t_2 = 4$$

On a donc $t_1 = 0,52$ heure et $t_2 = 3,48$ heures.

* durant la reste de journée (20 heures) le débit Q est de:

$$4 \cdot Q_p + 20 \cdot Q = 24 \cdot Q_{\text{moy}} \text{ d'où } Q = (24 \cdot 195,73 - 4 \cdot 328,57) / 20 = 169,16 \text{ l/s}$$

$$\text{D'où } t_3 = (169,16 / 199) \cdot 20 = 17 \text{ heures}$$

Sur les 24 heures un débit de 199 l/s est soutiré pendant $t_4 = t_1 + t_3 = 17,51$ heures et un débit de 348 l/s est soutiré pendant $t_2 = 3,48$ heures.

Les résultats pour chaque année et pour les deux variantes figurent dans le tableau suivant:

| Année | Nb. d'hab | Qmoy | Qpointe | ø 600 | | ø 700 | |
|-------|-----------|--------|---------|------------|------------|-------|------|
| | | | | t4 (heure) | t2 (heure) | t4 | t2 |
| 1990 | 41 858 | 105,19 | 183,43 | 12,69 | 0 | 12,37 | 0 |
| 1 | 43 161 | 108,47 | 188,75 | 13,08 | 0 | 12,76 | 0 |
| 2 | 44 507 | 111,87 | 194,24 | 13,49 | 0 | 13,16 | 0 |
| 2,8 | 45 336 | 113,96 | 199 | 13,83 | 0 | - | - |
| 3 | 45 897 | 115,37 | 199,91 | 13,87 | 0,02 | 13,57 | 0 |
| 3,7 | 46 897 | 117,9 | 204 | - | - | 13,87 | 0 |
| 4 | 47 333 | 119 | 205,79 | 14,03 | 0,18 | 13,92 | 0,04 |
| 5 | 48 815 | 122,74 | 211,8 | 14,2 | 0,34 | 14,1 | 0,19 |
| 6 | 50 346 | 126,6 | 218,02 | 14,37 | 0,51 | 14,28 | 0,33 |
| 7 | 51 927 | 130,59 | 224,45 | 14,55 | 0,68 | 14,48 | 0,49 |
| 8 | 53 560 | 134,7 | 231,07 | 14,74 | 0,86 | 14,67 | 0,64 |
| 9 | 55 246 | 138,96 | 237,91 | 14,93 | 1,04 | 14,88 | 0,81 |
| 2000 | 56 947 | 143,25 | 244,8 | 15,13 | 1,23 | 15,08 | 0,97 |
| 01 | 58 744 | 147,78 | 252,07 | 15,54 | 1,63 | 15,52 | 1,32 |
| 02 | 60 600 | 152,46 | 259,57 | 15,54 | 1,63 | 15,52 | 1,32 |
| 03 | 62 515 | 157,3 | 267,3 | 15,76 | 1,83 | 15,76 | 1,51 |
| 04 | 64 595 | 162,29 | 275,28 | 15,99 | 2,05 | 16 | 1,7 |
| 05 | 66 538 | 167,45 | 283,52 | 16,23 | 2,27 | 16,25 | 1,89 |
| 06 | 68 648 | 172,77 | 292,02 | 16,47 | 2,5 | 16,5 | 2,1 |
| 07 | 70 828 | 178,27 | 300,78 | 16,72 | 2,73 | 16,77 | 2,3 |
| 08 | 73 878 | 183,95 | 309,83 | 16,98 | 2,98 | 17,05 | 2,52 |
| 09 | 75 402 | 189,81 | 319,16 | 17,25 | 3,23 | 17,33 | 2,74 |
| 2010 | 77 793 | 195,84 | 328,75 | 17,53 | 3,48 | 17,62 | 2,97 |

En effectuant la moyenne de ces résultats, on obtient:

$$\text{-D.N. 600 } t_{4\text{moy}} (199 \text{ l/s}) = 15,19 \text{ heures/24}$$

$$t_{2\text{moy}} (348 \text{ l/s}) = 1,58 \text{ heure/24}$$

$$\text{-D.N. 700 } t_{4\text{moy}} (204 \text{ l/s}) = 15,12 \text{ heures/24}$$

$$t_{2\text{moy}} (372 \text{ l/s}) = 1,18 \text{ heure/24}$$

3.1.3.2/ Choix de la conduite

Pour déterminer ce choix on dressera un tableau récapitulatif des divers coûts selon la variante considérée.

Frais d'amortissement: On opte pour un amortissement sur 20 ans au taux de 6%. L'annuité correspondante est donnée par la formule

$$A = i + i/(1+i)^{-1}$$

D'où $A=0,08718$.

| D.N. | mm | Prix au ml (*) DA | Longeur mètres | Prix de la conduite DA | Annuité DA |
|------|----|----------------------|-------------------|---------------------------|--------------------|
| 600 | | 985 | 1095 | $1,079 \cdot 10^6$ | $9,407 \cdot 10^4$ |
| 700 | | 1205 | 1095 | $1,319 \cdot 10^6$ | $1,15 \cdot 10^5$ |

(*): Le prix au ml englobe l'ensemble des frais de transport, de pose et des travaux préliminaires préalables. Ce sont les prix établis par l'A.N.P.E. (Agence nationale de protection de l'environnement).

Frais d'exploitaion : Le prix de l'énergie sera pris égal à 0,30 DA/Kwh

| Ø (mm) | Q (l/s) | H.M.T (m) | Durée moy. | η^* | P(Kw) | Kwt annuels P.t 365 | Total Kwh pour la variante | Prix DA |
|--------|---------|-----------|-------------|----------|-------|------------------------|-------------------------------|--------------------|
| | | | de fct/24 h | | | | | |
| 600 | 199 | 10,1 | 15,19 | 0,77 | 28,17 | $1,562 \cdot 10^5$ | $1,910 \cdot 10^5$ | $5,730 \cdot 10^4$ |
| | 348 | 13,0 | 1,58 | 0,81 | 60,27 | $3,476 \cdot 10^6$ | | |
| 700 | 204 | 9,7 | 15,12 | 0,75 | 28,47 | $1,571 \cdot 10^5$ | $1,826 \cdot 10^5$ | $5,478 \cdot 10^4$ |
| | 372 | 11,8 | 1,18 | 0,8 | 59,21 | $2,550 \cdot 10^6$ | | |

(*): Les rendements ont été obtenus sur la courbe de rendement de la pompe.
La densité de l'eau usée a été prise égale à 1,1.

Bilan

| D.N.(mm) | Amortisse- ment (DA) | Exploitation (DA) | Total (DA) |
|----------|-------------------------|----------------------|---------------|
| 600 | $9,407.10^4$ | $5,73.10^4$ | $1,515.10^5$ |
| 700 | $1,150.10^5$ | $5,478.10^4$ | $1,698.10^5$ |

Le choix se portera donc sur la conduite en D.N. 600 qui répond aux contraintes techniques et dont le coût global est le plus faible.

3.1.4/ Protection contre le coup de bélier

De même que dans le cas d'une station de pompage en eau potable, la conduite de refoulement d'eaux usées projetée devra être protégée contre le coup de bélier qui peut survenir à tout moment suite à une disjonction du courant alimentant les moteurs des pompes. Le phénomène débute par une dépression qui résulte de la montée de la colonne liquide qui continue son chemin grâce à son inertie et du défaut d'alimentation de cette colonne derrière la dernière tranche, refoulée par la pompe avant son arrêt. La phase suivante est caractérisée par la descente de l'eau vers la pompe; il se produit alors une surpression, puis le phénomène se reproduit tout en étant progressivement amorti par les pertes de charges dans la conduite.

Le moyen de protection que nous adopterons, qui limite la dépression et la surpression tout en ayant un encombrement relativement réduit, sera constitué par un réservoir d'air.

Calcul du réservoir d'air

Ce calcul sera effectué en tenant compte des diverses pertes de charges dans le refoulement et de la propagation ondulatoire du phénomène.

Les pertes de charges considérées seront les pertes de charge au refoulement (calculées au chapitre 3.1.2.) auxquelles seront ajoutées les pertes de charges issues d'un étranglement (tuyère) disposé à l'entrée du réservoir d'air et qui permettra un amortissement rapide des oscillations et une réduction du volume de la cloche.

La nature de la conduite sera du béton armé précontraint (matériau utilisé pour des pressions de service comprises entre 2 et 5 bars) en D.N 600.

La vitesse de propagation des ondes \bar{a} peut être calculée par la formule d'Allievi à $m/s \mid = 9900/\sqrt{48,3+k.D/e}$

D: diamètre de la conduite

k: 0,5 pour le béton armé

e: épaisseur de la conduite qui, pour le béton armé est remplacée par une épaisseur fictive qui correspond à la surface d'acier de la section (3).

On considère dans notre cas une conduite ferraillée en \emptyset 12 (18 barres espacées de 10,47 cm) qui représentent une surface totale d'acier dans la section de $2\,035,75\text{ mm}^2$ ou une épaisseur de $2035,75/\pi \cdot 600 = 1,08\text{ mm}$

En définitive on trouve $\bar{a} = 51,8\text{ m/s}$, ce qui nous donnerait une valeur maximale pour le coup de bélier de $a \cdot V_0/g = 548 \cdot 1,23/9,81 = 68,74\text{ m}$

$$\text{car } V_0 = Q_0/S = 4 \cdot 0,348/\pi \cdot 0,6^2 = 1,23\text{ m/s.}$$

La méthode utilisée ici est la méthode de Bergeron (5) et le calcul se fait par approximations successives. On se fixe au préalable un volume d'air arbitraire V_0 qui conduira à une valeur de dépression et de surpression. En fonction du résultat, on recommencera le calcul avec une valeur de V_0 augmentée pour un coup de bélier pas assez amorti et une valeur plus faible si l'on se situe trop en deçà des limites que l'on s'est imposées (raison économique).

Après plusieurs essais on adopte la valeur de $V_0 = 4\text{ m}^3$

De même, on se fixe les caractéristiques de la tuyère qui nous permettront de déterminer la vitesse de l'eau dans l'étranglement en fonction de la vitesse dans la conduite.

Soit un diamètre de tuyère de 160 mm et une tubulure de 300 mm.

- A la montée de l'eau, la tuyère ayant un coefficient de débit de l'ordre de 0,92, le rapport des vitesses $V_1/V_f = D^2/d'^2 = 600^2/(0,92 \cdot 160)^2 = 16,61$ (ce rapport devant être compris entre 15 et 20).

La perte de charge correspondante s'évalue en fonction du rapport m:

$$m = (0,92 \cdot 160 / 300)^2 = 0,24 \text{ qui détermine le coefficient } c = 0,58(5)$$

$$\text{On a donc } h_1 = 0,58 \cdot V_1^2 / 2 \cdot g$$

- A la descente de l'eau la veine liquide qui entre dans la tuyère à l'envers passe par la section de diamètre d qui se contracte ensuite en une section moitié (ajutage de Borda). On a donc $V_2/v_f = 2 \cdot (600/160)^2 = 28,13$ et $m = ((160/2) / 300)^2 = 0,14$ et $c' = 0,74(5)$

$$\text{On a donc } h_2 = 0,74 \cdot V_2^2 / 2 \cdot g$$

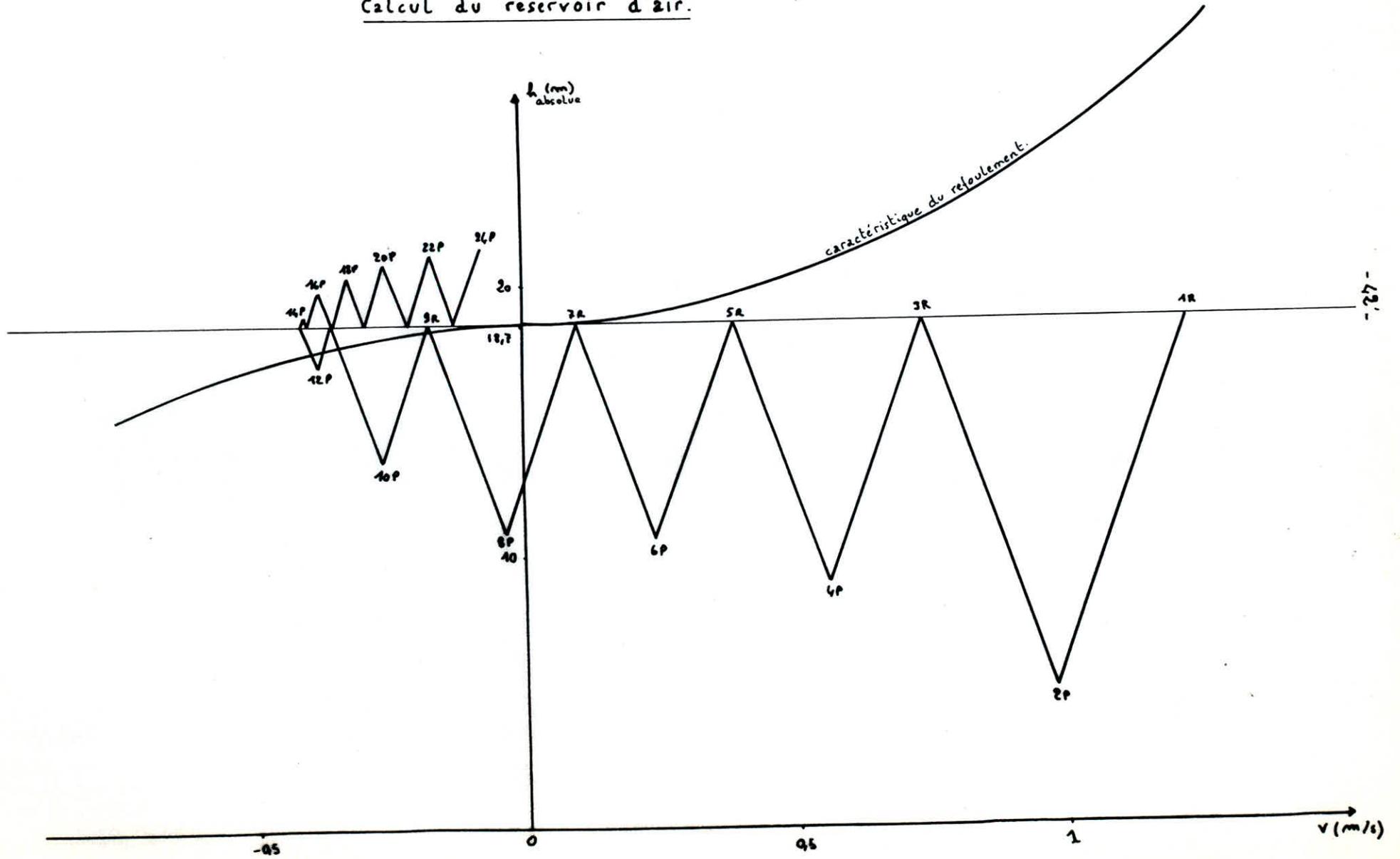
Enfin, on considère un intervalle de temps $= 2 \cdot L/a = 2 \cdot 1095 / 548 = 4 \text{ s}$,

ce qui correspond à un aller-retour de l'onde.

On peut donc remplir le tableau suivant:

| Intervalle de temps | Variation V du volume d'air | Volume d'air U (m3) | Pression dans le réservoir d'air | Vitesse dans la tubulure (m/s) | Perte de charge dans la tuyère | Pression dans la conduite avec perte de charge | Perte de charge au refoulement | Pression dans la conduite sans perte de charge | Vitesse lue sur le graphique | Désignation du point | Vitesse moy. Vm | Vitesse finale choisie |
|---------------------|-----------------------------|---------------------|----------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|--|--------------------------------|--|------------------------------|----------------------|-----------------|------------------------|
| 0 | 0 | Vo = 4m3 | Zo+do=22,52 | | | 22,52 | 3,82 | 18,7 | 1,23 | 1R | | |
| 1 t | +1 250 | 5,25 | 15,38 | 16,36 | 7,91 | 7,47 | 2,45 | 5,02 | 0,985 | 2P | 1,10g | 0,985 |
| 2 t | +0,876 | 6,13 | 12,4 | 9,4 | 2,61 | 9,79 | 0,81 | 8,97 | 0,566 | 4P | 0,775 | 0,566 |
| 3 t | +0,456 | 6,58 | 11,21 | 4,09 | 0,49 | 10,71 | 0,16 | 10,56 | 0,246 | 6P | 0,406 | 0,246 |
| 4 o | +0,118 | 6,7 | 10,94 | 1,06 | 0,04 | 10,99 | 0,004 | 10,99 | -0,038 | 8P | 0,104 | -0,038 |
| 5 o | -0,172 | 6,53 | 11,34 | 7,49 | 2,12 | 13,46 | 0,18 | 13,65 | -0,266 | 10P | -0,152 | -0,266 |
| 6 o | -0,368 | 6,16 | 12,3 | 10,84 | 4,43 | 16,73 | 0,38 | 17,11 | -0,385 | 12P | -0,326 | -0,385 |
| 7 o | -0,448 | 5,71 | 13,68 | 11,46 | 4,96 | 18,63 | 0,42 | 19,06 | -0,408 | 14P | -0,396 | -0,408 |
| 8 o | -0,444 | 5,27 | 15,32 | 10,63 | 4,27 | 19,59 | 0,37 | 19,96 | -0,378 | 16P | 0,393 | -0,378 |
| 9 o | -0,396 | 4,87 | 17,08 | 9,1 | 3,13 | 20,21 | 0,27 | 20,47 | -0,324 | 18P | -0,351 | -0,324 |
| 10 o | -0,326 | 4,54 | 18,84 | 7,11 | 1,91 | 20,75 | 0,17 | 20,91 | -0,253 | 20P | -0,288 | -0,253 |
| 11 o | -0,238 | 4,3 | 20,34 | 4,71 | 0,84 | 21,17 | 0,07 | 21,25 | -0,168 | 22P | -0,21 | -0,168 |
| 12 o | -0,136 | 4,16 | 21,29 | 2,04 | 0,16 | 21,44 | 0,02 | 21,46 | -0,073 | 24P | -0,12 | -0,073 |

Calcul du réservoir d'air.



Le volume maximal occupé par l'air est de $6,7 \text{ m}^3$ (colonne n° 3) lorsque le débit est nul.

Etant donné qu'il est indispensable qu'il y ait à tout moment présence d'eau dans le réservoir (pour éviter le passage de l'air dans la conduite) on choisira une cloche de capacité totale de 7 m^3 .

La dépression maximale sera de $11,23 \text{ m}$, d'où une pression absolue dans la conduite de $7,47 \text{ m}$. La surpression sera de $2,75 \text{ m}$ et la pression manométrique maximale sera égale à $11,44 \text{ m}$, ce qui ne représente aucun risque pour une conduite en béton armé précontraint dont la pression de service est comprise entre 2 et 5 bars.

3.1.5/ Volume du puisard :

Le dispositif de déclenchement a été décrit au 3.1.1.

Ce système peut être réalisé grâce à un interrupteur à flotteur qui enclenche le moteur (celui-ci étant relié par des cables à l'interrupteur) pour un niveau bas et le stoppe pour un niveau élevé.

Par l'intermédiaire de ce système, les différents groupes subiront de nombreux démarrages et arrêts durant la journée. Cette fréquence dépendra du volume du puisard qui sera calculé en conséquence. On se fixera un nombre de démarrages maximum de 6 démarrages/heures pour chaque pompe soit un temps minimum de $T_{min} = 3600/6 = 600$ sec entre deux démarrages. Cependant puisque l'on prévoit un système de permutation des pompes qui fonctionnent donc alternativement, on peut, tout en respectant la même fréquence, diviser le temps minimum par deux et ainsi diminuer le volume de la bache.

Pour le débit entrant $Q < 199$ l/s

Le groupe démarre $T_0 = 0$ sec au niveau $V = V_1$.

Il s'arrête $T_1 = V_1 / (Q_1 - Q)$ au niveau V_0 .

Il redémarre $T_2 = T_1 + V_1 / Q$ au niveau V_1

D'où un temps entre deux démarrages $T = T_2 - T_0 = V_1 (1 / (Q_1 - Q) - 1 / Q)$

Cette fonction atteint son minimum pour $dT/dQ = 0$ donc pour $Q = Q_1/2$.

Le temps minimal entre deux démarrages est donc obtenu lorsque $Q = Q_1/2$

D'où $T_{min} = V_1 (2 / Q_1 + 2 / Q_1)$ d'où $V_1 = Q_1 \cdot T_{min} / 4$

$T_{min} = 300$ sec ; $Q_1 = 199$ l/s ; donc $V_1 = 14,93$ m³

On prend $V1 = 15 \text{ m}^3$

Pour le débit entrant $Q > 199 \text{ l/s}$

Une pompe fonctionne alors en continu pompant soit 199 l/s lorsque le deuxième groupe est à l'arrêt, soit 174 l/s lorsque les deux pompes fonctionnent simultanément.

La deuxième pompe démarre à l'instant $T_0 = 0 \text{ sec}$

Elle s'arrête à l'instant $T_1 = V_2 / (348 - Q)$

Elle repart à l'instant $T_2 = V_2 / (Q - 199)$

D'où un temps entre deux démarrages successifs :

$T = V_2 \cdot ((1 / (348 - Q)) + (1 / (Q - 199)))$, le temps minimal étant aussi donné

par la solution de $d T / d Q = 0$

On obtient $Q = 273,5 \text{ l/s}$

D'où $V_2 = 11,18 \text{ m}^3$.

On prend $V_2 = 12 \text{ m}^3$

Etant donné qu'il y a deux mètres entre l'arrivée d'eau et le fond de la bêche, qu'on réserve $0,3 \text{ mètre}$ entre le niveau d'arrêt de la première pompe et le radier et $0,2 \text{ mètre}$ entre le niveau de démarrage de la deuxième pompe et le niveau d'arrivée d'eau, on détermine la surface de la bêche comme étant;

$S = (V_1 + V_2) / (2 - 0,5) = 18 \text{ m}^2$ soit un rectangle de $4,5 \text{ m} \cdot 4 \text{ m}$

et $H_1 = V_1 / S = 15 / 18 = 0,83 \text{ m}$ et $H_2 = V_2 / S = 12 / 18 = 0,67 \text{ m}$.

3.2/ Station de relevage à vis de Reghaïa

3.2.1/ Choix des diamètres des vis

Le raccordement entre l'ovoïde de la Zone industrielle et le collecteur de la Z.H.U.N. est réalisé à une cote de 7,1 m. Il est alors nécessaire de relever les eaux sur une certaine hauteur afin de pouvoir projeter le collecteur de Reghaïa en gravitaire. La cote à l'amont de ce collecteur étant de 11,4 m, la hauteur géométrique de relèvement sera de 4,3 m.

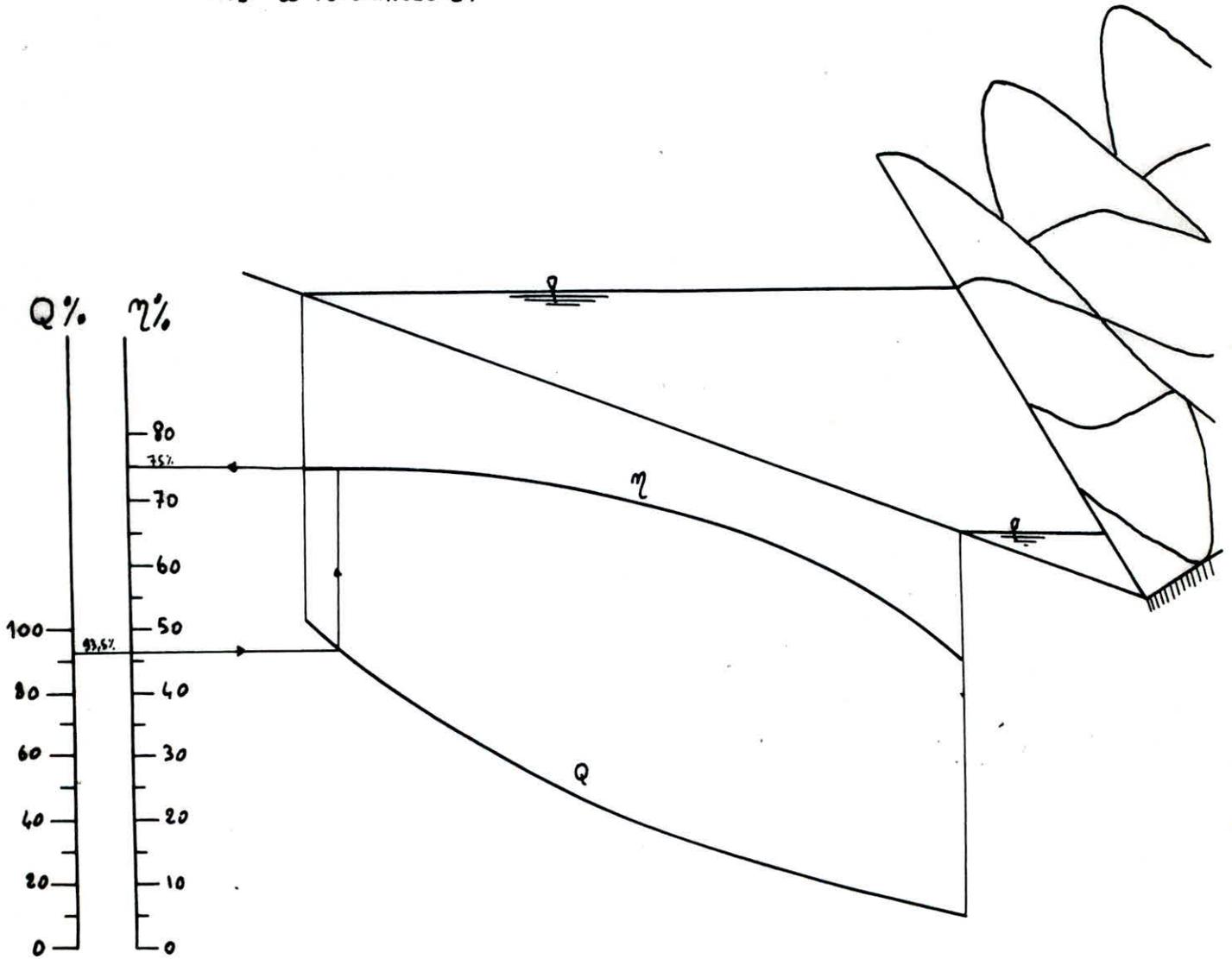
Vu cette faible hauteur (inférieure à 8 m), il nous sera possible d'utiliser une vis d'Archimède. Celle-ci est constituée d'un tube en acier autour duquel sont soudées des spires en tôle, et aux deux extrémités du tube deux arbres spéciaux qui viennent s'ajuster dans les paliers supports sont également fixés. L'entraînement a lieu à l'aide d'un moteur électrique étanche.

Les vis d'Archimède présentent les avantages suivants:

- Relevage de toutes les matières véhiculées par l'eau.
- Élimination de crépine et aucun danger d'obstruction.
- Consommation électrique proportionnelle au débit relevé.

| | Q Z.H.U.N. 1/s | Q Rouiba 1/s | Q Z.I 1/s | Q total 1/s |
|------------------------|-------------------|-----------------|--------------|----------------|
| 2010, temps sec | 306 | 348 | 441 | 1 095 |
| 2010, temps de puie | 722 | 348 | 801 | 1 871 |

Determination du rendement d'une
Vis d'Archimède.



Nous avons choisi le type de vis sur un catalogue de type SPAANS d'après le tableau suivant:

| Diamètre (mm) | Débit (l/s) |
|------------------|----------------|
| 380 | 25 |
| 560 | 50 |
| 650 | 75 |
| 750 | 100 |
| 900 | 150 |
| 1 000 | 200 |
| 1 200 | 300 |
| 1 350 | 400 |
| 1 500 | 500 |
| 1 600 | 600 |
| 1 800 | 800 |
| 2 000 | 1 000 |

Notre choix se portera donc:

- Pour le temps sec, 2 vis de diamètre 1600 mm capables de relever un débit maximal de 1 200 l/s. Une vis seule pouvant fonctionner pendant les heures creuses.
- Pour le temps pluvial, les deux vis seront associées avec une troisième vis de diamètre 1 800 mm pour un débit maximal total de 2000 l/s.

3.2.2/ puissance maximale absorbée

La puissance absorbée par la vis est donnée par la relation suivante:

$$P_{abs} = Q \cdot H_{geo} / 75 \cdot \eta \quad Q: \text{l/s}; \quad H_{geo}: \text{m}; \quad P: \text{CV}$$

Le rendement peut être déterminé grâce au monogramme ci-contre.

Détermination du rendement pour les deux vis en 1600 par temps sec

Par temps sec le débit relevé par chaque vis est de $1095/2 = 547,5$ l/s

on a donc $Q_{t.sec}/Q_{max} = 547,5/600 = 0,91$ soit 91% d'où un rendement de 76%.

Détermination du rendement pour la vis en 1800 mm et pour les vis en 1600 mm fonctionnant par temps pluvial

Le débit total à relever est alors de 1871 l/s. Déterminons le débit relevé par chaque pompe: au total nous avons $2 \cdot Q_{1600} + Q_{1800} = 1871$

Or la capacité maximale d'une vis en 1600 mm est égale à 75% de celle en 1800 mm d'où $Q_{1600} = 0,75 \cdot Q_{1800}$, donc, en définitive: $Q_{1600} = 561,3$ l/s et $Q_{1800} = 748,4$ l/s.

Les rendements sont donc:

$$Q_{1600}/Q_{\max} = 561,3/600 = 93,7 \% \text{ d'où un rendement de } 75\%$$

$$Q_{1800}/Q_{\max} = 748,4/800 = 93,5 \% \quad " \quad " \quad " \quad " \quad 75\%$$

Puissances absorbées

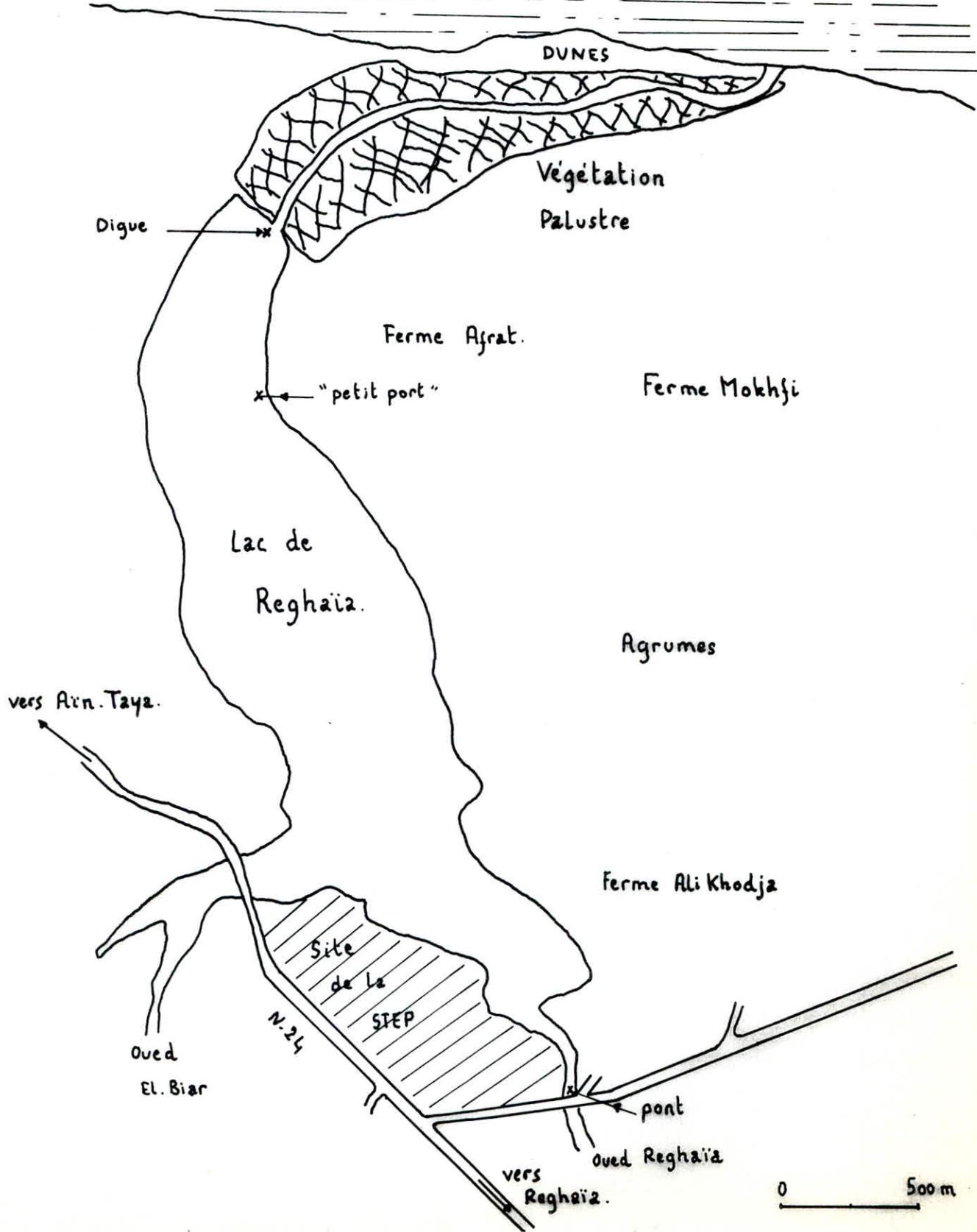
$$\text{Temps sec} \quad P_{\max} = (1095.4,3)/(75.0,76) = 82,6 \text{ CV} = 112,3 \text{ Kw}$$

$$\text{Temps pluvial} \quad P_{\max} = (1871/4,3)/(75.0,75) = 143 \text{ CV} = 194,5 \text{ Kw}$$

-51-
LAC DE REGHAÏA

Ile Agueli

Mer Méditerranée



DEUXIEME PARTIE : " ETUDE DE LA STATION D'EPURATION "

Chapitre 4/: DONNEES RELATIVES A LA STATION D'EPURATION DE
REGHAIA

4.1/ Choix du site de la STEP

Le choix de l'emplacement de la step a été fixé par l'E.N.H.P.C. et la D.D.A.H.A dans un triangle délimité par la route nationale 24, l'oued Reghaïa et le bord du lac. Ce site présente plusieurs avantages:

- Il n'est ni bâti ni cultivé; de plus la mise en place du périmètre de protection (cercle d'un Km de rayon autour de la station) sera facilitée par la très faible densité de d'habitations aux alentours.
- L'etude géotechnique menée par le Laboratoire national de l'habitat a donné des résultats satisfaisants.
- La superficie totale du terrain permettra l'agrandissement de la station en deuxième tranche (période 2010-2030).

4.2/ Capacité de la station

La station d'épuration de Reghaïa aura donc pour rôle d'épurer les rejets domestiques de toutes les agglomérations de la côte et du centre de la zone considérée ainsi que de la Zone Industrielle de Reghaïa.

La population prévue en 2010 ainsi que les différents débits qui parviendront à la station pour cet horizon sont récapitulées dans le tableau ci-dessous:

| Agglomérations | Nombre d'hab. | Superficie (ha) | Q _{étranger} (l/s) | Q _{moyen} (l/s) | Q _{pointe} (l/s) | Q _{pluvial} (l/s) |
|---|------------------|--------------------|--------------------------------|-----------------------------|------------------------------|-------------------------------|
| Alger plage, Bordj El Bahri centre, La Perouse, Benzeiga, cité Faïzi | 55 894 | 280 | 14 | 129 | 222 | 458 |
| Ben Mered, Doum, zone littorale, quartier diplomatique | 50 013 | 298 | 15 | 116 | 200 | 415 |
| Aïn Beïda, El Marsa, Aïn Taya, Svecouf, Raphrael | 54 845 | 225 | 11 | 127 | 218 | 447 |
| Heuraoua, Ouled Mamar, Aïn Kehla I et II | 26 293 | 132 | 7 | 61 | 111 | 229 |
| Boudaouau El Bahri, tribu guiyoro | 28 700 | 120 | 6 | 66 | 120 | 246 |
| Rouiba, Reghaïa, Zhur, Ouled Haddadj, Haouch El Mokhfi, Zone industrielle | 377 700 | 1 763 | 88 | 958 | 1 332 | 2 281 |
| Total | 593 445 | 2 818 | 141 | 1 457 | 2 203 | 4 076 |

D'où une capacité à prévoir de 600 000 habitants ou équivalent-habitants et un volume journalier égal à 126 000 m³

Par temps sec:

-débit moyen $Q_{moy} = 1,46 \text{ m}^3/\text{s}$

-débit de pointe $Q_{max} = 2,2 \text{ m}^3/\text{s}$

Par temps pluvial:

-Débit pluvial $Q_{pl} = 4,08 \text{ m}^3/\text{s}$

4.3/ Paramètres caractérisant la pollution

Le degré de pollution peut être caractérisé par les paramètres suivants:

4.3.1/ Demande biochimique en oxygène D.B.O.

La D.B.O d'une eau usée est la masse d'oxygène consommée pendant un temps déterminé à une température donnée pour décomposer, par oxydation, les matières organiques biodégradables contenues dans cette eau avec l'aide des bactéries. Cette oxydation biologique, pour être complète, nécessite un temps d'incubation d'environ 3 semaines; l'expérience montre cependant qu'il sera suffisant, pour apprécier ce paramètre de pollution avec une précision acceptable, de déterminer la D.B.O à cinq jours (D.B.O.5), l'essai ayant lieu à 20°C dans l'obscurité.

4.3.2/ Demande chimique en oxygène

La D.C.O représente la masse d'oxygène cédée par voie chimique par un oxydant puissant pour oxyder les matières réductrices contenues dans l'effluent. La D.C.O. représente donc l'enveloppe de tout ce qui est susceptible de demander de l'oxygène dans une eau usée (biodégradable ou non).

4.3.3/ Les matières en suspension M.E.S.

Les M.E.S. peuvent être décantables (pour les plus volumineuses) ou non. Elles sont composées de matières minérales (M.M) et de matières organiques (M.O).

4.3.4/ Autres paramètres

De nombreux autres paramètres donnent des indications importantes sur la qualité de l'eau: pH, température, teneur en phosphates, en azote, corps gras etc...

4.4/ Etat actuel de pollution du milieu récepteur : le lac de Reghaïa

Le marais de Reghaïa constitue actuellement le milieu récepteur de toutes les charges polluantes de la Zone industrielle et de la ville de Reghaïa. Elles y parviennent par l'intermédiaire de l'oued Reghaïa qui fonctionne comme un égout à ciel ouvert. Les analyses qui y ont été faites prouvent que les seuils de pollution

admissibles sont nettement dépassés, ce qui est d'ailleurs illustré par des mortalités périodiques et massives de poissons.

D'autre part, la régénération naturelle du lac étant due en grande partie à son alimentation à partir de la nappe d'eau de la Mitidja, il est à craindre que la surexploitation de celle-ci au niveau de la Zone industrielle, puisse provoquer une dépression qui se traduirait par une diminution, voire un arrêt de l'alimentation du marais. Dans ce cas, celui-ci ne serait alimenté que par les eaux usées, perdant ainsi ses capacités auto-épuratoires, le cas extrême étant la contamination de la nappe à partir du marais par intrusions salines.

Cette situation montre donc clairement l'absolue nécessité de la construction d'une station d'épuration qui permettra au site de retrouver sa vocation d'habitat naturel de la sauvagine et peut-être même d'envisager l'utilisation de ses eaux à des fins d'irrigation.

Tableau représentant le résultat d'analyses sur le marais de Reghaïa (*)

| Lieu de prélèvement | Petit port | | Pont | Digue | | |
|------------------------|------------|----------|----------|----------|----------|----------|
| | A.N.P.E. | A.N.P.E. | E.N.P. | A.N.P.E. | A.N.P.E. | A.N.P.E. |
| Date | 13/03/88 | 30/11/88 | 13/03/88 | 23/03/87 | 30/11/88 | 7/11/88 |
| D.B.Os mg/l | 50 | 42 | 30 | 10 | 30 | 55 |
| D.C.O. mg/l | 40 | 470 | 40 | 274 | 90 | 317 |

On peut donc noter le haut degré de pollution du lac particulièrement en D.C.O, signe de pollution industrielle

(*) département environnement de la D.D.A.H.A. de Boumerdes

4.5/Pollution de l'effluent

4.5.1/ Pollution industrielle

Le cas de la Zone Industrielle de Reghaïa doit être, en matière de qualité des eaux usées, traité avec attention. En effet, de nombreuses études démontrent qu'à l'heure actuelle l'effluent contient (à des taux qui varient) des substances toxiques (chromes, cyanures...) pouvant compromettre partiellement ou totalement le traitement biologique. Un plan de prétraitement des eaux usées industrielles a donc été établi par l'A.N.P.E. au niveau de nombreuses sociétés, particulièrement pour permettre à la step de fonctionner dans de bonnes conditions.

Les analyses réalisées sur ces eaux par l'Ecole nationale polytechnique (11) ont donné les résultats suivants:

Caractéristiques des eaux usées industrielles

| Paramètre | Valeur au 10/04/88 | Valeur au 17/04/88 | Paramètre | Valeur au 10/04/88 | Valeur au 17/04/88 |
|-------------------------|-----------------------|-----------------------|----------------------------------|-----------------------|-----------------------|
| Température | 20°C | 20°C | Orthophosphates | 4,89 | - |
| pH | 7,6 | 7,4 | Azote total mg Nil (Kjeldahl) | 68,4 | - |
| Conductivité m.s/cm | 2,5 | 2,53 | Chlorures mg Cl-/l | 873 | - |
| MES mg/l | 453 | 472 | Silice mg/l | 17 | - |
| MVS mg/l | 312 | 306 | Huiles et graisses | 404,01 | - |
| MOT % | 68,8 | 64,8 | | | |
| D.B.O ₅ mg/l | 244 | 234 | | | |
| D.C.O mg/l | 780 | 807 | | | |

4.5.2/ Pollution domestique

Des études ont été réalisées par l'E.N.P. (11) sur les eaux usées de la ville de Reghaïa. Nous les utiliserons pour caractériser la pollution d'origine urbaine de toute la zone étant donné que l'on retrouve dans la grande majorité des autres agglomérations concernées un système d'assainissement analogue (système unitaire) et qu'elles possèdent un niveau de développement similaire.

Caractéristiques des eaux usées urbaines

| Paramètre | Valeur au 10/04/88 | Valeur au 17/04/88 | Paramètre | Valeur au 10/04/88 | Valeur au 17/04/88 |
|------------------------|-----------------------|-----------------------|----------------------------------|-----------------------|-----------------------|
| Température | 22°C | 22°C | D.C.O mg/l | 381 | 379 |
| pH | 7,3 | 7,4 | Orthophosphates mg P/l | 13,8 | - |
| Conductivité m.s/cm | 1,51 | 1,50 | Azote total mg N/l (Kjeldahl) | 91,2 | - |
| MES mg/l | 284 | 293 | Chlorures mg/Cl/l | 372 | - |
| MVS mg/l | 186 | 195 | Silice mg/l | 21 | - |
| MOT % | 65,5 | 66,7 | Huiles et grai- ses mg/l | 105,73 | - |
| DBO ₅ mg/l | 207 | 217 | | | |

Les eaux à traiter étant mixtes dans la proportion de 1/3 pour les eaux usées industrielles (200 000 eqvlt-hab) et 2/3 pour les eaux usées urbaines (400 000 hab) on établira, pour caractériser globalement la pollution parvenant à la station, la moyenne pondérée des valeurs ci-dessus:

- Concentration en D.B.O.5 = $(2 \cdot 212 + 239)/3 = 221$ mg/l d'où une charge journalière égale à 27800 Kg de D.B.O.5 /j
- Concentration en D.C.O = $(2 \cdot 380 + 794)/3 = 518$ mg/l d'où une charge journalière égale à 65300 Kg de D.C.O /j

- Concentration en M.E.S = $(2.288 + 462)/3 = 346$ mg/l d'où une charge journalière égale à 43 500 de M.E.S./j
- La proportion de M.V.S. est donc de 65,5% des M.E.S. totales et celles des M.M de 33,5%
- Concentration en orthophosphates 10,83 mg/l et en azote total (Kjeldahl) 76 mg/l
- Concentration en huiles et graisses = $(2. 105,73 + 404,01)/3 = 205,16$ mg/l soit 25850 Kg de corps gras/j.
- Le pH oscille entre 7,3 et 7,6 et se situe bien dans la zone optimale du traitement aérobie ($6 < \text{pH} < 8,5$).

On peut donc, au vu de ces résultats, remarquer que l'apport en éléments nutritifs, base d'un traitement biologique, est ici assuré. En effet, le rapport liant les différents paramètres déterminant la faisabilité de l'épuration biologique est ici assuré.

$$P/D.B.0.5 = 1/20 \text{ (valeur souhaitée } \gg 1/80)$$

$$N/D.B.0.5 = 1/3 \text{ (valeur souhaitée } \gg 1/19)$$

$$D.C.0/D.B.0.5 = 2,33 \text{ (valeur souhaitée } \ll 3,5)$$

Il faudra néanmoins s'assurer, lors de la mise en route du traitement biologique, que les prétraitements prescrits en amont au niveau des usines ont bien été respectés et que l'effluent ne contient plus de substances toxiques ni inhibitrices (métaux lourds en particulier)

Note: Toutes les concentrations calculées ci-dessus sont valables pour le temps sec qui constitue le cas le plus défavorable (la pollution étant diluée par temps d'orage)

4.6/ Seuils de pollution à atteindre

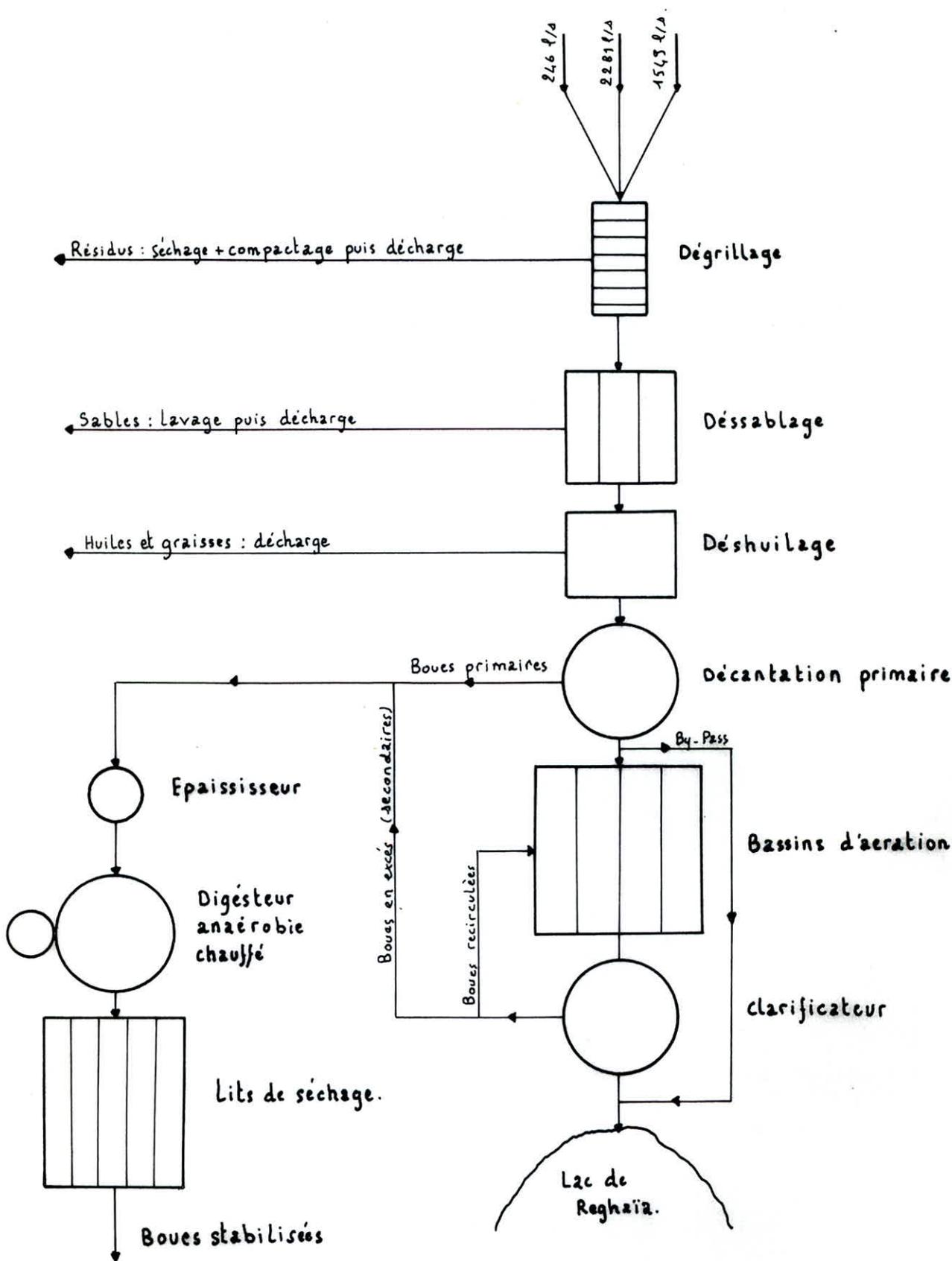
Le rôle de la station d'épuration ne sera pas de rendre potable l'eau usée à traiter (techniquement possible, voire 4.8, mais économiquement non rentable), mais d'abaisser la pollution du rejet de telle façon que le milieu receveur puisse réagir dans de bonnes conditions à cet apport.

On considère que des taux de 30 mg/l de D.B.O. , 90 mg/l de D.C.O. et de 30 mg/l de M.E.S concernant les principaux paramètres seront acceptables.

4.7/ Choix du procédé de traitement:

Les filières d'épuration comportent en général plusieurs étapes:
Une étape préliminaire (ou prétraitement) qui consiste en un dégrillage, un dessablage et éventuellement un deshuilage. Suit une

STATION D'EPURATION DE REGHAÏA.



décantation primaire (ou traitement primaire) puis une épuration biologique qui peut-être effectuée par plusieurs procédés différents:

- Lits bactériens
- Disques biologiques
- Lagunage
- Boues activées

C'est ce dernier procédé qui sera adopté en raison de sa fiabilité et du fait qu'il soit bien adapté aux stations de grande capacité.

On notera en outre que les différents ouvrages de traitements préliminaires et primaires seront dimensionnés avec le débit pluvial tandis que les ouvrages de boues activées seront dimensionnés avec le débit de pointe par temps sec, le débit excédentaire étant déversé après le décanteur primaire via un by-pass.

4.8/ Réutilisation des eaux usées, traitements tertiaires

4.8.1/ Irrigation:

L'utilisation des eaux usées d'origine urbaine et industrielle à des fins d'irrigation dans l'agriculture est une technique assez répandue actuellement car elle présente plusieurs avantages. Elle permet en effet de réaliser une économie sensible de la ressource en eau, particulièrement dans les régions arides et semi-arides.

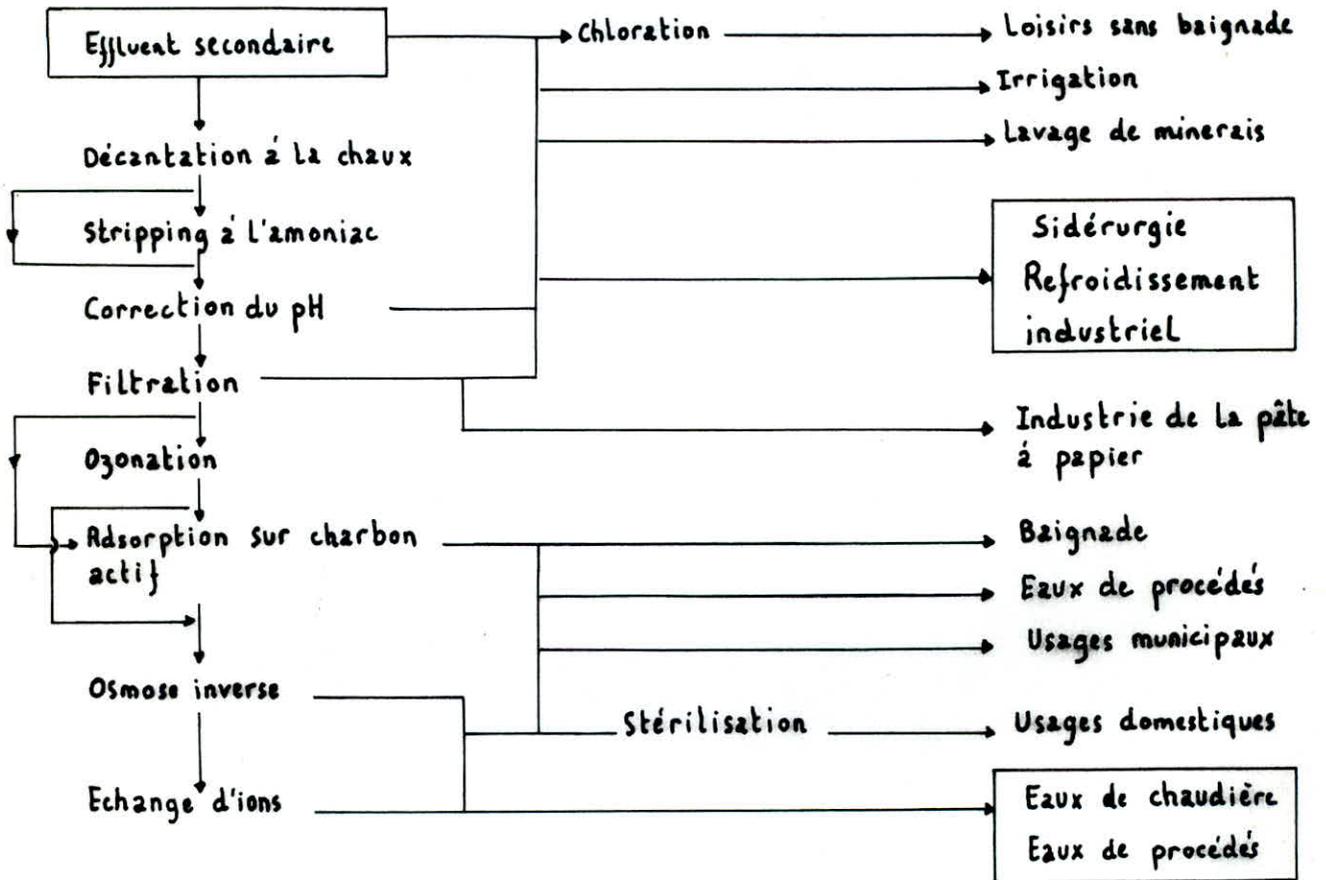
Cette pratique permet de plus de diminuer le recours aux engrais (les eaux usées ayant en général une teneur élevée en éléments fertilisants : azote, phosphore, potassium) et d'éviter de polluer les cours d'eau. Il sera cependant nécessaire que les taux de pollution soit suffisamment bas pour ne pas mettre en péril la santé des consommateurs. En général l'effluent subit une épuration primaire et secondaire suivie d'une stérilisation permettant de réduire le taux de coliformes à une valeur inférieure à 1 000/100 ml (sauf dans le cas de l'arboriculture où elle peut-être utilisée directement après le traitement biologique).

4.8.2/ Autres domaines d'utilisation

Du point de vue technique, des méthodes de traitement tertiaire sont à l'heure actuelle suffisamment fiables pour permettre une épuration quasi totale des eaux usées qui peuvent être ensuite réutilisées en tant qu'eaux potables.

Cette pratique est néanmoins très onéreuse et pratiquement pas utilisée dans la pratique. Aussi est-il plus courant de ne faire subir à l'eau un traitement tertiaire que partiel (voire figure) permettant ensuite son usage dans des domaines tels que le refroidissement industriel, l'industrie de la pâtes à papier, les usages municipaux etc...(9).

Réutilisation des eaux usées



4.8.3/ Les principaux traitements tertiaires sont:

-La filtration sur sable qui vise à compléter le travail du décanteur secondaire et de réduire la majeure partie des M.E.S de la D.B.O.5 et de la D.C.O non soluble dans l'eau.

-La déphosphatation. L'importance de la quantité de phosphore (qui provient de l'utilisation de plus en plus importante des détergents) est un grave obstacle à la réutilisation des eaux usées (excépté pour l'irrigation) à cause des risques d'entartrage et du développement d'algues qu'elle entraîne. Le moyen le plus efficace de déphosphatation est la décantation à la chaux (environ 90% d'élimination).

-Elimination de l'azote. La stabilité des nitrates dans l'eau et leur rôle dans la pollution des milieux récepteurs en font de plus en plus des éléments à éliminer en priorité. La méthode la plus efficace utilisée est le stripping en raison de son haut rendement d'élimination (supérieur à 80%). Elle consiste en une désorption (faire passer en phase gazeuse les gaz volatiles dissous en phase liquide) par passage sur l'effluent d'un contre-courant gazeux (aire ou vapeur d'eau) qui s'empregne de l'amoniac.

-Stérilisation. En vue de débarasser durablement l'effluent de ses germes pathogènes, on réalise fréquemment une stérilisation au chlore ou à l'ozone permettant d'obtenir une eau contenant moins de 100 germes totaux par litre.

D'autres traitements plus poussés peuvent permettre d'affiner l'épuration.

-Traitement au charbon actif: il a pour rôle de débarasser l'eau des polluants organiques qui ont été réfractaires au traitement biologique (D.C.O. résiduelle en particulier).

-L'osmose inverse, qui est un procédé très puissant permettant d'éliminer, grâce à des membranes semipermeables, 90% à 99% des éléments minéraux dissous, 95% à 99% des éléments organiques et 100% des matières colloïdales les plus fines.

On peut donc espérer parvenir, après un traitement tertiaire complet, à une eau contenant moins de 1 mg/l de D.B.O., moins de 5 mg/l de D.C.O. et une concentration nulle en M.E.S.

Chapitre 5/: TRAITEMENTS PRELIMINAIRES

5.1/ Dégrillage

Le dégrillage constitue une opération absolument indispensable dans un traitement d'eaux usées. Il a pour but d'éliminer les matières les plus volumineuses afin de soulager la station d'épuration dans les traitements avals. Seule une grille fine sera disposée en tête de station car l'effluent provenant de conduites de refoulement aura déjà subi un dégrillage grossier au niveau des stations de pompage.

Les eaux usées provenant de trois conduites de refoulement seront mélangées et homogénéisées dans une bêche puis se dirigeront vers le canal de grille.

Les dimensions de la grille seront données par la relation de Kittelberger:

$$L.h = (d+e)/e \cdot 1/(1-n) \cdot Q_{p1}/V_{p1}$$

L: largeur de la grille en mètres |

h: Hauteur d'eau à l'amont de la grille en mètres |

d: Largeur des barreaux (15 mm)

e: éspacement des barreaux (20 mm)

n: Degré d'encrassement (20%)

Q_{p1}: Débit d'orage (Q_{p1} = 4,08 m³/s)

V_{p1}: Vitesse maximum correspondant à Q_{p1} (V_{p1} = 1,2 m/s)

On choisit une largeur de grille de 2 mètres; ceci correspond alors à une profondeur h:

$$h = (20+15)/20 \cdot 1/(1-0,2) \cdot 4,08/1,2 \cdot 1/2 = 3,72 \text{ m.}$$

On adopte alors une grille de dimensions 2.4 m²

Pour la gamme de débits arrivant à la station (de 5 000 à 15 000 m³/h) il est bien évidemment nécessaire de prévoir un système de dégrillage mécanique. On préconisera donc un dégrilleur mécanique à nettoyage continu à chaînes sans fin, particulièrement adapté aux grilles fines (4).

Le canal aura une hauteur de 4,5 mètres pour une largeur de 2 mètres et sera équipé d'un by-pass de part et d'autre de la grille afin d'éviter tout débordement en cas de panne du système de nettoyage. D'autre part la perte de charge créée par la grille propre s'obtient par la formule :

$$D h = \tilde{n} \cdot [d/e]^{4/3} \cdot V^2/2g \quad (1)$$

avec $\tilde{n} = 1,79$ pour des barreaux ronds, on a donc

$$h = 1,79 \cdot [15/20]^{4/3} \cdot 1,2^2/2g = 9 \text{ cm.}$$

Résidu du dégrillage

Le volume du refus peut être déterminé (pour les écartements habituels) par la relation :

$$V \text{ (1/hab.an) } = (12 \text{ à } 15) / e = 12/2 = 6 \text{ l/hab.an}$$

(e:écartement des barreaux en cm) (1)

On obtient donc un volume de matières retenues journalier de

$$V = (6 \cdot 600\,000) / 365 = 9\,860 \text{ l/j.}$$

Ces résidus peuvent contenir des matières non fermentescibles (telles que pierres ou métaux), peu fermentescibles (papiers, chiffons, bois) ou très fermentescibles (débris végétaux, déjections), qui seront, après séchage et compactage, envoyées en décharge.

Enfin, on installera au niveau du canal de grille un débit-mètre permettant de connaître en permanence le débit d'eau à traiter.

5.2/ Dessablage

Pour protéger les organes mécaniques que comporte la station en aval, il sera nécessaire d'enlever les particules de petites dimensions (diamètre supérieur ou égal à 0,2 mm) présentes dans l'effluent. La vitesse de sédimentation de telles particules est au minimum de 0,016 m/s pour une vitesse de transit de 0,3 m/s.

Il est important que la vitesse dans le dessableur reste proche de cette valeur de 0,3 m/s; en effet, lorsqu'elle lui est inférieure, une grande proportion de matières organiques sédimentent, ce qui peut amener des nuisances après extraction des sables. Dans le cas contraire $V > 0,3$ m/s), une grande partie des sables est entraînée vers l'aval et le dessableur ne joue plus son rôle.

Pour que cette condition soit remplie, on équipera les dessableurs de déversoirs de sortie à équation linéaire (hauteur d'eau proportionnelle au débit, donc vitesse constante). Les dessableurs seront au nombre de trois, un répartiteur de débit étant placé juste à l'aval du canal

d'entrée. Ils seront en outre pourvus de cunettes de stockage des sables avec évacuation par pompage et munis de vannes murales à l'entrée permettant d'en condamner un ou deux si le débit est faible.

Dimensions du dessableur

Pour $Q = Q_{p1/3} = 1.36 \text{ m}^3/\text{s}$, la section horizontale de chaque dessableur est de:

$S_h = Q/V_s = 1,36/0,016 = 85 \text{ m}^2$. La section verticale est de :

$S_v = Q/V_t = 1,36/0,3 = 4,53 \text{ m}^2/\text{s}$

Pour une hauteur d'eau de 1,2 m, la largeur du bassin sera donc $B = 4,53/1,2 = 3,8 \text{ m}$, et sa longueur $L = 85/3,8 = 22,37 \text{ m}$.

Dimensions de chaque bassin

Longueur : 22,5 m; Largeur : 3,8 m; Profondeur : 1 m; Charge hydraulique : 56 m/h; temps de séjour $T_s = B.L.h/Q = 22,5.3,8.1/1,36 = 63 \text{ s}$.

Quantité de M.E.S. éliminées

La charge journalière en M.E.S est d'environ 43.500 Kg/j dont 14.570 Kg/j de matières minérales.

On estime en général le rendement des dessableurs à 80% d'élimination des matières minérales soit environ 11 660 Kg/j de M.M éliminées. Celles-ci sont donc constituées principalement de sables qui seront lavés pour être débarassés des matières organiques sedimentées, puis envoyés en decharge.

A la sortie des dessableur l'effluent contient donc environ:
une charge de M.E.S.de 31840 Kg/j dont 28930 kg/j de M.V.S. et 2910 Kg/j deM.M.

5.3/ Deshuilage

La présence de corps gras dans l'effluent peut perturber le fonctionnement des stations à des niveaux différents:

- Par la diminution de la capacité d'aération en boues activées du fait du recouvrement du bassin par emulsion graisse-air-eau.
- Par une mauvaise sédimentation dans les décanteurs primaires et secondaires.

Il est donc nécessaire d'effectuer une opération de deshuilage pour parfaire le prétraitement de l'effluent.

Le deshuilage s'effectue par flottation, la densité des corps gras étant plus faible que celle l'eau (environ 900 kg/m^3). Cette opération est accélérée grace à un dispositif permettant l'introduction d'air comprimé à un débit d'environ $2 \text{ m}^3/\text{h}$ par m^3 d'ouvrage.

Le temps de séjour devra être au minimum égal à 7 min pour une charge superficielle de $30 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}$ (ces valeurs seront adoptées par le débit pluvial). Enfin le deshuileur sera équipé d'une cloison siphonée permettant de retenir les flottants qui seront recueillis grâce à un raclage de surface.

Dimensions du deshuileur

$$\text{-Volume : } V_d = Q_p \cdot T_{\min} = 4,08/60 \cdot 7 = 1\,714 \text{ m}^3$$

$$\text{-Section horizontale: } S_h = Q_p l / C_s = 4,08 \cdot 3\,600/30 = 490 \text{ m}^2$$

On adopte un rectangle de $22,22,5 \text{ m}$ soit $S_h = 495 \text{ m}^2$

La hauteur maximum sera finalement égale à $H_{\max} = 1714/495 = 3,46 \text{ m}$.

Les dimensions finales seront donc: $L = 22,5 \text{ m}$; $l = 22 \text{ m}$; $h = 3,5 \text{ m}$;
 $S_h = 495 \text{ m}^2$; $V = 1\,732,5 \text{ m}^3$.

La charge superficielle et le temps de séjour sont égaux :

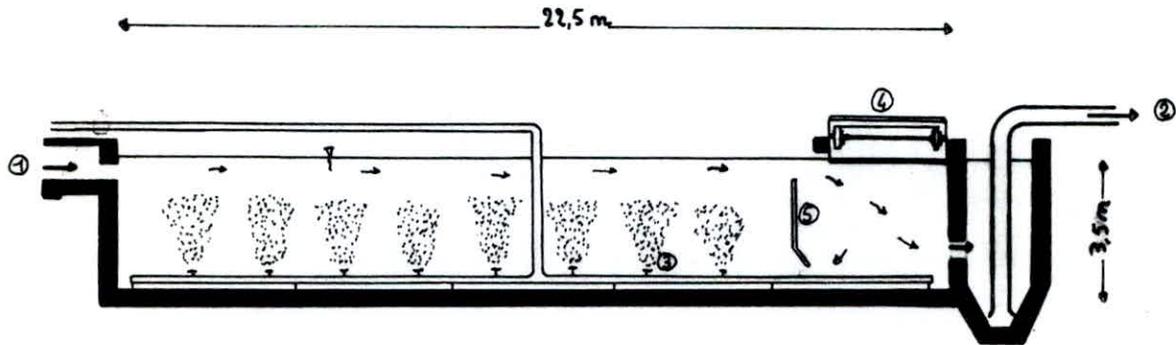
$26,7 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}$ et $7,07 \text{ min}$ pour le débit d'orage

$16 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}$ et $13,11 \text{ min}$ pour le débit de pointe par temps sec.

$10,6 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}$ et $19,8 \text{ min}$ pour le débit moyen par temps sec

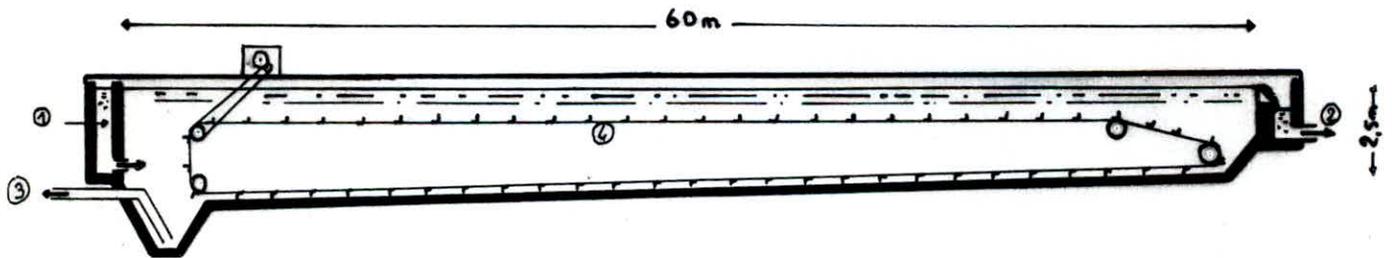
Le deshuileur permet en général de recueillir 80% des graisses soit une masse égale à $0,8 \cdot 25\,850 = 20\,700 \text{ Kg}$ de graisses par jour qui seront mis en décharges.

Déshuileur.



- ① : Arrivée eaux brutes
- ② : Départ vers Le décanteur
- ③ : Aération
- ④ : Dispositif de racleage
- ⑤ : Paroi syphoïde

Décanteur Longitudinal à chaines.



- ① : Arrivée eaux brutes .
- ② : Départ eaux décantées .
- ③ : Evacuation des boues .
- ④ : chaîne racleuse .

Chapitre 6/ TRAITEMENTS PRIMAIRES

Le traitement primaire est basé sur la décantation qui permet le dépôt des matières organiques et minérales sédimentables (plus denses que l'eau)

La décantation permet de réduire dans de grandes proportions la pollution des eaux usées(4):

- De 45 à 80 % de la D.C.O. (65% en moyenne)
- De 30 à 40% de la D.B.O.5
- 90% des M.E.S.

Nous opterons pour des décanteurs rectangulaires qui permettent d'obtenir un gain de place par rapport aux décanteurs circulaires. Le système de raclage sera entraîné par des chaînes sans fin immergées. Les matières décantées (ou boues primaires) seront dirigées vers une fosse centrale d'où elles seront évacuées. Ces boues, souvent très fermentescibles, subiront ensuite un traitement (que nous étudierons plus loin) permettant leur concentration et leur stabilisation.

Les eaux décantées seront pour leur part recueillies par surverse dans une rigole périphérique pour être ensuite dirigées vers le traitement biologique.

Le dimensionnement de l'ouvrage dépend alors de deux paramètres:

- 1) Le temps de séjour qui doit être limité pour des raisons biologiques et économiques:

- Du point de vue biologique, il y a en effet un risque pour l'effluent de développer une putréfaction plus ou moins importante au cours de son séjour dans le décanteur. Or cette faculté dépend essentiellement de la fraîcheur de l'eau d'égout qui a auparavant transité dans le réseau d'assainissement. Dans le cas de la zone de Reghaïa, le temps mis par certaines eaux pour parvenir à la station peut aller jusqu'à 4 heures
- Du point de vue économique, il est aussi nécessaire de limiter le temps de retention. On constate en effet une diminution de l'efficacité de la décantation avec celui-ci alors que le volume du bassin (et donc son coût) augmente proportionnellement au temps de séjour.

En définitive, on fixera le temps de séjour de chaque décanteur à une heure pour le débit pluvial.

- 2) La charge superficielle à admettre dans le décanteur. Celle-ci dépend dans le cas de réseaux unitaires du rapport Q_{pl}/Q_{moy} . Dans notre cas, ce rapport étant proche de 3 (2,8), on admettra une charge superficielle égale à $2,5 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}$ (1).

Dimensions du décanteur

Le volume total de cet ouvrage sera égal à $V = Q_{pl} \cdot t = 4,08 \cdot 3600 \cdot 1$

$$V = 14\,688 \text{ m}^3$$

Les décanteurs devant avoir des dimensions permettant l'installation des systèmes de raclage, on fixe le nombre de décanteurs à quatre ayant chacun un volume de $V_d = 3\,672 \text{ m}^3$.

La charge superficielle adoptée étant de $2,5 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{h}$ la surface horizontale sera égale à $Sh = Qp/4.Cs = 4,08.3600/4.2,5 = 1468,8 \text{ m}^2$

Les dimensions du décanteur seront de 60 mètres de longueur sur 24,5 mètres de largeur ce qui donne une surface de 1470 m^2 .

La profondeur nous sera donc donnée par le rapport $h = Vd/Sh = 2,5 \text{ m}$.

En outre on inclinera le radier du décanteur en direction de la fosse à boues pour en faciliter le raclage. Quant à la fosse elle-même, on prévoira une grande capacité par une profondeur de 4 m.

Verification de la charge superficielle et du temps de séjour

Débit de pointe par temps sec $T Q Ts = 1,85 \text{ heures}; Cs = 1,35 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{h}$

Débit moyen par temps sec $Ts = 2,8 \text{ heures}; Cs = 0,89 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{h}$

Caractéristiques de l'effluent décanté

Elimination de la D.C.O.=65%, de la D.B.O.5.=30%, des M.E.S.=50%

Après décantation, l'eau contient donc une charge polluante de:

-22 780 Kg/j de D.C.O.

-19 512 Kg/j de D.B.O.5

-15 920 Kg/j de M.E.S. dont 14465 Kg/j de M.V.S. et 1455 Kg/j de M.M

Pour des raisons économiques, la différence entre le débit pluvial et le débit de pointe par temps sec sera, après la décantation primaire, directement évacuée vers l'exutoire. En effet, traiter en biologique le débit pluvial conduirait à de très lourdes dépenses d'investissement pour le surdimensionnement des bassins d'aération, des clarificateurs secondaires et le nombre d'aérateurs de surface à prévoir; ce d'autant plus que ce débit excédentaire aura déjà subi une dilution et un traitement primaire et sera donc partiellement dépollué. Le by-pass devra alors se mettre en route automatiquement dès que le débit sera supérieur à Q_{pointe} .

Chapitre 7/: TRAITEMENTS SECONDAIRES: BOUES ACTIVEES A MOYENNE CHARGE

La technique des boues activées est le mode épuratoire biologique le plus répandu. Ce n'est en réalité rien d'autre que la reproduction et l'accélération artificielle des processus d'auto-épuration dans les milieux naturels: au sein d'un courant continu d'eaux usées, les bactéries aérobies sont soumises à l'action prolongée d'une forte oxygénation obtenue par une introduction d'air régulièrement réparti dans le bassin dit "bassin d'aération". Ces bactéries absorbent alors les matières organiques (la pollution) pour s'en nourrir et forment de gros flocons que l'on fait décanter dans un décanteur secondaire ou clarificateur; ces matières constituent alors des boues appelées "boues activées"

Il existe plusieurs types d'installations de boues activées qui dépendent de la charge massique et de la charge volumique adoptée.

-La charge massique C_m représente la quantité de pollution (d'aliment) reçue par unité de masse biologique active (Kg de D.B.O.5/Kg de M.V.S.j)

-La charge volumique C_v représente la quantité de pollution reçue par unité de volume du bassin d'aération (Kg de D.B.O.5/m³ de bassin.j).

On distingue donc les boues activées :

-A forte charge pour $C_m > 0,4$ et $C_v > 6$.

-A moyenne charge (ou procédé conventionnel) pour $0,1 < C_m < 0,4$ et $0,6 < C_v < 1,6$

-A faible charge (ou aération prolongée) pour $C_m < 0,1$ et $C_v < 0,125$

Le système à faible charge est particulièrement adapté aux petites stations car elle nécessite de très longs temps de séjour et donc de grands volumes de bassins ce qui est incompatible avec les très gros débits que nous avons à traiter.

Le système à forte charge peut être utilisé mais, il nécessite un personnel très compétent en raison des nombreuses interventions à réaliser; on n'adoptera donc pas ce système.

On optera en définitive pour le procédé conventionnel à moyenne charge (charge massique = 0,3) avec un temps de séjour qui devra être compris entre 3 et 6 heures dans le bassin d'activation.

7.1/ Dimensionnement du bassin d'aération

Il sera de forme rectangulaire. Le volume nécessaire pour obtenir un temps de séjour d'environ 3 heures pour le débit Q_p de pointe sera donc :

$$V = 2,203.3 \ 600.3 = 23 \ 792 \text{ soit } 24 \ 000 \text{ m}^3$$

Soit pour quatre aérateurs en parallèle $6 \ 000 \text{ m}^3$ par ouvrage.

Dimensions d'un bassin : hauteur 4 mètres, longueur 75 mètres, largeur 20 mètres.

Le temps de séjour pour $V = 24 \ 000 \text{ m}^3$ sera donc $T_s = 3,03$ heures pour Q_{\max}

et $T_s = 4,58$ heures pour Q_{moy} .

D'autre part la charge volumique sera $C_v = (19512 \text{ Kg de D.B.O.5/j}) / 24 \ 000 \text{ m}^3$

$$C_v = 0.81 \text{ Kg de D.B.O.5/m}^3/\text{j}$$

La teneur en M.E.S. dans le bassin est déterminée par le rapport $S_v = C_v / C_m$.

$$\text{D'où } S_v = 2,71 \text{ g/l}$$

$$\text{Et une masse de boue } B_a = 65 \ 000 \text{ Kg.}$$

7.2/ Besoins en oxygène - Puissance nécessaire

Ce procédé d'épuration biologique étant aérobie, il sera donc nécessaire d'aérer le bassin afin de d'apporter aux microorganismes des boues activées, l'oxygène dont ils ont besoin.

La consommation théorique en oxygène s'exprime par la relation suivante:

$$P(O_2) = a' \cdot (Lo - Lf) + b' \cdot Ba$$

Avec:

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

$Lo - Lf$: fraction de la D.B.0.5 éliminée quotidiennement (Kg de D.B.0.5/j)

Ba : masse de M.V.S. présente dans le bassin

a' : masse d'oxygène nécessaire à l'oxydation d'un Kg de substrat (Kg d' O_2 /Kg de M.V.S.j) (8)

b' : masse journalière d'oxygène nécessaire à la respiration endogène d'un Kg de boues (Kg d' O_2 /kg de M.V.S.j) (8)

Pour $C_m = 0.3$ Kg de D.B.0.5/Kg de M.V.S.j on a:

$$a' = 0,56 \text{ Kg d}'O_2/\text{Kg de D.B.0.5}$$

$$b' = 0,08 \text{ Kg d}'O_2/\text{Kg de M.V.S.j}$$

$$\text{Or } Lo = 19512 \text{ Kg de D.B.0.5/j}$$

$$\text{et } Lf = 30 \text{ mg/l soit } 3776 \text{ Kg de D.B.0.5/j}$$

$$\text{On a donc } P(O_2) = 0,56 \cdot (19512 - 3776) + 0,08 \cdot 65000 = 14000 \text{ Kg d}'O_2/\text{j}$$

$$P(O_2) = 584 \text{ Kg d}'O_2/\text{h}$$

Cette quantité est théorique car elle est basée sur l'hypothèse que la pollution arrive sur la station de façon uniforme pendant 24 heures.

En considérant que toute la pollution parvient en 18 heures sur la station et que la respiration endogène ne varie pas durant la journée (la quantité de M.V.S. étant fixe), on calcule la quantité d'oxygène horaire consommée en pointe:

$$P(O_2) = a' \cdot (L_o - L_e) / 18 + b' \cdot B_a / 24 = 0,56 \cdot (19\ 512 - 3\ 776) / 18 + 0,08 \cdot 65\ 000 / 24$$

$$P(O_2) = 706 \text{ Kg d'O}_2/\text{h.}$$

Il sera de plus nécessaire d'affecter ces résultats d'un coefficient de transfert T car les calculs effectués ci-dessus ne sont valables que pour les conditions suivantes: eau pure, température de 10 C, pression de 760 mm de mercure (altitude 0 m), teneur en oxygène dissous nulle.

On obtient le coefficient de transfert T en effectuant le produit suivant $T = T_p \cdot T_d \cdot T_t$

T_p : Coefficient d'échange eau pure-eau usée. $T_p = 0,85$

T_d : Coefficient de déficit en oxygène. $T_d = (C_{stp} - C_1) / C_{s10}$

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

$$C_{stp} = C_{st} \frac{P_e}{P_a} \cdot B \cdot S$$

avec C_{st} = concentration en oxygène à la température moyenne de 20 C

$$C_{st} = \frac{475}{33,5+T \text{ C}} - \frac{475}{33,5+20} = 8,8 \text{ mg/l}$$

P_e = pression atmosphérique effective (à environ 20 m d'altitude)

P_a = pression atmosphérique au niveau de la mer

on a donc $P_e \approx P_a$

B = coefficient dépendant de la nature de l'eau traitée

$$B = 0,95$$

S = coefficient dépendant de la salinité de l'eau

$$s = \frac{475 - 2,65 \cdot s}{475} = 0,94 \text{ (s=10 mg/l pour une eau mixte)}$$

$$\text{On a donc } C_{stp} = 8,8 \cdot 1 \cdot 0,95 \cdot 0,94 = 7,86 \text{ mg/l}$$

C_1 = concentration en oxygène de l'eau usée, $C_1 = 1,5 \text{ mg/l}$

C_{s10} = concentration de saturation en oxygène à 10°C pour une

$$\text{pression de 760 mm de Hg } C_{s10} = \frac{475}{33,5+10} = 10,92 \text{ mg/l}$$

$$\text{On a donc } T_d = \frac{7,86-1,5}{10,92} = 0,58$$

T_t est un coefficient de transfert de vitesse $T_t = 1,024 \text{ t-10}$

$$T_{20} = 1,024^{20-10} = 1,27$$

$$\text{En définitive } T = T_p \cdot T_d \cdot T_t = 0,85 \cdot 0,58 \cdot 1,27 = 0,63$$

On peut donc calculer les besoins réels en oxygène:

$$\text{besoins moyens } P(O_2) = \frac{584}{0,63} = 933 \text{ Kg } O_2/\text{h}$$

$$\text{besoins de pointe } (P(O_2)) = 706 = 1\,121 \text{ kg } O_2/\text{h}$$

Pour les appareils d'aération des bassins, on optera pour des aérateurs de surface qui ont pour effet de créer des bulles d'air en aspirant l'eau par leur base inférieure pour la projeter latéralement ensuite. Ces aérateurs ont de plus pour rôle de brasser la liqueur mixte afin de maintenir la boue en suspension. Pour ce type d'appareil, l'apport spécifique nominal d'oxygène varie entre 1,8 et 2,3 kg O₂/Kwh.

Pour une valeur moyenne de 2 kg O₂/Kwh, la puissance maximale nécessaire pour l'oxygénation est donc $P_{ox} = \frac{1\ 121}{2} = 560\text{ Kw}$

2

D'autre part, il est nécessaire d'ajouter à cette puissance une puissance de brassage P_b qui varie entre 25 et 30 W/m³ de bassin. Pour une puissance de 25 w/m³ on obtient $P_b = 25 \cdot 10^{-3} \cdot 24.000 = 600\text{ W}$

D'où une puissance totale à fournir $P_{total} = 600 + 560 = 1160\text{ Kw}$ soit 290 Kw par bassin. On les équipera donc de 4 aérateurs de surface de type ACTIROTOR R 8020- DEGREMONT- d'une puissance de 75 Kw chacun.

7.3/ Boues en excés

Le processus biologique établi dans le bassin d'aération conduira à la production de boues (synthétisées par oxydation de la D.B.O.) mais aussi à l'élimination de certaines d'entre elles. La quantité de boue produite peut alors être déterminée par le bilan suivant:

$$B = B_{min} + B_{dur} + A_m \cdot L_e - b \cdot B_a - B_{eff}$$

Avec B = boues en excès

B_{min} = boues minérales

B_{dur} = M.E.S. difficilement biodégradables (par ex. cellulose).

$A_m \cdot L_e$: boues synthétisées à la suite de l'oxydation de la D.B.O. avec A_m = taux de conversion de la D.B.O. en MVS (kg de MVS/kg de DB05)

égal à 0,82 kg de MVS par kg de DB05 pour $C_m = 0,3$. (8)

L_e : DBO éliminée quotidiennement (kg de DB05/j).

$b \cdot B_a$ = boue détruite pendant la respiration endogène (kg/j)

B_a : masse de MVS contenue dans le bassin d'activation (kg)

b = proportion des MVS qui seront autooxydées quotidiennement (j-1), égal à 0,055 à moyenne charge (8)

B_{eff} = boues qui seront évacuées avec l'effluent (kg/j).

Les matières minérales qui sont présentes dans l'effluent après la décantation primaire ont une charge de 1 455 kg/j d'où $B_{min} = 1 455$ kg/j.

On estime d'autre part B_{dur} à 30% des MVS les matières organiques difficilement biodégradables. $B_{dur} = 0,3 \cdot 14 465 = 4 340$ kg/j.

La pollution dégradée en DB05 $L_e = L_0 - L_f = 19 512 - 3 776 = 15 736$ kg de DB05 par jour.

Or on a pris $A_m = 0,82$, d'où $A_m \cdot L_e = 0,82 \times 15 736 = 12 904$ kg/j. De plus $b = 0,055$
d'où $b \cdot B_a = 0,055 \cdot 65 000 = 3 575$ kg/j.

Le taux de boues partant avec l'effluent de sortie est de 30 mg/l, donc $B_{eff} = 0,03$ que multiplie 126 000 = 3 780 kg/j.

on a donc $B = 1\ 455 + 4\ 340 + 12\ 904 - 3\ 575 - 3\ 780$

$$B = 11\ 344 \text{ kg de boues/j.}$$

Le système bassin d'activation décanteur devant fonctionner avec une masse de boue constante, il sera donc nécessaire d'en extraire 11344 kg par jour.

Cette extraction s'effectue après décantation des boues dans le clarificateur. La décantabilité des boues sera évaluée par l'indice de Mohlmann qui est le volume occupé (en ml) après une demi-heure de décantation dans une éprouvette de 1 l pour 1 g de boue. Des boues bien décantables ont un indice $80 < I_m < 150$ (on prendra $I_m = 100$)

La densité des boues extraites sera donc égale à 1 000 en g/l.

I_m

Néanmoins, l'expérience a démontré que les boues au fond du clarificateur étaient environ 1,2 fois plus concentrées que lors de l'essai en éprouvette (temps de séjour plus long). On aura donc:

$$S_e = \frac{1\ 200}{I_m} = \frac{1\ 200}{100} = 12 \text{ g/l (au kg/m}^3\text{)}$$

Le volume de boues à extraire sera donc

$$V_{ext} = \frac{B}{S_e} = \frac{11\ 344}{12} = 945 \text{ m}^3/\text{j}$$

, ce qui correspond un débit

de 10,9 l/s qui sera par pompage en direction de l'épaisseur.

7.4/ Recirculation des boues

De même que l'évacuation des boues en excès, la recirculation des boues se fait par pompage. On extrait les boues activées du fond du clarificateur pour les renvoyer dans le bassin d'aération afin de les réensemencer et d'y maintenir une concentration constante de microorganismes épurateurs.

Il sera donc nécessaire de réintroduire dans le bassin une masse de MES égale à celle qui en sort, donc $(Q_0 + Q_R)S = Q_R S_e$

La concentration S_v des MVS dans le bassin est de 2,71 g/l et leur proportion par rapport aux MES est de 91%, d'où une concentration

$$S = \frac{2,71}{0,91} = 2,98 \approx 3 \text{ g/l}$$

$$0,91$$

D'après la formule précédente on a $R = \frac{S}{S_e - S} = \frac{1}{\frac{S_e}{S} - 1} = \frac{1}{12/3 - 1} = 0,33$

Soit en moyenne $Q_R = 485 \text{ l/s}$

en pointe $Q_R = 735 \text{ l/s}$.

Age des boues

L'âge des boues et le temps de séjour moyen des boues dans le système d'activation: ce temps est défini comme le rapport entre la masse totale des boues B_a présentes dans l'aérateur et le taux de formation des boues (en kg/j) à leur taux d'extraction (puisque le système est en équilibre).

On a donc $t = \frac{B_a}{B} = \frac{65\ 000}{11\ 344} = 5,73$ jours

$$B \quad 11\ 344$$

Les boues sont jeunes et donc très putrescibles; elles subiront en aval un traitement de stabilisation.

7.5/ Dimensionnement du clarificateur

Le clarificateur permettra la séparation finale par décantation des deux phases présentes dans la liqueur mixte: par la base on pompera les boues en excès et les boues recirculées qui se sont décantées et par le haut de l'ouvrage l'eau clarifiée sera déversée vers le canal de rejet en direction du lac de Reghaïa.

La méthode de dimensionnement du décanteur secondaire sera similaire à celle employée pour le décanteur primaire. Cependant, la phase de clarification sera sensiblement plus longue (de 1 h 30 à 3 h).

Choisissons un temps de séjour d'1 heure 30 min pour le débit de pointe par temps sec pour quatre ouvrages (chacun étant associé à un besoin d'activation) d'une hauteur de 3 mètres. La surface horizontale sera donc:

$$S_h = \frac{(1+R)Q_0 \cdot ts}{H} = \frac{1,33 \cdot 2,203 \cdot 3 \cdot 600 \cdot 1,5}{3} = 5 \ 274 \text{ m}^2$$

Chaque ouvrage devra donc avoir une surface horizontale d'environ 1 318,5 m² soit un diamètre de 41 m.

Dimension des clarificateurs: H=3 m; D=41 m; S_h=1 320 m²;
V=3 960 m³.

Les temps de séjour et les vitesses ascensionnelles sont donc:

$$\begin{array}{l} \text{Débit moyen } ts = \frac{4 \cdot 3 \ 960}{1,32 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}} = 2,27 \text{ h}; \quad Va = \frac{(1+0,33) \cdot 5 \ 245}{4 \cdot 1 \ 320} = \end{array}$$

$$\begin{array}{l} \text{Débit de pointe } ts = \frac{4 \cdot 3 \ 960}{2 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}} = 1,5 \text{ h}; \quad Va = \frac{(1+0,33) \cdot 7 \ 931}{4 \cdot 1 \ 320} = \end{array}$$

Chapitre 8/: TRAITEMENT DES BOUES

Le problème de l'élimination des boues est aussi important, dans la conception d'une station d'épuration, que celui des effluents liquides. En effet, le traitement des boues représente en investissements 30 à 50% du coût de construction de la station avec des dépenses de fonctionnement très importantes (50% en moyenne).

Les boues à traiter seront issues, dans le cas de la station de Reghaïa, des décanteurs primaires et secondaires.

Boues primaires

Les décanteurs primaires éliminent en moyenne 50% des MES. Or, celles-ci étaient constituées à l'issue du prétraitement de 28 930 kg/j de MVS, et de 2 910 kg/j de MM, soit un total de 31 840 kg/j e MES.

Les boues primaires contiennent donc 1 592⁰ kg/j de MES dont
1 455 kg/j de MM et
14 465 kg/j de MVS. La concentration moyenne de boues primaires est de 30 g/l, ce qui donne un volume journalier de 531 m³/j.

Boues secondaires

Les boues secondaires sont constituées par les boues en excès calculées précédemment, soit: 11 344 kg/de MES dont
1 455 kg/j de MM et
9 889 kg/j de MVS, pour un volume de 945 m³/j.

Soit au total 27 264 kg/j de MES à traiter composées de 2 910 kg/j de MM et de 24 354 kg/j de MVS. Le volume correspondant étant égal à 1 476 m³/j, la concentration moyenne est donc égale à $S_m = 18,5$ g/l.

Le traitement sera constitué d'un épaissement puis d'une digestion anaérobie et enfin d'une déshydratation naturelle sur des lits de séchage.

8.1/ Épasseur

Les boues primaires et les boues actives sont dirigées, après pompage, vers un épaisseur destiné à augmenter la concentration de boues jusqu'à une valeur d'environ 60 g/l.

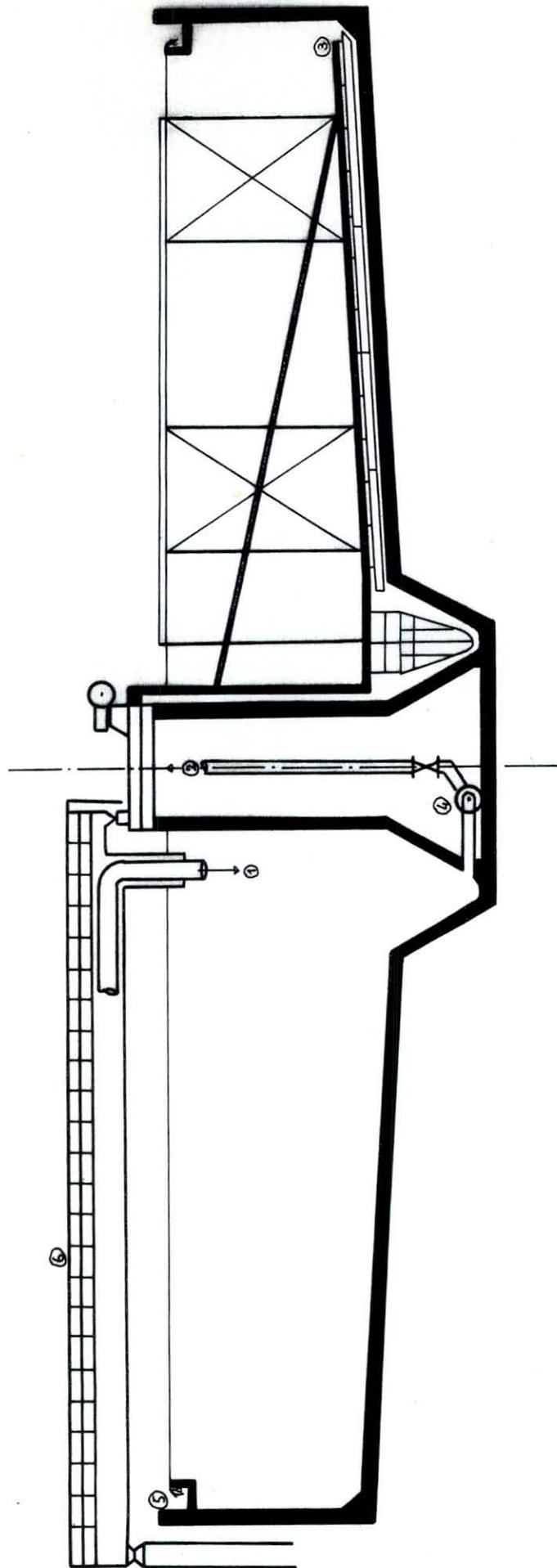
Les intérêts de l'épassement sont nombreux: celui-ci permettra une augmentation du temps de séjour dans le digesteur anaérobie (les boues étant moins encombrantes on les stockera plus longtemps dans un même volume d'ouvrage), et jouera un rôle tampon du point de vue de la quantité et de la qualité des boues (les boues primaires et secondaires étant bien homogénéisées) dans le traitement aval. L'épassement s'effectuera par décantation dans un décanteur raclé, calculé pour un temps de séjour de 24 heures et avec une charge spécifique d'environ 60 kg de MES/m².

La surface horizontale est $S_h = \frac{\text{masse de MES/j}}{Cs} = \frac{27\ 264}{60} = 454,4$ m²

On adopte un diamètre de 24 m ($Cs = 60,27$ kg/m²) d'où une surface de 452,4 m². Pour un temps de séjour de 24 heures on a donc $H = \frac{Q \cdot t}{S} = \frac{1\ 476,1}{452,4} = 3,26$ m

S 452,4

Decanteur épaisseur



- ① : Alimentation
- ② : Départ des boues.
- ③ : Bras racleur
- ④ : Pompe de reprise des boues
- ⑤ : Déversement de l'eau extraite
- ⑥ : Pont d'accès.

Dimensions de l'épaississeur:

D = 24 m; H = 3,3 m; volume = 1 493 m³; temps de séjour: 1,01 jour

Avec une concentration d'environ 60 g/l, le débit de boue à faire parvenir au digesteur sera donc de 455 m³/j. L'évacuation des boues épaissies se fera par pompage grâce à des pompes volumétriques (pompes à piston alternatif, pompe à rotor excentré) qui permettent de transporter des boues plus concentrées que ne le feraient de simples pompes centrifuges.

8.2/ Digesteur anaérobie

La digestion anaérobie est une fermentation en l'absence d'oxygène permettant de stabiliser les matières organiques présentes dans les boues en les transformant en gaz méthane ou en gaz carbonique. Elle se produit en deux étapes. La première est la transformation des composés organiques complexes par un premier groupe bactérien en composés organiques plus simples. Ces derniers fournissent ensuite la nourriture aux bactéries méthaniques qui les digèrent et produisent du méthane et du CO₂. Cette digestion peut assurer une destruction de 45% des MVS. Elle a en outre l'avantage d'éliminer la plus grande partie des germes pathogènes et de permettre le séchage des boues sans difficultés ni création de nuisances (mauvaises odeurs).

Par ailleurs, le temps nécessaire à la digestion des boues dépend essentiellement de la température qui est optimale pour $T=35^{\circ}\text{C}$. Il sera donc nécessaire de chauffer le digesteur, ce qui sera réalisé en utilisant l'énergie créée par la digestion anaérobie sous forme de méthane (fourni en quantité excédentaire par rapport aux besoins thermiques et énergétiques du digesteur, particulièrement dans un climat méditerranéen).

D'autre part, le rendement du digesteur est amélioré par une concentration élevée en boues (réalisée grâce à l'épaisseur en amont), un volume d'ouvrage suffisamment important pour permettre une retention de 25 jours nécessaires à une bonne dégradation des MVS, un brassage efficace et une alimentation régulière (assurée par l'effet tampon de l'épaisseur).

Le brassage à l'intérieur du digesteur sera réalisé:

- d'une part, par la circulation des boues par leur chauffage dans un échangeur de chaleur;
- d'autre part, par pompage des boues au-dessus du radier vers le sommet du digesteur afin de briser le chapeau qui risque de s'y former.

D'une façon plus générale, le brassage aura pour rôle d'homogénéiser la masse de boues à dégrader et de fournir leur chance de rencontre avec les micro-organismes.

Dimensionnement du digesteur

Les digesteurs seront hauts avec un radier de forte pente. Le débit des boues parvenant aux digesteurs étant de $455 \text{ m}^3/\text{j}$, soit pour un temps de séjour de 25 jours, un volume de $V = 11\,375 \text{ m}^3$ sera nécessaire. Ils seront au nombre de 2.

Boues stabilisées

La réduction des MVS par le digesteur après un temps de séjour de 25 jours et un chauffage à 35°C est de l'ordre de 45%.

Les boues stabilisées produites par le digesteur sont donc chargées de $2\,910 + 0,55 \cdot 24\,354 = 16\,305 \text{ kg}$ de MS/j dont $2\,910 \text{ kg}$ de MM/j et $13\,395 \text{ kg}$ de MVS/j.

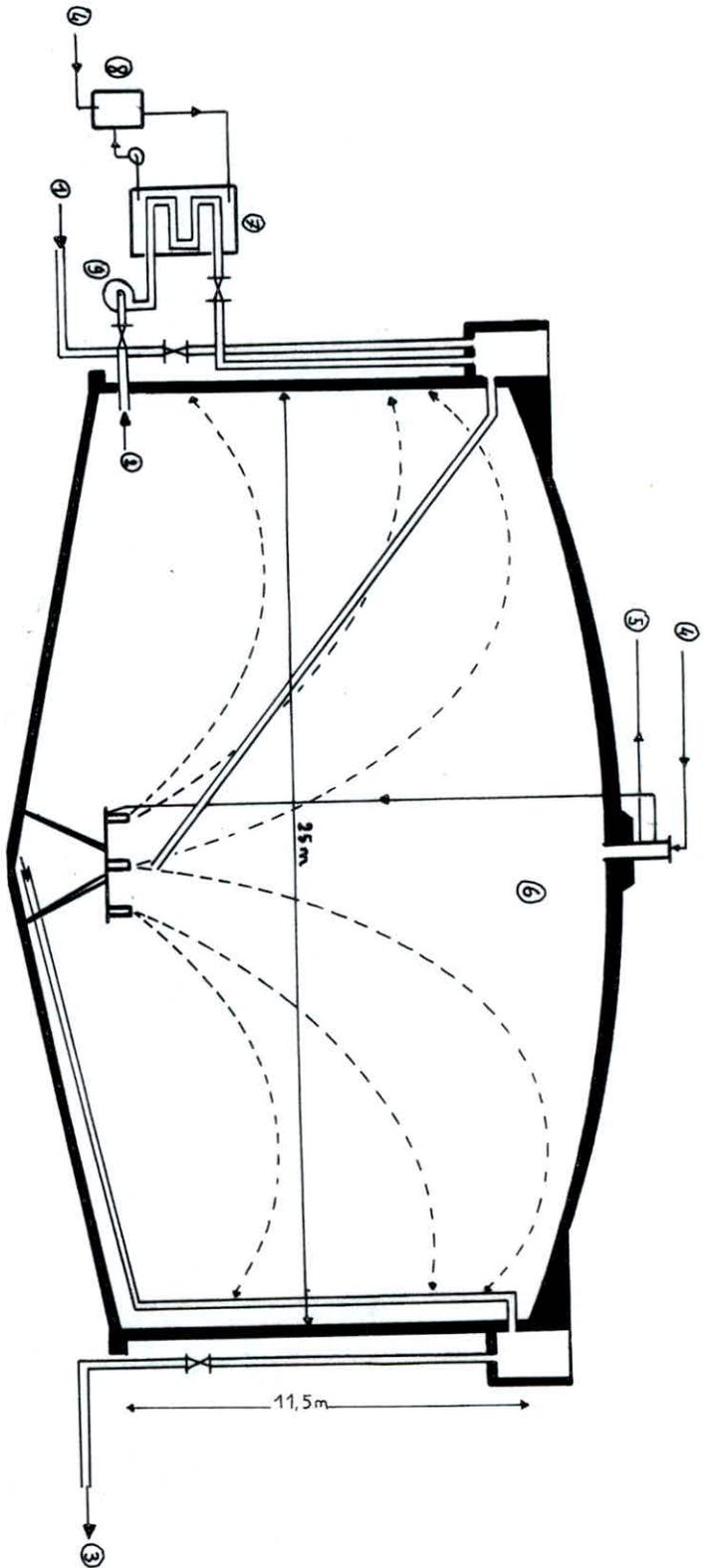
Production de gaz

On évalue la production de gaz à environ $0,9 \text{ m}^3/\text{kg}$ de MVS détruite soit $0,9 \cdot 16\,305 = 14\,674,5 \text{ m}^3$ de gaz/j.

Le gaz obtenu est composé essentiellement de méthane (environ 70% de CH_4) et de CO_2 (env. 30%), d'où une production de $6\,905 \text{ m}^3$ de CH_4/j .

Une partie de ces gaz sera donc conservée pour les besoins de la digestion et la partie excédentaire pourra soit être libérée dans l'atmosphère soit (de préférence) brûlée dans une torchère. La quantité de gaz rejetée sera évidemment beaucoup plus importante en été où la température extérieure avoisine souvent les 35°C nécessaires à la digestion.

Digesteur anaérobie



- 91 -

- ① : Arrivée des boues fraîches
- ② : Boues chauffées
- ③ : Départ des boues vers sechage
- ④ : gaz venant du gazomètre
- ⑤ : gaz allant vers le gazomètre
- ⑥ : Digesteur anaerobie
- ⑦ : Echangeur de chaleur
- ⑧ : chaudière à eau chaude
- ⑨ : Pompe de circulation des boues pour chauffage

Le volume du gazomètre est calculé sur la base de 5 l/éq.hab.j soit un volume de $5 \cdot 10^{-3} \times 6 \cdot 10^{-5} = 3 \ 000 \text{ m}^3$.

8.3/ Déshydratation des boues: lit de séchage

Après la stabilisation des boues, une dernière étape dans leur traitement consistera à les essorer par filtration. Cette opération consistera en un séchage sur lit de sable drainé, technique particulièrement simple et bien adaptée au climat méditerranéen caractérisé par une forte évaporation.

On peut distinguer deux étapes dans le processus de filtration sur sable:

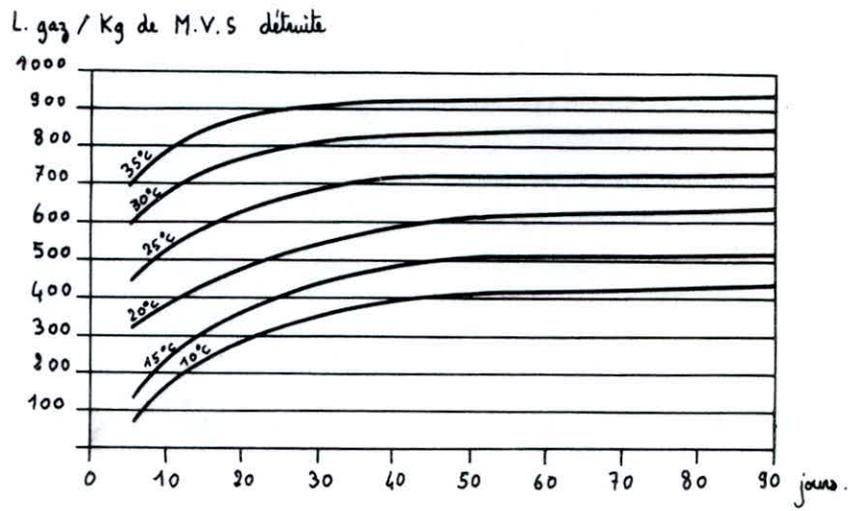
- drainage de l'eau libre jusqu'à une teneur de 80% environ;
- évaporation de l'eau liée. On peut alors parvenir à une teneur en eau de l'ordre de 35%.

Dimensionnement du séchage:

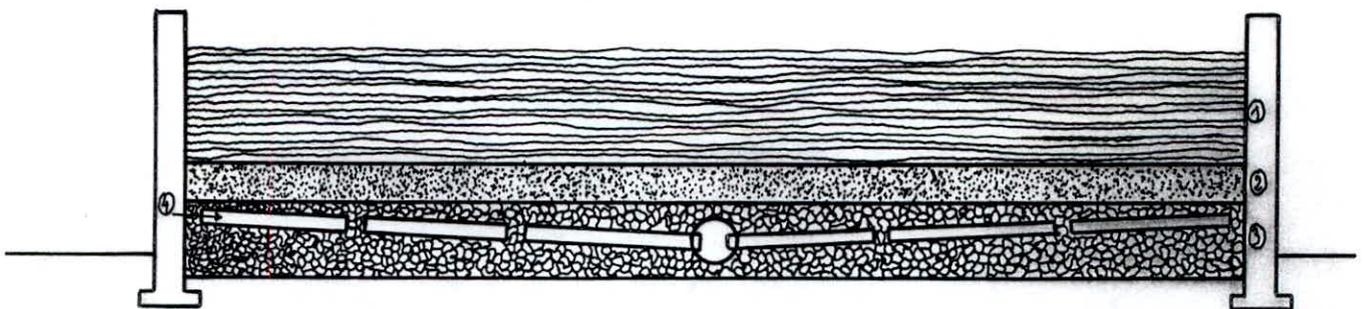
Les lits sont en général constitués d'une couche de gravier (\emptyset de 15 à 25 mm) sur 20 cm d'épaisseur dans laquelle des drains sont disposés. Sur celle-ci se dépose une couche de sable (\emptyset 0,5 à 1,5 mm) de 10 cm d'épaisseur environ. L'épaisseur de la couche de boue épandue sera de l'ordre de 30 cm.

La production quotidienne de boues étant de 16 305 kg/j avec une concentration de 60 g/l on obtient un volume de $270 \text{ m}^3/\text{j}$ à épandre. Le temps de séjour que nous adopterons sera d'un mois, soit donc une surface de lit à prévoir de $S = \frac{270 \cdot 30}{0,3} = 27 \ 000 \text{ m}^2$

Variation de la production de gaz en fonction du temps et de la température.



Lits de sechage



① : Boues

③ : graviers

② : Sable

④ : Drains

On optera pour les lits de séchage d'une superficie de 6 750 m² (40 m x 170 m) permettant d'effectuer un roulement hebdomadaire des lits à remplir et à vider. On prévoiera en outre un lit de séchage de secours (en cas de réparation d'un lit: par ex. changement des drains). La superficie totale passera à 33 750 m², soit 17,8 hab par mètre carré.

Chapitre 9/ EVALUATION DU PRIX DU METRE-CUBE D'EAU EPUREE

Les frais d'investissement seront calculés sur la base de la dimension des ouvrages, tandis que les frais d'exploitation comprendront les frais relatifs au fonctionnement de la station et le renouvellement du matériel.

Coûts d'investissement

Genie civil(9):

| | | |
|------------------------------|-----------------------|-----------|
| -canal de grille,dessableur: | 160 Da/m ³ | d'ouvrage |
| -deshuileur | 200 | " |
| -Décanteur(1) | 240 | " |
| -Bassin d'aération | 200 | " |
| -Décanteur (2) | 220 | " |
| -Epaississeur | 220 | " |
| -Digesteur | 450 | " |
| -Lit de séchage | 180 Da/m ² | de lit |

Equipements:

| | |
|----------------------------|---------------------------------|
| -Racleur du décanteur (1) | 690 Da/m ³ d'ouvrage |
| -racleur du décanteur (2) | 690 " |
| -Racleur de l'épaississeur | 825 " |
| -Equipements du digesteur | 660 " |
| -Aérateurs | 90000 l'unité |

Annuité: On opte pour un amortissement de 6% sur 20 ans et on calcule $A = i + i/((1+i)^{n-1}) = 0,08718$

Frais d'exploitation

Frais de main d'oeuvre: 1 ingénieur (6000 Da/mois)

5 techniciens (4000 Da/mois)

3 surveillants (2500 Da/mois)

Pièces de rechange: On l'estime à 10% du coût total des équipements

Consommation d'énergie électrique: Le prix de l'énergie électrique est évalué à 0,30 Da/Kwh

Calcul des coûts annuels

Frais d'investissement

Génie civil $2,34.10^7$ Da

Equipement $3,12.10^7$ Da

Total $5,46.10^7$ Da

Soit un amortissement de $4,76.10^6$ Da

Frais d'exploitation

Main-d'oeuvre $4,02.10^6$ Da

Pièces de rechange $3,12.10^6$ Da

Energie $2,80.10^6$ Da

D'où un total de $1,47.10^7$ Da/an

Le volume annuel d'eau traitée étant de $4,6.10^7$ m³, le prix du traitement du mètre cube d'eau sera de $0,32$ Da/m³.

CONCLUSION

L'Exploitation d'une station d'épuration d'une telle capacité devra être réalisée avec un sérieux particulier par un personnel hautement qualifié. En effet, si les mécanismes qui régissent le processus d'épuration sont relativement simples, une défaillance quelconque des équipements, un effluent contenant des éléments toxiques (en particulier de la Zone industrielle), ou tout autre aléas peut avoir des conséquences très graves sur la bonne marche de la station, et se révéler très lourd sur le plan financier. En conséquence, il sera nécessaire d'équiper la station d'un laboratoire d'analyse fonctionnant en permanence et contrôlant la qualité des eaux à chaque étape du traitement, de prévoir des pièces de rechange pour les équipements (et les pompes en particulier) et de réviser régulièrement l'ensemble des ouvrages afin de prévenir toute panne.

BIBLIOGRAPHIE

- 1) BECHAC: Traitement des eaux usées
Ed. Eyrolles, 1984
- 2) BONNIN: Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de
petite et moyenne importance.
Ed. Eyrolles, 1977
- 3) Bourrier: Les reseaux d'assainissement, calculs applications,
perspectives.
Ed. Technique & Documentation, 1981
- 4) Degremont: Mémento technique de l'eau.
Ed. Degremont, 1978
- 5) Dupont: Hydraulique urbaine - Tome II
Ed. Eyrolles, 1969
- 6) Guerrée et Gomella, Tome 1 "La collecte": Les eaux usées dans les
agglomérations
Ed. Eyrolles, 1982
- 7) IMHOSS. Manuel de l'assainissement urbain
Ed. Dunot, 1970
- 8) Mastantuono: Introduction à l'épuration biologique
Ed. La technique de l'eau, 1973
- 9) Valiron: La réutilisation des eaux usées dans les agglomérations.
Ed. Technique & documentation, 1983

Polycopiés:

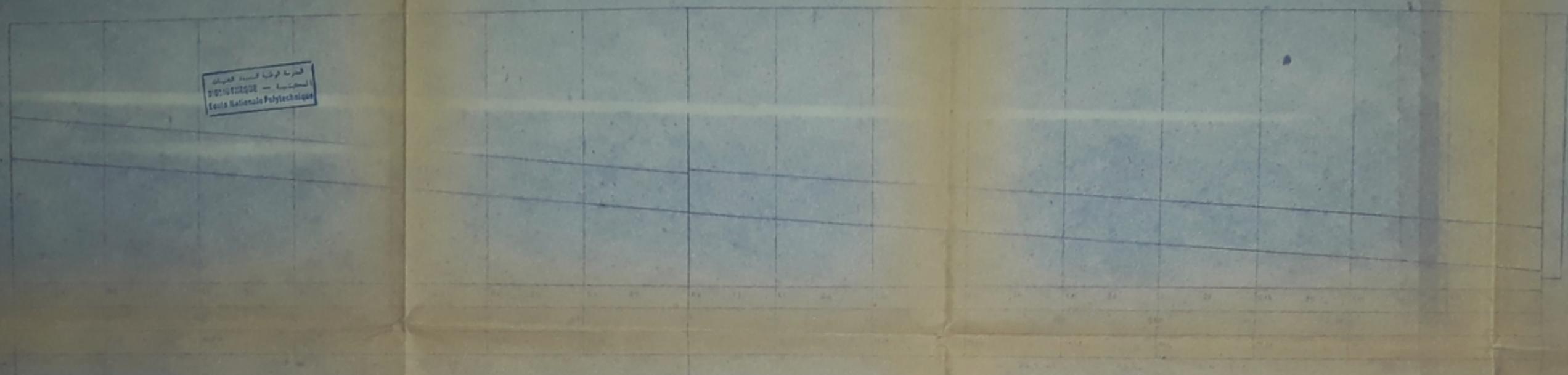
- 10) Masmoudi et Chergui: Réseau d'assainissement et station
d'épuration de la ville de Biskra
E.N.P., 1986
- 11) Amokrane; Essai de traitabilité biologique des eaux usées mixtes de
la Zone Industrielle de Rouiba-Reghaïa.
E.N.P., 1988

Revue:

- 12) Roche: Assainissement rural, protection des conduites de
refoulement
Revue T.S.M., août-septembre 1975

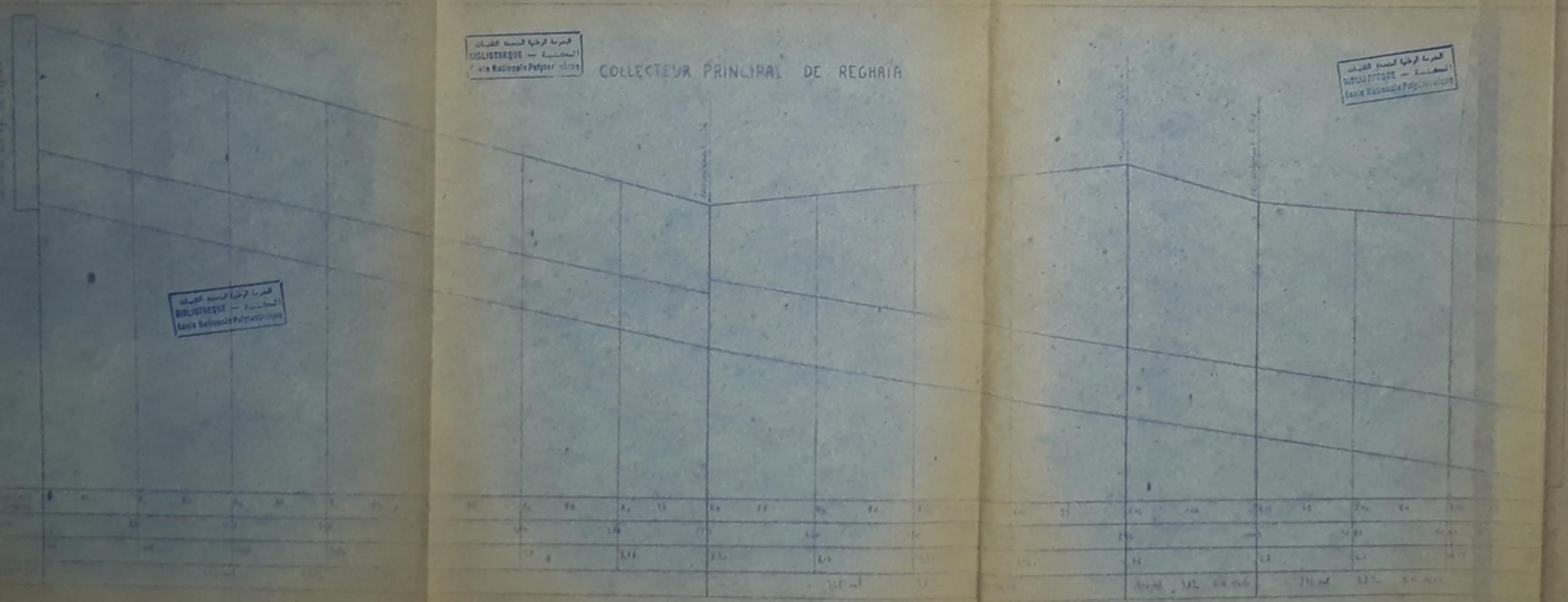
1

ANNEXE



المعهد الوطني للتكنولوجيا
 INSTITUT NATIONAL POLYTECHNIQUE
 Ecole Nationale Polytechnique

المعهد الوطني للتكنولوجيا
 INSTITUT NATIONAL POLYTECHNIQUE
 Ecole Nationale Polytechnique



المعهد الوطني للتكنولوجيا
 INSTITUT NATIONAL POLYTECHNIQUE
 Ecole Nationale Polytechnique

المعهد الوطني للتكنولوجيا
 INSTITUT NATIONAL POLYTECHNIQUE
 Ecole Nationale Polytechnique

المعهد الوطني للتكنولوجيا
 INSTITUT NATIONAL POLYTECHNIQUE
 Ecole Nationale Polytechnique

2/30
 -1-

E.N.P.

ETUDE Projet d'assainissement et d'épuration de la zone de Reghaia

Devis Projet en long des collecteurs principaux de Rouba et Reghaia

Dressé par M BOUARRA S

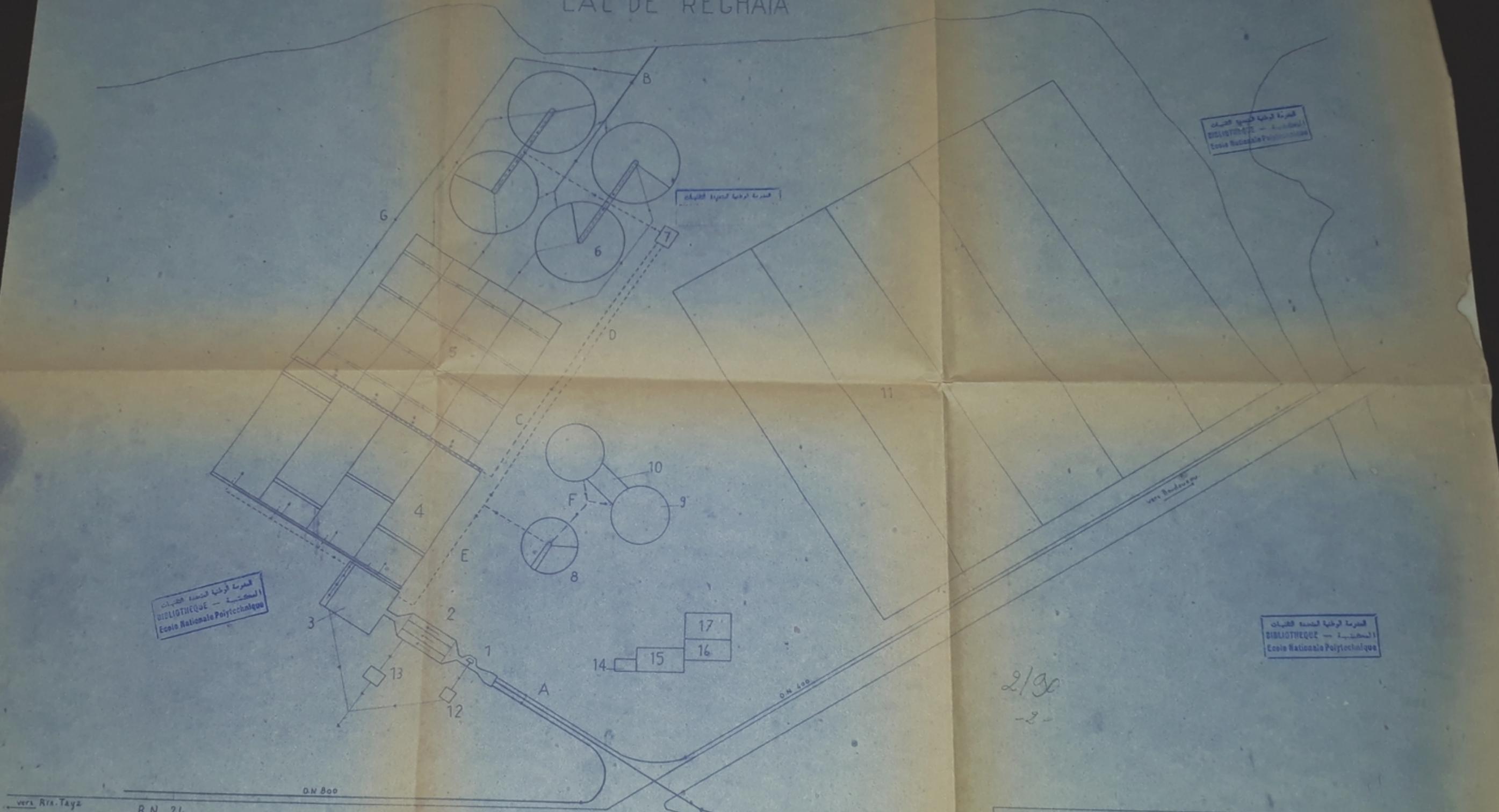
Echelle

Projeteur M Nakib

PLANCHE 1

Date

LAC DE REGHAIA



- | | | | |
|--------------------------------|--|---|---|
| 1 : Dégrillage des eaux brutes | 7 : Pompage des boues | 13 : Lavage des sables | A : Arrivée des eaux brutes |
| 2 : Dessableur | 8 : Epaisseur | 14 : Poste de transformation électrique | B : Rejet de l'effluent épuré |
| 3 : Dshuileur | 9 : Digesteurs anaérobies | 15 : Salle de contrôle | C : Recirculation des boues secondaires |
| 4 : Décanteurs primaires | 10 : Gazomètre | 16 : Bâtiment d'administration | D : Boues secondaires en excès |
| 5 : Bassins d'aération | 11 : Lits de séchage | 17 : Laboratoire | E : Boues primaires |
| 6 : Clarificateurs secondaires | 12 : Séchage et compactage des résidus du dégrillage | | F : Boues épaissies |
| | | | G : By-Pass |

2/30
-2-

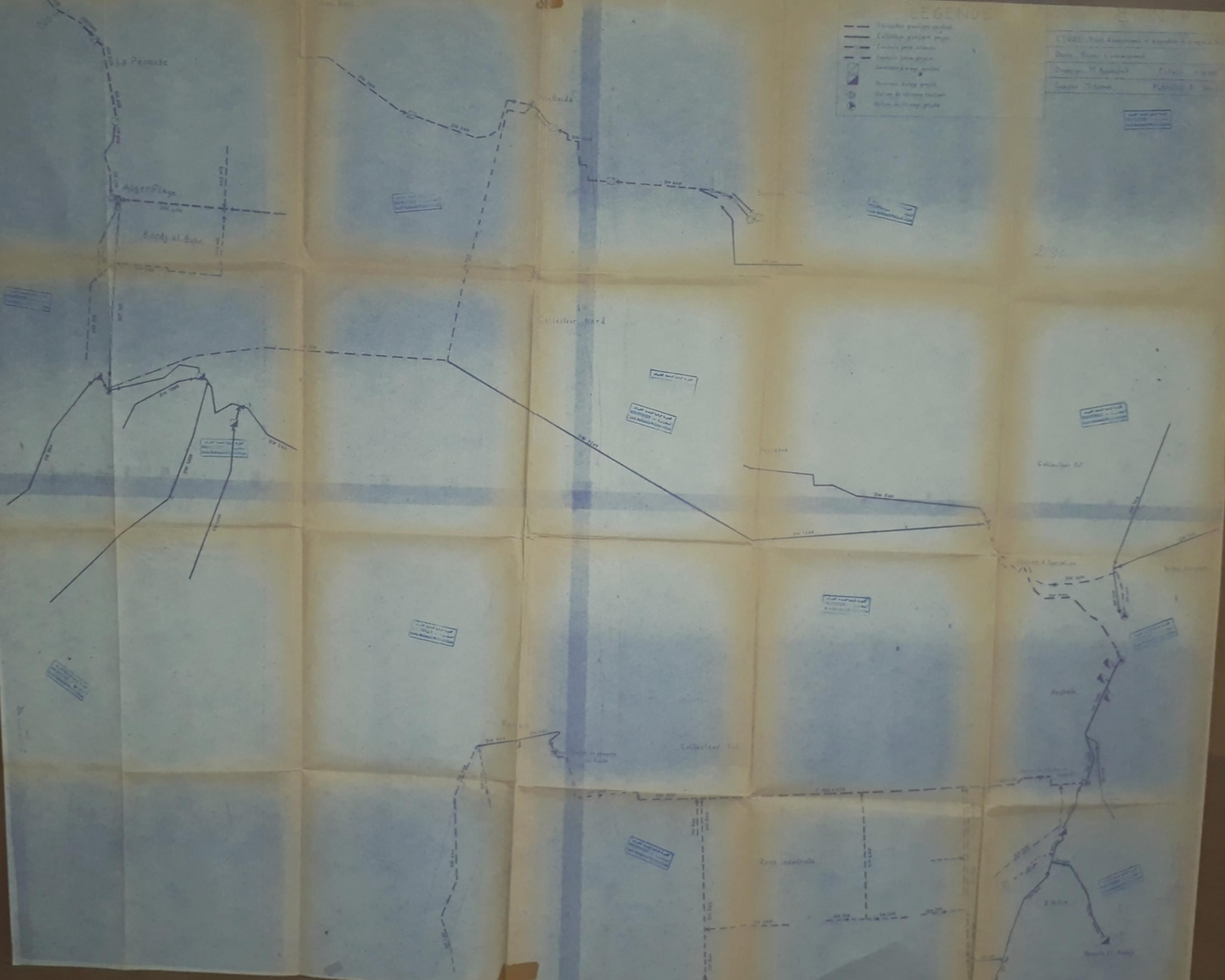
E . N . P

ETUDE : Projet d'assainissement et d'épuration de la zone de Reghaia
 Dessin : Schema de la Station d'Épuration
 Dressé par : M BOUARFA S Echelle : 1/1000
 Promoteur : M Nakib PLANCHE 4 Date : JUIN 1970

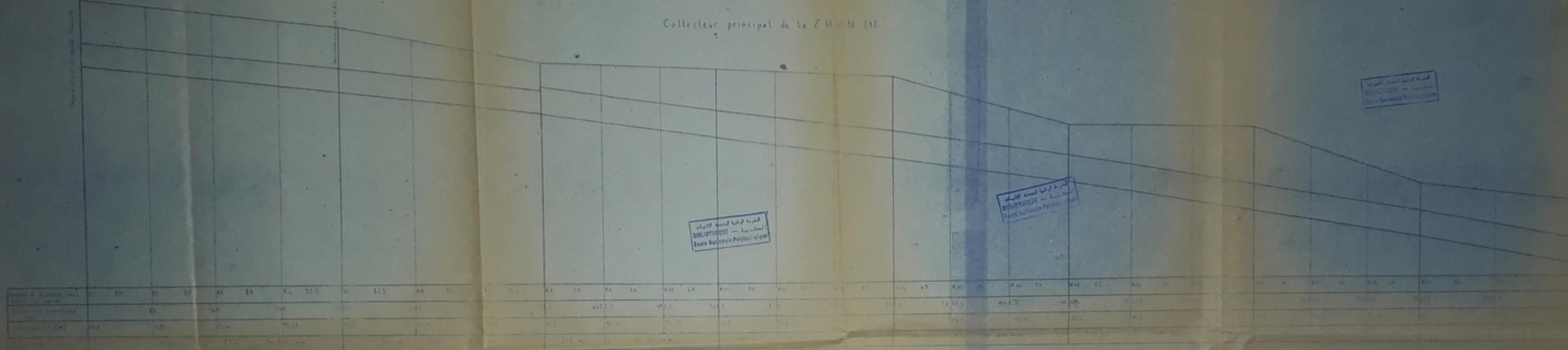
LEGENDE

- Collecteur existant
- Collecteur projeté
- Zone industrielle
- Zone résidentielle
- Zone commerciale
- Zone agricole
- Zone forestière
- Zone protégée
- Zone à risque
- Zone à éviter

| | |
|---|---------------------|
| ETUDE: Plan d'assainissement de la zone industrielle de la zone résidentielle | |
| Date: 15/05/2010 | Échelle: 1/5000 |
| Dessiné: M. Boudiaf | Calculé: M. Boudiaf |
| Approuvé: M. Boudiaf | PLANCHE 1 |



Collecteur principal de la ZHUN (1)

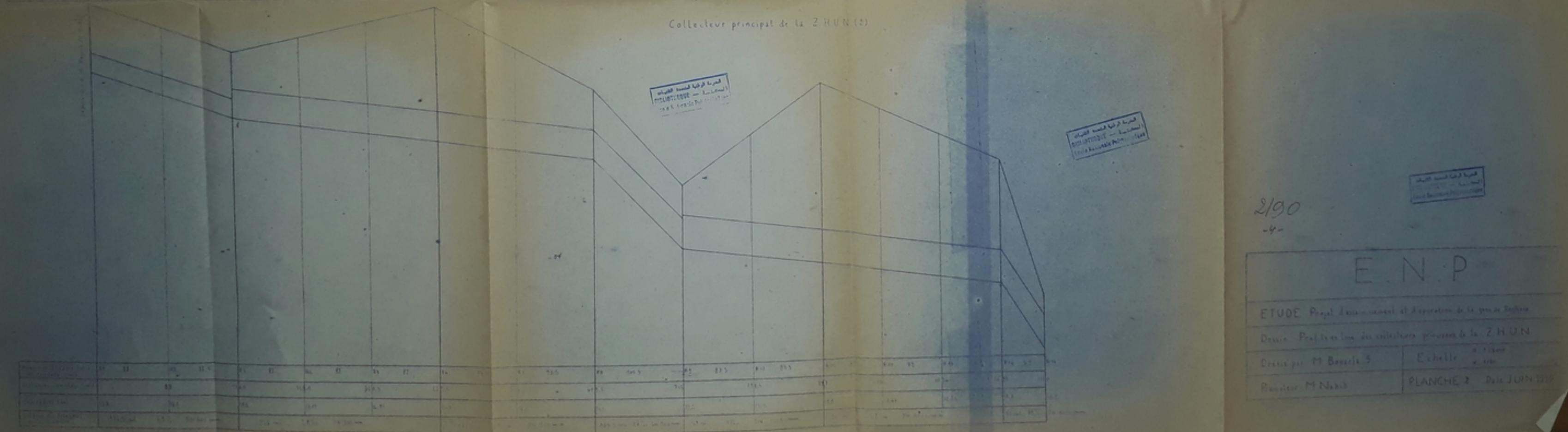


المركز الوطنية للتكنولوجيا
BIBLIOTHÈQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

المركز الوطنية للتكنولوجيا
BIBLIOTHÈQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

المركز الوطنية للتكنولوجيا
BIBLIOTHÈQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

Collecteur principal de la ZHUN (2)



المركز الوطنية للتكنولوجيا
BIBLIOTHÈQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

المركز الوطنية للتكنولوجيا
BIBLIOTHÈQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

المركز الوطنية للتكنولوجيا
BIBLIOTHÈQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

2/90
-4-

E.N.P

ETUDE Projet d'assainissement et d'égouttage de la zone de Baboua
 Dessin Projets en long des collecteurs principaux de la ZHUN
 Dessiné par M. Boussif S
 Révisé par M. Nakhil
 Echelle 1/1000
 PLANCHE 2 Date JUIN 1990