

8/96

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
وزارة التربية الوطنية
Ecole Nationale Polytechnique

وزارة التربية الوطنية
MINISTERE DE L'EDUCATION NATIONALE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

S U J E T

ETUDE ET CONCEPTION DE LA
STATION D'EPURATION DU BASSIN
VERSANT DE BENI-MESSOUS
10 PLANCHES

Proposé par :

Etudié par :

Dirigé par :

Mr. ALLELA

Melle N. CHOUIA

Mr. M. CHERRARED

Mr K. DEBIANE

PROMOTION 1996

E.N.P. 10, Avenue Hassen Badi — EL-HARRACH — ALGER

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة
المكتبة — المكتبة
الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique

MINISTERE DE L'EDUCATION NATIONALE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

S U J E T

ETUDE ET CONCEPTION DE LA
STATION D'EPURATION DU BASSIN
VERSANT DE BENI-MESSOUS

Proposé par :

Etudié par :

Dirigé par :

Mr. ALLIA

Melle N. CHOUJA

Mr. M. CHERRARED

Mr K. DEBLANE

PROMOTION 1996

E.N.P. 10, Avenue Hassen Badi — EL-HARRACH — ALGER

DEDICACE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

à mon Père

à mon Père

à la mémoire de ma grand mère

à mes tantes

à tout mes amies

à K. DEBIANE

Je dédie ce modeste travail

Nora

à ma Mère

à ma Mère

à ma Mère

à mon Père

à toute ma famille

à tout mes amis

à mon binôme Nora

Je dédie ce modeste travail

Khaled



REMERCIEMENTS

Nous remercions Mr M. CHERRARED, qui a bien voulu accepter de nous faire l'honneur de promouvoir ce projet de fin d'Etudes et de nous avoir bien suivi, orienté, et dirigé avec patience dans l'élaboration de ce travail.

Nous présentons nos sincères remerciements à Mr ALLIA et Mr RUIZZI, RESPONSABLES respectivement d'ASSAINISSEMENT à la D.H.W. de la Wilaya d'ALGER et TIPASA.

Nos vifs remerciements à Mr CHERGUI pour ses précieux conseils qui ont été décisifs dans l'aboutissement de ce projet, sa disponibilité, et ses encouragements.

Qu'ils veuillent trouver ici la preuve de toute notre gratitude.

A tous ceux qui nous ont soutenu durant la réalisation de ce travail, et qui ont contribué de près ou de loin dans sa réussite, nous les remercions.



SOMMAIRE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

	Pages
INTRODUCTION.....	1
CHAPITRE 1 : CONSIDERATIONS GENERALES.....	4
CHAPITRE 2 : GENERALITE SUR LA QUALITE DES EAUX USEES.....	8
CHAPITRE 3 : REPRESENTATON DE LA REGION DE BENI-MESSOUS	14
CHAPITRE 4 : ETUDE QUALITATIVE DES EAU REJETEES PAR LE BASSIN VERSANT DE BENI-MESSOUS.....	21
CHAPITRE 5 : CALCUL DES DEBIT ET LES CHARGES POLLUANTES.	33
CHAPITRE 6 : TRAITEMENT DES EAUX.....	46
S/Chapitre 6-1 — Prétraitement.....	47
S/Chapitre 6-2 — Traitement primaire..... (décanteur primaire)	64
S/Chapitre 6-3 — Traitement secondaire..... (traitement biologique)	71
S/Chapitre 6-4 — Traitement tertiaire..... (Stérilisation)	103
CHAPITRE 7 : TRAITEMENT DES BOUES.....	116
S/Chapitre 7-1 — Epaississement des boues.....	122

S/Chapitre 7-2 — Digestion des boues.....	127
S/Chapitre 7-3 — Desydratation des boues.....	133
CHAPITRE 8 : CALCUL HYDRAULIQUE.....	138
CHAPITRE 9 : ETUDE ECONOMIQUE.....	176
• CONCLUSION GENERALE.....	182

AVANT PROPOS

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

La pollution est une modification défavorable du milieu naturel qui apparaît en totalité ou en partie comme un sous produit de l'action humaine, au travers d'effets directs ou indirects altérant les critères de répartition des flux d'énergie, des niveaux de radiation, de la constitution physicochimique du milieu naturel et de l'abondance des espèces vivantes. Ces modifications peuvent affecter l'homme directement ou à travers des ressources, en eau et autres produits biologiques.

Elles peuvent aussi l'affecter en altérant les objets physiques qu'ils possèdent, les possibilités récréatives du milieu ou encore en enlaidissant la nature.

INTRODUCTION

En général, une eau usée urbaine est composée de 99,5 % d'eau et de 0, à 0,5 % de matières organiques et d'éléments minéraux y compris des macronutriments comme l'azote, le phosphore et le potassium ainsi que des oligo-éléments qui sont susceptibles de constituer un amendement organique et un engrais pour le sol et les cultures. A ceci s'ajoutent encore des micro-organismes et éventuellement des substances toxiques pouvant être apportées surtout par certains effluents industriels.

La réalisation du Plan Directeur d'Assainissement d'Alger comportant la collection et l'épuration des eaux usées ne contribuera pas seulement à l'élimination de la source principale de pollution des oueds et du littoral dans la région mais donnera de plus aussi l'occasion d'ouvrir à l'exploration les ressources précieuses qui représentent ces eaux et la plupart de leurs constituants.

Les ressources existantes en eau en Algérie sont faibles et soumises à une demande de plus en plus compétitive entre d'une part l'alimentation en eau potable, l'alimentation en eau industrielle et d'autre part, l'alimentation en eau d'irrigation. La politique de gestion des ressources en eau a placé la satisfaction des besoins d'AEP en tête de la liste des priorités ; ce qui a entraîné une diminution des ressources en eau disponibles pour l'irrigation. Malgré l'exploitation de plus en plus intensifiée des eaux de surface par la construction des barrages, les eaux souterraines de la Plaine de la Mitidja souffrent depuis des années d'une surexploitation caractérisée par un rabattement considérable de la nappe qui entraîne même le risque d'intrusion des eaux salines le long du littoral.

Dans un souci de mettre à la disposition de l'agriculture et de l'industrie des ressources supplémentaires en eau ou des substitutions et dans le souci de préserver les eaux souterraines, la réutilisation des eaux épurées représente une contribution d'importance primordiale.

Principalement, on peut distinguer les possibilités suivantes d'affectation ou bien de réutilisation des eaux épurées :

- Rejet dans la mer, les eaux littorales ou les oueds en renonçant à la récupération.
- Réutilisation dans l'agriculture pour l'irrigation
- Réutilisation pour l'irrigation des zones vertes, terrains de golf, etc.
- Enrichissement de la nappe souterraine par infiltration (épandage superficiel, étangs, fossés, lits de rivière) ou injection (puits renversés).
 - avec pour objectif de récupérer ces eaux pour assurer l'alimentation en eau potable ou bien l'irrigation agricole.
 - comme mesure de protection contre les intrusions des eaux de mer (barrière d'eau douce).

CHAP-1-

CONSIDERATIONS
GENERALES

CHAP-1-: CONSIDERATIONS GENERALES.

I - INTRODUCTION :

<< Il n'y a pas de vie sans eau>>, c'est une vérité qui n'implique pas que l'inverse soit vrai, il peut y avoir de l'eau sans vie.

Un des problèmes de l'assainissement est la protection contre la pollution, les apports excessifs de matières minérales ou organiques, des huiles et de tous les autres produits susceptibles d'atrophier le milieu naturel.

II - POLLUTION ET DEGRADATION DU MILIEU NATUREL:

La littérature montre que les rejets d'eaux usées causent d'importantes perturbations à l'environnement ; ces perturbations peuvent être de quatre ordres :

- **D'ordre esthétique** : Les boues et débris composant les sédiments peuvent être responsables de mauvaises odeurs.
- **D'ordre physico chimique** : Largage de toxiques et nutriments à partir des sédiments.
- **D'ordre biologique** : Perturbation d'un milieu aquatique d'un site de reproduction ou d'un équilibre physiologique.
- **D'ordre bactériologique** : multiplication résiduelle trop élevée de bactéries coliformes d'origine fécales.

III LES DIFFERENTS TYPES D'IMPACTS:

III -1 TYPES D'IMPACT EN FONCTION DU TEMPS :

On distingue :

a) Impacts à court terme : Défini comme ayant ses principaux effets durant les deux ou trois premiers jours. Après un événement de déversement, ils sont rattachés aux événements particuliers, expliqués par le rejet des matières organiques biologiques et les bactéries.

b) Impacts à long terme : Ce type d'impact cause un problème de qualité d'eau au-delà de 1 à 3 jours de déversement, ils sont rattachés aux charges saisonnières ou annuelles, expliqués par le rejet des nutriments.

III-2 TYPES D'IMPACT SUIVANT LA NATURE DES CHARGES POLLUANTES :

a) **Les impacts sur l'oxygène dissous** : La diminution du taux d'oxygène dissous , occasionne un danger particulièrement pour la faune et la flore , cette diminution est due aux rejets des matières organiques dans le milieu receveur.

b) **Les impacts des nutriments et eutrophisation** : Les nutriments particulièrement l'Azote et le phosphore , dans les eaux réceptrices , peuvent fertiliser et stimuler la croissance des plantes aquatiques et des algues , ce phénomène d'eutrophisation , se manifeste principalement par une réduction d'oxygène et quelque fois par les conditions benthiques , mort de poisson et problèmes esthétiques.

c) **Les impacts sur la contamination bactérienne** : La présence d'un nombre important de bactéries coliformes fait redouter la présence possible d'organismes pathogènes , qui sont extrêmement dangereux pour la santé humaine.

d) **Les impacts sur les solides en suspensions et les sédiments** : Les MES , sont à l'origine de nombreuses perturbations du milieu receveur .Elles contribuent au colmatage des fonds et des berges , à la baisse de l'activité photosynthétique et servent de support à un grand nombre de polluants et de matières toxiques (métaux lourds , engrais , azote, etc...).

IV CARACTERISATION DE LA QUALITE DES REJETS :

La caractérisation de la qualité des rejets à comme objectif de prévoir les effets du flux polluant sur le milieu récepteur , mais d'une façon générale , elle doit permettre d'atteindre quatre objectifs :

1- Evaluation de l'impact : Cette évaluation dépendra des caractéristiques morphologiques , hydrodynamique et d'usage du milieu receveur , et de la vie aquatique .Ces caractéristiques permet d'établir des normes de qualité à partir des- quelles les risques seront définis.

2- Définition des besoins de contrôle et de traitement des rejets.

3- Sélection des solutions optimales pour la réduction de la pollution.

4- Etablissement d'une stratégie de gestion des bassins versants , cela permet de réaliser un aménagement du territoire cohérent avec la lutte contre la pollution.

V) PROBLEME DES EAUX PLUVIALES AU RESEAU UNITAIRE:

Un système d'assainissement unitaire a pour objectif d'évacuer de la ville des eaux usées domestiques et industrielles , et des eaux pluviales regroupées dans les mêmes ouvrages (égouts)

,ces eaux ensuite acheminées vers une station d'épuration située en aval du réseau pour subir des traitements avant leur rejet au milieu naturel. Une STEP , ne peut traiter en général qu'environ 3 à 6 fois la quantité d'eau maximum amenée par temps sec, donc une partie du débit véhiculé en temps de pluies est dérivée vers le milieu récepteur , par des ouvrages de déversement appelés "déversoir d'orage" .La pollution rejetée par un réseau unitaire a donc deux origines .

-Pollution contenue dans les rejets de la STEP.

-Pollution contenue dans les rejets des déversoir d'orage.

Jusqu'a il ya une quinzaine d'années environ , les déversements n'étaient pas considérés comme une source de contamination des eaux réceptrices .Actuellement , la pollution due aux rejets des eaux unitaires commence à être prise en considération , et ceci pour les raisons principales suivantes :

1) Le développement de l'urbanisation induisant ainsi :

* Le développement des industries .

* L'explosion démographique .

* L'augmentation des surfaces impermeables.

2) Plusieurs études ont montré que la pollution due aux eaux de ruissellement ne pourra plus être considérée à priori comme négligeable.

Donc , il est nécessaire de prévoir pour toute étude d'assainissement en réseau unitaire l'impact des déversements unitaires sur l'environnement récepteur et d'envisager si c'est possible des bassins d'orages .

CHAP-2-

GENERALITES SUR LA
QUALITE DES EAUX USSES.

I ORIGINE ET COMPOSITION DES EAUX RESIDUAIRES :

1- ORIGINE :

La pollution des eaux rejetées par la ville est d'origine très différentes tels que les activités humaines, industrielles et l'entretien des espaces publics.

On s'intéresse actuellement à l'élimination de polluants et aux possibilités de recyclage des eaux dans l'industrie et en agriculture : cette pollution provient généralement de trois sources :

1- EAUX USEES DOMESTIQUES : Comprennent les eaux de ménage et de W.C ; ces eaux se caractérisent par des teneurs élevées de DBO₅, d'Azote (N) et de phosphore (P) .Une partie de DBO₅ importante se trouve en suspension ou à l'état colloïdal .

2- EAUX USEES INDUSTRIELLES : Ce sont des eaux d'origine différente et variables suivant le type d'industrie et la nature de leurs activités. Ces eaux peuvent contenir des matières corrosives dangereuses toxiques ou inhibitrices .Elles se caractérisent par une DBO₅ Généralement sous forme dissoute.

3- EAUX DE RUISSELLEMENT : Ce terme englobe toutes les eaux de surface telles que les eaux de pluies s'écoulant des chaussées, des toitures, des cours d'eau et les eaux de robinet destinée au lavage des espaces publics et le nettoyage.

2- COMPOSITION DES EAUX RESIDUAIRES :

La pollution des eaux résiduaires comprend ces propres caractéristiques, tant en composition qu'en concentration, des matières organiques ou minérales suivant leurs origines.

Elles sont sous formes solides, colloïdales, ainsi qu'une multitude de micro-organismes (bactéries).

Ces polluants peuvent être biodégradables si les éléments sont fermentescibles, c'est le cas des eaux ménagères ou organiques non biodégradables ou contenant des toxiques acides ou des poisons c'est le cas des eaux industrielles.

A) LES MATIERS MINÉRALES : Elles englobent toutes les substances qui peuvent être soit :

- Inertes pour le milieu receveur (sable, gravier, etc.....).

- Toxiques : rejet des industries (mercure Hg , planb Ph , ect.....).

B) LES MATIERES ORGANIQUES : Elles sont issues de deux origines :

- Activites humaines et industrielles : la composition des matières organiques est provoquée par les micro-organismes vivants (bactéries).

C) LES MICRO -ORGANISMES VIVANTS : Les eaux usées contiennent une multitude de micro-organismes vivants qui peuvent provoquer de nombreuses maladies :Typhoïde, Choléraect.

II LES PARAMETRES PHYSICO-CHIMIQUES DE LA POLLUTION :

Le bon déroulement d'une fermentation aerobique ou anaerobique nécessite des conditions particulières associées à des paramètres de milieu à savoir :

II-1 PARAMETRES PHYSIQUES:

1) LA TEMPERATURE : Elle varie avec l'altitude , et la saison , elle modifie le profil en oxygène dissous du milieu récepteur , une eau d'égout ne se solidifie pas.

2) TURBIDITE : Elle donne une première indication sur la teneur en matières colloïdales d'origine minérale ou organique.

3) LA COULEUR : Elle est normalement grisate, cela est dûe à la présence de matières organiques dissoutes ou colloïdales donc une coloration marquée.

4) CONDUCTIVITE ELECTRIQUE : Dûe à l'augmentation des sels dissous et elle varie en fonction de la temperature .

5) ODEUR : L'eau d'égout fraiche à une odeur fade qui n'est pas désagréable ; une odeur caractérisée indique une eau qui commence à fermenter par stagnation soit dans le réseau d'égout ou avant le rejet (en particulier lorsque l'aération du rejet est mauvaise).

6) M.E.S (matieres en suspension) : Elles contiennent des matières organiques et minérales , exprimées en mg/l.Elles sont déterminées au laboratoire soit par centrifugation , soit par filtration.Les matières recueillies sont sechées à 105 °c et pesées , ce qui fixe la teneur en M.E.S

7) M.V.S : (matières volatiles en suspension) : Elles représentent la partie des M.E.S qui disparaît au cours d'une combustion.

II-2- PARAMETRES CHIMIQUES :

- **D.B.O** (demande biologique en oxygène) : C'est la quantité d'oxygène consommée à 20°C et à l'obscurité pendant un temps donné pour assurer par voie biologique l'oxydation des matières organiques.

On utilise conventionnellement la DBO 5 c.a.d : quantité d'oxygène consommée après 5 jours exprimé en mg/l.

- **D.C.O** (demande chimique en oxygène) : C'est la quantité d'oxygène , exprimée en mg/l , consommée immédiatement par une eau résiduaire en combinaison avec les matières oxydables sans intervention des micro-organismes .

-**PH** : Caractéristiques très importante puisque les micro-organismes (bactéries) ne tolèrent qu'une certaine gamme de PH.

- Dans un milieu aérobie le PH = 5 à 9.
- Dans un milieu anaérobie le PH = 6.8 à 8.

II-2-1 COEFFICIENT DE BIODEGRADABILITE :

On appelle DCO/DBO = K : Coefficient de biodégradabilité telque :

- K= 1 : les eaux usées sont biodégradable.
- 1 < K < 2.5 : traitement biologique très possibles .
- 2.5 < K < 3.2 : traitement biologique associé à un traitement physico-chimique.
- K > 3.2 : traitement biologique impossible.

II -3 SUBSTRAT TOXIQUES :

On regroupe dans cette catégorie tous les métaux lourds (plomb , zinc, chrome , mercure.....) et les micro-polluants organiques .Ces composés sont toxiques ou inhibiteurs d'une part pour le milieu naturel et d'autre part pour les boues activées des station d'épuration biologique , donc on doit interdire tous rejets chargés en métaux lourds.

II -4 LES ELEMENTS NUTRITIFS :

Le développement normal d'une communauté bactérienne exige la présence d'azote , de phosphore et d'un certain nombre d'oligo-éléments.

L'azote se trouve sous forme azote ammoniacale NH_4^+ et azote des nitrites et des nitrates (NO_2^- ; NO_3^-) , et azote Kjeldahl , et le phosphore sous forme phosphore total et de l'orthophosphore (PO_4^{3-}).

Donc la connaissance des quantités de nutriments contenues dans les eaux usées est indispensable.

III LES CHARGES POLLUANTES :

1- Charge en DBO5:

La charge de pollution DBO5 d'une eau usée résiduaires exprimée en g/hab.j suivant le type de réseau on a : [1]

- Réseau séparatif.....60 à 70 g/hab.j
- Réseau unitaire70 à 80 g/hab.j (d'après DEGREMONT).
- Réseau pseudo séparatif : 60 g/ha.j

2- Charge en MES:

Sont généralement estimés comme suit : [1]

- Réseau séparatif : 70g/hab.j dont 70 % de MVS et 30% MM.
- Réseau unitaire : 80 g/hab.j dont 66% de MVS et 34% MM.

IV : QUALITE D'UN REJET D'EFFULENTS URBAINS :

A partir de considération relatives au milieu récepteur , on peut définir un ordre de grandeur du flux maximal de matières polluantes dont le rejet pourra être autorisé en général , on admet à l'effluent rejeté d'apporter au milieu récepteur qu'un trouble localisé sur un certain trajet (50m maxi). [18].

Les valeurs limites des concentrations d'un certains nombre de substances polluantes peuvent être classées dans quatre groupes (normes française).

-Premier groupe : Niveaux de rejet pour les matières en suspension et les matières oxydable.

-Deuxième groupe : Niveaux de rejet pour les substances azotées.

-Troisième groupe : Niveaux de rejet pour les substances phosphorées (phosphore total).

-Quatrième groupe : Niveaux de la qualité hygiénitique du rejet.

REMARQUE :

Quel que soit le niveau de l'épuration l'effluent traité doit présenter les caractéristiques suivantes :

- Température inférieure à 30 C°
- PH comprise entre 5,5 et 8,5 (ou 5,5 et 9 dans le cas de rejet en mer).
- Ne pas contenir de substances à des concentrations capables d'entraîner la destruction du poisson à 50 mètres en aval du point de rejet.
- La couleur du l'effluent ne doit pas provoquer une coloration visible dans le milieu recepneur.

LE NIVEAU DE REJET ADMIS POUR NOTRE CAS :

Le premier groupe comprend 6 niveaux (a,b,c,d,e,f) .Les procédés biologiques couramment mis en oeuvre correspondent aux niveaux d,e,f .Par défaut d'une étude d'impact des eaux rejetées sur le milieu recepneur , nous , nous proposons d'adopter le niveau "e" , qui correspond aux procédés les plus classiques , qui précédés ou non par une décantation primaire , associant un dispositif équivalent .

On peut espérer de se niveaux de :

- réduire l'azote Kjeldahl (NK) dans une proportion de 30%.
- Un abattement en DCO supérieur à 75 %.

CHAP-3-

REPRESENTATION DE LA
REGION DE BENI-MESSOUS.

I- DESCRIPTION GENERALE DU BV :

I-1 LOCALISATION :

Le bassin versant de BENI-MESSOUS est situé à l'ouest du grand Alger , administrativement la majorité de sa superficie de 150m² environ relevé de la wilaya de TIPAZA ,une petite partie étant de la wilaya d'Alger.

Il comprend les sous -bassins :

- OUEDS GUERGOUR .
- GRIDJA .
- LARBA .
- BOUGANDOURA .
- SAF-SAF .
- SIDI-HARRACH .
- SIDI-MENIF .

L' unite Sud-Sud Est du BV est constituée successivement par :

- Les versants du plateau ;
- Le chemin de la crête N° 112 longeant le domaine Omar BOUABDELLAH ,DAR-LOUAIHIA ,DAL-EL-DJOUAM,la cité Belkacem jusqu'a Mahelma ;
- le chemin de la wilaya N° 13 longeant Sidi-Abdellah , Rahmènia est le domaine Abderrahmane Tchékouane;
- Le chemin W 133 jusqu'au point de bifurcation avec le CW 142 .
- Le chemin W142 longeant la crête,passant derrière Ouled Fayet jusqu'a l'intersection avec la RN 36;
- La RN 36 jusqu'a Dely-Brahim, puis à partir de là, en territoire de grand Alger.

RQ:

Le plan de situation étant présenté en annexe (plan N°1) .

I-2 SYSTEME D'ASSAINISSEMENT :

Dans le schéma directeur HYDRO-PROJET centre "E.N.H.P.C" quatre collecteurs principaux on été prévus , complétés par le collecteur de ZERALDA et ces centres touristiques.

1- Collecteur "AIN BENIAN " : Le système d'assainissement adopté prévoit la collecte et le refoulement de toutes les eaux usées du littoral vers le futur collecteur principale.

2 Collecteur "STAOUALI" : assurera l'évacuation des eaux résiduaires de BOUCHAOUI , BOUCHAOUI marine et AIGUESELLE , sa longueur sera de l'ordre de 3.5 Km environ .

3) Le collecteur "oued BENI-MESSOUS " : Assurera l'évacuation des eaux résiduaires de BENI-MESSOUS.

4) Le collecteur de DELY -IBRAHIM: desservira les zones Sud et centrale du bassin versant .Sa longueur sera de 10,2 Km environ.

5) Le collecteur "ZERALDA": côte algeroise Ouest : Assurera la collecte des centres touristiques et les eaux usées de la ville de ZERALDA plage, des sables d'or , Azar plage , Palm Beach , Moretti , Bridja Moretti , Staouali plage , club des Pins , en receptionnant le collecteur Staouali pour rejoindre la STEP .

I-3 METHODE DE CALCUL APPLIQUE POUR LE DIMENSIONNEMENT DES COLLECTEURS .

I-3-1 DEBIT D'EAU USEE:

Le système d'évacuation est unitaire , le debit maximum admissible dans les collecteurs après la séparation de la fraction d'eau pluviale :

$$Q_{max} = 2 Q_{ts} . \text{ (option d'étude COMEDOR SKI).}$$

Avec :

Q_{ts} = debit de pointe du temps sec

I-3-2 DEBIT D'EAU PLUVIALE :

La pluie de calcul est quinquennale (N= 0,2) est la durée de chute critique égale à 15 minutes (option d'étude COMEDOR CKI).

L'intensité de calcul ressort des observations de la station pluviométrique d'EL-HARRACH , dont la serie d'observation resulte la formule suivante :

$$\frac{P(t)}{P_j} = \frac{1}{3} t^{0,40}$$

ou :

t : est la durée de chute en heure .

P(t) : est la precipitation journalère.

P_j : est la pluie moyenne des maximas journalières.

L'application de la présente formule détermine l'intensité moyenne de calcul :

$$i = 164 \text{ l / S/ha}$$

Le debit d'eau Pluviale collectés sur les superficies urbanisées est calculé par la méthode dite rationnelle.

$$Q = C i K A$$

Avec :

- C = coefficient de ruissellement.
- i = Intensité moyenne de précipitation en
- K= coefficient minoriteur de "i" .
- A = aire d'apport en ha.

I-3 POPULATION :

Le BV de BENI-MESSOUS à été estimé d'avoir en 1995 , 183389 hab.

L'estimation du nombre d'habitant à différents horizons se fait par l'application de la formule des intérêts composés .Vue que celle-ci se trouve dans la zone d'accroissement géométrique.

$$P_t = P_{t_0} (1 + T)^n$$

ou :

- P_t: population à l'horizon t.
- P_{t₀} : population à l'horizon t₀
- T : taux d'accroissement en % de la population.
- n : le nombre d'années séparant les deux horizons.

$$n = t - t_0$$

Le tableau N° 3-1 nous montre le nombre d'habitants à différents horizons et pour différentes régions du BV .

I-4 EQUIVALENT HABITANT :

Les équipements divers et les établissements publics telsque , les grands hotels , les centres touristiques sont calculés en équivalents habitant.

Le taux d'accroissement de l'ensemble (habitants + équipements) coté estimé par l'E.N.H.P.C à :

- 3,12 % de 1996 à 2010.
- 1,34 % de 2011 à 2030

Entre 2011 et 2030 le taux d'accroissement diminue à cause de la saturation du littoral , les EH sont a voir au tableau N° 3-2.

II- DESCRIPTION GENERALE DE SITE DE LA STEP :

II-1 LOCALISATION :

L'emplacement de la station d'épuration à été fixé par l'E.N.H.P.C et la D.D.A.H.A.A en cours de l'élaboration du schéma directeur (mission 1/3) .Cet emplacement est réservé dans le careau délimité par la route nationale allant de Ain-Benian vera Zeralda , a 2,5 Km de la première localisation , il est limité au Nord par la mer méditerranée , au Sud par la dite route et à l'Ouest par l'oued Beni -Messous .Le levé thopographique preliminaire à été élaboré parallelement avec le schéma directeur.Cet emplacement remplit toutes les conditions et verifie tous les critères de choix qui sont :

- Disponibilité du terrain (environ 30 ha).
- Bonne situation topographique (10 m de dérivetée en moyenne).
- Eloignement des habitants.
- Pas de risque d'inondation.
- Proche de Oued Beni-Messous .
- Proche des zones d'alimentation en gaz ,électricité et eau.
- Proche de la route nationale , Ain -Benian -Zeralda.

II-2 GEOMORPHOLOGIE ET GEOLOGIE DU SITE :

Le site , s'agit d'une bande de terrain approximativement rectangulaire , d'une superficie de 30 ha environ et présentant une pente vers le Nord.

De point de vue geologique la région étudiée est constituée , au Sud -Est , par les dunes consolidées du pleistocène , au Nord , par les dunes actuelles du quaternaire , il ya lieu de souligner le rôle de l'oued Beni Messous dans le transport des sables fins et moyens et des argiles riches en matières organiques.

II-3 TERRAIN DE PROTECTION :

Considerant la menace de centamination , un terrain de protection est souvent reserve aux environs de la station d'épuration , dans notre cas le périmètre de protection est compris dans un cercle de 500 m de rayon .Sur ce terrain il convient de proscrire toute sorte d'urbanisation.

Un hangar se trouve à coté de la STEP.ou on stocke actuellement des produits agricoles . dans le projet on garde le hangar , mais après la mise en exploitation le stockage des produits agricoles sera interdit.

COLLECTEUR	TAUX D'ACCROISSEMENT	1995	2000	2005	2010	2015	2030
BENI MESSOUS	2,01 DE 1996-2010 1,85 DE 2011-2030	12905	14255	15745	17391	19060	25 092
CHERAGA	2	39257	43343	47854	52835	58333	78509
DELY -IBRAHIM	2,26 DE 1996-2010 2 DE 2011 - 2030	30289	33870	37868	42338	46745	62913
AIN-BENIANE	2,01	50138	55383	61177	67600	74672	100647
OULED FAYET	2	10420	11504	12701	14023	15483	20838
SQUIDANIA	7,5 DE 1996-2005 7,81 DE 2006-2030	10149	14570	20920	30480	44372	137087
STAQUELI	3,1	30231	35216	41026	4 7792	55673	88008
TOTAL	/	183389	208142	237291	272459	314338	513094
DANS LE CALCUL	/	183000	208000	237000	273000	315000	513000

TABLEAU N° 3-1 -- NOMBRE D'HABITANTS A DIFFERENTS HORIZONS.

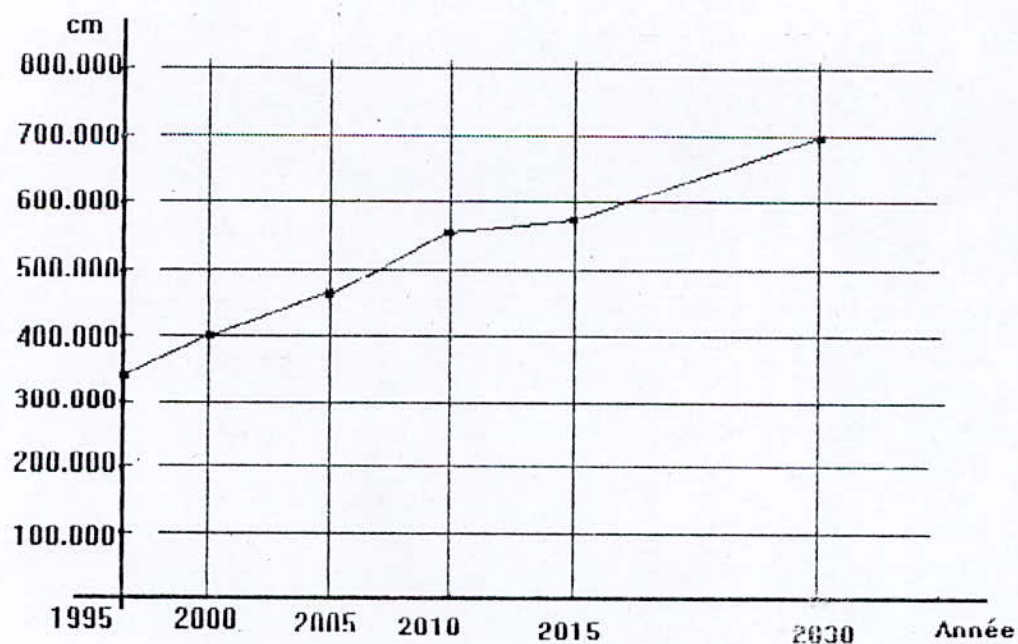


FIGURE N° 3-1 EQUIVALENT HABITANT DU BV DE BENI-MESSOUS

COLLECTEUR	EQUIVALENT HABITANT (EH)					
	1995	2000	2005	2010	2015	2030
AIN-BENIAN	68.900	80340	93680	109235	116752	142553
BENI-MESSOUS	115.800	135028	157448	183591	196226	239591
DELY -IBRAHIM	43.000	50140	58465	68173	72865	88968
LITTORAL Ouest	115.500	130014	151602	176774	188940	230695
ENSEMBLE	339.200	395522	461195	537773	574783	701807
DANS LE CALCUL	340.000	400.000	460.000	540.000	570.000	700.000

TABLEAU N° 3-2- L'EH à différents horizons

CHAP-4-

ETUDE QUALITATIVE DES EAUX REJETEES PAR LE BASSIN VERSANT DE BENI- MESSOUS.

I- INTRODUCTION :

La pollution dans le bassin versant de l'oued Beni-Messous est due aux eaux résiduaires dont le déversement a pour effet de provoquer et d'accroître la pollution du milieu naturel dans lequel elles sont rejetées .

Les deux campagnes d'analyses effectuées ont montré que cette pollution est provoquée par des matières en suspension , colloïdale ou en suspension , colloïdale ou en suspension organique , ou dans une moindre mesure , chimique .Les résultats de ces deux campagnes ont mis en évidence une pollution essentiellement biologique provoquée par les eaux résiduaires urbaines provenant des WC , cuisines , buanderies , salles d'eaux ect... , des agglomérations desservies par le système d'assainissement du bassin versant en question.

Dans le cas des réseaux unitaires on observe presque exclusivement une pollution par les eaux pluviales et eaux de lavage dont la décomposition putricale provoque la pollution du milieu récepteur.

Quand aux eaux résiduaires d'origine industrielle , généralement chargés des matières les plus diverses , organiques ou / et chimiques , elles ne sont pour l'instant pas à craindre du fait de l'inexistence d'un secteur industrielle polluant dans la région , a titre d'exemple , on n'a pas observé de rejets contenant des phénols , des cyanures , du chrome hexavalent ect.Par contre , la vocation agricole de la région permet de craindre , dans l'avenir , une plus forte concentration en nitrates.

II L'ECHANTILLONNAGE DES EAUX :

1) IMPORTANCE DE L'ECHANTILLONNAGE :

Tous les calculs d'épuration , qu'il s'agisse de projets de stations , d'évaluation de redevances , d'établissement de normes , reposent sur des mesures et des analyses , les quelles sont faites sur des échantillons prélevés dans des eaux du réseau.

L'échantillonnage et l'analyse introduisent toutes deux une erreur et le plus souvent la première est très supérieure à la seconde .Les mesures et analyses visent à caractériser l'état de l'eau , qui est un concept spéculatif car l'eau est généralement en milieu hétérogène , spécialement et temporellement .Des le départ , il faut préciser la question que l'on se pose .Par exemple , on peut chercher à déterminer :

- L'état moyen (concentration, moyenne,.....).
- Un percentile (ou quantité) déterminé.
- Les états extrêmes (charge polluante non annuelle).
- les séries temporelles (le pollutogramme,.....).

2) LA DECOMPOSITION DES ERREURS :

Pour des nombres quelconques (n_e) d'échantillons et (n_a) d'analyses sur chaque échantillon , l'erreur totale sera donnée par la formule suivante :

$$G_t^2 = \frac{G_e^2}{n_e} + \frac{G_a^2}{n_e n_a}$$

ou :

G_e : est l'écart-type sur l'échantillon.

G_a : est l'écart-type sur l'analyse.

G_t : est l'écart-type total.

On voit immédiatement qu'il est inutile de recourir à des méthodes analytiques fort précises si l'échantillon introduit pour sa part une erreur , (n) changée et dix fois supérieure .En règle générale , on peut retenir les deux préceptes suivants en techniques sanitaire:

-Il est plus utile de faire un seul dosage sur trois échantillons , qu'un dosage en double sur deux échantillons.

-Il est plus utile de faire un seul dosage sur quatre échantillons , qu'un dosage sur trois échantillons.

3) CHOIX DES STATIONS DE MESURE:

Choisir des lieux homogènes , à l'écart de toute source de variations. Toujours mesurer les débits en même temps que les concentrations .Calculer une charge en multipliant une concentration moyenne par un débit moyen donne un résultat moins précis par rapport à la formule suivante:

$$C = \frac{\sum C_i Q_i t_i}{\sum t_i}$$

avec :

C_i et Q_i : concentrations et débits mesurés pour le prélèvement i .

t_i : intervalle de temps séparant l'échantillon (i) du suivant.

C : La charge de pollution (on la note parfois "M" pour la distinguer de la concentration).

CHAP 4 : ETUDE QUANTITATIVE DES EAUX REJETEES PAR LE BASSIN VERSANT DE BENI -MESSOUS.

localisation avec précision les points de mesure (éventuellement par photographie si les prises se font par bateau), et noter les heures de prise. Travailler à débit stable, cas des variations de débit, peuvent fausser l'interprétation ultérieure des mesures.

Les points de mesure doivent être localisés au cours d'une campagne préliminaire.

En rivière, on enregistre souvent des profils d'oxygène :

- Intervalle entre stations sera $\leq 10\%$ du tronçon compris entre le point de pollution A et la zone de récupération B.

- La durée des mesures doit être aussi proche que possible du temps de parcours de l'eau ; de telle façon à couvrir tout l'écoulement.

- La fréquence de mesure est généralement fonction des cycles photosynthétiques éventuels. En leur absence, on procédera à des prises instantanées toutes les 2 heures, si la cadence est de 4 à 6 heures, la campagne doit durer 72 à 96 heures.*

- En l'absence d'une campagne préliminaire, une prise tous les 500 m en zone critique, et tous les 1 Km ailleurs, constituent un programme raisonnable.

4) REPRESENTATION DES ANALYSES :

La qualité de l'enquête de pollution dépend de la façon dont elle sera organisée, vue que cette organisation dépendra des conditions de mesure des débits et de l'endroit choisi pour réaliser les prélèvements qui font intervenir une suite de démarches nécessite une méthode et un matériel approprié.

On procédera à :

- La mesure des débits.
- Au prélèvement des échantillons.
- Aux analyses de ces échantillons.

III PREVISION DE LA POLLUTION :

La prévision de la pollution c'est à dire les charges polluantes annuelle, en fonction de l'occupation des sols, de la pluviométrie et de la densité de population, peut s'estimer :

- pour les eaux pluviales dans un système séparatif par :

* La fréquence de prélèvement peut varier de quelque minute à quelque heures, en fonction des objectifs fixés (destination des résultats).

La fréquence doit être aussi petite que possible (sa dépend des moyennes de mesures: Type de prélèvement automatique, capacité de prélèvement, ect.....). Si la variation instantanée de la concentration (polithogramme) est visée.

Par contre, la fréquence de mesure peut être élevée (1 à quelques heures) si des valeurs globalement moyennes sont visées (Pour le calcul de charge annuelle globale par exemple).

CHAP 4 : ETUDE QUANTITATIVE DES EAUX REJETEES PAR LE BASSIN VERSANT DE BENI -MESSOUS.

$$M_p = \alpha_{ij} H F(d) \gamma$$

-dans un système unitaire , par:

$$M_u = \beta_{ij} H F (d) \gamma$$

dans lesquelles :

M : la masse de polluant produite , par hectare de type d'occupation des sols ; et par an (Kg/ha/an).

H : la pluviométrie annuelle (mm/an).

D: la densité de la population (habitant /hectare).

F(d) : la fraction de densité de population.

- zone résidentielle $F(d) = 0,14 + 0,1 \sqrt{d}$

- zone industrielle et commerciales $F(d) = 1$

- autres catégories $F(d) = 0,14$.

γ = est la fréquence des pratiques de lavages des rues tous les N jours.

$$\gamma = \frac{N}{2} \text{ pour } 1 \leq N \leq 20 \text{ jours}$$

$$\gamma = 1 \text{ pour } N > 20$$

α_{ij} et β_{ij} sont les poids spécifique de polluant en Lg/an. donnés dans le tableau N° 4-1 , résultant de mesure réalisées aux ETATS-UNIS.

PARAMETRES	TYPE D'OCCUPATION DES SOLS i	POIDS DU POLLUANT J		
		MES	DBO ₅	AZOTE TOTAL
α (PLUVIAL)	Zone résidentielle	0,72	0,04	0,0058
	Zone commerciale	0,98	0,14	0,0131
	Zone industrielle	1,29	0,01	0,0027
	Autres	0,12	0,01	0,0027
β (UNITAIRE)	Zone résidentielle	2,97	0,15	0,0239
	Zone commerciale	4,06	0,58	0,0539
	Zone industrielle.	5,30	0,22	0,0504
	Autres	0,49	0,02	0,0111

TABLEAU N°4-1 : VALEUR DES PARAMETRES α ET β

IV ANALYSE DES RESULTATS :

Nous avons pu récupérer des analyses de deux compagne datent de 1987 et 1990 faites par E.N.H.P.C. (Tableau N° 4-2 et N° 4-3).

REMARQUE :

Ce document fourni par la D.H.W de Tipaza contient des renseignements sur les points et les horaires de prélèvement d'échantillons .Toutefois ces compagnes d'analyses D'apeine un mois peuvent s'averer insuffisantes lorsqu'il s'agit de cerner la qualité de l'eau sur les autres périodes de l'année , puisqu'elles ne couvrent que la saison plus d'autonne pour les années 1987 et 1990 , de plus , certain paramètre polluant peuvent être dangereux en periode d'été (periode d'étiage).

CONCLUSION : Ces analyses nous ont permis de connaître d'une manière tres globale les rejets de la région de Beni-Messous et leurs biodégradabilité par la détermination du coefficient de biodégradabilité "K" maximum et moyen et le comparer aux inégalités deja données précédement pour décider de procédé de traitement à appliquer pour des eaux.

$$K = \frac{DCO}{DBO_5}$$

$$-K_{moy} = \frac{DCO_{T_{mov}}}{DBO_5_{T_{mov}}}$$

$$-K_{max} = \frac{DCO_{T_{max}}}{DBO_5_{T_{max}}}$$

	Compagne de 1987	Compagne de 1990
K _{moy}	1,66	1,42
K _{max}	1,69	2,17

Ces valeurs de K qui restent inferieur à 2,5 (limite au dessus de laquelle le traitement biologique ne suffit par à lui seul) montrent que l'origine de cette pollution est essentiellement domestique. (En provenance des collectivites dessevries par le reseau d'assainissement du BV de l'oued Beni-Messous).

CHAP 4 : ETUDE QUANTITATIVE DES EAUX REJETEES PAR LE BASSIN VERSANT DE
BENI - MESSOUS.

Ces résultats , en association avec le nombre d'EH branches sur le reseau d'egouts , nous poussent à choisir un mode d'épuration par boues actives.

Pour plus de sécurité , il conviendra de surveiller l'évolution de la pollution en organisant des campagnes d'analyses périodiques et ne tolerer aucun rejet nocif au sein des normes préconisées dans le reseau public sans pretraitement préalable surtout pour les regions suivantes :

- EL DJAMILA .
- DELY -IBRAHIM.
- STAOUELI.
- AIN-BENIAN ville.
- HOTEL EL RIADH.
- PALM BEACH.

ou : le coefficient de biodégradabilité K est très élevé.

TABLEAU N° 4-2 : COMPAGNE D'ANALYSE DE POLLUTION DE 1987 .
DE 25-10-1987 A 8-11-1987.

	moj	max	moj	max	moj	max	moj	max
LIEU DE PRELEVEMENT	hotel de RIADH		AIN BENIAN VILLE		PALM BEACH		ZERALADA	
COULEUR	Noiratre	Noiratre	marron	marron	claire	claire	colorée	colorée
LIMPIDITE	trouble	trouble	trouble	trouble	/	/	trouble	trouble
ODEUR	presence	presence	presence	presence	/	/	presence	presence
T° (°°)	25,7	28	23,7	24	23,7	29	25,3	26
debit (l/s)	11,67	20	15	20	6,67	10	50	80
conductivite s/cm-1	1216,7	1260	2416,67	2750	2416,7	2600	2170	2500
oxygene dissous (mg/l)	0,33	1	2,27	2,6	5,5	5,7	0	0
PH	7,7	7,8	7,5	7,6	7,7	7,7	7,3	7,5
Matiere decan- table 2h ml/l	3,1	8	7,33	9,3	0	0	45,33	130
Matiere/sug- pension 105°°	137	344	515	628	4	4	1010	2591
Matiere/sug- pension 600°°	6,67	20	129,33	188	0	0	327,67	870
NH4 mg/l	8	14	32,13	36,0	0,47	0,8	/	80,0
Azote KJELDA- HL (Nmg/l)	8,58	14,04	50,28	74,88	0,689	1,092	53,73	87,36
Azote Organ- ique (Nmg/l)	2,34	3,12	25,22	47,58	0,325	0,468	14,14	24,96
Phosphates PO ₄ - 3	2,90	3,15	44,30	46,7	0,27	0,35	36,67	60,0
DCO mg/l de O ₂	53,33	70	540	565	18,33	30	426,67	750
DBO ₅ mg/l de O ₂	18,53	23,2	188	188	0,87	1,2	290,2	550,2
Fe (mg/l)	0,10	0,15	1,09	1,09	0,03	0,03	0,09	0,09
Cu (mg/l)	0,02	0,02	1,05	0,05	0,01	0,01	0,02	0,02
Mn (mg/l)	0,05	0,08	0,11	0,11	0,02	0,02	0,07	0,07
Zinc (mg/l)	0,02	0,02	0,37	0,37	0,01	0,01	0,01	0,01
Plomb (mg/l)	ND	ND	ND	ND	ND	ND	ND	ND
Ca (mg/l)	ND	ND	ND	ND	ND	ND	ND	ND

X

TABLEAU N° 4-2 : COMPAGNE D'ANALYSE DE POLLUTION DE 1987 .
DE 25-10-1987 A 8-11-1987.

	moy	max	moy	max	moy	max	moy	max
LIEU DE PRELEVEMENT	HOPITAL BNI-MESSOUS		DELY BRAHIM COLLECTEUR NORD		AIN BENIANE OUEST		VILLAGE AGRICOLE CHERAGA	
COULEUR	/	/	marron	marron	marron	marron	/	/
LIMPIDITE	/	/	trouble	trouble	trouble	trouble	/	/
ODEUR	/	/	presence	presence	presence	presence	/	/
T° (°C)	/	/	23,7	24	23,7	24	21,7	22
debit (l/s)	2	3	126,7	200	1	1	2,33	5
conductivite s/cm-1	1216,7	2633,3	1816,7	1950	1983,3	2150	3866,7	5500
oxygene dissous (mg/l)	0,33	0,53	2,4	2,6	1,73	3,0	0,67	0,9
PH	7,7	7,8	7,5	7,6	7,8	7,9	7,5	7,5
Matiere decan table 2h ml/l	3,1	1,6	4,87	8	4,1	7,3	12,43	25,5
Matiere/suspension 105°C	137	170,67	324,3	460	257,3	394	592,7	1232
Matiere/suspension 600°C	6,67	24	102	170	65	117	129,33	352,0
NH4 mg/l	8	25,2	21	24	26,87	31,0	120,67	208,0
Azote KJELDAHL (Nmg/l)	8,58	31,20	28,47	34,32	32,24	37,44	126,88	202,8
Azote Oraganique (Nmg/l)	2,34	11,55	12,09	19,5	11,29	13,26	32,76	40,56
Phosphates PO4 - P	2,90	23,78	23,67	28,0	26,67	38,0	39,67	54,0
DCO mg/l de O2	53,33	370	256,67	310	238,3	340	540	845
DBO5 mg/l de O2	18,53	201,17	/	/	/	/	287,17	500,5
Fe (mg/l)	0,10	0,46	1,94	1,94	0,24	0,24	0,34	0,34
Cu (mg/l)	0,02	0,02	0,05	0,05	ND	ND	0,02	0,02
Mn (mg/l)	0,05	0,07	0,11	0,11	0,13	0,13	0,08	0,08
Zinc (mg/l)	0,02	0,07	0,46	0,46	0,03	0,03	0,04	0,04
Plomb (mg/l)	ND	ND	ND	ND	ND	ND	ND	ND
Ca (mg/l)	ND	ND	ND	ND	ND	ND	ND	ND

CHAPITRE :

TABLEAU N° 4-3 : COMPAGNE D'ANALYSE DE POLLUTION DE 1990 .
DE 18-11-1990 A 9-12-1990.

	VILLAGE AGRICOLE		EL-DJAMELA		ZERALDA		STAOUALI	
	MOY	MAX	MOY	MAX	MOY	MAX	MOY	MAX
T° (2)	18	18	17	17	/	/	/	/
eau brute	150,5	158	162	137	159	178	64,5	82
eau decanté	120	154	99,33	171	66,5	72	18,25	26
NO ₂	0	0	0	0	0,9	1,8	0,45	0,85
NH ₄	70	90	76,57	200	20,0	20,0	9,25	9,50
MO milieu acide en O ₂	132	144	76,5	148	40,5	48,0	20	21,0
DBO ₅	513,5	601	114	149	74	89	21,5	26,5
DCO	775	940	535	1120	200	250	80	90
PO	61,89	57	57,13	177,5	13,63	21,25	5,25	6
Fe	0,22	0,23	1,10	2,32	3,20	3,55	0,97	1,32
chrome tot	0	0	0,02	0,04	0	0	0	0
Zn	0,075	0,10	0,22	0,51	0,37	0,43	0,04	0,05
Mn	0,09	0,13	0,13	0,20	0,23	0,27	0,115	0,12
plomb	0	0	0	0	0	0	0	0
cd	0	0	0,003	0,01	0	0	0	0
cu	0,01	0,01	0	0	/	0,01	0,015	0,03
PH	7,5	7,5	7,2	7,4	8,4	8,9	7,7	8,0
conductivité	2,6	2,8	6,18	7	12,5	16	7,5	8
mineralisation	1488	1736	1244,7	2815	772	980	477,5	502
residues sec	/	/	437	437	898,5	1159	455	503
taux O ₂	0	0	/	/	/	/	/	/
azote Kjeldahl	64,5	65,0	125	280	31	37	18,5	20
NH ₄	/	/	37,67	75	21	22	9,75	10
azote organique	/	/	87,33	205	10,5	15	8,75	10,5
debit	10	10	2	2	/	/	/	/
MES à 105 C°	388	480	759,39	1192	378	644	374	454
MES à 600 C°	124	164	187	223,33	302	484	239	246

REMARQUE : les concentrations sont representes en mg/l.

CHAPITRE :

TABLEAU N° 4-3 : COMPAGNE D'ANALYSE DE POLLUTION DE 1990 .
DE 18-11-1990 A 9-12-1990.

	DELY BRAHIM		BENI MESSOUS		A GAUCHE DU CHATEAU AIN BENIAN		A DROITE DU CHATEAU AIN BENIAN	
	MOY	MAX	MOY	MAX	MOY	MAX	MOY	MAX
T° (2)	17,7	18	16,3	17	17	17	17	17
eau brute	166,33	171	137,33	150	172	172	171	171
eau decocté	105,67	125	69,33	141	170	170	165	165
NO ₂	0	0	0	0	/	/	/	/
NH ₄	40,83	58	143,17	200	221,0	221,0	37,5	37,5
MO milieu acide en O ₂	90,67	100	110,67	158	42,0	42,0	74,0	74,0
DBO ₅	319	501	332,33	601	1400	1400	340	340
DCO	546,7	610	513,33	770	1860	1860	490	490
PO	39,01	48,78	13,72	26,15	86,26	86,26	30,0	30,0
Fe	0,25	0,35	0,39	0,43	0,69	0,69	0,49	0,49
chrome tot	0	0	0	0	0,06	0,06	0,01	0,01
Zn	0,37	0,75	0,083	0,11	0,15	0,15	0,07	0,07
Mn	0,08	0,12	0,053	0,06	0,23	0,23	0,07	0,07
plomb	0	0	0	0	0	0	0	0
cd	0	0	0	0	0	0	0	0
cu	0	0	0	0	0	0	0	0
PH	7,4	7,6	7,8	8,5	7,5	7,5	7,7	7,7
conductivité	1,58	1,682	1,9	2,04	3,72	3,72	1,48	1,48
mineralisati- on	977,7	1004	1176	1265	2306	2306	918	918
residues seo	/	/	/	/	/	/	/	/
taux O ₂	/	/	0	0	/	/	/	/
azote Kjela- dahl	63	72	43,33	60	150	150	52	52
NH ₄	35	35	18	18	55	55	20	20
azote organique	37	37	42	42	105	105	32	32
debit	40	80	23,33	30	5	5	15	15
MES à 105 Co°	432,7	586	221,33	242	524	524	554	554
MES à 600 Co°	87,3	136	46,67	68	148	148	148	148

TABLEAU N° 4-3 : COMPAGNE D'ANALYSE DE POLLUTION DE 1990 .
DE 18-11-1990 A 9-12-1990.

	AIN BENAIN		CHATEAU GAUCHE		CHATEAU DROITE		CIMETIERE	
	MOY	MAX	MOY	MAX	MOY	MAX	MOY	MAX
T° (2)	17	17	/	/	/	/	/	/
eau brute	173	173	160	162	169,5	179	173,5	175
eau decanté	169	169	90,5	102	61,5	66	146	170
NO ₂	0	0	0	0	/	/	0	0
NH ₄	106	106	29,75	30,5	12	20,5	34,25	41,0
MO milieu acide en O ₂	160	160	65	80	34	42	60	74
DBO ₅	725	725	229,5	289	90,5	130	149,5	263
DCO	1150	1150	490	605	170	245	337,5	515
PO	66,25	66,25	34,25	41,0	10,4	15,15	17,85	30,5
Fe	0,45	0,45	0,75	0,89	0,34	0,62	0,76	0,76
chrome tot	0	0	0,02	0,03	0,15	0,02	0,02	0,02
Zn	0	0	0,16	0,19	0,03	0,04	0,22	0,22
Mn	0,15	0,15	0,06	0,06	0,05	0,10	0,21	0,21
plomb	0	0	0	0	0	0	0	0
od	0	0	0	0	0	0	0	0
ou	0,03	0,03	0	0	0	0	0,02	0,04
PH	8,2	8,2	7,7	7,9	8,0	8,1	7,75	8,2
conductivité	2,71	2,71	11	13	9,5	11	12	9
mineralisation	1680	1680	697,5	825	586	670	542,5	719
residues sec	/	/	/	/	/	/	/	/
taux O ₂	/	/	/	/	/	/	/	/
azote Kjeldahl	148	148	64,5	79	35	36	55	76
NH ₄	60	60	29	40	9,25	9,5	14,5	20
azote organique	88	88	35,5	39	25,75	26,5	40,75	56
debit	5	5	/	/	/	/	/	/
MES à 105 C°	1212	1212	216	220	526	532	1213	1696
MES à 600 C°	330	330	71	92	336	384	391	424

REMARQUE : Ce document nous à été donnée par la D.H.W de la wilaya de TIPASA , fait par E.N.H.P.C.

CHAP-5-

CALCUL DES DEBITS ET LES CHARGES POLLUANTES.

A/ CALCUL DES DEBITS :

I/ INTRODUCTION :

Quatre grands collecteurs chargent la STEP , ce sont :

- Collecteur AIN-BENIAN (DN 1250 mm).
- Collecteur BENI-MESSOUS (DN 1500mm).
- Collecteur DELY-IBRAHIM -| Ensemble DN 1000 mm
- Collecteur LITTORAL-Ouest-|

Les systèmes des reseaux d'égouts sont généralement unitaires et les quatre collecteurs principaux fonctionnent avec le principe d'évacuation 2Q_{max}. Les déversoirs d'orages existent dont le rôle est de maintenir le débit critique à cette valeur , par temps de pluie.

II/ VARIATION DES DEBITS D'EAUX USEES :

a) COEFFICIENT DE POINTE HORAIRE :

Le coefficient de pointe horaire Ch est le rapport du débit maximum dans l'heure la plus chargée Q_{hmax} , sur le débit moyen journalier Q_m:

$$Ch = \frac{Q_{H\ MAX}}{Q_m}$$

Ce coefficient peut être estimé à partir de la formule suivante :

$$Ch = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_m}}$$

Q_m : l/s

b) COEFFICIENT DE POINTE HEBDOMADAIRE :

C'est le rapport moyen suivant

$$Cheb = \frac{\text{Moyenne (jeudi , vendredi, samedi)}}{\text{Moyenne autres jours de la semaine}}$$

Cheb pris égale à 1,05 .

c) COEFFICIENT DE POINTE SAISONNIER :

La variation saisonnière est caractériser par le rapport :

CHAP5 : CALCUL DES DEBITS ET LES CHARGES POLLUANTES.

$$C_s = \frac{\text{Moyenne (mois d'étémedi)}}{\text{Moyenne autres mois de l'année}}$$

Cs est estimé à 1,3.

D) LE COEFFICIENT JOURNEE :

Le coefficient journée est le rapport du débit diurne "Qd" au débit moyen journalier "Qm".

$$C_d = \frac{Q_d}{Q_m}$$

E) LE COEFFICIENT NOCTURNE :

Le coefficient nocturne est le rapport du débit nocturne "Qn" au débit moyen journalier

$$C_n = Q_n / Q_m .$$

TABLEAU N° 5-1 : COEFFICIENTS DES DEBITS SUIVANT L'IMPORATNCE DE LA VILLE .

COEFFICIENTS	PETITE VILLE 10 ¹ - 5.10 ⁴ EH	VILLE MOUENNE 5 / 10) 10 ⁴ EH	GRANDE VILLE 10.10 ⁴ EH
COEFFICIENT JOURNEE Cd	24/16	24/18	24/28
COEFFICIENT NOCTURE Cn	24/58	24/37	24/38

Dans notre cas : Cd = 1,2
Cn = 0,8

III DOSE GLOBALE :

La dose globale se définit par le rapport d'un volume journalier acheminé à la station sur le nombre d'habitants collectés .

Plusieurs auteurs [13] préconisent d'adopter au niveau des prévisions d'urbanisme en France , les valeurs suivantes :

- 150 l/hab/j pour les petites agglomérations < 10.000 hab.
- 200 l/hab/j pour les villes à partir de 10.000 hab.
- 250 l/hab/j pour les villes à partir de 50.000 hab.
- 300 l/hab/j pour les villes à partir de 150.000 hab.

REMARQUE :

Dans les pays en voie de développement comme l'Algerie , des observations faites [13] , montrent que les rejets peuvent atteindre des valeurs extrêmement basses . Ces valeurs sont dues au fait que nombreux sont les ménages non raccordés . Ce qui fausse la notion de dose telle qu'elle est définie . C'est pourquoi on adopte généralement une dose égale à 180 l/hab/j, au lieu de 300l/hab/j.

En considérant les variations hebdomadaires et saisonnières avec 20% de pertes dans le réseau , la dose globale sera :

$$D = \text{Cheb} \times C_s \times (1 - 0,2) \times 180.$$

$D = 197 \text{ l/hab/J}$

IV) CALCUL DES DEBITS PAR TEMPS SEC:

IV-1 DEBIT PAR TEMPS SEC EXPRIME EN M³/j

On distingue :

- Debits d'eaux domestique "Qeu"
- Debit d'eau industrielles "Qei".
- Debit des matières de vidanges "Qmv".
- Debit d'eaux claires parasites Qecp.

En l'absence de rejets industriel Qei et Qmv seront négligés . Les eaux parasites peuvent être dues aux infiltrations des eaux de nappe ou de pluie par les joints ou les endroits non étanches du réseau . Donc on peut les ignorer si on n'a pas détecté d'eaux parasites dans le réseau ou si on ne dispose pas d'information la dessus. Il ne reste donc que le debit des eaux domestiques.

$$Q_{eu} = N.d$$

avec

N= nombre d'équivalent habitant.

d= La dose globale admise.

IV-2 DEBIT PAR TEMPS SEC EN m³/h:

On distingue :

- Debit moyen horaire par temps sec "Qm".

$$Q_m = \frac{Q_{eu}}{24}$$

-Debit de pointe horaire par temps sec.

$$Q_{pts} = Ch Q_m$$

-Debit maximum horaire par temps sec augmente de 5% à cause des stations de relevage employées. "Qmax ts "

$$Q_{max ts} = 1,05 Q_{pts}$$

IV-3 DEBIT PAR TEMPS PLUVIEUX : Qtp

Ceci concerne les systemes d'assainissement unitaire ; le cas de notre reseau .Ils sont calculés à partir des avants- projet et des projets d'execution .

IV-4 DEBITS PLUVIAUX ADMIS :

Ces debits devraient etre définis à partir d'une étude d'impact des eaux pluviales sur le milieu recepneur .

1/Debit maximum journalier admis par temps de pluie à la station " Qmax /J" .

2/Debit maximum horaire admis par temps de pluie à la station "Qmax /h"

4/Debit horaire admis au prétraitement (cas de la présence de bassin d'orage avec déversoir en amont du prétraitement) " Qmax pret " .

5/ Debit horaire alimentant le bassin d'orage situé à la station " Qmax ad bo " .

6/ Debit de vidange du bassin d'orage " Qbo "

7/ Debit biologique : debit horaire maximum admis sur le réacteur (hors debit maximum de recyclation "Qmax bio " .

8/ Debit de décanteur primaire : debit horaire maximum en temps de pluie alimentant le décanteur primaire (cela suppose qu'il ya un by-pass en aval de ce dernier).

Remarques.

- $Q_{\max \text{ pret}} \gg Q_{\max \text{ bio}}$ s'il y'a un by-pass en aval du prétraitement ou du décanteur primaire .

- $Q_{\max \text{ bio}} \# Q_{\max \text{ pret}}$ si absence de by-pass en aval du prétraitement ou du décanteur primaire .

- $Q_{\max /h} > 3 Q_m$, cette valeur de $Q_{\max /h}$ devrait être définie suite à une étude sur l'impact des eaux pluviales sur le milieu récepteur . Par défaut en prend

$Q_{\max /h} = 3Q_m$.

- $Q_{\max /h} > Q_{\text{pts}} + Q_{\text{vbo}}$

- Le clarificateur sera toujours dimensionné sur le $Q_{\max \text{ bio}}$ et non sur le Q_{pts} .

IV-6 REGIME HYDRAULIQUE JOURNALIER

La répartition journalière des débits doit découler de l'analyse des courbes d'enregistrements . Par défaut , l'on peut prendre trois périodes de pointes , soient :

Q_{pts} (débit de pointe par défaut trois périodes de 2 h)

Q_d (débit diurne par défaut 2 périodes de 5h)

Q_n (débit nocturne par défaut 1 période de 8 h)

V RÔLE DES DIFFERENTS PARAMETRES AINSI DEFINIS :

- Les charges maximum horaires servent à dimensionner la capacité d'oxygénation.

- Les charges maximum journalières servent à dimensionner les réacteurs suivant le rendement fixé .

- Les charges maximum hebdomadaires sert à évaluer la dimension de la filière boue .

- La charge moyenne hebdomadaire sert à évaluer la consommation des réactifs , évacuations des boues

CAPACITE DE L'INSTALLATION :

La pollution correspondant à 1 Eh . est définie dans notre cas comme suite :

- Debit = 180 l/j (pertes dans le reseau = 20 %.
- DBO 5 = 60 g/j.
- DCO = 120 g/j.
- MES = 80g/j.
- NTK = 15 g/j.
- Ptot = 4g/j.
- MEH = 10g/j (graisses).

La concentration de la pollution d'eau usée arriavnt à la Step est de :

	DBO5	DCO	MES	NTK	Ptot	MEH
concentration des entrées.	333	667	444	83	22	56

TABLEAU N° 5-5 : Concentration des pollution pris pour le dimensionnement.

La charge journalière est de :

EH		PHASE1	PHASE2
		460.000	690.000
Charge journaliere (kg/j)	DBO5	276.000	41400
	DCO	55200	82800
	MES	36800	55200
	NTK	6900	10350
	Ptot	1840	2762
	MEH	4600	6900

TABLEAU N° 5-6 : LES CHARGES POLLUANTES .

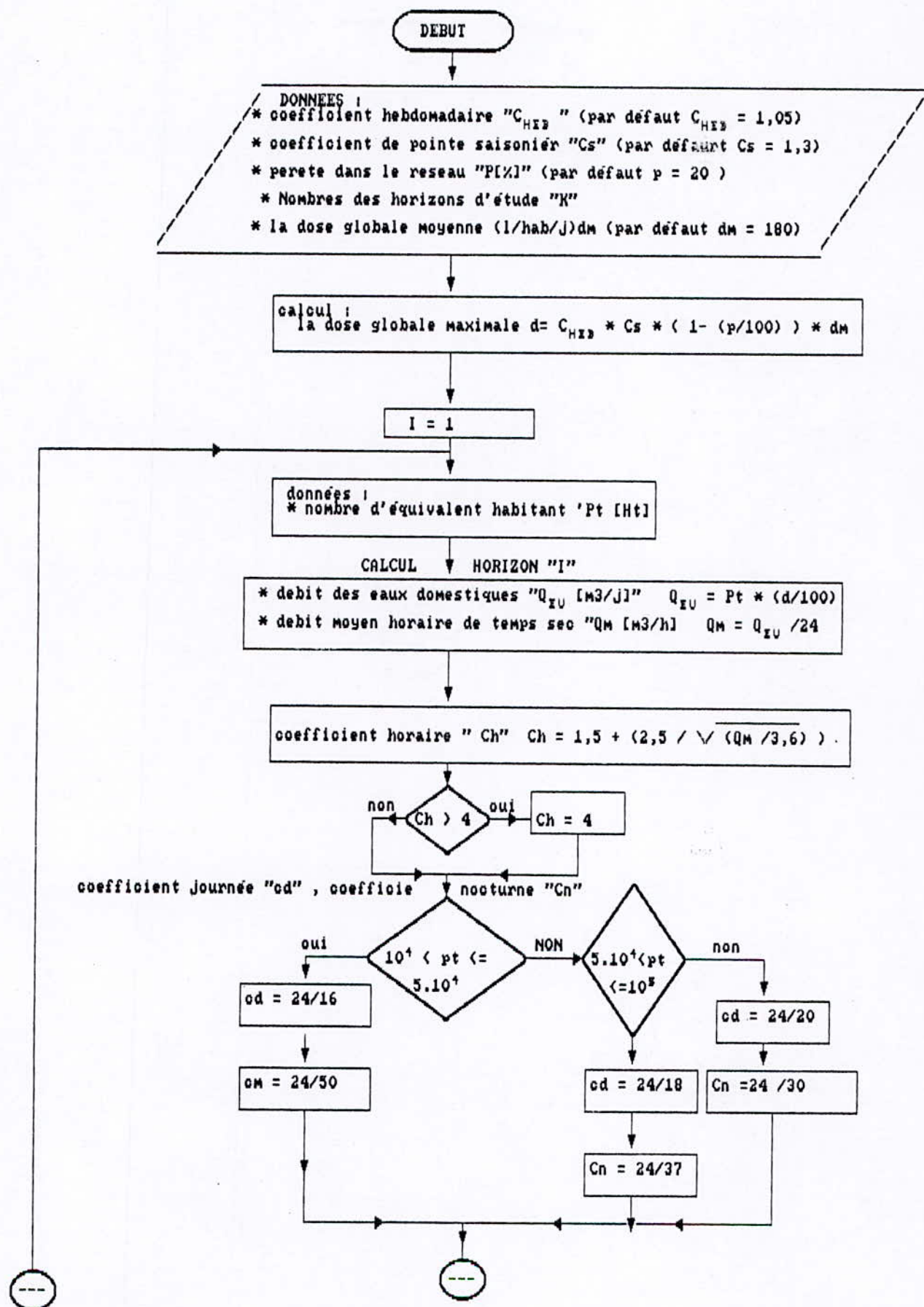
RENDEMENT DE L'INSTALLATION :

$$rdt = \frac{\text{FLUX entrant} - \text{FLUX sortant.}}{\text{FLUX entrant.}}$$

CHAP5 : CALCUL DES DEBITS ET LES CHARGES POLLUANTES.

	DBO	DCO	MES .	NTK
FLUX entrant (niveau e) (mg/l)	30	/	30	/
FLUX entrant (mg/l).	333	667	444	83
rdt %	91	75	93	30

TABLEAU N° 5-7 . RENDEMENT DE L'INSTALLATION.



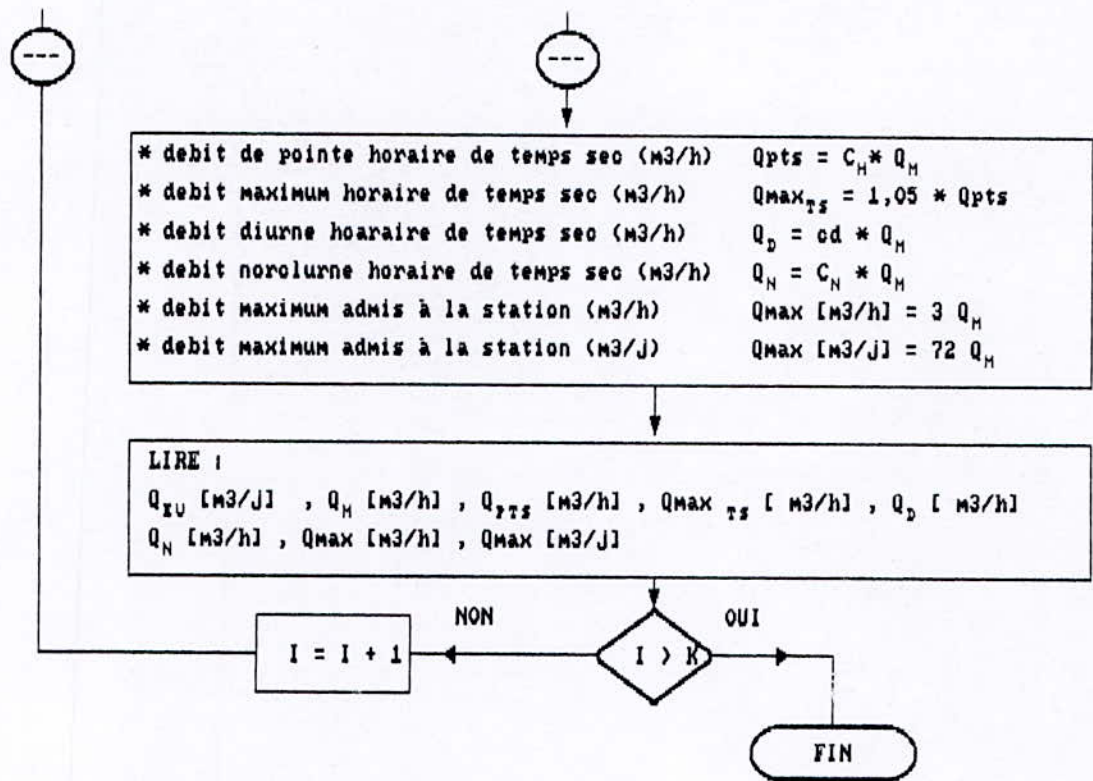


FIGURE 5-1. ORGANIGRAMME DE CALCUL DES DEBITS .

horizon	EH	DEBIT DE TEMPS SEC				REGIME HYDRAULIQUE JOURNALIERE		DEBIT PAR TEMPS PLUVIEUX			CAPACITE DE L'INSTALLATION Q_{2+} [M3/J]
		Q_{TU} [M3/h]	Q_H [M3/h]	Q_{PTS} [M3/h]	Q_{MAXTS} [M3/h]	Q_D [M3/h]	Q_N [M3/h]	Q_{TP} [M3/h]	Q_{MAX} [M3/h]	Q_{MAX} [M3/J]	
1995	340.000	66.980	2.791	4.437	4.659	3.349	2.233	3.101	8.373	200.952	70.000
2000	400.000	78.800	3.283	5.196	5.456	3.940	2.626	11.002	9.849	236.376	80.000
2005	460.000	90.620	3.776	5.955	6.253	4.531	3.021	12.715	11.328	271.872	90.000
2010	540.000	106.380	4.433	6.965	7.313	5.320	3.546	14.242	13.299	319.176	106.000
2015	570.000	112.290	4.679	7.343	7.710	5.615	3.743	15.581	14.037	336.888	112.000
2030	700.000	137900	5746	8979	9428	6895	4597	18.100	17238	413712	140.000

TABLEAU N°5-2 : TABLEAU RECAPULATIF DU RESULTAT DE CALCUL DES DEBITS.

PHASE	ANNEE	EH	DEBIT DE TEMPS SEC				REGIME HYDRAULIQUE JOURNALIERES		DEBIT PAR TEMPS PLUVIEUX			capcité de l'installation Q_{2+} [M3/J]
			Q_{TU} [M3/J]	Q_H [M3/h]	Q_{PTS} [M3/h]	Q_{MAXTS} [M3/h]	Q_D [M3/h]	Q_N [M3/h]	Q_{TP} [M3/h]	Q_{MAX} [M3/h]	Q_{MAX} [M3/J]	
1	2005	460.000	90.620	3776	5955	6253	4531	3021	12715	11328	271.872	90.000
2	2028	690.000	135930	5664	8853	9296	6797	4531	17.800	16992	407808	135.000

TABLEAU N° 5-3 DEBITS CARACTERISTIQUES POUR DIFFERENTS HORIZONS D'ETUDE.

REMARQUE : le dimensionnement sera seulement pour la phase 2, la phase 1 sera deduite , en diminuant de 1/3 des ouvrages adoptés pour la deuxième phase .

Par exemple , si on adopte 3 décanteurs pour la phase 2 , la phase 1 sera menue de 2 décanteurs.

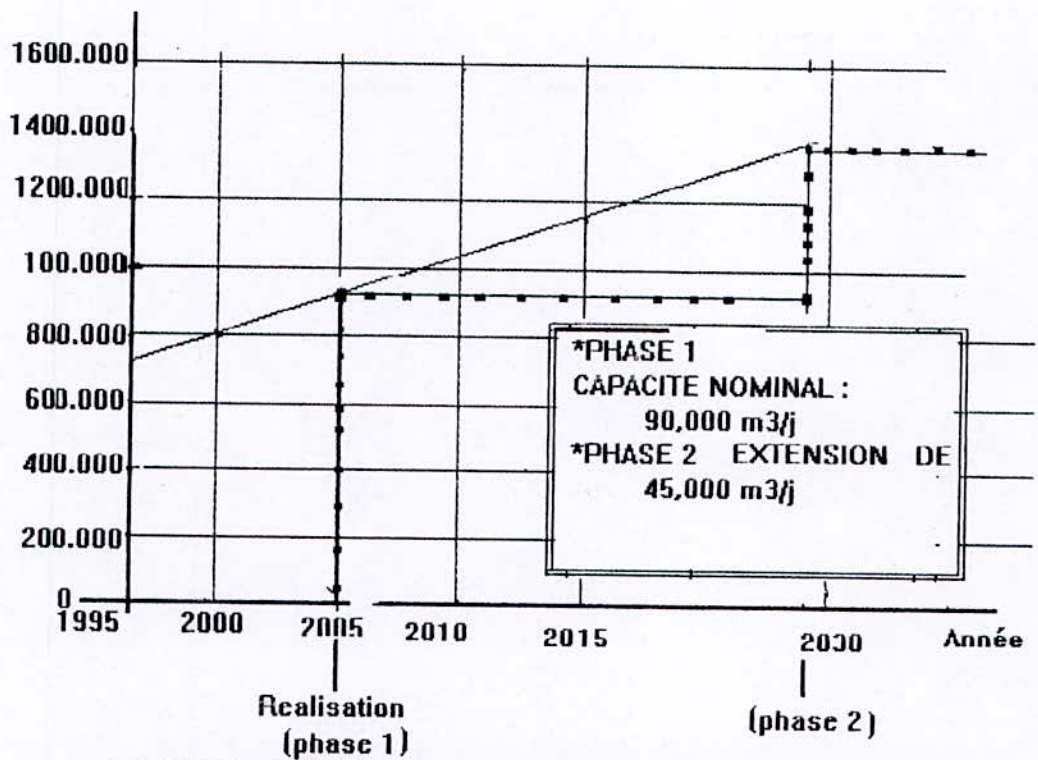


FIGURE 5-2 REPRESENTATION GRAPHIQUE DE L'EVOLUTION DU DEBIT EN FONCTION D'ANNEES

LES VALEURS DES DEBITS ADOPTE POUR CHAQUE TRAITEMENT :

			PHASE 1	PHASE 2
PROCEDE DE TRAITEMENT		DEBIT DE CALCUL	VALEUR	
PRETRAITEMENT		$Q_{MAX\ PRIM} = Q_{MAX}$ [m ³ /h]	11328	16992
TRAITEMENT PRIMAIRE		$Q_{MAX\ PRIM} = Q_{MAX\ TS}$ [m ³ /h] (By - pass)	6253	9296
Trait- ment. secon- daire.	BASSIN D'AERATION	Q_{24} [m ³ /J]	90.000	135.000
	SYSTEME D'AERATION	$Q_{MAX\ BIO} = Q_{MAX\ TS}$ [m ³ /h]	6253	9296
	DECANTEUR SECONDAIRE	$Q_{MAX\ BIO} = Q_{MAX\ TS}$ [m ³ /h]	6253	9296
TRAITEMENT TERTIAIRE		$Q_{MAX\ TIR} = Q_{MAX\ TS}$ [m ³ /h]	6253	9296

TABLEAU N° 5-4 : VALEUR DES DEBITS DE CALCUL ADOPTE POUR NOTRE CAS.

CHAP-6-

TRAITEMENT DES EAUX.

INTRODUCTION:

Il existe un grand nombre de procédés de traitement des eaux usées dont l'application dépend à la fois des caractéristiques des eaux à traiter et du degré d'épuration désiré .

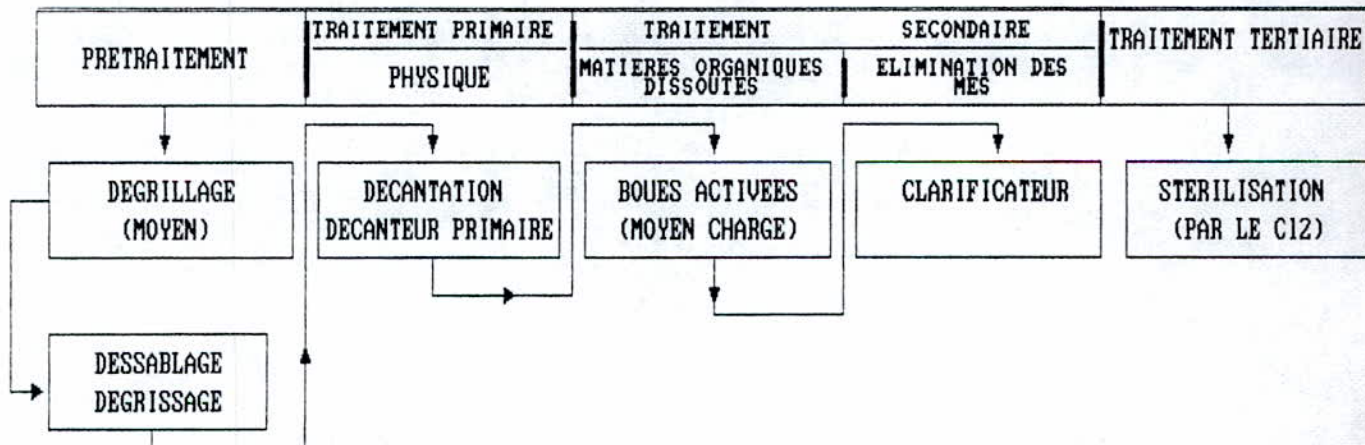
Le choix d'un procédé de traitement ou d'une chaîne de plusieurs procédés dépendra:

- 1) Des caractéristiques de l'eau résiduaire .
- 2) De la qualité de l'effluent requise .
- 3) Du coût et de la disponibilité des terrains.
- 4) De l'évolution des normes de rejets.

Il faut reconnaître que pour un problème d'épuration donné , il y aura plusieurs possibilités de traitement qui fourniront l'effluent souhaité , parmi ceux-ci , un seul cependant se révélera le plus économique.

II- LA CHAÎNE DE TRAITEMENT CHOISIE POUR NOTRE CAS:

Pour notre cas en propose la chaîne de traitement suivantes :



Les prétraitements et les traitements primaires sont utilisés pour l'élimination des huiles , des matières flottantes ou en suspension .Ils conditionnent l'eau en vue d'un traitement biologique ultérieur .

Tous les procédés choisis seront présentés et discutés en détail dans les sous chapitres suivants.

S / CHAP-6. 1-

PRETRAITEMENT.

S/CHAP 6-1. **PRETRAITEMENTS :**

I- INTRODUCTION :

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

Les opérations de prétraitements sont les suivantes :

- Dégrillage.
- Dilacération.
- Déssablage .
- Déboursage .
- Dégraissage , fréquemment associé au dessablage .
- Déshuilage .
- Tamissage .
- Evacuation et traitement des sous-produits.

II- DEGRILLAGE :

Le dégrillage permet :

-De protéger les ouvrages avals contre l'arrivée de gros objets, de separer et évacuer facilement les matieres volumineuses charriées par l'eau brute .

L'opération est plus ou moins efficace en fonction de l'écartement entre les barreaux de la grille , on distingue [1].

- * Degrillage fin , pour un écartement inférieur à 10mm
- * Degrillage moyen , pour un écartement de 10 à 40 mm
- * Prédegrillage , pour un écartement supérieur à 40mm

Un dégrillage fin est généralement précédé d'un prédegrillage de protection .

Le dégrillage est assuré :

- * Soit par une grille à nettoyage manuel (largement dimensionnée) .
- * Soit de préférence , par une grille à nettoyage automatique (pour les gros debits ou pour les eaux tres chargées) ; elle est souvent protégée par une prégrille robuste mecanisée

Les espacements habituellement retenus pour les eaux residuaires urbaines , sur eau brute , de 15 à 30 mm , mais en amont d'un tamisage et ou d'une decantation lamellaire , un dégrillage fin est nécessaire ; sur des boues (si nécessaire) , inférieurs ou égaux à 10mm .

II-1 DIFFERENTES TYPE DE GRILLES :[1] , [2]
(tableau N°6-1).

TYPES DES GRILLES		INCONVENIENTS	AVANTAGE	CONCLUSION
GRILLE MANUELLE		* NETTOYAGE MANUEL * COLMATAGE TOTAL EN QUELQUES MINUTES A L'ARRIVE BRUTALE DES MATIERES VEGETALES	- COUT MOINS ELEVE .	CE TYPE D'APAREIL PEUT ETRE ADOPTÉ POUR LE PREDEGRILLAGE
GRILLE COURBE		- RISQUE DE COINCEMENT DES MATIERES SOLIDES.	- PROFONDEUR D'INSTALLATION RELATIVEMENT REDUITE . - UNE GRANDE SURFACE UTILE. - REDUIRE LES INTERVENTIONS MANUELLES .	CE TYPE D'APAREIL PEUT ETRE ADOPTER POUR NOTRE CAS , MAIS IL FAUT DISPOSER D'UN NOMBRE DE GRILLES SUFFISANTS POUR NE PAS DEPASSEE UN DEBIT DE 500 M ³ /h DANS CHAQUE GRILLE
GRILLE A CREMAILLE		- COUT ELEVE	- REDUIRE LE RESQUE DE COINCEMENT DES MATIERES SOLIDES - REDUIRE LES INTERVENTIONS MANUELLES.	EXCLU DE NOTRE CAS
GRILLE A RATEAU A 2 CABLES				
GRILLE A GROPPIN A 3 CABLES				
GRILLE DROITE A NETOYAGE CONTINUE		- RESERVE SEULEMENT A UN DEGRILLAGE FIN. - IL DOIT ETRE PRECEDE D'UN PREDEGRILLAGE.	- PERMET LES REPRISSE DE QUANTITES IMPORTANTES DE MATIERES SOLIDES. - REDUIRE LES INTERVENTIONS MANUELLES.	- EXCLU DE NOTRE CAS.

TABLEAU 6-1. DIFFERENTS TYPES DE GRILLES.

CONCLUSION :

Selon la nature des eaux , l'importance de l'installation et les differentes domaines d'application des grilles cité précédement , on peut adopter :

- * Une grille moyenne courbe .

III-2 DISCRIPTION DE L'APPAREIL

C'est un appareil à nettoyage automatique , le nettoyage est assuré par deux peignes à l'extrimité de bras , tournant autour d'un axe horizontal.

Un extracteur fait chuter les déchets derrière la grille sur une bande transporteuse .

La grille est inclinée de 26,5° sur l'horizontale .

DIMENSIONNEMENT	epaisseur de barreaux (mm)	profondeur d'eau (m)	largeur de canel (m)	espace-ment entre barreau (mm)	coeffici-ent colmatant	surface unitaire S1(m2)	langueur Lo
	10	1	1,7	20	0.5	1,7	2,24

tableau N°6-2 caracteristiques de la grille courbe.

II-3 DIMENSIONNEMENT DES GRILLES:

II-3-1 CONSIDERATIONS GENERALES :

La vitesse de passage à travers la grille doit être suffisante pour obtenir l'opération des matieres sur la grille , sans pour autant provoquer de pertes de charge trops importantes , ni entrainér de colmatage en profondeur des barreaux .

- La vitesse moyenne de passage entre les barreaux comprise entre 0,60 et 1,00 m/s (la vitesse moyenne est celle qui correspond au debit diurne Qd).

- La vitesse maximal peut atteindre 1,2 à 1,4 (la vitesse maximal est celle qui correspond au debit maximum Qmax pret).

II-3-2 PROCEDURE DE CALCUL :

La procédure de calcul est resumée par l'organigramme de le figue 4. Les notes de calcul sont en annexe.

debut

CALCUL DU NOMBRE DE GRILLES NECESSAIRES.

*DONNEES (CONDITIONS D'UTILISATION D'UNE GRILLE).

- Nombre de grilles adopté : ($n = 3$).
- Angle d'inclinaison de la grille par rapport à l'horizontal " α "
- "Hmax (m) "hauteur maximale d'eau admissible sur une grille.
- Espacement libre entre barreaux "a[mm]".
- Epaisseur des barreaux " e [mm]".
- Coefficient de colmatage .
 - * $C = 0,10 - 0,3$ grille manuelle ($C = 0,3$) ref [15] , [3]
 - * $C = 0,40 - 0,5$ grille automatique ($C = 0,5$)
- La vitesse d'écoulement maximal ($V_{max} = 1,3$ m/s)

debit max

Q_{max} [m³/h]

calcul :

- * Fraction de la surface occupée par les barreaux "Q" $Q = a / (a + e)$
- * La longueur mouillée " L_0 [m] " $L_0 = h_{max} / \sin \alpha$
- * La section utile $S_0 = \frac{Q_{max}}{C V_{max}}$
- * La surface unitaire $S_1 = S_0 / Q$.
- * La largeur unitaire : $l_1 = S_1 / h_{max} \Rightarrow$ on fixe $l_1 \geq S_1$.
- * La surface unitaire : $S_1 = l_1 \times h_1$.
- * La surface totale : $S = n S_1$.

lire:

L_0 [m],

S_1 (m²), l_1 (m)

"CALCUL DES PERTES DE CHARGE : FORMULE DE KIRCHMER

DONNEE:

- * Facteur de forme des barreaux
 $\beta = 2,42$ POUR barreau de forme rectangulaire.



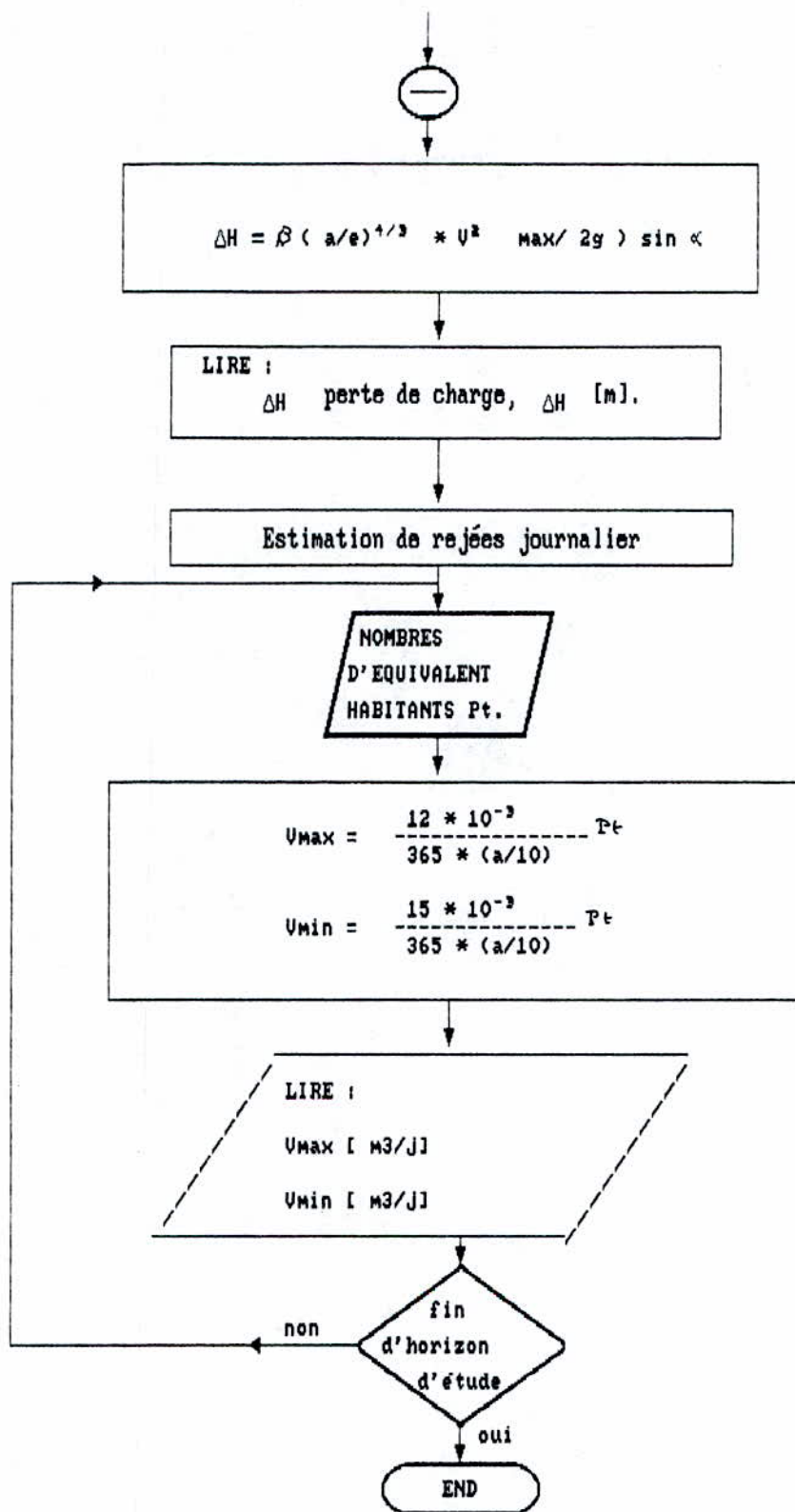


TABLEAU 6.1: ORGANIGRAMME DE CALCUL DES GRILLES

II-3-3 RESULTATS:

	phase1		phase2	
	nombres de grilles	vitesse (m/s)	nombres de grilles	vitesse (m/s)
periode de debit max	2	1,3	3	1,3
ΣS (M2)	3,4		5,1	
perte de charge ΔH (m)	0,05		0,05	
Refus de sable par m3 et par jour "Vmoy"	8,5		12,8	

tableau N° 6-3 resultats de calcul de la grille courbe .

III/ DILACERATION :

Cette opération de traitement , concernant surtout les eaux residuaires urbaines , à pour rôle de déchiqueter les matières solides charriées par l'eau .

La dilacération presente en pratique certains inconvenients , en particulier le risque d'agglomération en masse de fibres textiles ou végétales dilacérées associées à des graisses (bouchages de pompes et tuyauteries , éventuellement ' chapeau ' de boue dans les digesteurs anaérobie) et la nécessité d'intervention plus au moins fréquentes sur un materiel assez délicat .

CONCLUSION :

Pour ces inconvenients , la dilacération n'est pas adoptée dans notre cas :

IV / DESSABLAGE , DEGRAISSAGE ET DESHUILAGE:

IV-1/ DESSABLAGE :

Le dessablage à pour but d'extraire des eaux brutes , les graviers , sables et particules minerales plus ou moins fines , de façon à éviter les dépôts dans les canaux et conduites , à protéger les pompes et autres appareils contre l'abrasion , à éviter la perturbation des sables de traitement .

Du fait de l'hétérogénéité du milieu , la séparation des sables et des matières contenues dans

l'eau résiduaire urbaine ne peut être qu'imparfaite, et les sables extraits contiennent toujours une certaine proportion de matières organiques qui sédimentent en même temps, cette proportion est minimisée en maintenant, au voisinage du radier de l'ouvrage, une vitesse de l'ordre de 0,3 m/s, dite vitesse de balayage.

On utilise, par ordre croissant d'importance et d'efficacité :

- Le dessableur couloir simple.
- Le dessableur couloir amélioré.
- Le dessableur circulaire.
- Le dessableur rectangulaire aéré.

IV-2/ DEGRAISSAGE :

C'est une opération de séparation liquide-solide réalisant un compromis entre une rétention maximale des graisses et un dépôt minimal de boues de fond fermentescibles.

Pour des eaux résiduaires d'origine domestique, le dégraissage est indispensable s'il n'y a pas de décantation primaire.

IV-3/ DESHUILAGE :

Le terme deshuilage est habituellement réservé à l'élimination d'huiles et graisses présentes en quantité notable.

dans le cas d'eau résiduaires industrielles, en particulier celle des industries du pétrole, c'est une opération de séparation liquide-liquide.

En l'absence des rejets industriels cette opération est exclue de notre cas.

COCLUSION :

Le dégraissage est avantageusement effectué en combinaison avec le dessablage. Les dimensions de l'ouvrage devraient alors être calculées, en conséquence (temps de séjour environ 15 min) et qu'un moyen soit prévu pour séparer les matières organiques décantées avec le sable. le dessableur circulaire se prête bien à une fonction combinée de dégraissage -dessablage, de plus en plus fréquemment utilisée.

le dessablage utilisé pour notre cas est donc le dessablage -dégraissage rectangulaire aéré.

VI-4 DESSABLEUR -DEGRAISSEUR RECTANGULAIRE :

a)- DISCRIPTION :

Les ouvrages dont la largeur peut aller de 4m (ouvrage simple) à 8m (ouvrage double) , ont une profondeur liquide d'environ 4m et une longueur maximale d'environ 30m ,ils permettent de traiter des debits importants.

La section transversale de l'ouvrage présente une forme adaptée à l'écoulement des flux transversaux de balayage , avec pentes facilitant la confluence du sable en fond d'ouvrage .L'eau , introduit en tête d'ouvrage , est reprise a l'autre extrémité , à travers un large orifice immergé de la paroi , avec passage sur un déversoir aval de maintien de niveau du plan d'eau.

L'extraction du sable est réalisée automatiquement par un pont mobile alternatif , à séquences programmées:

-Soit par raclage vers une fosse de collecte d'extrémité , suivi d'une reprise par pompe ou émulseur à air fixe.

-Soit par pompe suceuse ou émulseur à air , monté sur le pont mobile ,et déversant de sable dilué dans une goulotte d'évacuation latérale.

Les graisses , flottant en surface , sont raclée vers l'extrémité de l'ouvrage par le pont-moblie , et extraites selon une séquence programmée:

-Soit par poussée sur un plan incliné à deversoir émergé : voie "seche".

-Soit par vanne -deversoir (motorisé et programmée)

VI -4-1 DIMENSIONNEMENT DU DESSABLEUR :

1- Profil de la section du Chenal :

Dans les dessableurs aérés , l'insufflation de l'air imposent aux eaux un mouvement de rotation , et entraînent:

-Une décantation des grains de sable.

-Un rafraichissement des eaux par l'apport d'oxygène .

*Le temps de séjour est d'environ 2 à 5 mn.

*L'injection d'air est de 1 à 1,5 m³/m³ d'eau.

*La vitesse de passage est maintenue constante , $V_e = 30$ cm/s.

Cette vitesse est maintenue constante grace à un profil judicieusement étudié de la section du chenal , en placant un déversoir rectangulaire à paroi mince , à l'extrémité aval du canal .Le debit déversé est donné par :

$$Q = K l d H^{3/2}$$

Avec

H= La charge à l'entrée du déversoir.

ld = La largeur du déversoir.

K= coefficient du déversoir = 1,77

Dans le canal du dessableur , le debit est

$$Q = V_e S$$

S= La section du dessableur.

$$V_e = cste \Rightarrow Q/S = cste \Rightarrow K l d H^{3/2} / S = V_e = cste.$$

$$\Rightarrow H = a' l^2.$$

ou

l = est la largeur du canal.

a' = constante

Qui nécessite donc une section de canal parabolique avec :

$$S = 2/3 H l$$

Rq : pour des contraintes de construction , on adopte une section triangulaire qui est proche d'une forme parabolique

2) PROCÉDE DE CALCUL DU DESSABLEUR :

REMARQUE :

Divers perturbations rencontrées dans les bassins de décantation , turbulence , gradient de vitesse , courts -circuits....etc. Conduisent à appliquer certaines corrections.

ECKENFELDER à proposer selon les caractéristiques hydraulique du bassin les corrections suivantes :

-Réduire la charge hydraulique d'un facteur 1,25 à 1,75 .

-Augmenté le temps de séjour d'un facteur 1,5 à 2 .

DEGREMONT à proposer le tableau suivant pour corriger la vitesse de chute des particules de sable de masse volumique 2,65.

d (cm)	0,005	0,010	0,020	0,030	0,040	0,050	0,10
Vs [cm/s]	0,2	0,7	2,3	4,0	5,6	7,2	15
Vsc [cm/s]	0	0	1,6	3,0	4,5	6,0	13

TABLEUA N° 6-4 : Vitesse de chute corrigée des particules de sable.

avec :

d = Diamètre de la particules de sable.

V_s = vitesse de sédimentation , pour un fluide en équilibre.

V_{sc} = Vitesse de sédimentation , pour fluide à vitesse horizontale de 0,3 m/s.

On se palcera dans notre cas , $d = 200 \mu$ et vitesse de fluide égale à 0,3 m/s on trouve

$V_{sc} = 1,6 \text{ cm/s}$.

Avec cette valeur le taux de traitement , définit comme étant le rapport du temps t de séjour d'une particules dans le bassin au temps de sédimentation en eau calme t_0 égale à :

$$\frac{t}{t_0} = \frac{V_s}{V_{sc}} = \frac{2,3}{1,6} = 1,44 \sim 1,5$$

Qui fixera un objectif d'élimination de particule de sable $p = 60$ à 78% suivant la performance "n" du bassin [13]

$n = 1$ (performance minimum) $p = 60 \%$

$n = 3$ (performance moyenne) $p = 70\%$

$n = 00$ (meilleur performance) $p = 78 \%$

b) DEBITS ADMIS DANS UNE CHAMBRE (DEBITS UNITAIRE).

Les debits admis dans une chambre sont

-Période de pointe (t_p) $Q_{1tp} = 2832 \text{ m}^3/\text{h}$.

-Période de pointe (t_s) $Q_{1ts} = 1489 \text{ m}^3/\text{h}$.

-Période diurne $Q_{1d} = 1133 \text{ m}^3/\text{h}$.

-Période nocturne $Q_{1n} = 755 \text{ m}^3/\text{h}$

La procédure de calcul des différents éléments du déssableur est resumée par l'organigramme de la figure 6-2.

debut

calcul du | dessablage

DONNEES :

- * Largeur maximale du déssableur " L [m]" (L = 30 m)
- * Vitesse de sédimentation " V_s [cm/s]" ($V_s = 1,6$).
- * Vitesse de passage " V_e [cm/s]" ($V_e = 30$).
- * le debit max [M^3/h] (pahse 1 ,2 ,3).
- * nombre de déssableur (n = 6).

CALCUL :

- * la hauteur du déssableur h [m]

$$h = \frac{V_s \times L}{V_e}$$

LARGEUR UTILE :

$$L = \frac{3 Q_{max}}{2 V_e \times h \times 36}$$

* LARGEUR UNITAIRE :

$$l_1 = \frac{L}{n}$$

* SURFACE VERTICALE UNITAIRE :

$$S_v = \frac{2}{3} h l_1$$

* SURFACE HORIZONTALE UNITAIRE :

$$S_h = l_1 \times L$$

* VOLUME UNITAIRE : $V = S_v \times L$.

lire :

h [m] , l_1 [m]
 S_v [m²] , S_h [m²]
V [m³]

CALCUL DU | DEVERSOIR

- * debit max [$Q_{1,TP}$ (m³/h)]
- * Coefficient du debit μ ($\mu = 0,40$
Le cas d'un diversoir avec une vitesse d'approche faible).



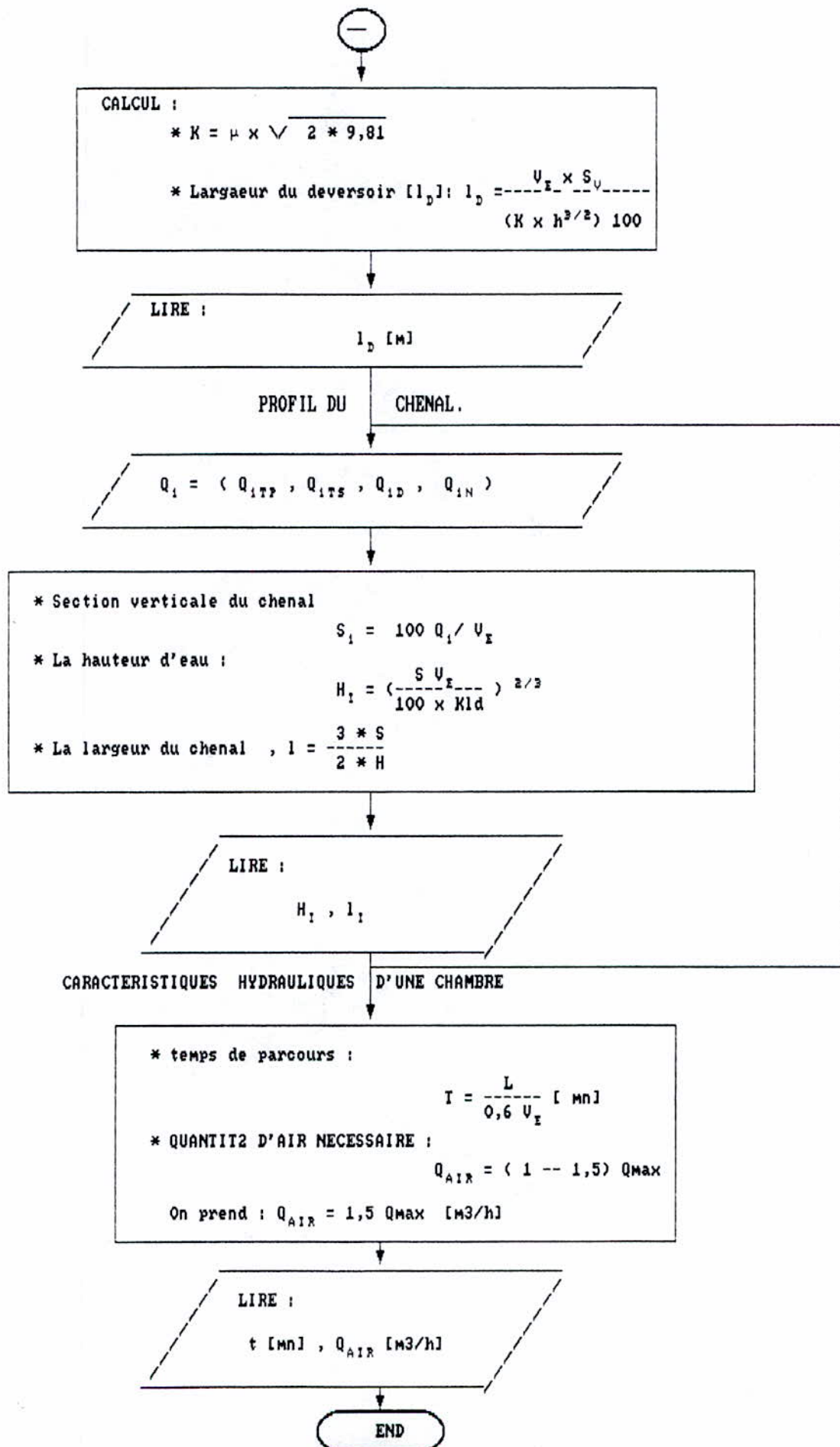


FIGURE 6-2 : ORGANIGRAMMES DE CALCUL DES DESSABLEURS.

Resultat de calcul :

								PROFI L	DE LA SECTIO N	VERT - ICAL E					
	ll (m)	L (m)	h (m)	Sv (m2)	Sh (m2)	V [m3]	Ld (m)	Hlts	ll ts	Hld	lld	Hln	lln	t (mn)	Qair [m3/h]
Chambre	2,5	30	1,6	2,67	75	80	0,2 2	1,04	1,98	0,87	1,81	0,66	1,5 8	1,67	4248

TABLEAU N° 6-5 , Resultats du calcul d'une chambre de déssabalge.

	phase1	phase2
nombre de chambre n	4	6
V (m3)	320	480
Sh (m2)	300	450
qs (l/j)	18904	28356
qg (l/j)	1260	1890
Oair (m3/h)	16992	25488

TABLEAU N°6-6.Resultats de calcul de l'ensemble des chambres necessaires au traitements

3) ESTIMATION DES QUANTITES DE SABLES : La quantité unitaire de sable "Qsu" par temps sec est estimée de 8 à 15 l/hab/an., de densité : 1,7 à 2 (suivant le type de lavage). La quantité totale du sable :

$$Q_{st} = Q_{su} * P_t / 365. (Q_{su} = 15 \text{ l/hab/an}).$$

P_t : le nombre d'habitants
 Q_{st} [l/jour].

4) ESTIMATION DES QUANTITES DE GRAISSES :

La quantité unitaire de graisse est estimé à 1 l/hab/an ($Q_{gu} = 1 \text{ l/hab/an}$).

$$Q_{gt} = Q_{gu} * P_t / 365 \dots [\text{l/jour}].$$

V/ DEBOURBAGE :

Le debourbage est une opération de séparation solide-liquide .Le but de cette prédécantation est d'éliminer la majorité des matières en suspension de l'eau brute , le seuil de concentration en matières en suspension à partir duquel le débouage devient nécessaire , dépend du type de décanteur principal :

-1,5 à 2g/l pour les décanteurs non raclés ou a lit de boue.

-5 g/l pour les décanteurs raclés.

Il n'est pas rationnel , en général , de concevoir de débouage pour des eaux avec MES > 50 g/l .

CONCLUSION :

Le debourbage est exclue dans notre cas , on doit donc bien dimensionner le decanteur principal.

E) TAMISSAGE :

Le tamissage peut aussi s'accôpné de l'élimination d'une partie significative de la pollution en suspension et éventuellements de sa revalorisation .Il ne peut traiter que les faibles et moyens debits , donc il est exclu de notre cas.

S / CHAP-6. 2-

TRAITEMENT PRIMAIRE
(DECANTEUR PRIMAIRE).

S/CHAP 6-2 TRAITEMENT PRIMAIRE (DECANTEUR PRIMAIRE)

1- INTRODUCTION:

En général la décantation à pour but de permettre le depot des particules en suspension dans l'eau .

Les clécanteurs primaires conditionnent l'eau en vue d'un traitement biologique ultérieur

II -DIFFERENTS TYPES DES DECANTEURS PRIMAIRES:

les decanteurs utilés dans le cas du traitement primaire sont en général du type statique

qui ne sont ni a circulation des boues ni a lit des boues ,
on distingue:

- decanteurs statiques sans raclage.
- decanteurs statiques à raclage mécanique des boues

- * circulaires

- * longitudinaux retangulaire

Les decanteurs raclés se pretent bien pour le traitement primaire,les decanteurs réctangulaires présentent l'avantage de permettre une implantation plus ramassée des différentes unités de traitement ,mais leurs coût est généralement plus élevé.on propose donc pour notre cas d'adopter des decanteurs de types statiques à raclage mécaniques des boues de formes circulaires

III -DISCRIPTION DE L'APAREIL[1]

Dans les decanteurs circulaires, le racleurs est fixé à une charpente tournant autour de l'axe du bassin .Le système de raclage peut être radial ou diamètral supporté par une charpente tournante à entraînement périphérique ou central , la construction courante est celle du pont radial à entraînement périphérique.

la pente du radier sur la quelle on effectue le raclage des boues est de 4à 10%(10% pour notre cas),amenées dans une fosse centrale,sont évacuées par un système automatique d'extraction .

Les hauteurs d'eaux périphériques comprennent entre 2 et 3,5 m

Le schema général de l'appareil est représenté en annexe (plan N°4)

IV -PROCEDE DE CALCUL DU DECANTEUR:

le dimensionnement d'un decanteur repose sur des essais en colonne:

CHAP6: TRAITEMENT DES EAUX USEES

D'ou le tableau suivant :

		PAHSE 1	PHASE2
MES (Kg/j)	retenue	23920	35880
	sortie	1288	19320
DBO (Kg/j)	retenue	8280	1240
	sortie	19320	28980

DEBUT

DONNEES:

- Débit maximum Q_{MAX} (m^3/h).
- temps de sejour minimum t_{min} (mn) ($t_{min}=1h$).
- charge hydraulique ($C_H = 2m/h$).
- Nombre des décanteurs ($n = 3$).

CALCUL :

- * Surface total $St = Q_{MAX} / C_H$.
- * Capacité totale $Vt = Q_{MAX} \cdot t_{min}$.
- * Hauteur périphérique
$$h = \frac{Vt}{St}$$
- * Surface unitaire
$$Su = St / n$$
- * Diamètre des décanteurs .
$$D = \sqrt{4 Su / \pi}$$

LIRE

h [m]
 D [m]

on fixe

$h > h$ et
 $D > D$

* $Su = \pi D^2 / 4$

* $St = h \times Su$

* $Vt = h \times St$

lire Su [m^2]
 St [m^2]
 Vt [m^3]

1

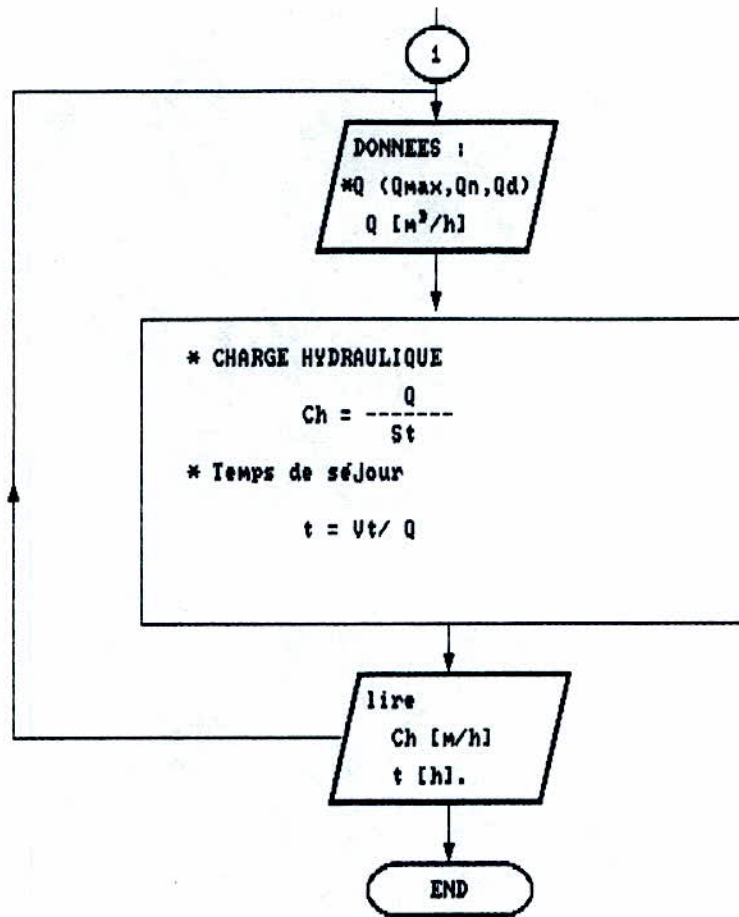


FIGURE N° 6-3 ORGANIGRAMME DE CALCUL DES DECANTEURS PRIMAIRES.

PARAMETRES		PHASE 1	PHASE2
NOMBRE DES DECANTEURS (n)		2	3
DIAMETRE D[m]		45	45
SURFACE UNITAIRE Su [m²]		1590	1590
HAUTEUR PERIPHERIQUE h[m]		2,00	2,00
CAPACITE UNITAIRE		3181	3181
CAPACITE TOTALE Vt [m³]		6362	9543
periode de pointe	Ch [m/h]	1,97	1,95
	t [h]	1,02	1,03
periode diurne	Ch [m/h]	1,42	1,42
	t [h]	1,40	1,40
periode nocturne	Ch [m/h]	0,95	0,95
	t [h]	2,11	2,11

TABLEAU N° 6-7 RESULTATS DE CALCUL DES DECANTEURS PRIMAIRES.

S / CHAP-6. 3-

TRAITEMENT SECONDAIRE
(TRAITEMENT BIOLOGIQUE)

S/CH 6-3 TRAITEMENTS D'EPURATION BIOLOGIQUE :

I / INTRODUCTION :

L'épuration des eaux usées chargées en matières organiques biodégradables est conduit par une métabolisation de la matière organique par un grand nombre de micro-organismes. On peut grossièrement classer les micro-organismes en :

- Germes aérobie : Exigent de l'oxygène pour assurer leur métabolisme.
- Germes facultatifs : Métabolisme aérobie en présence d'oxygène et métabolisme anaérobie en l'absence de l'oxygène.
- germes anaérobies : Tirent leurs besoins énergétiques de la matière organique en l'absence d'oxygène.

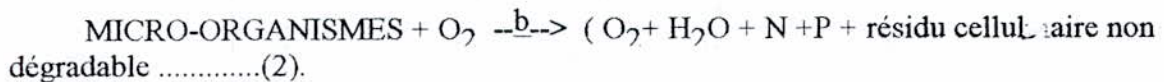
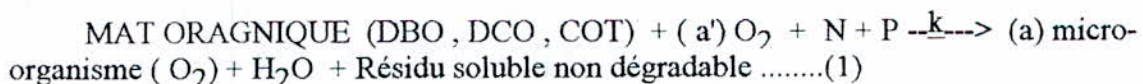
Notons toutefois, que la vitesse de dégradation des matières organiques est plus élevée en milieu aérobie, c'est la raison pour laquelle, les installations d'épuration biologique fonctionnent généralement en présence d'oxygène (comme dans notre cas).

II - METABOLISME AEROBIE :

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

II-1 ETUDE DU PHENOMENE :

On peut décrire la métabolisation de la matière organique dans un procédé biologique aérobie par l'équation suivante:



avec :

a : Fraction du substrat (DBO, COT, DCO) convertie en cellules microbiennes, exprimées en MVS;

a' : Fraction du substrat oxydée;

b : Fraction de la masse cellulaire dégradée oxydée par jour ;

k : Coefficient cinétique d'élimination du substrat.

Le dimensionnement d'un reacteur biologique repose sur la détermination de ces coefficients des reactions (1) et (2).

Les equations (1) et (2) sont schematiquement précisées à la figure .N.°.6-5

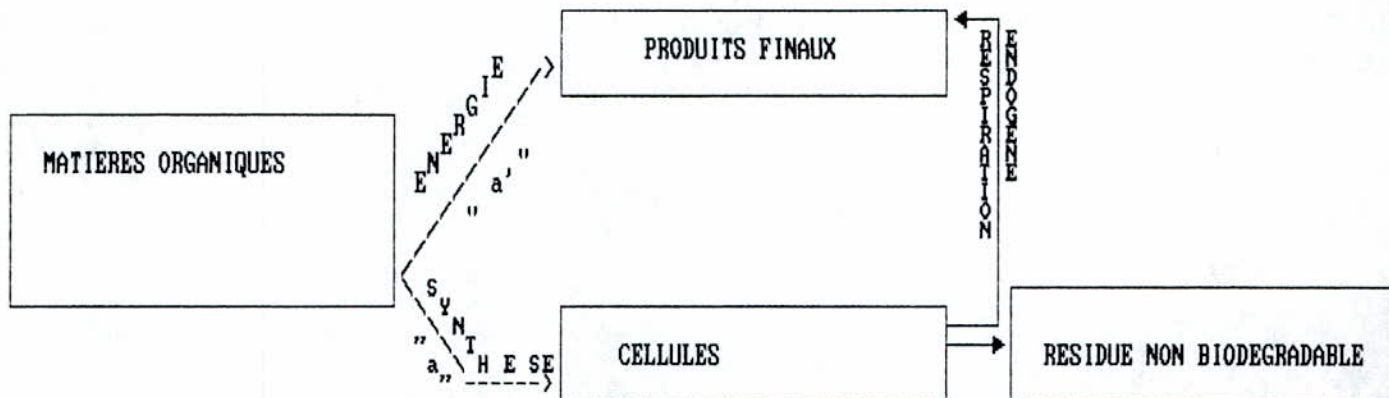


FIGURE N° 6-5 MECANISME DE LA METABOLISATION AEROBIE.

II-2 TECHNIQUES D'EPURATION BIOLOGIQUE :

Il existe différents procédés d'épuration par voie biologique , les plus utilisés sont:

- Le lagunage aéré.
- Les lits bactériens.
- Les disques biologiques.
- Les boues activées.

1) LAGUNAGE AERE :

Un lagunage aéré c'est un bassin relativement profond , dans lequel l'oxygénation est réalisée par des aérateurs mécaniques ou à diffuseur , et par aération naturelle .C'est la méthode de traitement la plus utilisée , lorsqu'on dispose de grandes surfaces

de terrain et lorsqu'on ne désire pas assurer en permanence une haute qualité de l'effluent .Le lagunage est très utilisé dans les pays en voie de développement .Pour notre cas elle est exclue d'avance à cause de son faible rendement d'épuration d'une part et d'absence de condition de site nécessaire (espace suffisant,...).

2) LES LITS BACTERIENS :

Cette technique de traitement s'inspire de la filtration par le sol , un lit bactérien est constitué d'une couche de matériaux recouverte d'un biofilm sur lequel ruisselle l'eau résiduaire.

Au cours de la percolation de l'eau à travers le lit , les matières organiques sont éliminées par le biofilm.

3) LES DISQUES BIOLOGIQUES :

Pour ce procédé , la culture bactérienne est fixée sur un support solide constitué , par un ensemble de disques parallèles régulièrement espacés par un axe commun pour constituer un tombour .Les disques empliés côte à côte sont traversés par des tiges ficelées à leurs bouts et boulonnées sur des profils métalliques eux même fixes sur des éléments solidaires de l'arbre .Les disques tournent lentement autour d'un axe horizontal de telle sorte que la culture bactérienne présente sur le support se trouve alternativement au contact de l'eau et de l'air.

4) LES BOUES ACTIVEES :

Le procédé à boues activées est un système fonctionnant en continu dans lequel , des micro-organismes sont mis en contact avec les eaux usées contenant des matières organiques .De l'oxygène est injecté dans le mélange , permettant de fournir aux bactéries cet élément vital à leurs besoins respiratoires.

REMARQUE :

Afin d'effectuer la sélection d'un procédé technico-économique , on étudié les avantages et les inconvénients des procédés suivants (tableau 6-8).

- Boues activées.
- Lits bactériens.
- Disques biologiques.

PROCEDE	INCONVENIENTS	AVANTAGES
LES LITS BACTERIENS	<ul style="list-style-type: none"> * Grande sensibilité au colmatage. * Source de développement des insectes. * Sensible aux apports de graisses et des matières en suspensions, ce qui exigera une décantation primaire. * Écoulement rapide, donc recyclage de l'eau sur les lits plusieurs fois. * Faible temps de contact entre le liquide et le film bactérien. * Prix élevé. 	<ul style="list-style-type: none"> * S'adapte bien à toute possibilité d'épurations des matières biodégradables. * Il supporte les effets du surcharge (réseau unitaire). * Il supporte les chocs toxiques. * Nécessite peu d'entretien et de contrôle. * On peut maintenir l'exploitation même dans le cas de fortes gelées. * Économie d'énergie et exploitation facile. * Peut se permettre de grande hauteur.
<p>CONCLUSION : Ce procédé est utilisé pour certaines eaux industrielles et à des agglomérations de faible importance, ce qui fait qu'il est exclu de notre cas.</p>		
DISQUE BIOLOGIQUE	<ul style="list-style-type: none"> - Très sensible au gel. - Très sensible aux huiles et graisses, ainsi qu'à l'apport brutal de toxiques. - Son calcul repose très empirique. 	<ul style="list-style-type: none"> - L'exploitation de ce procédé est relativement simple.
<p>CONCLUSION : Les disques biologiques sont généralement conçus pour les petites communes de l'ordre de 10000 hab, donc ce procédé est exclu de notre cas.</p>		
BOUE ACTIVEE	<ul style="list-style-type: none"> - Forte production de boue. - Consommation importante d'énergie pour l'oxygénation. - Désydratation difficile. 	<ul style="list-style-type: none"> - La quantité de micro-organismes est très élevée. - Procédé mieux réglable. - Influence négligeable de la température sur la cinétique de la dégradation. - Oxydation assez poussée des matières organiques donc un bon rendement d'épuration.
<p>CONCLUSION : S'adapte bien aux grandes installations, il permet de traiter des grands débits avec un bon rendement c'est le procédé le plus utilisé actuellement, donc on peut l'adopter pour notre cas.</p>		

TABLEAU N° 6-8 AVANTAGES ET INCONVENIENTS DES DIFFERENTS TECHNIQUES D'EPURATION BIOLOGIQUE.

II-3 SYSTEME D'AERATION :

I- TRANSFERT D'OXYGENE :

Le transfert d'oxygène se fait en trois phases successives :

-L'oxygène est tout d'abord transféré à la surface du liquide où il résulte une saturation de cette dernière , l'épaisseur de cette couche (film) étant au moins de la valeur de trois molécules d'eau.

-Pendant le second stade , les molécules d'oxygène doivent passer au transfert du film par diffusion moléculaire .

-Pendant le troisième stade , l'oxygène est mélangé au liquide par diffusion et convection .

II LES DIFFERENTS EQUIPEMENTS D'AERATION : [1] , [2]

Dans le traitement des eaux usées , on emploie généralement trois types d'équipements d'aération : Les diffuseurs , les turbines et les aérateurs de surface.

4) DIFFUSEUR :

- Poreux .
- Non poreux .
- Statique.

2) AERATEURS DE SURFACE :

- Flux radial (faible vitesse).
- Flux axial (vitesse élevée).
- Brosses .

3) AERATEURS TURBINES :

Pour les caractéristiques des différents dispositifs d'aération voir tableau N° 6.9

CONCLUSION :

En examinant les avantages et les inconvénients de ces différents dispositifs d'aération , nous proposons des aérateurs de surfaces à flux axial (vitesse élevée).

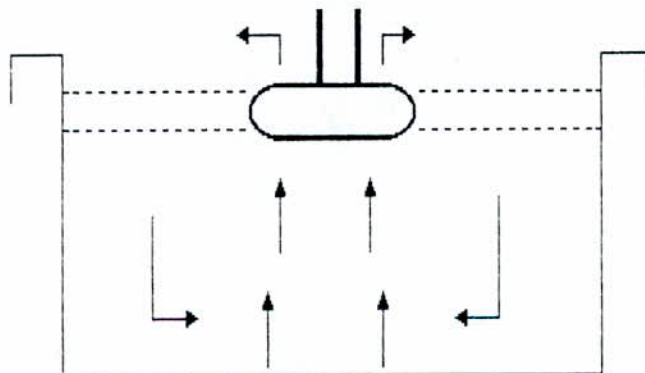


FIGURE N° 6-6 PRINCIPE DE DISPOSITIF D'AERATION PAR UN AERATEUR DE SURFACE A FLUX AXIAL

TYPE D'EQUIPEMENT	CARACTERISTIQUES	APPLICATIONS.
diffuseur Poreux	Bolles fines ou petites tubes ou plaques en céramiques dômes en matières plastiques.	Tous types de boues activées , stations de capacité élevée.
non poreux	Crosses , bulles produites par tuyères ou par cisaillement	boues activées de toutes dimensions.
statique	Entrainement forcé d'air et d'eau dans un tube équipé d'un système de brassage Cylindriques en métal plastique ou polyéthylène.	principalement en langage aéré.
aérateurs mécaniques flux radial	-Diamètre de la turbine élevée. -Turbine équipée d'un réducteur de vitesse Le plus souvent montée sur pont ou plateforme fixe.	boues activées de tous types et de toutes dimensions , lagunage aéré.
flux axial	Turbine de faible diamètre . Actionnée directement par le moteur , montée sur flotteur.	lagunage aéré et boues activées.
brosses	Faibles vitesse , équipée d'un réducteur de vitesse	fossé d'oxydation . Lagunage aéré.
aérateurs turbines	L'ensemble comprend une turbine a faible vitesse et un système à injection d'air comprimé par tuyéré (grosses bulles). Montage fixe	procédés conventionnels à boues activées.

TABLEAU N° 6-9 CARACTERISTIQUE DES DIFFERENTS DISPOSITIFS D'AERATION.

TYPE D'ÉQUIPEMENT	AVANTAGES	INCONVENIENTS	TRANSFERT KgO ₂ /Kw h
diffuseur Poreux	-Bon transfert et bon brassage . -regulation aisée , refroidissement de l'eau peut important.	Cout élevé d'investissement et de maintenance , risque de colmatage , mélange complet difficile à réaliser.	0,9-0,5
non poreux	Pas de probleme d'obstruction , pas de perte de chaleur , maintenance plus lourde	Investissement élevé , transfert faible , besoins en énergie élevés.	
statique	Economique , faible cout de maintenance , efficacité de transfert élevée comparée aux autres diffuseurs.	La capacité de mélange et l'utilisation dans le système à forte charge , restent à prouver.	2,0-3,0
aérateurs mecan- que flux radial	Efficacite de transfert élevée, capacité de pompage élevée.	Possibilité de givrage en climat froid, cout d'investissement plus élevé que les trubines à flux axial , problemes de maintenance .	
flux axial	Cout d'investissement faible, maintenance aisée, exploitation souple, bonne efficacite de transfert, variation du niveau d'eau autorisée	possibilité de givrage , accessibilité difficile.	2,5-3,5
brosses	Investissement relativement faible , installation et entretien faciles , facilement accessible , efficacite de transfert moyenne.	Sensible aux conditions de mise en oeuvre.	
aérateurs turbines	Bon brassage, capacité élevée, applicable en besoin profond , efficacite moyenne , souplesse de fonctionnement.	Nécessité du réducteur et du compresseur , tendance au moussage consommation en énergie élevée.	1,7-2,4

TABLEAU N° 6-9 CARACTERISTIQUES DES DIFFERENTS DISPOSITIFS D'AERATIONS (SUITE).

II-4 BOUES ACTIVEES :

II-4-1 DESCRIPTIONS DU PROCEDE :

Un bassin à boues activées est un réacteur biologique alimenté en continu dans lequel la biomasse est aérée en même temps que l'eau. La biomasse est ensuite séparée dans un décanteur secondaire. Une partie de la boues épaissie est recyclée dans le bassin d'aération.

Les principales variantes du procédé par boues activées sont :

- Procédé conventionnel.
- Contact -stabilisation.
- Aération étagée.
- Boues activées à mélange complet.

Dans le procédé à mélange complet, le bassin agit comme un bassin d'égalisation le procédé, amorti ainsi les variations de charge et dilue les rejets sporadiques toxiques. Les besoins en oxygène sont identiques en tous points du bassin, ce qui permet une distribution régulière des aérateurs.

L'aération étagée a été utilisée avec succès pour le traitement des eaux résiduaires urbaines.

Le procédé par contact -stabilisation est essentiellement utilisé pour le traitement des eaux résiduaires dont la DBO est essentiellement en suspension ou sous forme colloïdale.

CONCLUSION :

Pour notre cas, on propose le procédé conventionnel, schématisé comme suite :

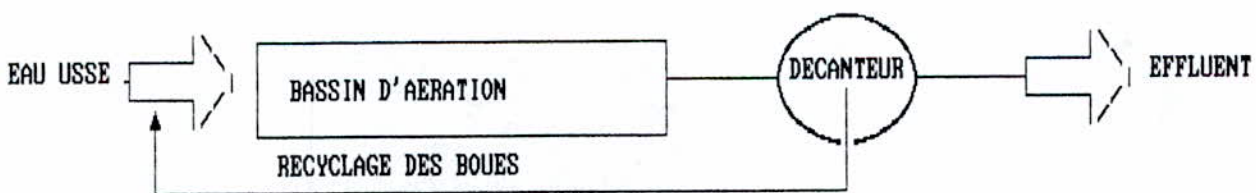


FIGURE N° 6-7 PROCEDE CONVENTIONNEL.

II-4-2 PARAMETRES DE TRAITEMENT :

D'une manière générale, la quantité de matière cellulaire est exprimée par le poids des matières volatiles en suspensions (MVS) que nous appellerons X_1 .

1) CHARGE VOLUMIQUE :

On définit la charge volumique , comme étant le rapport de la pollution apportée par unité de volume de bassin, elle s'écrit :

$$Cv = \frac{\text{DBO}_5 \text{ entrée (kg /j)}}{\text{Volume bassin (m}^3\text{)}}.$$

La DBO₅ entrée est désigné par L₀.

donc :

$$Cv = \frac{L_0 \text{ (kg /j)}}{Vb \text{ (m}^3\text{)}} \quad (\text{Kg DBO}_5\text{/par jour et par m}^3\text{)}$$

avec :

Vb : volume du bassin .

2) LA CHARGE MASSIQUE :

On définit la charge massique comme étant le rapport de la pollution entrante par unité de masse de boues, elle s'écrit :

$$Cm = \frac{\text{DBO}_5 \text{ entrée (kg/j)}}{\text{Masse de boues présentés (kg)}}$$

Soit $Cm = \frac{L_0 \text{ (kg/j)}}{Xt \text{ (kg)}} \quad [\text{kg DBO}_5 \text{ /par jour et par kg de MVS }].$

$Xt = Sa \cdot Vb$

avec :

Sa : la concentration de MVS dans le bassin .

INTERET DE CES PARAMETRES :

* A partir de ces parametres en distingue plusieurs systèmes : (Tableau N°6-10)

SYSTEME D'EPURATION	Cm	Cv
Aeration prolongée	< 0,1	< 0,3
Faible charge	0,1 -- 0,2	0,3 -- 0,8
Moyenne charge	0,2 -- 0,5	0,8 -- 1,8
Forte charge	> 0,5	> 1,8

TABLEAU N°6-10 : Système d'aération en fonction de la charge massique.

II-5 ETUDE DU PROCEDE :

II-5-1 CONTRAINTE DE DIMENSIONNEMENT : La DBO dissoute:

DBO entrée -----> DBO sortie (fixé par la norme de rejet à 30 mg/l - niveau e).

MES entrée -----> MES sortie (fixé par la norme de rejet à 30 mg/l - niveau e).

La DBO de sortie L_s est égale à la somme de la DBO en suspension " L_{ps} " et la DBO dissoute " L_{ds} " rejetée:

$$L_s = L_{ps} + L_{ds} \leq 30.$$

Le rejet de DBO en suspension correspond à la DBO associée au MVS rejetée dans l'effluent de sortie.

Le rapport MVS/MES est fonction de la charge, pour un système à moyenne charge, on admettra que ce rapport est égale à 70%

Donc:

$$\text{MVS rejetée} = 21 \text{ mg/l.}$$

On admettra que chaque gramme de MVS a une DBO associée de 0,5 à 0,7 mg (on prend 0,7).

Alors :

La DBO en suspension rejetée sera donc :

$$L_{ps} = 21 * 0,7 = 15 \text{ mg/l.}$$

D'où :

$$L_{ds} = L_s - L_{ps} = 15 \text{ mg/l.}$$

II-5-2 DIMENSIONNEMENT DU BASSIN D'AERATION :

Plusieurs méthodes sont proposées pour le calcul du volume du bassin .

1) METHODE 1 :

Une formule approchée met en place l'équation décrivant les principales phases d'évolution d'une population bactérienne variée , soit :

$$L_{ps} = \frac{L_0}{1 + K_2 Sa t}$$

$$\Delta Sa = a_m \Delta L - b Sa$$

Sa : la masse des micro-organismes (Sa = constante- système à l'équilibre-).

Lds = La DBO dissoute rejetée .

ΔSa = variation de la masse de microorganismes dans le bassin .

L_0 = La DBO entrant dans le système .

a_m = Fraction de substrat convertie en cellules microbiennes.

b = Fraction de la masse cellulaire oxydée par jour .

K_2 = Coefficient cinétique de la réaction.

$L = L_0 - Lds$.

REMARQUE :

Les coefficients a_m , b , K_2 sont déterminés expérimentalement selon la traditionnelle classification faible , moyenne et forte charge , par défaut on peut prendre :

- Pour moyenne et forte charge $a_m = 0,55$ [17]

- Pour le coefficient b (tableau N° 6-11).[15]

Cm	0,09	0,10	0,15	0,20	0,30	0,40	0,50
b	0,049	0,050	0,053	0,055	0,060	0,063	0,067

Tableau N° 6-11. variation de b en fonction de Cm

- $K_2 = 0,60 + 0,8 Cm$ (sur effluent décantés)

Signalons que ce tableau est déterminé en considérant que la cellule correspond a la formule ($C_5 H_7 NO_2$) et le rapport des eaux usées $DCO / DBO_5 = 1,46$.

CALCUL DU VOLUME DU BASSIN :

On pourrait se servir directement des formules ci-dessus , en calculant d'abord :

-le temps nécessaire pour tenir la norme Lds

$$t_l = \frac{L_0 - L_{ds}}{K_2 \cdot S_a}$$

-en déduit le volume du bassin par la formule :

$$V_b = Q_{24} \times t_l$$

Cette methode conduit inévitablement à des erreurs dues à l'imprécision des constantes (notamment K_2) ou encore dû à la mesure de S_a qui ne peut se faire que par les MVS.[17], ce qui introduit une erreur due aux résidus non biodégradables mais volatiles.

On remarque à titre d'exemple , la grande variation de K_2 avec la température T° .

$$K_2 (T^\circ) = K_2 (20) \theta^{T^\circ - 20}$$

T° en degré centigrade .

$$1 < \theta < 1,08. \quad (\text{Tableau N}^\circ 6-12).[3]$$

Type de traitement	θ
Faible et moyenne charge	1,0
Forte charge	1,0 -- 1,04
Lit bactérienne	1,035
Lagunage aéré	1,06 -- 1,08

Tableau N° 6-12. valeur de θ en fonction de la charge massique :

CONCLUSION :

Cette methode peut être applicable en mélange intégral et dans le cas de phase de croissance ralentie .

2) METHODE 2 :

Cette methode consiste à donner une charge massique " C_m " et une concentration en MVS (S_a) classique.

La charge massique donnée est fonction du rendement de la DBO soluble . On peut appliquer la formule suivante pour determiner la charge massique :

$$C_m \leq \frac{99,5 - \text{rdt} \%}{15}$$

Avec :

rdt % = Rendement obtenu sur la DBO₅ soluble .

La concentration en MVS est fonction de la teneur en matière en suspension "[MES]" est le pourcentage de MVS dans les MES " MVS %".

Cm	0,035	0,65	0,09	0,15	0,30	0,6	0,9
% MVS	60	63	65	70	75	78	82
[MES] (g/l)	5 ou 3,5	5 ou 3,5	5 ou 3,5	3,5	3	2,5	2

Tableau N° 6-13. La teneur en matière en suspension en fonction de Cm .

REMARQUE :

5 g/l dissociation aeration -brassage
3 ,5 g/l si turbine ou brosse seule

La concentration en MVS sera donc :

$$Sa = \% MVS \times [MES]$$

Et le volume du bassin d'aération sera :

$$V_b = \frac{\text{DBO entrant}}{C_m \times Sa}$$

On verifie alors si la charge volumique est située dans le domaine de charge choisie .

$$C_v = \frac{\text{DBO entrant}}{V_b}$$

II-5-3 OXYGENATION :

Les bactéries étant aerobies utilisent l'oxygène pour la respiration endogène et pour l'assimilation du substrat et la dégradation de la pollution azotée .

1) BESOINS MOYENS EN OXYGENE :

a) Besoins pour la dégradation de la pollution carbonée :

$$Q_{O_2/j} = a' Le + b' Sa \times V_b$$

b) Besoin pour la dégradation de la pollution azotée :

$$Q_{O_2/j} = C' N_a \text{ nitrifier} - C'' N' \text{ à dénitrifier} .$$

Avec :

L_e = DBO à dégrader = $L_0 - L_s$ (par sécurité , on remplace L_e par L_0 pollution entrante).

a' = Quantité d'oxygène nécessaire pour oxyder 1 Kg de DBO₅.

b' = Quantité d'oxygène nécessaire pour métabolisme endogène de 1 Kg de matière volatile en suspension MVS par jour .

S_a = teneur de MVS dans le réacteur biologique .

C' = Taux de conversion de l'azote ammoniacal (N - NH₄) , en azote nitrique (N - NO₃) ($C' = 4,3$ arrondi à 4,5).

C'' = Taux de conversion de l'azote nitrique en azote gazeux ($C'' = 2,5$).

V_b = Volume du bassin d'aération .

N à nitrifier = NTK entrant - Nass - NTK rejet .

Nass = azote assimilé par les boues activées.

Nass = 7% des boues produites .

Nrejet [7 - 8 mg/l en moyenne si NGL 1

[3 - 4 mg/l en moyenne si NGL2.

N' à dénitrifier = N' à nitrifier - (N - NO₃) rejet.

C_m	0,035	0,065	0,09	0,15	0,30	0,60	0,90
a' (kg O ₂)	0,7	0,7	0,7	0,68	0,65	0,60	0,50
b' (kg O ₂)	0,055	0,060	0,070	0,075	0,085	0,1	0,14

Tableau N° 6-14.: Valeur des constantes a' et b' en fonction de C_m

REMARQUE :

Notre cas ne nécessite pas une zone d'anoxie , donc le N' à dénitrifier est nul . Dans ce cas le besoin moyen total en oxygène est :

$$Q_{O_2/j} = a' L_0 + b' S_a V_b + 4,3 N_a \text{ nitrifier}$$

2) CAPACITE D'OXYGENATION NECESSAIRE EN POINTE :

Ce calcul prend en compte une concentration moyenne homogène sur 24 h appliqué au débit de pointe .

$$Q_{O_2}/h = a' \frac{L_n}{24 \times Q_{24}} \times Q_{pts} + \frac{b' S_a - V_b}{24} + \frac{4,5 N_a \text{ nitrifier}}{24 \times Q_{24}} \times Q_{pts}.$$

3) CAPACITE NOMINALE D'OXYGENATION A PREVOIR :

Elle se déduit du calcul précédent en tenant compte du coefficient correctif CGT qui est le coefficient globale de transfert ; produit de trois autres coefficient.

-Tp ou α Coefficient de transfert eau claire -boues , fonction du type d'équipement.

$$\alpha = 0,8 \text{ --- } 0,95 \text{ pour les eaux usées (on prend } \alpha = 0,8). [3]$$

- Td ou β Rapport entre les valeurs des concentrations de saturation en oxygène en eau usées et en eau claire

$$\beta = 0,9.$$

-Tt : facteur de la temperature , qui dépend du système d'aération. [3]

$$\theta = 1,024 \text{ pour les systèmes à aération de surface.}$$

$$T_t = 1,024^{\theta(T^\circ - 20)}.$$

T° : température en C° .

$$\text{Pour } T^\circ = 20 C^\circ \implies T_t = 1,024.$$

Donc :

La capacité nominale d'oxygénation à prévoir :

$$CO_{\max} = \frac{Q_{O_2}/h}{CGT}$$

Avec :

$$CGT = T_p \times T_d \times T_t = 0,74.$$

$$CO \text{ max} = \frac{Q_{O_2}/h}{0,74}$$

Et la capacité journalière sera :

$$CO \text{ moy} = Q_{O_2} / j / 0,74.$$

* Si on considère que la capacité totale d'oxygène transférée par unité de puissance dans les conditions standards "N_o" est de 1,25 kg O₂ /KW .

(Le cas fréquent des turbines rapides) la puissance moyenne nécessaire. besoin d'énergie maximale sera :

$$P_{\text{max}} = \frac{CO \text{ max}}{N_o} \quad (\text{KW/h}).$$

$$P_{\text{moy}} = \frac{CO \text{ moy}}{N_o} \quad (\text{KW/j}).$$

II-5-4 DIMENSIONNEMENT DU SYSTEME D'AERATION : BASSIN D'AERATION :

Pour assurer un brassage correct la puissance spécifique des turbines doit être supérieur ou égale à 4,5 W/m³ (.Systeme d'aeration à surface avec turbines rapides).

Donc , on doit vérifier la condition :

$$\frac{P}{V} = \frac{P \text{ max (kw) x 1000}{V_b \text{ (m}^3\text{)}} \geq 45.$$

Si $\frac{P}{V} < 45 \text{ w/ m}^3$ on doit prévoir une puissance.

$$P_{\text{max}} = 45 \times V \text{ (m}^3\text{)} / 1000 \text{ (KM)}.$$

Les caracteristiques d'une turbine a flux axial sont :

- La puissance d'une turbine varie de 0,8 à 110 KW.
- La vitesse de rotation est de l'ordre de 900 à 1400 tpmn.
- La profondeur du liquide nécessaire pour un fonctionnement normal varie de 0,9 à 4,6 m et dépend des dimensions de l'aérateur.

Pour assurer un brassage correct .les hauteurs d'eau de référence dans les bassins munis de turbines sont les suivantes :

Puissance KW	5	10	18	25	35	45	55	65
h [m]	1,8	2,3	2,6	2,8	3,0	3,4	3,8	4,2

Tableau N°6-15: Les hauteurs d'eau de référence en fonction de la puissance.

L'importance de notre installation exige une hauteur maximal de 4,2 m =>h= 4,2.

Si on adopte , une turbine de 100 KW , le nombre de turbines nécessaire à l'aération et le brassage du bassin est :

$$n = \frac{P_{max}}{100}$$

Et si on adopte 3 bassins d'aertions pour la phase 2 , le nombre d'aérateur nécessaire pour chaque bassin est donc:

$$J = \frac{n}{K}$$

avec :

J : nombre d'aérateur nécessaire pour chaque bassin.

n : nombre total d'aérateurs .

K : nombre de bassins d'aération.

Le volume unitaire du bassin sera :

$$V1 = \frac{Vb}{K} \text{ [m3].}$$

La surface horizontale unitaire est :

$$S1 = \frac{V1}{h}$$

Pour une largeur unitaire du bassin "l" égale à 50,4 la longueur unitaire sera :

$$L = \frac{S1}{l}$$

La surface totale est donc :

$$\Sigma S = K \times L \times l$$

Le volume total est :

$$\Sigma v = \Sigma S \times h$$

La charge superficielle en m/h

$$q_s = \frac{Q \text{ (m}^3\text{/h)}}{\Sigma S}$$

Le temps de séjour en heure

$$t = \frac{\Sigma v \text{ (m}^3\text{)}}{Q \text{ (m}^3\text{/h)}}$$

avec :

$$Q = (Q_{\max}, Q_n, Q_d, Q_{\gamma 4}).$$

REMARQUE : On doit vérifier si le temps de séjour est suffisant pour éliminer la DBO soluble.

II-5-5 PRODUCTION DE BOUES :

1- BILAN BOUES DANS L'AERATION :

Ce bilan peut se faire en tenant compte non seulement de l'accroissement de la masse des micro-organismes ΔS_a mais aussi des matières minérales (ΔS_{\min}) et des matières volatiles difficilement biodégradables (ΔS_{dur}).

$$\Delta S = \Delta S_a + \Delta S_{\min} + \Delta S_{\text{dur}} - \Delta S_{\text{eff}}$$

Dans le calcul on néglige les boues évacuées par l'effluent (ΔS_{eff}) puisque les MES de sortie sont inférieurs à 30 mg/l (norme imposée au rejet)

$$\Delta S_{dur} = 0,2 \text{ à } 0,3 \text{ MVS effluent brut (on prend } 0,3).$$

$$\Delta S_{min} = \text{MES} * (100 - \text{pourcentage de MVS dans les MES}) / 100.$$

Les pourcentages de MVS dans les MES de l'effluent brut devant être obligatoirement mesurés par défaut , ce paramètre peut être évalué en fonction du rapport MES/DBO5.

MES/DBO	1,5	1,17	1	0,83	0,67
% MVS	60	65	68	70	75

Tableau N°6-16.: Pourcentage de MVS de les MES de l'effluent brute.

$$\text{Pour notre cas } \frac{\text{MES}}{\text{DBO}} = \frac{143}{215} = 0,67$$

$$\implies \% \text{ MVS} = 75 \%$$

Alors :

$$\Delta S_{dur} = 0,3 \times 0,75 \text{ MES eff brut} = 0,23 \text{ MES eff brut.}$$

$$\Delta S_{min} = 0,25 \text{ MES eff brut}$$

$$\Delta S_a = a m (L_o - L_{ds}) - b S_a V_b.$$

II- COMPOSITION :

On appelle α le coefficient caractérisant le pourcentage des MVS dans les MES total (ΔS).

Donc :

$$\alpha = \frac{\text{MVS}}{\text{MES}_{total}} = \left(1 - \frac{\Delta S_{min}}{\Delta S} \right) = \% \text{ MVS.}$$

Pour les systèmes de moyenne charge , on vérifie que $0,7 \leq \alpha \leq 0,8$, et on vérifie si le coefficient α est suffisamment proche de l'hypothèse initiale de calcul c'est à dire 75 %.

On retiendra en définitif , les concentrations dans le bassin

MVS -----> S_a (fixé).

MES -----> $[MES] = \frac{S_a}{\alpha}$

III AGE MOYEN DES BOUES :

Age moyen des boues "G" = $\frac{\text{Quantité totale initiale}}{\text{Accroissement journalière.}}$

Donc :

$$G = \frac{[MES] \times V_b}{\Delta S}$$

On doit comparer l'age des boues trouvées à celui donné par les normes .C'est a dire l'age des boues à maintenir pour assurer le traitementt .[15]

* Niveau "e" (30mg/l en DBO5 sortie) on doit avoir $G \geq A = 2$ jours.

* Niveau "f" (15 mg/l en DBO5 sortie) on doit avoir $G \geq A = 4$ jours.

II-5-6 ETUDE DE LA RECIRCULATION DES BOUES :

Elle est nécessaire dès ce stade pour calculer le debit de traversée de l'ouvrage et le dimensionnement du clarificateur. le bilan peut être schématisé ainsi:

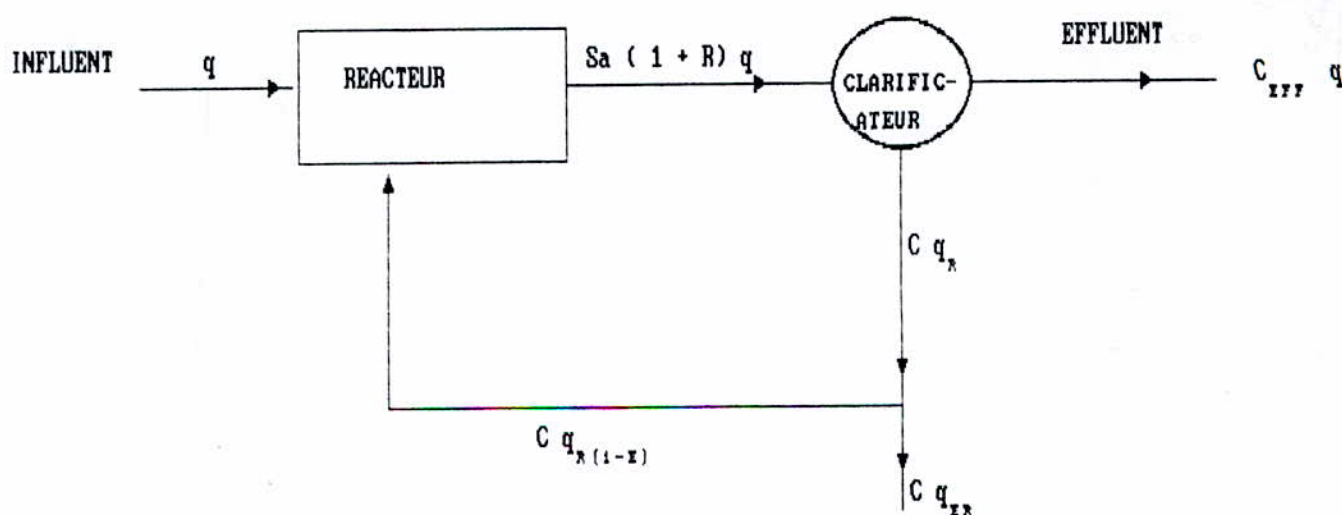


FIGURE 6-8 SCHEMA DE LA RECIRCULATION DES BOUES.

avec :

Q_r = debit de recirculation .

Q_{er} = debit du a l'extraction des boues.

C = la concentration des boues au fond du clarificateur .

On néglige dans le calcul C_{eff} .

D'ou :

$$R = \frac{[MES]}{C - [MES]} \times 100.$$

[MES] = concentration en MES dans le bassin :

I_m est l'indice de MOHLMAN qui caractérise l'aptitude des boues à la décantation :
 I_m est fonction de la charge massique .

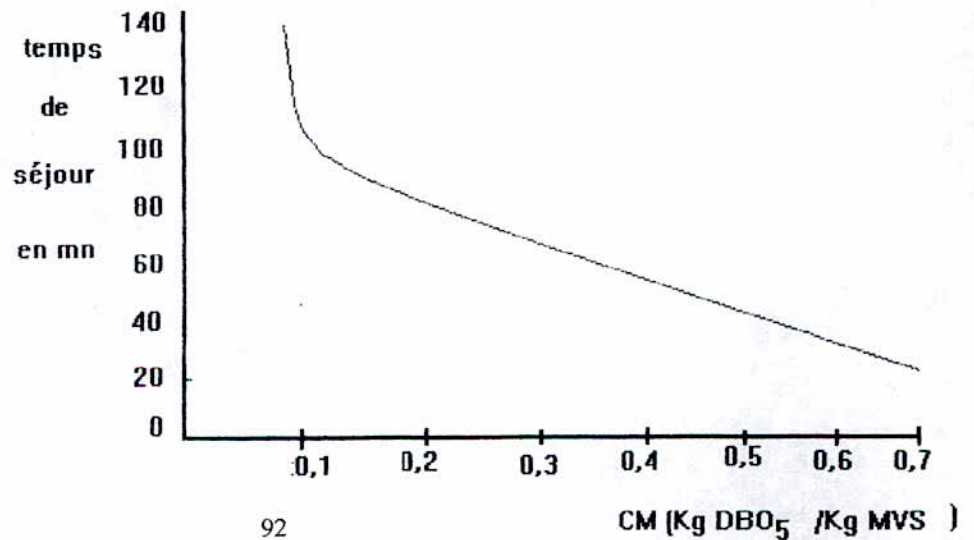
A titre indicatif voir le tableau suivant:[15]

C_m	0,035	0,065	0,09	0,15	0,30	0,60	0,90
I_m	150	150	150	170	200	250	300

Tableau N°6-17: Valeur de I_m en fonction de C_m

La concentration des boues au fond du clarificateur (concentration en resirculation) dépendra de I_m , du temps de séjour des boues dans le lit de boues du clarificateur et du taux de recirculation).

La figure ci-dessous donne le temps de séjour maximum des boues dans le lit des boues du clarificateur.[15]



Pour un temps de séjour de 90mn la concentration en recirculation (C) peut être évaluée par la formule approché suivante:[15]

$$C \leq \frac{1000}{I_m} \times 1,3.$$

Le facteur 1,3 tient compte de l'épaississement des boues dans le clarificateur.

Le débit de recirculation sera donc :

$$q_r = R q.$$

Le débit du à l'extraction des boues :

$$q_{er} = e R q$$

Avec : e = la fraction du débit correspondant à l'évacuation des boues en exées.

$$q_{er} = \frac{\Delta S}{C}$$

Le débit recyclé au réacteur :

$$q(1-e)_r = (1 - e) R q$$

$$q(1-e)_r = q R - q_e R$$

II-5-7 DEBIT DE RECIRCULATION MAXIMUM :

Le débit de recirculation maximum donc le taux de recirculation , dépend essentiellement de la variation de I_m . Cette variation est dues aux conditions de brassage , à la présence d'une déphosphatation physico-chimique, à la nature de l'effluent à traiter., ect, par exemple le taux de recirculation d'un système à dissociation aération -brassage est supérieur à celui d'un système à turbine ou brosse simple.

Pour cela on à adopté pour notre cas un taux de recirculation de 200 %.

donc :

$$R = \frac{Q_r}{Q_{alli}}$$

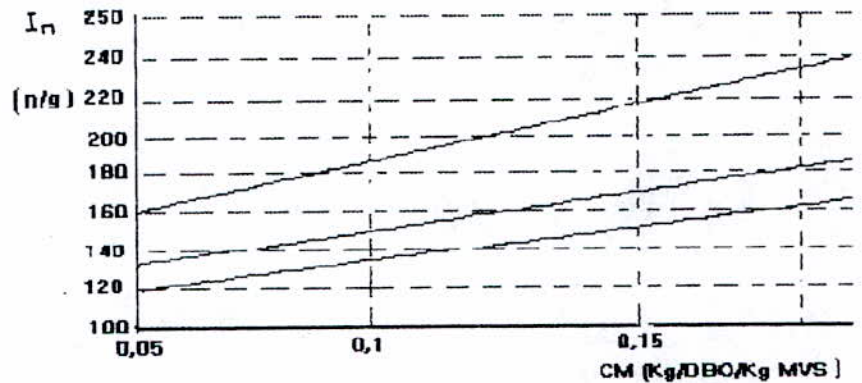
II-5-8 CALCUL DU CLARIFICATEUR :

1- INTRODUCTION :

Il compose la partie centrale de notre filière , c'est de son bon fonctionnement que dépend la bonne marche de notre station de traitement car il assure à la fois la recirculation des boues et leurs séparation avec l'eau claire et ensuite rejetée dans le milieu naturel après avoir été laminé.

2- PROCEDE DE CALCUL :

a) En fonction de la charge massique (Cm) on définit un indice de MOLHMAN . On prend le Im courant :



ESTIMATION DE L'INDICE DE MOHLMAN

b) En fonction de Im on déduit la vitesse ascensionnelle maximale "Vmax" à appliquer sur le debit maximum (Qmax) définie à partir du niveau du rejet :[15]

	Im	100	150	175	200	250	300
Vmax (m/h)	niveau e	1,05	0,88	0,8	0,72	0,68	0,64
	niveau f	0,69	0,58	0,53	0,48	0,45	0,42

Tableau N° 6.18. La vitesse ascensionnelle maximal en fonction de l'indice Im.

On calcul la surface utile (Su) (c'est à dire hors clifford et pivot central).

$$Su = \frac{Q \max}{V \max}$$

c) Calcul de la hauteur périphérique du clarificateur:

1- **Methode 1** (methode type ATV/ CEMAGREF) :[15]

La hauteur total du bassin d'aeration est calculé a partir des hypothèses suivantes :

*Pour un équipement dissociation aeration-brassage et grille d'égouttage + filtre à bande ou stockage

$$I_{mc} = I_m + 30 \text{ ml/g} \quad \text{et} \quad S_{ac} = S_a + 1 \text{ g/l.}$$

*Pour un équipement sans dissociation et épaisseur + filtre à bonde ou stockage

$$I_{mc} = I_m + 100 \text{ ml/g} \quad \text{et} \quad S_{ac} = S_a + 0,5 \text{ g/l.}$$

Cette hauteur est la somme de quatre hauteur :

- h1 = zone d'eau clarifiée $\geq 0,5$ m.

- h2 = Zone de sédimentation
 = 1 m (reseau séparatif).
 = 0,8 m (reseau unitaire).

- h3 = zone d'épaississement .

$$h3 = \frac{S_{ac} \times I_{mc}}{1000}$$

- h4 = zone de stockage (reseau unitaire uniquement ou reseau séparatif).

$$h4 = \frac{S_a' \cdot V_b \cdot I_{mc}}{1000 \cdot S_u}$$

avec :

Su : surface utile du clarificateur .

Vb: volume total du reacteur biologique.

I_{mc} : indice de MOHLMAN.

S_a' : 1 g/l (variation de concentration dans le bassin d'aeration par temps de pluie).

donc :

$$h_{TD} = h1 + h2 + h3 + h4$$

2-METHODE 2:

La hauteur du clarificateur peut être approchée en fonction de son diamètre par la relation suivante :[15]

$$h_{tp} \geq 1,8 + 0,03 \times Dt$$

Dt = diamètre total du clarificateur [m].

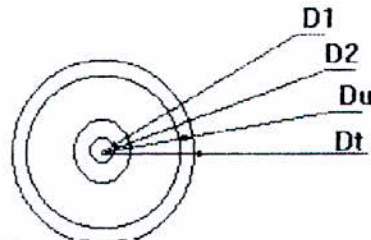
d) CALCUL DES DIAMETRES DES ELEMENTS DU CLARIFICATEUR :

On propose 6 décanteur pour la phase 2 , donc le debit unitaire est :

$$Q_{u \max} = \frac{Q_{\max}}{6} = 1549 \text{ m}^3/\text{h}$$

Le clarificateur est généralement formé par une serie de quatre cercles concentriques dont l'orde est :

- La buse "D1".
- La jupe "D2".
- Le diamètre de la surface au miroir jusqu'au centre "Du".
- Le diamètre des goulottes "Dt".



1) **LA BUSE** : possede un diametre de D1 = 1,2 m.

donc :

$$S1 = 1,131 \text{ m}^2$$

2) **LA JUPE** : pour déterminer le diamètre de la jupe , il faut se basé sur le debit entrant qui est égale au debit maximum majoré par la recirculation , la vitesse maximale admissible dans la jupe pour assurer la séparation liquide -boue est 2,5 cm/s = 90 m/h

donc :

$$S2 = \frac{((R\% / 100) + 1) Q_{\max}}{90}$$

Le diamètre de la jupe est

$$D2 = \sqrt{4(S1+S2) / \pi}$$

3) Le diametre de la surface au miroir jusqu'au centre :

$$D_u = \sqrt{4(S_1 + S_2 + (S_u/n)) / \pi}$$

S_u = surface utile du decanteur .

n = nombre des decanteurs ($n = 6$).

4) LE DIAMTRE DES GOULOTTES :

La vitesse d'ecoulement de l'eau est environ 0,7 m /s (2520 m³/h) , ce qui nous donne une surface

$$S_4 = \frac{Q_{u \max}}{2 \times 2520}$$

$$\frac{Q_{u \max}}{2} = \text{debit sur un demi-cercle.}$$

Si on fixe une hauteur d'eau maximum de ($h = 0,4$ m) on obtient une longueur "L"

$$L = S_4 / 0,4$$

Donc le diametre du clarificateur sera :

$$D_t = D_3 + 2L$$

REMARQUE :

A la hauteur maximum de la goulotte, il faut ajouter 0,15 m par sécurité , donc :

$$H_t = 0,55 \text{ m}$$

VOLUME UTIL DU CLARIFICATEUR:

* Le volume unitaire est :

$$V_1 = S_{u1} * h_{tp}$$

avec :

S_{u1} : la surface utile d'un clarificateur (surface unitaire) .

h_{tp} : la hauteur periphérique.

* Le volume total sera donc :

$$\Sigma V = n V1$$

* La charge superficiel en m³/h.

$$q_s = \frac{Q \text{ (m}^3\text{/h)}}{S_u}$$

* Le temps de séjours en heure:

$$t = \frac{\Sigma V \text{ (m}^3\text{)}}{Q \text{ (m}^3\text{/h)}}$$

* La charge superficiel de la matière sèche en kg/MES m²/h.

$$L_s = \frac{Q \text{ (m}^3\text{/h)} \times [\text{MES}] \text{ (kg MES /m}^3\text{)}}{S_u \text{ (m}^2\text{)}}$$

avec :

$$Q = (Q_{\max}, Q_d, Q_n).$$

II-6 RESULTATS DE CALCUL :

1) rdt = 93 % (rendement de la DBO soluble).
 ==> $C_m \leq 0,43$ On fixe $C_m = 0,3$

2) Volume du bassin d'aération

	PHASE 1	PHASE2
% MVS	75	75
[MES] (g/l)	3	3
Vb [m³]	28667	43000
Cv [Kg DBO / m³]	0,67	0,68
Ch [Kg/j]	19350	29025
Sa [g/l]	2,25	2,25

TABEAU N°6-19 -RESULTATS DE CALCUL DU BASSIN D'AERATION .

3) BESOIN EN OXYGENE : $\hat{a} = 0,65$ $b' = 0,085$

		PHASE1	PHASE2
BESOIN EN OXYGENE	Q_{O_2} [Kgo ₂ /j]	18060	27090
	Q_{O_2} [Kgo ₂ /h]	1102	1642
CAPACITE	COmoy [Kgo ₂ /j]	24405	36608
	QOmax [Kgo ₂ /h]	1490	2219
PUISSANCE	Pmoy [Kw /j]	19524	29286
	Pmax [Kw /h]	1192	1775

TABELAU N° 6-20 RESULTATS DE CALCUL DES BESOINS EN OXGENE .

		PHASE1	PHASE2
caracteristiques d'une turbine	PUISSANCE(KW)	100	100
	No (Kg O ₂ /KW)	1,25	1,25
	vitesse de rotation (tr/mn)	1400	1400
Nbre des aerateurs		12	18
puissance spécifique "q" W/m³		41	41,3
Pmax [kW/n] Brassage + aeration		1290	1935

TABEAU N°6-21 RESULTATS DU CALCUL DES AERATEURS.

5) DIMENSIONNEMENT DU REACTEUR (BASSIN D'AERATION).

		PHASE1	PHASE2
dimensions d'un ouvrage	h [m]	4,2	4,2
	L [m]	50,4	50,4
	l [m]	67,7	67,7
	S1 [m³]	3413	3413
	V1 [m³]	14334	14333
nbre des ouvrages		2	3
nbre des aerateurs pour chaque ouvrage.		6	6
Sk [m³]		6826	10239
Vk [m³]		28668	42999
periode de pointe	qs (m/h)	0,92	0,91
	tr (h)	4,58	4,63
periode du debit moyen	qs (m/h)	0,55	0,55
	t (h)	7,64	7,64
periode diurne	qs (m/h)	0,66	0,66
	t (h)	6,32	6,33
periode noctunre	qs (m/h)	0,44	0,44
	t (h)	9,49	9,45

TABLEAU N° 6-22 RESULTATS DE CALCUL DES DIMENSIONS DU BASSIN D'AERATION.

VERIFICATION :

Lds doit etre ≤ 15 mg/l

pour notre cas :

$$K_2 = 0,74 \text{ (pour } t = 20 \text{ °C) .}$$

$$S_a = 2,25 \text{ g/l}$$

$$t_1 = 7,64$$

$$L_0 = 215 \text{ mg/l}$$

La methode 1 donne : $L_{ds} = 15,67 \text{ mg/l} \sim 15 \text{ mg/l}$.

6) PRODUCTION DES BOUES :

	PHASE1	PHASE2
am	0,55	0,55
b	0,060	0,06
Xv [Kg MUS/j]	64500	96748
MES (Kg/j)	12870	19305
MUS (Kg/j)	9653	14479
ΔS_{min} (Kg)	3281	4826
ΔS_{dur} (Kg)	2896	4344
ΔS_a (Kg)	6030	9045
ΔS (Kg)	12143	18215
α (%)	74	74
[MES] (g/l)	3,06	3,06
G (jour)	7,23	7,23

TABLEAU N° 6-23 RESULTATS DE CALCUL DE LA PRODCUTION DES BOUES.

7) ETUDE DE RECIRCULATION : $C_m = 0,3 \Rightarrow I_m = 200$

	PHASE1	PHASE2
C (g/l)	6,5	6,5
R (%)	89	89
q_r (m³/j)	80112	120166
q_{rE} (m³/j)	1868	2802
$q_{(1-c)r}$ (m³/j)	78244	117363

TABLEAU N° 6-24 RESULTATS DE CALCUL DE LA RECIRCULATION.

8/ DEBIT DE RECIRCULATION MAXIMUM $R\% = 200\%$

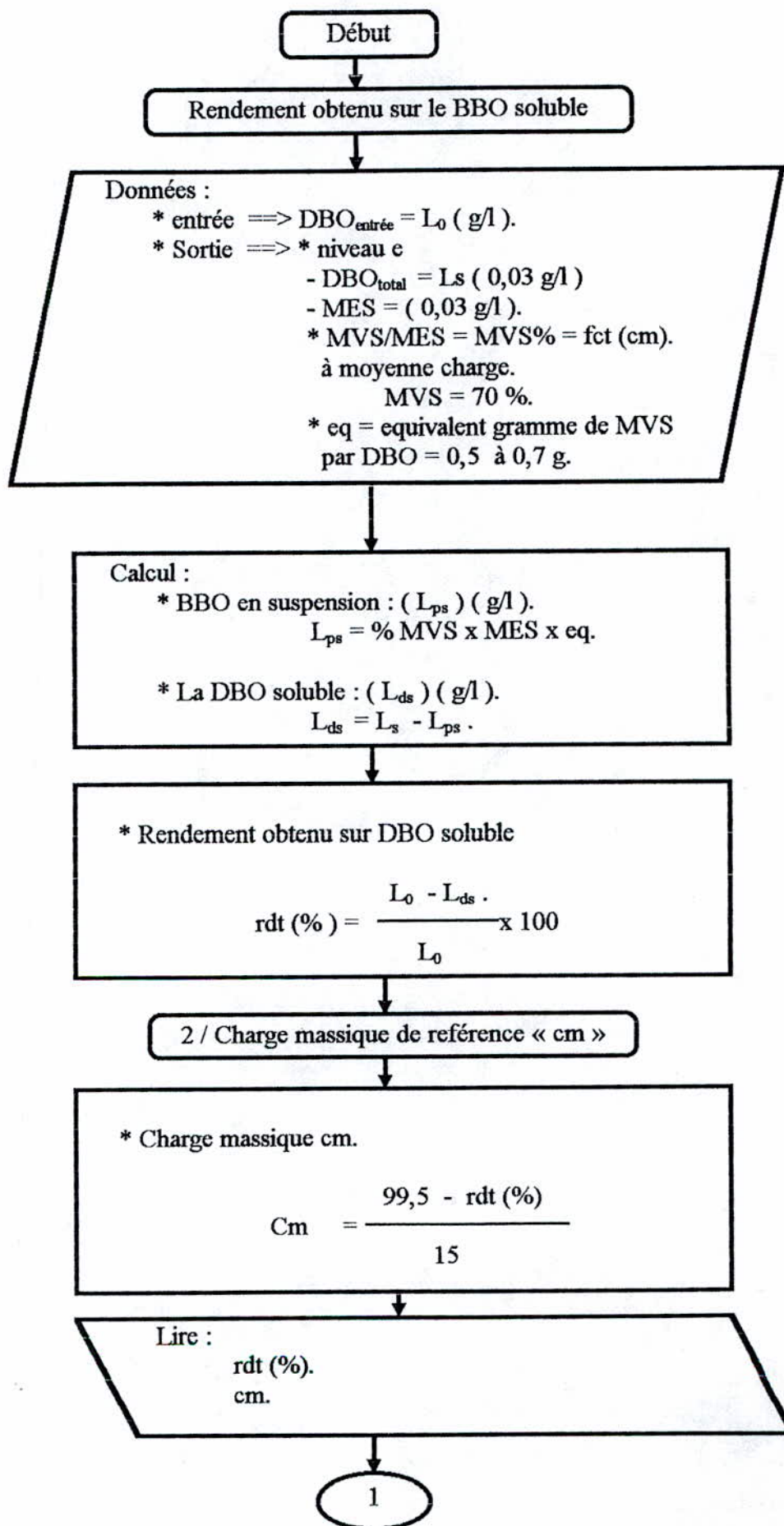
		PHASE1	PHASE2
Q_r (m³/h)	periode de pointe	12538	18638
	periode diurne	9085	13628
	periode nocturne	6080	9084

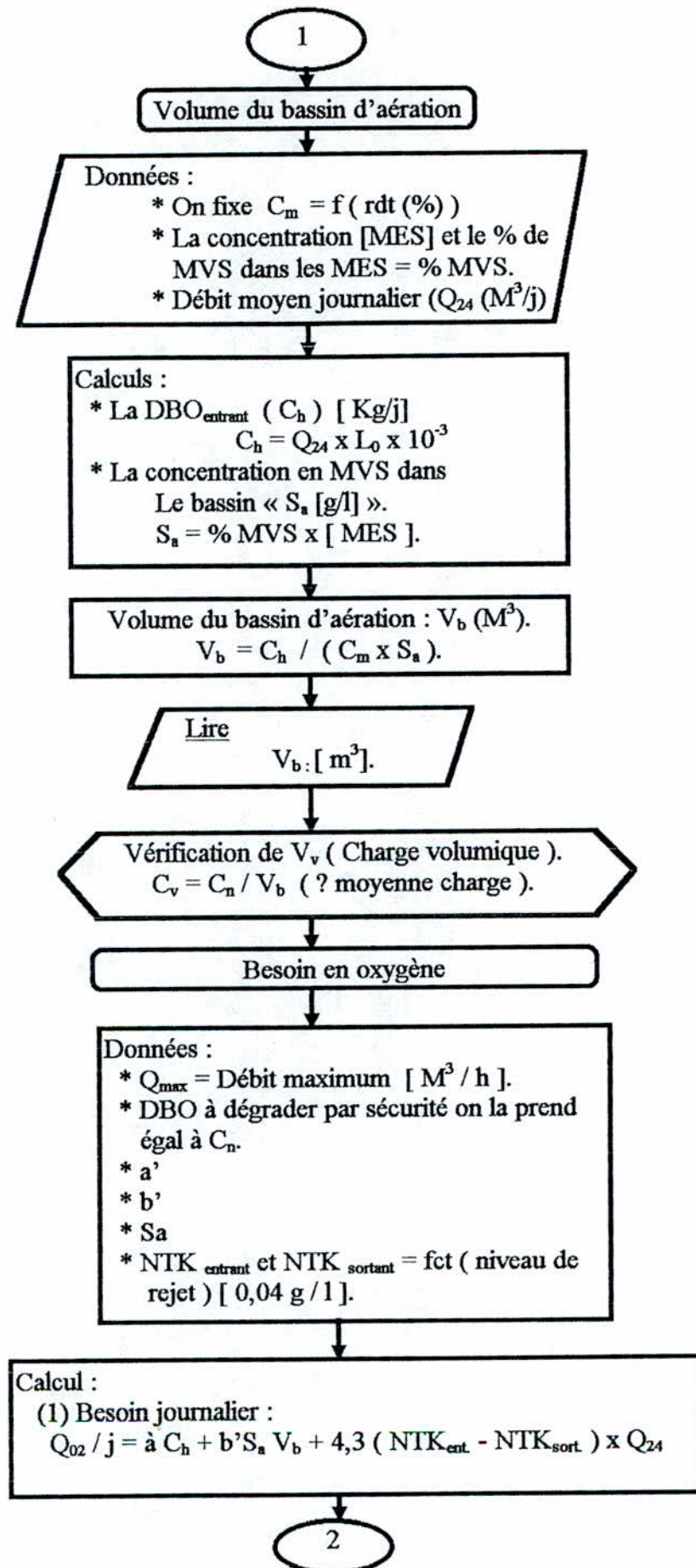
TABLEAU N° 6-25 RESULTATS DE CALCUL DES DEBITS MAXIMUM DE RECIRCULATION .

9) CALCUL DE CARIFICATEUR $IM = 200^{Mz/1} \Rightarrow V_{max} = 0,72 \text{ m/h}$
 $R \% = 200 \%$.

		PHASE1	PHASE2
n		4	6
Su [m ²]		8608	12912
D1 [m]		1,2	1,2
D2 [m]		8,2	8,2
Du [m]		53	53
Dt [m]		55	55
h _{rr} [m]		3,5	3,5
Vt [m ³]		30128	45192
Vn [m ³]		30002	45002
periode de pointe	qs (m/h)	0,71	0,70
	t (h)	4,86	4,86
	L _{sz} KgMES/Mz/h	2,17	2,15
periode diunne	qs (m/h)	0,51	0,51
	t (h)	6,62	6,62
	L _{sz} KgMES/Mz/h	1,57	1,75
periode nocturne	qs (m/h)	0,34	0,34
	t (h)	9,93	9,93
	L _{sz} KgMES/Mz/h	1,05	1,05

TABELAU N° 6-26 RESULTATS DE CALCUL DU CLARIFICATEUR.





2

Besoin horaire :

$$Q_{O_2} / h = a' C_h \cdot (Q_{max} / Q_{24}) + b' \cdot (S_a V_b) / 24 + 4,5(NTK_{ent.} - NTK_{sort.}) Q_{max}$$

Capacité d'oxygénation

T_p : Coefficient de transfert (0,8)
 T_d : Rapport de concentration de saturation.
 T_t : Facteur de température.
 (= 1,024 pour $T^\circ = 20\text{ C}^\circ$).

* Coefficient de transfert global :

$$CGT = T_p \times T_d \times T_t \quad (= 0,74)$$

* Capacité nominal d'oxygénation.

$$CO_{max} = (Q_{O_2} / h) / CGT \quad (\text{Kg } O_2 / h).$$

* Capacité journalière :

$$CO_{moy} = (Q_{O_2} / j) / CGT \quad (\text{Kg } O_2 / j).$$

Besoin d'énergie

Données :

Capacité d'oxygène de transfert par
 unité de puissances dans les conditions
 standard :

$$[N_0 = 1,25 \text{ Kg } O_2 / \text{Kw} \text{ (Système turbine)}]$$

* Besoin d'énergie maximale :

$$P_{max} = CO_{max} / N_0 \quad (\text{Kw} / h).$$

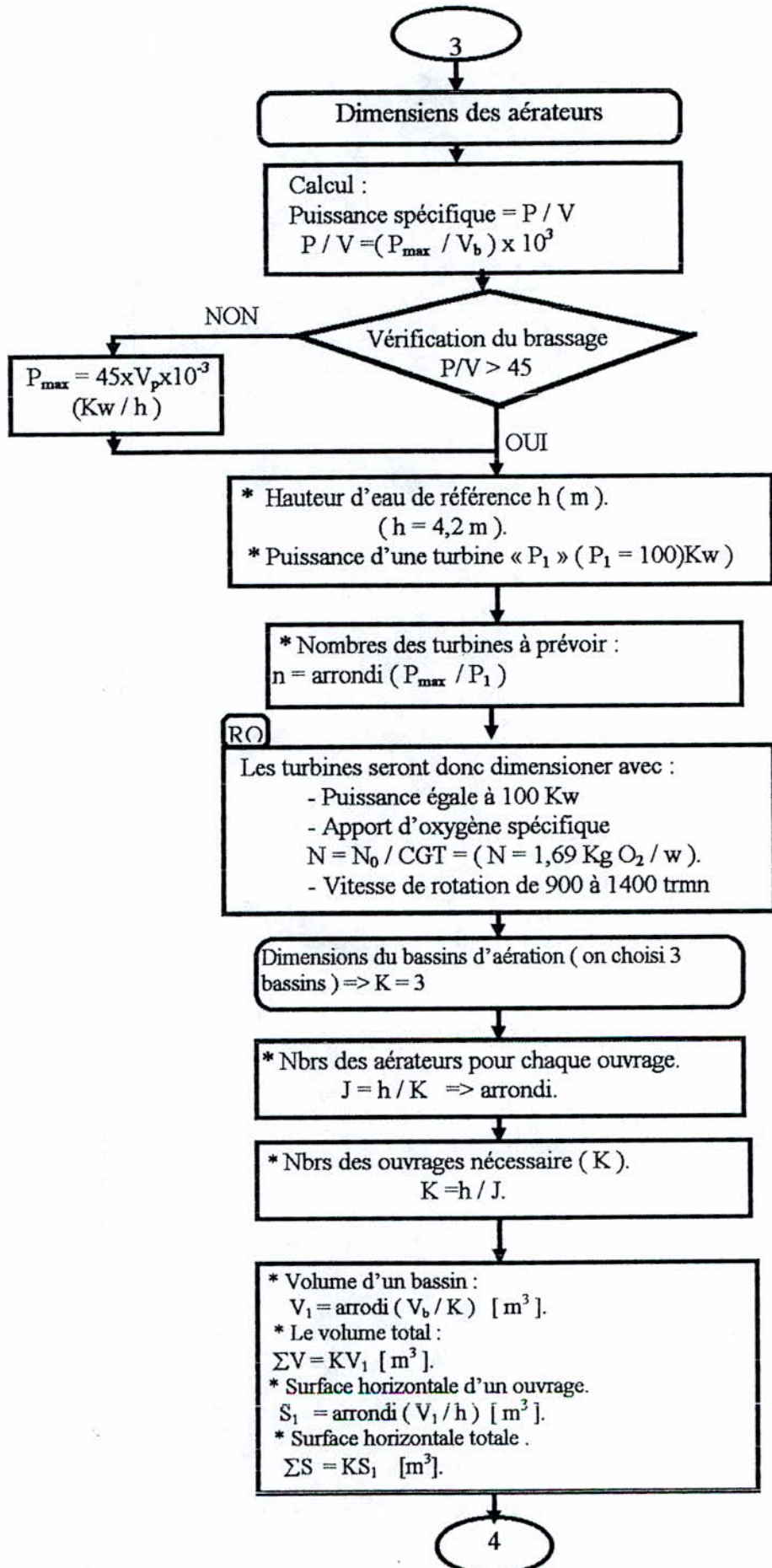
* Besoin d'énergie moyen :

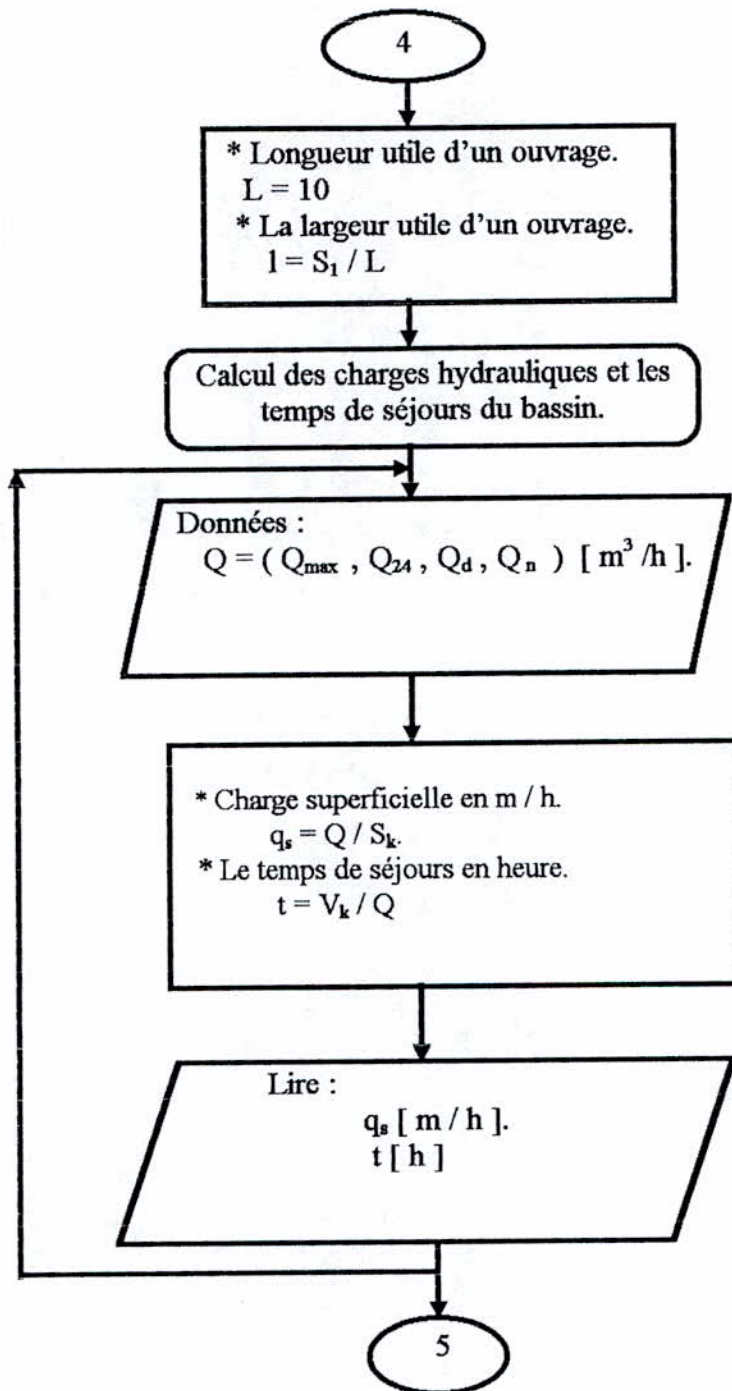
$$P_{moy} = CO_{moy} / N_0 \quad (\text{Kw} / j).$$

* Lire :

* Q_{O_2} / j [Kg O_2 / j] , Q_{O_2} / h [Kg O_2 / h].* CO_{moy} [Kg O_2 / j] , CO_{max} [Kg O_2 / h]* P_{moy} [Kw / j] , P_{max} [Kw / h]

3





5

7/ Production de boues

Données :

- * a_m et b
- * L_o (g/l)
- * l_{js} (g/s)
- * MES / DBO entrant \Rightarrow % MVS (%) = (75 %)
- * Δ [MES_{entrant} (g/l)
- * $\Delta S_{dur} / Mvs = 0,2 \text{ à } 0,3$

CALCUL :

- * La masse des microorganismes dans le bassin (X_x [kg/j] $X_v = Ch/C_m$
- * La variation de la masse de microorganisme dans le bassin

$$\Delta S_a = [a_m (L_o - L_{ds}) \times Q_{24}] - [b \times X_v]$$
- * La masse de MES_{entrant} (kg/j)

$$MES = [MES_{entrante}] \times Q_{24}$$
- * La masse de MVS_{entrante} [kg/j]

$$MVS = \% MVS \times MES$$
- * Matieres minerales

$$\Delta S_{min} = MES \times [(100 - MVS \%) / 100]$$
- * Matieres volatiles difficilement biodegradables (ΔS_{dur}) (kg/j)

$$\Delta S_{dur} = [\Delta S_{dur} / MVS \times MVS = 0,3$$

BILAN TONALE :

$$\Delta S = \Delta S_a + \Delta S_{min} + \Delta S_{dur} \quad (\text{kg/j})$$

Correction :

- * % MVS (ds . le bassin) = $\alpha = MVS / MES_t = [1 - \Delta S_{min} / \Delta S]$ (en verifie que $0,7 \leq \alpha < 0,8$ moyenne charge)
- * [MVS] = S_a
- * [MES] = S_a / α
- * t'age des boue : $G = [MES] \times V_b / \Delta S$
- * { on verifie que $G \geq 2$ jours pour niveau (l)
 $G \geq 4$ jours // // (f)

6

6

Données :

- * Fixe l'indice de MOHLMAN de référence
 $IM = fct (cm)$.
- * [MES] (déjà calculés (g/l)
- * $Q_{24} (m^3/j)$

CALCUL :

- * Concentration de boues au fond de clarificateur $C [g/l]$
 $C \leq 100 / IM \times 1,3$ (pour un age de boue de 90 mn
- * Le taux de recirculation : $R [\%]$
 $R = [MES] / (C - [MES]) \times 100$

- * Debit de recirculation $q_r (m^3/j)$

$$q_r = R \times Q_{24} / 100$$

- * Le debit des boues en excès

$$q_{re} = \Delta S / G$$

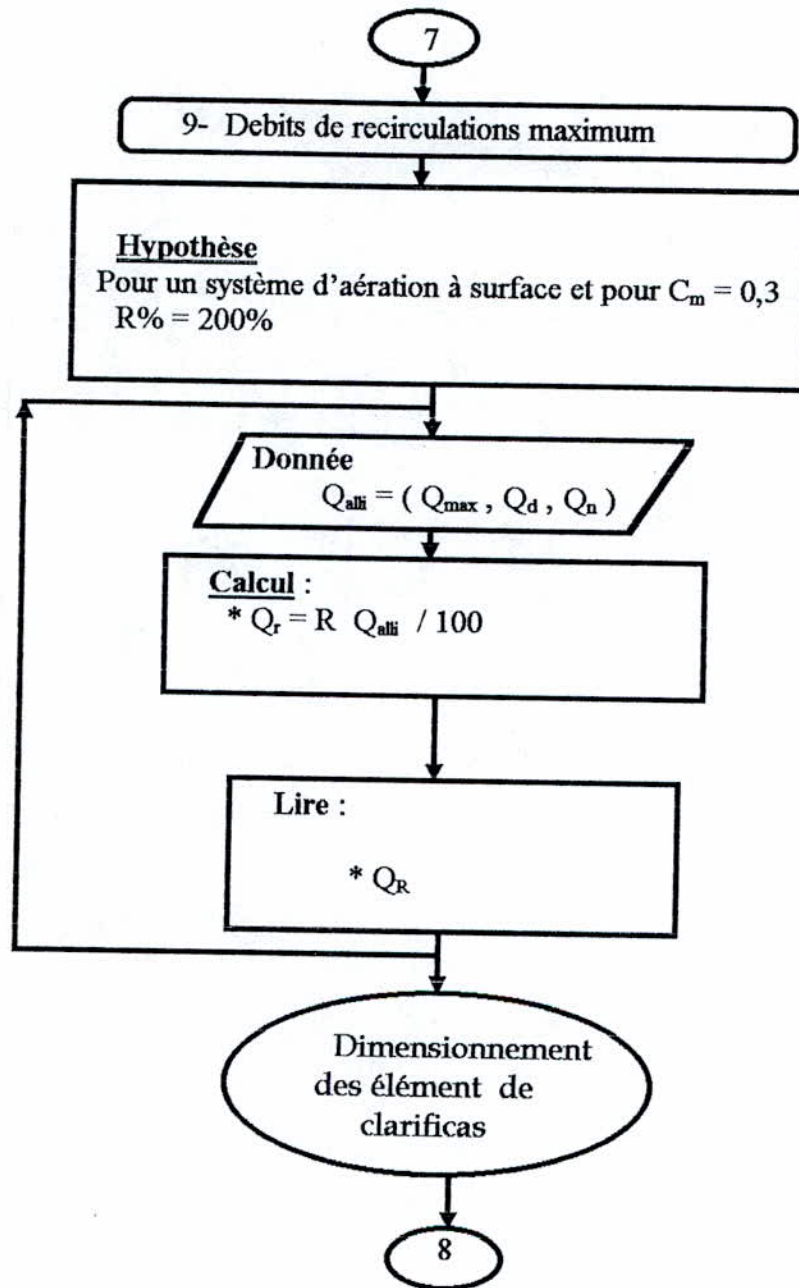
- * Le debit recycler au reacteur

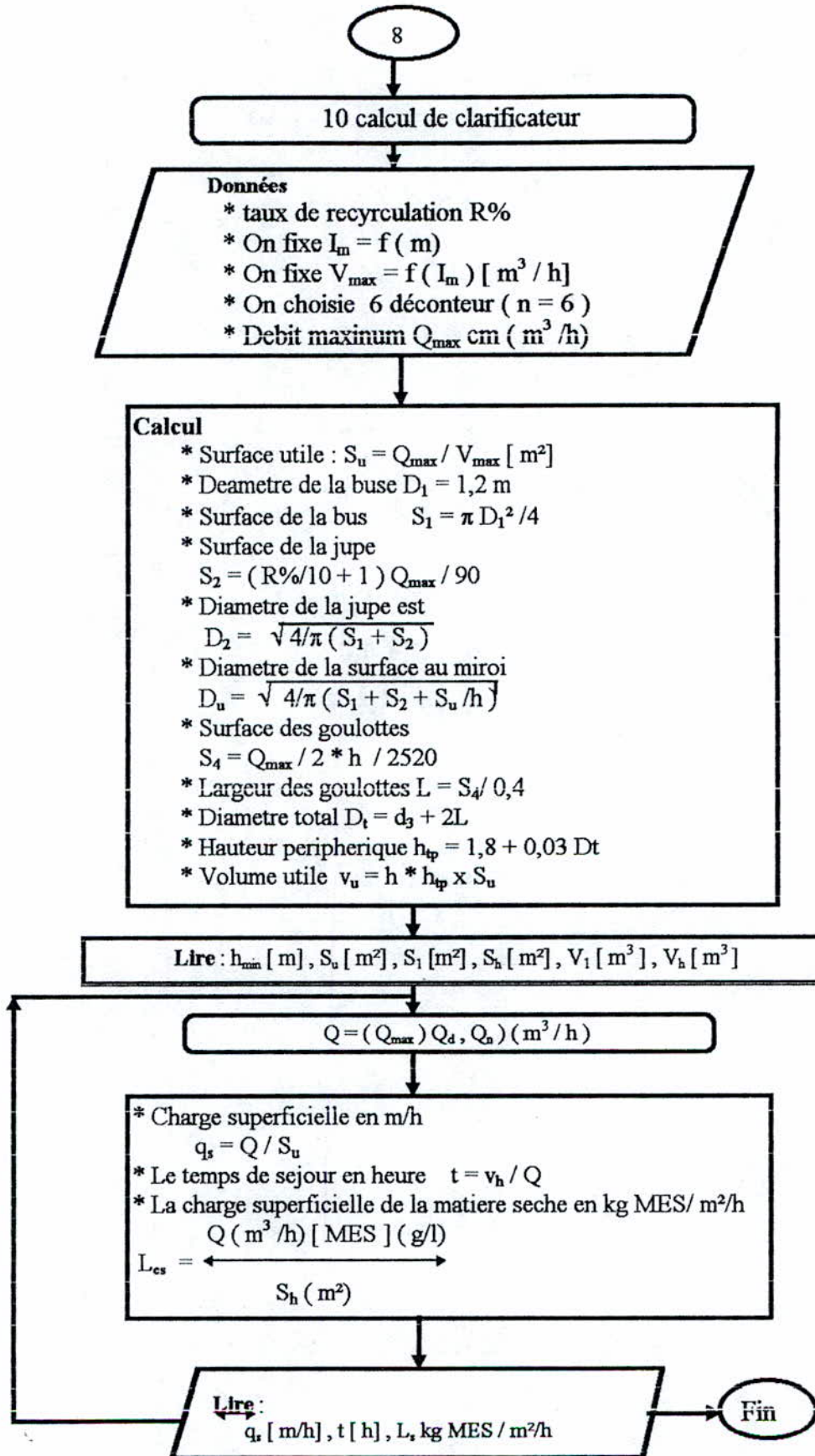
$$q_{cl - \eta R} = (1 - 1) Q_{24} \\ = q_r - q_r$$

Lire :

- * $R [\%]$
- * $q_r [m^3/j]$
- * $q_{re} [m^3/j]$
- * $q_{cl - \eta R} [m^3/j]$

7





: ORGANIGRAMME DE CALCUL DU PROCEDE PAR BOUES ACTIVEES AVEC UN SYSTEME D'AERATION A SURFACE

S / CHAP-6.4 -

TRAITEMENT TERTIAIRE
(STERILISATION).

S/CH 6 - 4 LA DESINFECTION :

I - INTRODUCTION :

Pour achever complètement l'opération de dépollution, une désinfection par des produits chimique est indispensable, pour laquelle on détruire les germes pathogènes. Dans notre cas et vue le comportement domestique des eaux usées, ce procédé est indispensable.

Le traitement peut être accomplie par :

- a) Oxydation et désinfection par chlore (Cl_2)
- b) Oxydation et désinfection par les dérivés du chlore
 - Chloramines
 - Dioxydes de chlore
 - Hypochlorite de sodium
- c) Electrochloration
- d) Oxydation et désinfection par l'ozone.

Les principaux facteurs qui influencent la désinfection sont.

- La nature des micro-organismes.
- La concentration de l'agent chimique
- Le temps de contact
- La température.
- La présence de composés chimiques capable de réagir avec l'agent chimique de désinfection.

II- CHOIX DU DESINFECTANT :

L'ozone est un excellent désinfectant, mais il n'est pas économique, vue qu'il revient quatre fois le prix du chlore.

L'action du chloramines est moins rapide que celle du chlore, mais ils subsistent plus longtemps dans l'eau, ces composés du chlore sont peut utilisés actuellement .

(dose = $\frac{1}{4}$ à $\frac{1}{2}$ de la dose Cl_2 .)

Le dioxyde de chlore est de réaction lente et n'est complète qu'en présence d'un excès d'acide (la dose d'acide chlorhydrique utilisée correspond à 3 à 4 fois la dose du chlore gazeux).

Le chlore gazeux est le réactif le plus non , utilise pour assurer la désinfection de l'eau . Il est doué d'un pouvoir oxydant remmenant très important.

L'electrochloration est un procède de fabrication in cité d'hypochlorite de sodium , sa mise en oeuvre est particulièrement intéressante lorsque la solution de sel est disponible sous forme d'eau de mer.

CONCLUSION

nous somme amenés donc à utilise la désinfection pas le Chlore (cl_2) ou l'électrochlorite

III- Les doses unitaire :

1) Chlore :

Les doses nécessaires pour atteindre une teneur résiduelle de 0,2 mg/l après 10 - 15 minutes de contact sont :

EAUX A TRAITER	DOSE (mg/l)
- Effluent d'une boue activée	
* Epuration normale	2 à 4
* Epuration faible.	3 à 8

Pour notre cas on prend une dose de chlore de 7mg/l

$$d_{ce} = 7 \text{ mg/l.}$$

IV- La dose globale

a) La dose globale journalière :

$$D_{24} = d_{cl_2} * Q_{24}$$

$$. Q_{24} = [M^3/j]$$

$$. d_{cl_2} = [g/l] = 0,007 \text{ g/l}$$

$$. D_{24} = [kg/j]$$

b) La dose globale horaire :

$$D_h = d_{cl_2} \times Q_{max}$$

$$. Q_{max} = [m^3/h]$$

$$. D_h = [kg/j]$$

	Phase 1	Phase 2
$D_{24} \text{ (kg/j)}$	630	910
$D_h \text{ (Kg / h)}$	44	65

Tableau N° 6-2 La dose globale nécessaire pour assurer le traitement.

V- DIMENSIONNERENT DU BASSIN DE DESINFECTION :

* Le temps de contact est pris égale à 15 minutes.

$$t_c = 15 \text{ mn (} T_{\min} \text{ non Pour } Q = Q_{\max} \text{).}$$

Donc le volume du bassinon sera :

$$V = \frac{Q_{\max} \times t_c}{60}$$

Pour une hauteur d'eau égale à 3 m (h = 3 m) la surface horizontale du bassin sera :

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

Si on adopte une forme rectangulaire pour notre bassin de désinfection avec une longueur de 30 m (L = 30 m)

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

Le temps de séjour pour les autres débits est :

$$t = \frac{60 V}{Q (\text{m}^3/\text{n})} \quad \text{avec } Q = (Q_d , Q_n).$$

		Phase 1	Phase 2
t _c (mn) (Débit max)		22,45	15
V (m3)		2340	2340
S (m ²)		780	780
h (m)		3	3
L (m)		40	40
l (m)		20	20
Periode diurne	t (mn)	31	20,66
Periode nocturne	t (mn)	46,47	31
Nombres des ouvrages		1	1

Tableau N° 6-28 résultat de calcul du bassin de désinfection.

Remarque : Vues les petites variation des dimensions de l'ouvrage pour les deux phases d'étude, on adopte un seul ouvrage, dimensionner à partir des données de la phase 2.

CHAP-7-

TRAITEMENT DES BOUES.

CHAPITRE 7

TRAITEMENT DES BOUES

I — GENERALITES :

A la fin du traitement des eaux il reste un déchet liquide comprenant 1 à 4% de matières en suspension dénommées «boues». Ces boues ne peuvent être rejetés directement dans le milieu receptrice en raison de fortes concentrations des matières polluantes.

L'élimination des boues est généralement une part plus importante de l'exploitation (30 à 50) % du coût d'une station d'épuration.

Ce traitement à pour but :

- d'empêcher la putrification
- diminuer le volume des boues

Dans notre cas nous nous intéresserons aux boues qui proviennent des décanteurs primaires et secondaires.

1/ — Décanteurs primaires :

Contient des boues fraîches représente par DBO_5 et MES éliminés [10]

M.S. = 40 à 80 g/l

M.V.S. = 30 à 65 g/l

2/ — Décanteurs secondaires

Reçoit les boues produites par le traitement biologique, dès leurs sortie des ouvrages, elles présentent un nombre de problèmes soit :

- Nuisances
- La fermentation car leur teneur en MVS = (70 à 80) %
- Contient un volume d'eau (96 à 99) %

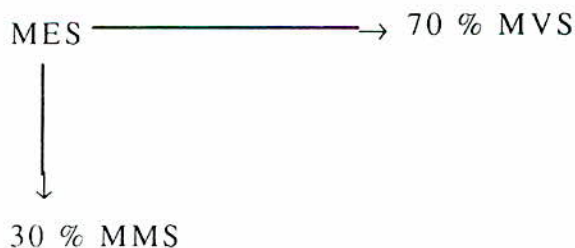
pour finir le processus d'élimination de pollution on procède au traitement de stabilisation des boues soit :

- Stabilité aérobie ce qui est très chère
- Stabilité anaérobie qui nécessite un personnel d'exploitation très qualifié, mais c'est très économique par rapport à la voie aérobie.

II — BILAN DES BOUES A TRAITER

II.1. — Boues primaire :

On admet que la composition des MES retenues dans le décanteur primaire est la suivante :



MES = matières en suspension retenues au décanteur primaire

MVS = matières volatile en suspension retenues au décanteur primaire

MMS = matières minérale en suspension retenues au décanteur primaire

	PARAMETRE	PHASE 1	PHASE 1
BOUES PRIMAIRE	MES (Kg/j)	23920	35880
	MVS (Kg/j)	16744	25116
	MMS (Kg/j)	7176	10764
	[MES] (g/l)	50	50
	Vprimaire (m ³ /j)	478	718
BOUES SECONDAIRE	MES (Kg/j)	12143	18215
	MVS (Kg/j)	8986	13479
	MMS (Kg/j)	3157	4736
	[MES] (g/l)	6,5	6,5
	Vsecondaire(m ³ /j)	1868	2802
TOTAL	MES (Kg/j)	36063	54095
	MVS (Kg/j)	25730	38595
	MMS (Kg/j)	10333	15500
	[MES] (g/l)	45,37	15,37
	Vsecondaire(m ³ /j)	2346	3520

TABLEAU N° 7-1 : Récapitulatif du bilan des boues à traiter

III — CHOIX DE PROCÉDE DE TRAITEMENT

La filière de traitement pour laquelle on optera sera :

- un épaissement
- une digestion anaérobie

après la digestion on propose deux variantes :

- Variante A : désydratation sur lit de séchage
- Variante B : les boues seront utilisées directement en agriculture.

S / CHAP-7.1-

EPAISSISSEMENT DES
BOUES.

S/Chapitre 7-1 — Epaississeur :

I. — Introduction :

L'épaississeur est la première étape de la plupart des filières de traitement des boues, ces avantages sont :

- Il améliore le rendement de digestion et réduit le coût d'investissement
- Il réduit le volume des boues en particulier en cas $u = n$ ou rejet en mur
L $u = e$.

II. — Différentes méthodes d'épaississement

Les différents méthodes qui peuvent être appliquées sont :

- a) — La décantation : — Epaississeur non raclé
— Epaississeur mécanique
- b) — Epaississeur par flottation

III. — Choix de type de l'épaississeur :

La technique par flottation assure une production spécifique plus élevées que la technique par décantation, par contre une consommation d'énergie supérieure, pour cela elle est exclu de notre cas vue l'importance de l'installation.

Les épaisseurs non raclés sont conçu pour des petites installation, on adopte pour notre cas un épaisseur mécanique.

IV. — Description du type d'appareil choisie

L'épaississeur mécanique est composé de :..[1]

- Une cuve cylindrique tournant à entrainement central avec double bras diamétral.
- Un système de raclage constitue d'une série de racleurs montés «en jalousie».

V. Calcul De L'epaississeur

A) — Débit de boues épaissie :

Les boues sortant de l'épaississeur ont une concentration de l'ordre (80 à 100 g/l) [5], on prend dans notre cas la moyenne $C_{EP} = 90$ g/l.

Pour une charge massique de :

$$0,3 \text{ Kg DBO}_5/\text{Kg MVS} \cdot \text{j le FLUX} = 40 \text{ Kg MS/m}^2 \cdot \text{j}..[3]$$

le débit épaissie sera : $Q_{EP} \cdot C_{EP} = Q_T \cdot C$

$$\Rightarrow Q_{EP} = \frac{Q_T \cdot C}{C_{EP}}$$

avec :

Q_T : débit total de boue entrant à l'épauississeur [m^3/j]

C : concentration du débit total (g/l)

B) — La hauteur de l'épauississeur

La hauteur minimal des épauississeurs d'eaux résiduaires urbaines est de 3,5 m : la hauteur de revanche est compris entre (1 et 2)m [8]

C) — Les dimensions de l'épauississeur :

On a le flux = 40 Kg MS/ $m^2 \cdot j$

la surface de l'épauississeur sera donc : $S = \frac{MES}{FLUX}$

Le diamètre sera $D = 2 \sqrt{S/\Pi}$ (arrondi)

puis on recalcul S_T (surface total).

Pour une hauteur périphérique $H = 5$ m on aura une capacité utile

$$V_T = S_T \cdot H \quad [m^3]$$

puis on calcul le temps de séjour, qui sera : $t = \frac{V_T}{Q_T}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le Tableau N°7-2.

TABLEAU N° 7-2

REPRESENTE LES RESULTATS DE CALCUL DE L'EPAISSISSEUR

PARAMETRE	PHASE 1	PHASE 2
Débit total QT (m ³ /j)	2346	3520
MES (Kg/j)	36063	54095
FLUX (Kg MS/m ² j)	40	40
N (nombre)	2	3
h (m)	5	5
D (m)	24	24
S (m ²)	452	452
Σ S (m ²)	904	1356
V (m ²)	2260	2260
Σ V (m ²)	4520	6780
QT (m ³ /j)	2364	3520
t (jours)	1.93	1.93

S / CHAP-7.2-

DIGESTION DES BOUES.

S/Chapitre 7-2 : Digesteur

7.2.1. — Digestion anaérobie

Les boues issues de la décantation primaire, aux quelles s'ajoutent les boues activées en excès prélevées sur le circuit de retour de l'épuration biologique accèdent par pompage dans des digesteurs. Ces boues subissent une fermentation sans dégagement d'odeurs à l'abri de l'air appelée «digestion anaérobie». La digestion s'accompagne par un dégagement de gaz. Ce gaz produit est composé essentiellement de Méthane (CH_4) et de gaz carbonique (CO_2) cette installation est équipée d'un chauffage d'un système d'agitation permanent.

Pour avoir une bonne digestion il faut avoir :

- Une température de 33 à 35°C
- $T \leq 30$ jours
- $pH = 6,5$ à 7,5

7.2.2. — Types des digestions :

Il existe différentes types de digesteurs que l'on classe suivant la charge appliquée, et les différentes fonctions de l'ouvrage.

- 1) — Fosse IMHOFF
- 2) — Digesteur à un étape :
 - * digesteur à moyenne charge
 - * digesteur à forte charge

7.2.3. — Choix de type de digesteur

Pour la fosse IMHOFF il était adapté aux petites installations et n'est pratiquement plus utilisé. Donc on adopté un digesteur à un étage, pour le digesteur à moyenne charge on utilise à des installation d'importance modéré et à des boues fraîches non épaissies donc il est exclu de notre cas. On adopte un digesteur à un étage à forte charge.

7.2.4. — Calcul du digesteur

Pour un digesteur à forte charge le FLUX = 3 à 4 Kg MVS/m³.j à 35°C [2], on prend pour notre cas la moyenne FLUX = 3,5 Kg MVS/m³.j.

La capacité totale du digesteur sera donc $V_{Ut} = MVS / FLUX$
 pour une hauteur périphérique H = 15 m la surface utile $S_{Ut} = \frac{V_{Ut}}{H}$

Si on adopte (N = 2) digesteur pour la phase 1 la surface unitaire sera donc:

$S_1 = \frac{S_{Ut}}{2}$ qui correspond à un diamètre

$$D = 2 \sqrt{S_1 / \Pi}$$

La capacité unitaire sera $V = \frac{V}{N} = \frac{V}{2}$

même chose pour la phase 2 (mais on prend N = 3)

Les résultats sont au Tableau N°7-3.

TABLEAU N°7-3 : Résultats de calcul du digesteur

Paramètres	MVS (Kg/j)	Qc p(m3/j)	FLUX	N Nombre d e Digesteur	H [m]	Vutile [m3]	Sutile [m2]	S'i [m2]	Di [m2]	Si [m2]	vi [m3]	$\sum V_i = V_T$ (m3)	T (jours)
PHASE 1	2573 0	401	3,5	2	15	7352	490	245	18	254	381 0	7620	19
PHASE 2	3859 5	601	3,5	3	15	11027	735	245	18	254	381 0	11430	19

7.2.5. — Calcul la quantité de boue digérée :

$$Q_{BD} = M^{BDs} \left(\frac{1}{TS \cdot \gamma_{Se}} + \frac{1}{\gamma^{Hs}} - \frac{1}{\gamma_{Se}} \right) [m^3/j]$$

avec :

M^{BDs} : quantité de matière sèche dans la boues digérée

TS : teneur en matière sèche dans la boues digérée = 10 %

γ_{Se} : poids spécifique de l'eau en excès de la boues digérée = 1 t / m³

γ^{Hs} : poids spécifique de la matière sèche dans la boues digérée

$$= 2 \text{ t / m}^3$$

a) — Calcul de la quantité de matière sèche dans la boue brute d'après TABASARAN $M_s = Q_{EP} \times \gamma_s \cdot S$.

- $\gamma_s = 1 \text{ T/m}^3$

- $S = (2,6 \text{ à } 5 \%)$ teneur de la matière sèche dans la boue brute on prend = 5 %

b) — Calcul de la matière organique :

- $M_o = M_s \cdot F_o \quad (t/j)$

- F_o : teneur en Mo des boues brutes = 70 %

c) — Calcul de matière minérale

- $M_{\min} = M_s - M_o \cdot (t/j)$

d) — Calcul de la matière sèche dans la boue digérée

- $M^D_s = M_{\min} + M_o (1 - 0,138 \sqrt{T_o}) \cdot 0,75$
- 0,75 et 0,138 : des coefficients
- $T^\circ = 35^\circ\text{c}$

Voir les résultats sur Tableau N°7-6.

7.2.6. — Calcul de la quantité de gaz produite :

La quantité de gaz théorique est donnée par la formule :

$$Q_{\text{gaz}} = 138 \sqrt{T^\circ} \cdot M_o \text{ [N.m}^3\text{/j]}$$

La quantité de gaz réelle est estimée (70 à 80 %) de $Q_{\text{gaz}}^{\text{theo}}$
On prend la moyenne (75 %).

$$Q^R_{\text{gaz}} = 0,75 Q^T_{\text{gaz}} \text{ [N} \cdot \text{m}^3\text{/j]}$$

avec : 138 : coefficient

T° : température de digesteur

Ce gaz est composé de :

(65 à 70) % de «CH₄» méthane

et (25 à 30) % de «CO₂» dioxyde de carbone

On prend :

CH₄ → 65 %
 CO₂ → 30 %

et les 5 % qui restent sont constitué par d'autre gaz (H₂, H₂S,)

pour les résultats voir Tableau N°7-4

TABLEAU N°7-4 : Résultats de calcul de la quantité de gaz produite

PARAMETRE	PHASE 1	PHASE 2
Q ^T _{gaz} (Nm ³ /j)	11430	21098
Q ^R _{gaz} (Nm ³ /j)	8797	15823
CHU	5718	10285
CO ₂	2639	4747

7.3.2. — Gazomètre

Volume = 0,5 Q^R_{gaz} = 0,5 x 15823 = 7912 m³

On adopte une hauteur = 15 m

la surface = 528

D = 26 m

S / CHAP-7.3-

DESYDRATATION DES
BOUES.

S/Chapitre 7-3 :

I. — Variante A :

Les boues digérées peuvent être utilisées directement en agriculture on doit donc construire un bassin pour stocker les boues, puis les transporter immédiatement aux employeurs. Là bas les boues seront stockées dans des silos.

II. — Variante B (LIT DE SECHAGE)

II.1. — Introduction

Le bassin versant de Beni-Messous appartient à un climat méditerranéen. La deshydratation naturel peut être utiliser car elle est plus économique et facile à gérée, ainsi que la disponibilité du terrain. La deshydratation naturelle n'est à retenir que sur des boues stabilisées (digérées anaérobies). Elle comporte une première phase de drainage, une seconde de séchage atmosphérique.

II.2. — Composition d'un lit de séchage :

Les lits sont généralement constituées de matériaux poreux formés en couches différentes tel que :

- La couche supérieure et de (10 à 15) cm de sable fin de diamètre (0,1 à 0,5) mm.
- Couche de graviers fin de (15 à 20) cm, de diamètre (5 à 15 mm)
- Couche support de gras cailloux avec une couche de graviers (15 à 30) mm et de hauteur de 20 cm

— Puis un drain au fond de cette couche support de pente (3 à 4) %.

L'épaisseur de boues liquide est de 30 à 40 cm selon les conditions climatiques..[1].

Pour le dimensionnement des lits on prend les valeurs ci-dessous :.[2]

— hauteur de boues : 40 cm

— si les lits sont alimentés en un seul point la largeur ne doit pas dépassé 8 m pour une longueur de 20 m.

Donc :

— la largeur = 8 m

— la longueur = 20 m

La pente du drain = 4 %

On dimensionne les lits avec le débit digéré de l'an 2005 et 2028

La surface horizontale de remplissage $S = 8 \times 20 \text{ m}^2$

$$Q_D [\text{m}^3/\text{j}] = \text{Débit digéré}$$

dans notre cas on prend le temps de séchage = 1 mois..[2]

donc $V_D = Q_D \times 30 [\text{m}^3]$

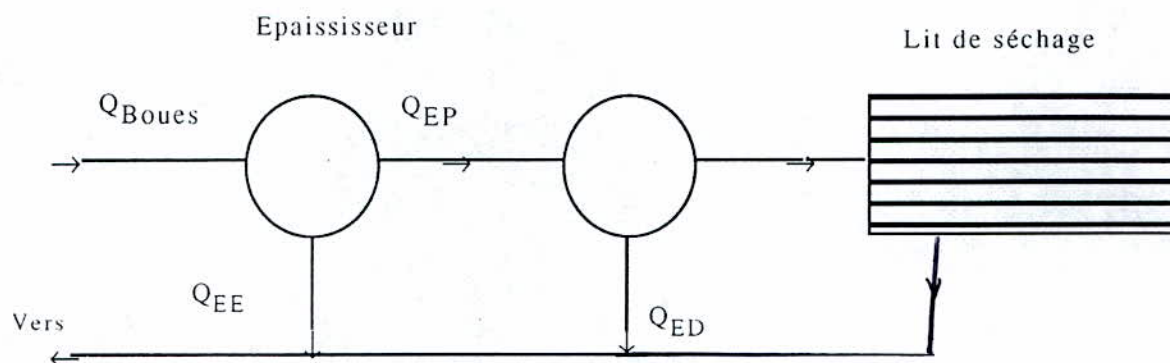
$$\text{La surface utile } S_{ut} = \frac{V_D}{\text{épaisseur de boue } (=0,4)}$$

$$\text{nombre de lits} = \frac{S_{ut}}{S} \quad 135$$

voir les résultats sur Tableau N°7-5

TABLEAU N°7-5
RÉSULTATS DE CALCUL DES LITS DE SÉCHAGE

PARAMETRE	PHASE 1	PHASE 2
Q_{EP} (m/j)	401	601
M_S (t/j)	20	30
M_o (t/j)	14	21
M_{min} (t/j)	6	9
M_S^D (t/j)	8	12
Q_{BD} (m ³ /j)	76	114
Temps de séjours dans lit de séchage jours	30	30
VD (m ³)	2280	3420
S (m ³)	20 x 8	20 x 8
Epaisseur de boue (m)	0,4	0,4
Sut (m ²)	5700	8550
Nombre de lits	36	54



Q_{EE} : Eau sortant de l'épaississeur

Q_{ED} : Eau sortant de digesteur

TABLEAU N° 7-6

BILAN TOTAL DES BOUES

PARAMETRE	PHASE 1	PHASE 2
Q_{Boues}	2346	3520
Q_{EP}	401	601
Q_{EE}	1945	2919
Q_{BD}	76	114
Q_{EE}	325	487

CHAP- 8 -

CALCUL HYDRAULIQUE.

I. — CALCUL DU CANAL DU GRILLE :

Le canal est de forme rectangulaire de hauteur maximal de 1 m et d'une vitesse max de 1,3 m/s, il peut véhiculer un débit maximum de $Q_{max} = 5664 \text{ m}^3/\text{h} = 1,57 \text{ m}^3/\text{s}$. Si on suppose qu'un écoulement uniforme s'établit dans le canal, la hauteur maximal est celle qui corespond à une hauteur normales est la pente du canal peut être calculer à partir de la formule de CHEZY :

$$Q_{max} = CS_1 \sqrt{RH I}$$

avec :

Q_{max} = débit de passage [m³/s]

S_1 = la section maximal de passage

$$S_1 = l_1 \times h$$

RH = rayon hydraulique [m]

$$RH = \frac{S_1}{P_1}$$

P_1 = perimètre mouillée = $2 h \text{ max} + l_1$

C = coefficient de CHEZY

$$C = \frac{1}{n} RH^{1/6} \dots\dots \text{formule de maning}$$

n = coefficient de maning = 0,014 pour les béton lisse (bon état)

donc :

$$I = \left(\frac{Q_{max}}{\frac{1}{n} (S_1 R_H^{2/3})} \right)^2$$

et on trouve :

$$I = 0,00045 \text{ m/m}$$

$I = 0,45$

Vérification de la vitesse moyenne

On cherche d'abord la hauteur qui correspond au débit moyen ($Q_d = 2266 \text{ m}^3/\text{h} = 0,63 \text{ m}^3/\text{s}$) avec la pente du radier trouver précédemment :

par approximation successive on trouve :

$$h_{\text{moy}} = 0,52 \text{ m}$$

$$S_{\text{moy}} = 0,88 \text{ m}^2$$

donc la vitesse moyenne :

$$V_{\text{moy}} = \frac{Q_d}{S_{\text{moy}}} = 0,77 \text{ m/s} > 0,6 \text{ m/s}$$

II. — DEVERSOIRE D'ORAGE :

II.1. — Introduction

Sur un réseau unitaire, on désigne par déversoir d'orage l'ensemble du dispositif dont la fonction est d'évacuer directement et sans traitement vers le milieu naturel, les pointes de ruissellement. Cela est basé sur l'hypothèse que les eaux rejetées auront un niveau de dilution admissible avec la capacité d'auto-épuration du milieu récepteur.

II.2. — Composition des organes d'un déversoir d'orage :

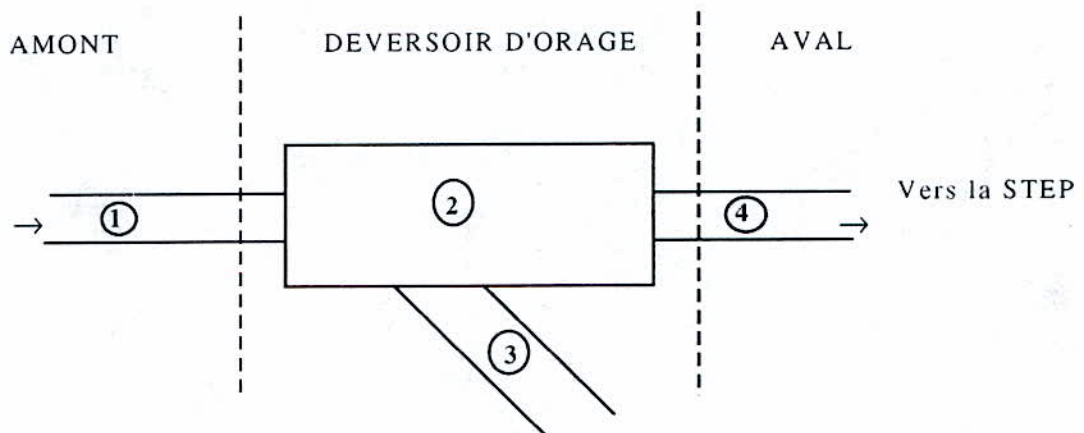
Le déversoir d'orage comprend :

- un ouvrage de dérivation
- un canal ou collecteur de décharge

Le déversoir d'orage est raccordé :

- à l'amont : au collecteur d'arrivée
- à l'aval : un collecteur de départ vers la STEP

Un ouvrage de stockage (bassin d'orage) peut être adjoint pour stocker temporairement une partie du flot.



- ① Collecteur d'arrivée
- ② Ouvrage de dérivation
- ③ Collecteur de décharge
- ④ Collecteur de départ

II.3. — Les différents types de déversoirs :

On peut distinguer :

— Les ouvrages à seuil déversant : où on distingue deux grandes catégories :

- * Les déversoirs à seuil haut
- * Les déversoirs à seuil bas

— Les ouvrages dont le fonctionnement est lié à autre chose qu'un seuil déversant : on trouve essentiellement des :

- * Ouvrages à ouverture de radies
- * Ouvrages avec siphon
- * Ouvrages avec orifice latéral
- * Ouvrage avec vanne à commande hydraulique par flotteur

II.4. — Choix du type de déversoir d'orage :

A partir d'une étude hydraulique et économique on peut déterminer directement le type de déversoir d'orage à retenir. Si par exemple on est un écoulement fluvial et si la charge au-dessus de l'émissaire est faible le déversoir à seuil s'impose, ou le simple orifice si le débit à transporter par le collecteur de départ vers la STEP est faible.

Pour notre cas on a adopté un déversoir d'orage latéral, ce choix est justifié par l'importance de l'installation, et de point de vue hydraulique le fonctionnement de ce type d'ouvrage est beaucoup mieux connu que celui des autres déversoir. Pour mieux limiter le débit acheminé vers le décanteur primaire, on prévoit en plus un étranglement sur le col tronçon de diamètre réduit.

II-5 — Methodologie de calcul d'un déversoir latéral :

1 — Données de bases :

Chaque fois qu'on prévoit un déversoir d'orage à un endroit déterminé, il faut connaître en ce point :

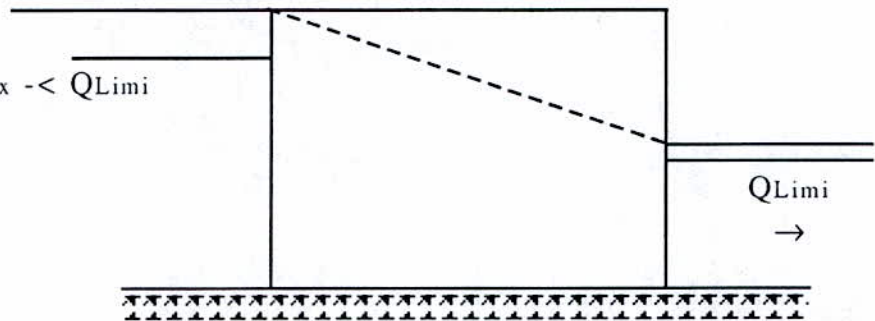
- a) — le débit arrivant dans le collecteur amont : Q_{max}
- b) — le débit admis dans le collecteur aval : Q_{Limi}

on a donc :

$$Q_{RV} = Q_{max} - Q_{Limi}$$

Où :

Q_{RV} = débit déversé



- c) — hauteurs d'eau amont et aval (h_{am} . h_{av})

2 — Calcul de la longueur du seuil déversant :

La longueur du seuil déversant est donnée par la formule suivante :

$$Q_{RV} = \frac{2}{3} \mu L \sqrt{2g} h_{moy}^{3/2}$$

donc :

$$L = \frac{3}{2} \frac{Q_{RV}}{\mu \sqrt{2g} h_{moy}^{3/2}}$$

avec :

QRV = débit déversé (m³/s)

μ = coefficient de débit pris égale à 0,6

L = longueur du seuil déversant

h_{moy} = hauteur moyenne de la lame d'eau déversé

$$h_{moy} = \frac{h_{av} - h_{am}}{2}$$

3. — Calcul des hauteurs Amont et Aval :

Le calcul de ces hauteurs se ramène à supposé que l'écoulement est uniforme à la sortie et à l'entrée, donc le problème se ramène à calculer les hauteurs normal. Le procédé est donc itératif, on a choisi la méthode de Newton pour résoudre la fonction $F(H) = 0$, le procédé est résumé dans l'organigramme N°8-1.

Remarque que la fonction $F(H)$ est la représentation de la formule de CHEZY sous forme $F(H) = 0$, c'est à dire :

$$Q = \frac{1}{n} R H^{2/3} S \sqrt{I}$$

⇒

$$S R H^{2/3} \sqrt{I} - n Q = 0$$

on pose :

$$F(H) = S R H^{2/3} \sqrt{I} - n Q$$

	CANAL D'ARRIVE E			CANAL DE SORTI E			DEVERSOI R			
	Q max (m ³ /s)	l (m)	ha m	Qmi n α(m ³ /s)	l (m)	ha v	QRV (m)	hmoy(m)	l (m)	l adept s
PHASE 1	$\frac{1132,8}{3600}$	1	0,79	$\frac{625,3}{3600}$	1	0,50	1,41	0,145	14,41	$\frac{16}{2}$
EXTENSION A LA PHASE 2	$\frac{566,4}{3600}$	0,62	0,79	$\frac{303,4}{3600}$	0,5	0,50	0,73	0,145	7,46	8

TABLEAU N°8-1 : RESULTATS DE CALCUL DU DEVERSOIR

Conclusion :

La phase 1 sera menu d'un déversoir de longueur 8 m mais avec un déversement double, pendant la phase 2 on ajoute un autre déversoir de même longueur avec un déversement sur un seul côté.

III. — PROFIL HYDRAULIQUE

III.1. — Principe :

Le procédé est le suivant :

- On fixe un niveau d'eau de référence comme base de calcul (pour notre cas on choisie le niveau d'eau du bassin de stérilisation).
- On calcul les pertes de charges par rapport à l'élément de base.
- On placera le stérilisateur à l'endroit le plus défavorable par rapport à la côte du sol du terrain.
- Les autres installations seront en suite disposées sur le terrain disponible par rapport au stérilisateur et de manière à utiliser le minimum de surface tot en assurant un espace suffisant de circulation entre les différents éléments.

III.2. — Calcul des pertes de charges :

Les pertes de charge totales est la somme de pertes de charges singulières est linéaires.

- Les pertes de charge linéaire peuvent être exprimé par :

$$\Delta HL = \sum L_{eqi} \cdot J_i$$

avec :

L_{eqi} : est la longueur de la conduite i majoré de 20 % par sécurité

$$L_{eqi} = 1,2 L_i$$

J_i : perte de charge linéaire unitaire, peut être exprimée à partir de la formule universelle de perte de charge.

$$J_i = \frac{H_i}{D_i} \frac{V_i^2}{2g}$$

où :

V_i : vitesse d'écoulement (m/s) dans la conduite i

g : accélération de pesanteur (9,81 m/s²)

D_i : diamètre de la canalisation i (m)

h_i : coefficient de pertes de charge de la conduite i

$$\frac{1}{\sqrt{h_i}} = -2 \log \left(\frac{\Sigma_i}{3,7D_i} + \frac{2,51}{Re_i \sqrt{h_i}} \right) \dots \text{Formule universelle de cool Broock}$$

$\Sigma_i = 1$ mm pour les conduite en inox ou polypropylène

$\Sigma_i = 1,5$ mm pour les conduites en acier galvanisée

$\Sigma_i = 2$ mm pour les conduites en fonte

pour notre cas, $\Sigma_i = c_{ste} = 2$ mm pour les conduites des eaux usées

$\Sigma_i = 1,5$ mm pour les boues

Re : nombre de reynolds

$$Re_i = \frac{V_i D_i}{\gamma}$$

γ = Viscosité cinématique

$\gamma = 1,31 \times 10^{-6}$ m²/s pour l'eau à 10°C

• Pertes de charges singulières :

$$\Delta H_s = \sum K_i \frac{V_i^2}{2g}$$

avec :

K_i : coefficient de pertes de charges singulières

Type de la singularité	K
Entrée dans la conduite	0,5
Sortie de la conduite	1
Coude 90°	1,5
Coude 75°	1
Coude 45°	0,5
Coude 22,5°	0,17
Vane	0,5
Clapet anti-retour	0,8
Te de raccordement	1,5

TABLEAU N° 8-2 : COEFFICIENTS DE PERTES DE CHARGE POUR DIFFÉRENTES SINGULARITE

REMARQUE :

- 1) — Entre des installations importantes, on considérera 4 coude ($K = 0,8$) en plus de l'entrée et de la sortie pour le calcul des pertes de charges singulières.

- 2) — Lors de la mesure des distances entre les clarificateurs, décanteurs primaires, on compte le rayon de ces derniers.
- 3) — Pour chaque installation, nous avons considéré que chaque perte de charge singlière représente 7 % de perte de charge linéaire.

Donc :

$$\Delta H_{LT} = 1,07 \Delta HL$$

et

$$\Delta H = \Delta H_{LS} + \Delta H_{LT}$$

- 4/ — Le profil hydraulique est calculé à partir de la chaîne la plus éloigné hydrauliquement qui est :

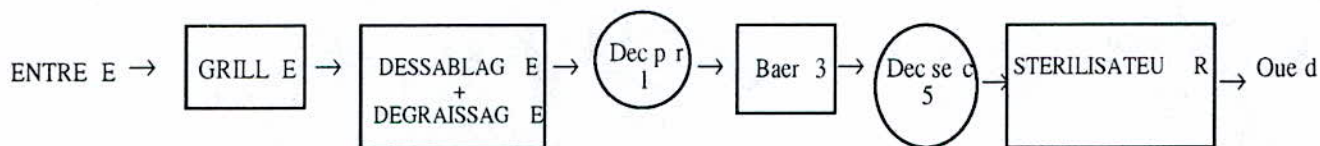


Figure 8-3 : La chaîne la plus éloigné hydrauliquement

- 5/ — La côte de fond est calculer à partir de la côte PHE on retranchant la hauteur de l'ouvrage.

$$\text{Cote du fond} = \text{PHE} - \text{hauteur total de l'ouvrage}$$

PHE est calculer à partir de l'équation de bernoulli :

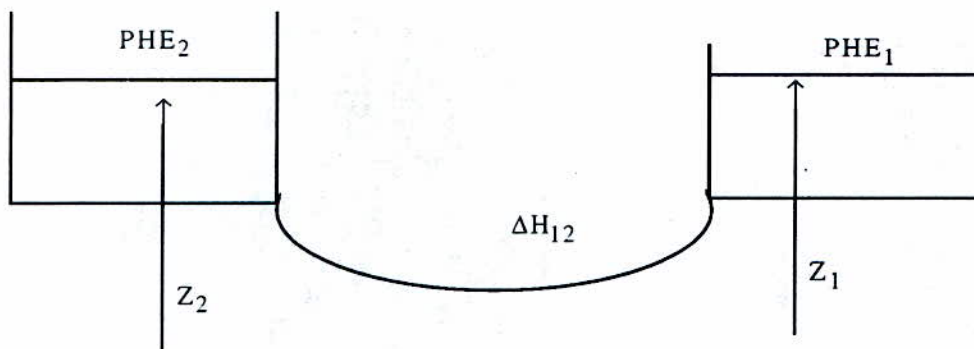
$$Z_1 + \frac{P_1}{\rho g} + \frac{V_1^2}{2g} + D^H = Z_2 + \frac{P_2}{\rho g} + \frac{V_2^2}{2g} +$$

On négligeant les vitesses d'écoulement dans les ouvrages, et puisque $P_1 = P_2 = P_{atm}$ on a :

$$Z_2 = Z_1 + \Delta H_{12}$$

où :

$$PHE_2 = PHE_1 + \Delta H_{12}$$



6/ — Les côtes du terrain naturel sont prises directement du schéma générale de la STEP.

7/ — Le procédé de calcul est resumé dans l'organigramme N°8-2.

III.3. — Les lames déversantes

Formule générale :

$$Q = \mu S \sqrt{2g \left[\frac{Vh^2}{2g} + h \right]^{2/3}}$$

avec :

Q = débit en m^3/s

μ = coefficient de débit

V_h = vitesse d'approche au niveau de la lame déversante

(V_h est négligeable si la zone à l'amont et la lame est tranquilisée)

h = la lame déversante

g = accélération de pesanteur ($9,81 \text{ m/s}^2$)

Remarque :

Dans le cas d'un déversoir rectangulaire sans contraction latérale

$$\mu \simeq 0,4 \quad \dots\dots(13)$$

$$S = h \times L_{\text{dev}}$$

On négligeant la vitesse d'approche :

$$Q = \mu \times L_{\text{dev}} \sqrt{2g} h^{2/3}$$

donc :

$$q = 0,4 \times \sqrt{2 \times 9,81} \times h^{2/3}$$

où :

$$q = \text{débit unitaire} = \frac{Q}{L_{\text{dev}}} \quad (\text{m}^3/\text{s}/\text{m})$$

Dans tout les calcul des déversoirs. Les hauteurs déversantes seront calculées à partir de la relation ci-dessus :

— d'un déversoir circulaire (décanteur primaire, clarificateur).

$$L_{dev} = \Pi D$$

— cas d'un déversoir rectangulaire

L_{dev} doit être fixé.

IV. 4 — Résultats de calcul

Niveau de référence côte plant d'eau à débit nul du stérilisateur = 5,5 m

1/ — Ouvrage amont stérilisateur

Ouvrage aval décanteur (goulotte de sortie)

1.1. — Stérilisateur :

Débit véhiculé 9296 m³/h = 2,58 m³/s

Longueur du déversoir rectangulaire 52m

Lame d'eau sur le déversoir du bassin 0,439

Cote PHE stérilisateur 5,939

1.2. — Liaison être stérilisateur et décanteur secondaire

$K = 2 \text{ mm}$, $\gamma = V \ 1,31 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$

les résultats de calcul des pertes de charge, linéaires et unitaires sont résumées dans le Tableau N°

Perte de charge total 0,824 m

Côte PHE stérilisateur 5,939 m

Côte PHE décanteur (sortie goulotte) ¹⁵² 6,763 m

2/ — Ouvrage amont décanteur secondaire
Ouvrage aval bassin d'aération

2.1. — Décanteur secondaire :

Débit véhiculé 1549 m³/h = 0,43 m³/s
Diamètre du déversoir D = 53 m
Lame d'eau sur le déversoir 0,013 m
côte PHE décanteur 6,776 m

2.2. — Liaison entre décanteur et bassin d'aération

$$K = 2 \text{ mm} \quad , \quad V = 1,31 \cdot 10^{-6} \text{ cm/s}$$

Les résultats de calcul des pertes de charges linéaires et unitaires sont résumées dans le Tableau N°8-2.

Perte de charge totale 0,627 m
Côte PHE décanteur 6,776 m
Côte PHE bassin d'aération (sortie goulotte) 7,403 m

3/ — Ouvrage amont Bassin d'aération
Ouvrage aval décanteur primaire

3.1. — Bassin d'aération :

Débit véhiculé 3099 m³/h = 0,86 m³/s
Longueur du déversoir 50,4 m
Lame d'eau sur le déversoir du bassin 0,045 m
Côte PHE bassin d'aération 7,448 m

3.2. — Liaison entre bassin d'aération et décanteur primaire

$$K = 2 \text{ mm} \quad \gamma = 1,31 \cdot 10^{-6} \text{ cm/s}$$

Les résultats de calcul des pertes de charges linéaires et unitaires sont résumées dans le Tableau N°8-2.

Perte de charge totale 1,315 m

Cote PHE bassin d'aération 7,448

cote PHE décanteur primaire (sortie goulotte) 8,763

4/ — Ouvrage amont décanteur primaire

Ouvrage déversoir d'orage (sortie)

4.1. — Décanteur primaire

Débit véhiculé 3099 m³/h = 0,86 m³/s

Diamètre du déversoir = 45 m

Lame d'eau sur le déversoir 0,023 m

Cote PHE décanteur primaire 8,786 m

4.2. — Liaison entre décanteur primaire et déversoir d'orage :

$$K = 2 \text{ mm} \quad \gamma = 1,31 \cdot 10^{-6} \text{ cm/s}$$

Les pertes de charges linéaires et singulières sont résumées dans le Tableau N°

perte de charge total	0,725 m
cote PHE décanteur primaire	8,786
cote PHE sortie de déversoir d'orage	9,511 m

5/ — Ouvrage amont espace de déversoir d'orage (entrée)

Ouvrage aval espace déssableur - dégraisseur (sortie)

5.1. — Déversoir d'orage (entrée)

Débit véhicule 6197 m³/h = 1,72 m³/s

Déversoir latérale

Lame d'eau déjà calculer = ham - hav = 0,29 m

Cote PHE entrée de déversoir d'orage 9,801 m

5.2. — Liaison entre déversoir d'orage et déssableur :

On néglige les pertes de charges dans le canal

Cote PHE déssableur (sortie) 9,801 m

Cote PHE déssableur 9,801 m

IV. — STATIONS DE RELEVAGE

IV.1. — Généralités

La station de relevage sert à relever un certain débit d'eaux usées du point le plus bas vers le points le plus haut. Elle comporte essentiellement trois éléments :

- une fosse de relevage
- un système de relevage
- une conduite de refoulement

IV.2. — Les différents systèmes de relevages :

Trois systèmes seront évoqués :

1/ — Aérojecteurs :

C'est un système qui utilise de l'air comprimé pour assurer le relevage des eaux.

2/ — Vis d'archimede

Le relèvement s'effectue par une vis d'archimède en tôle d'acier logée dans une carte maçonnée semi-cylindrique, inclinée à 30° par rapport à l'horizontale.

3/ — Les pompes :

Les pompes les plus utilisées pour relever les eaux usées sont les pompes centrifuges.

IV.3. — Les facteurs du choix d'une pompe

Les facteurs principaux qui interviennent dans le choix d'une pompe sont :

- Conception hydraulique
- Mode d'installation

IV.4. — Choix du système de relevage

L'aérojecteur nécessite la présence d'air comprimé ainsi que la mise en place d'un compresseur. La vis d'archimède est un système qui a pour avantage de relever toutes les matières véhiculées par les eaux sans qu'il y a de risque de colmatage, son inconvénient majeur est que la hauteur d'élévation est limitée. Les pompes permettent l'élévation des eaux à une hauteur assez importante.

IV.5. — Paramètres nécessaires pour le dimensionnement :

- Débit maximum à relever
- Volume utile de la bache de relèvement
- Hauteur manométrique total (HMT)
- Puissance de la pompe
- Courbe caractéristique et point de fonctionnement

V.1. — Volume de la bache de relèvement

Le volume utile de la bache ;

$$V_u = Q_{\max} / 4 f$$

avec :

V_u = volume utile de la bache (volume constitué entre les niveaux bas et haut d'enclenchement de la pompe) en m³

Q_{\max} = débit maximum à pomper en m³/h

f = nombre de démarrages ou d'enclenchement à l'heure [15]

Puissance (KW)	> 30	< 15	< 8	< 4
f	4	6	8	10

Tableau N° 8-3 : La variation de f en fonction de la puissance

V.2 — Puissance de la pompe

$$P = \text{HMT} \times 9,81 \times \frac{Q_{\max}}{\eta_{\text{pompe}}}$$

avec :

P = puissance absorbée en KW

Q_{\max} = débit maximum véhiculé en m³/s

η_{pompe} = rendement totale de la pompe (hydraulique et électrique)

V.3. — Intensité nominale de la pompe

$$I = \frac{P \times 1000}{U \sqrt{3} \cos \varphi}$$

P = puissance absorbée aux bornes en KW

U = tension en volt

$\cos \varphi$ = suivant l'installation la qualité de l'installation électrique (par défaut on prend 0,85).

V.4. — Cas d'une vis d'archimed

a) — Etude :

Les performances d'une vis d'archimed dépendent essentiellement des grandeurs :

D = diamètre extérieur de l'hélice [m]

d = diamètre intérieur du noyau [m]

N = vitesse de rotation de la vis [tr/mn]

n = nombre de filets de la vis

α = angle d'inclinaison [°]

p = pas de l'hélice [m]

h = hauteur de remplissage en pied de vis [m]

j = jeu fonctionnel entre l'auge et les spires de la vis [m] nous définirons de plus les rapports :

$$\sigma = \frac{P}{D} \quad \text{et} \quad \delta = \frac{d}{D}$$

δ et α dépend essentiellement de α :

• débit théorique et débit réel

Le débit théorique est donné par l'expression

$$Q_{th} = \mu N D^3 \quad \text{en m}^3/\text{s}$$

N en tr/mn

D en m

μ coefficient du débit (sans dimension)

Le débit réel est supérieure au déit théorique de 11 à 18 % ; la valeur de 15% est courament admise. [16]

$$Q_r = 1,15 \mu N D^3 \quad \text{en m}^3/\text{s}$$

Le coefficient μ dépend essentiellement de α , δ , σ , et n, il est donné par le constructeur.

* vitesse de rotation de la vis :

La vitesse de rotation optimale est donnée par ...[16]

$$N = 50 D^{-0,667} \quad \text{en tr/mn}$$

* Le diamètre D peut être calculé à partir de la formule empérique. [16]

$$D = \left[\frac{Q_r}{0,24} \right]^{3/7} \quad [\text{m}]$$

* la hauteur de remplissage

La hauteur de remplissage h peut être calculer facilement :

$$h = \frac{D + d}{2} \cos \alpha \quad [\text{m}]$$

* Lame d'eau déversante :

La hauteur ΔH de la lame dépend : n, σ , δ , α , N

Le jeu fonctionnel est donné par la relation ...[16]

$$j = 4,5 \cdot 10^{-3} D^{0,5} \quad \text{en mètre}$$

Le débit de fuite peut être évalué à ...[16]

$$Q_f = 2,5 \cdot j D^{1/5} \quad \text{en m}^3/\text{s}$$

REMARQUE :

Afin que les vis soient performantes, on se place dans les conditions d'efficacité optimale :

— l'angle d'inclinaison $\alpha = 30^\circ$

— vis à 3 spires (n = 3)

Dans ce cas[16]

	α	n	σ	δ	μ	$\frac{\Delta H}{D}$
Valeurs	30	3	1	0,5	$4,12 \cdot 10^{-3}$	0,32

Tableau N°8-4 : Les valeurs des paramètres d'une vis d'archimed dans les conditions d'efficacité optimale

V. L'EXTRACTION DES BOUES :

V.1. — L'extraction des boues des clarificateur :

L'extraction des boues des clarificateurs se fait par des pompes centrifuges, la hauteur géométrique est environ 5 m (cote 6,42 m), pour une estimation de pertes de charges de ,20 m dans les conduites :

$$HMT = 5,20 \text{ m}$$

Débit de recirculation unitaire est 3099 m³/h = 0,86 m³/s

nombre de pompes 4

Débit unitaire 0,215 m³/s

rendement d'une pompe = 0,72 (72 %)

puissance de la pompe 15,2 KW

Intensité nominale de la pompe (tension 320 volt) 32,3 A

V.2. — Diamètre des conduites reliant les clarificateurs à la station de relevage :

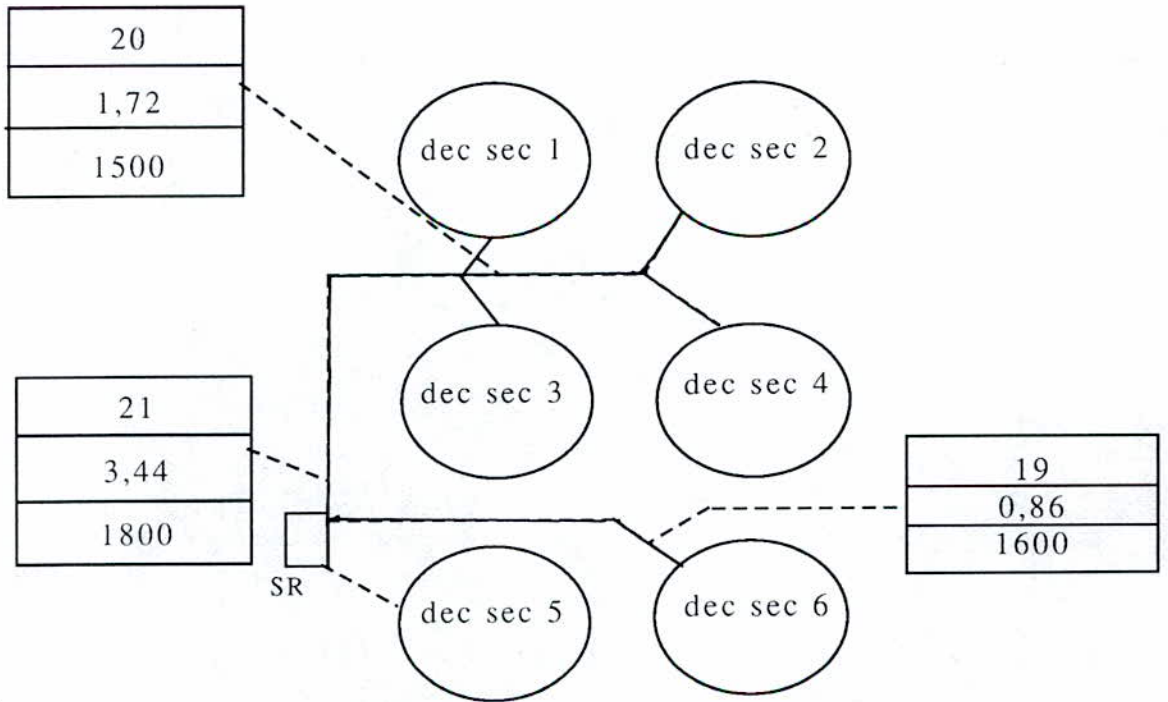


Fig. Schématisation du circuit des boues recyclés et en excès

* Débit unitaire «Q»	1,721 m ³ /s	1,721 m ³ /s
* Diamètre D [m] de la pompe $D = \left[\frac{Q}{0,24} \right]^{3/7}$	2,300	2,300
* Diamètre d [m]	1,15	1,15
* pas p [m]	2,300	2,300
* coefficient du débit μ	$4,12 \cdot 10^{-3}$	$4,12 \cdot 10^{-3}$
* Vitesse de rotation $N = Q/1,15 \mu D^3$ (tr/mi)	30	30
* l'angle d'incliaison α	30°	30°
* hauteur de remplissage $h = \frac{D + d}{2} \text{Cos } \alpha$	1,5	1,5
* hauteur de la lame déversante ΔH (m)	0,74	0,74
* cote du radier (m)	4,17	4,17
* diamètre de la conduite de refoulement (mm)	2000	2000

* vitesse d'écoulement	1,096	1,643
* longueur de liaison L (m)	70	70
* pertes de charges totales (m)	0,33	0,33

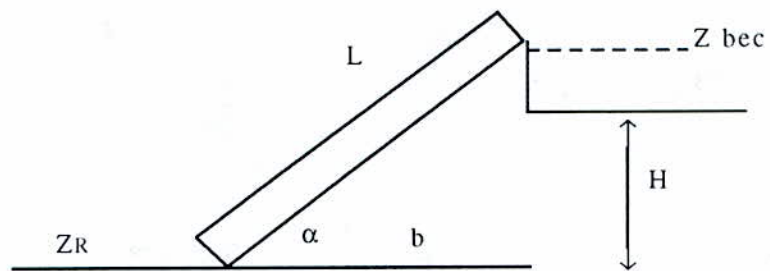
* si on fixe le bec de rejet 10 cm au dessus du plan d'eau du distributeur

$$H_{gio} = (Z_2 + 0,10) + \Delta H - Z_{a1}$$

$$H_{gio} = 3,11 \text{ m}$$

$$HMT = H_{gio} + \text{perte de charge} = 3,44 \text{ m}$$

* longueur active de la vis



$$Z_R : \text{cote du radier} = 4,17 \text{ m}$$

$$Z_{bc} = \text{cote du bec} = 8,04 \text{ m}$$

$$L = \frac{Z_{bec} - Z_R}{\sin \alpha} = 7,74 \text{ m}$$

$$b = L \times \cos \alpha = 6,7 \text{ m}$$

$$H = L \times \sin \alpha = 3,87 \text{ m}$$

* jeu fonctionnel j

$$j = 4,5 \times 10^{-3} D^{0,5} \text{ [m]}$$

$$j = 0,0068 \text{ m}$$

$$j = 6,8 \text{ mm}$$

* le débit de fuite

$$Q_f = 2,5 \cdot j \times D^{1/5} \text{ [m}^3\text{/s]}$$

$$Q_f = 0,02 \text{ m}^3\text{/s}$$

* rendement hydraulique de la vis :

$$n_{hy} = \frac{Q - Q_f}{Q}$$

$$n_{hy} = 0,988$$

$$n_{hy} = 99 \%$$

* le rendement de la pompe es estimé à 65 %

* la puissance de moteur est donc :

$$p = 90 \text{ KW}$$

* la tension est de 320 volt`

* intensité électrique nominale de la pompe

$$I = 191 \text{ A}$$

Remarque :

La description de l'appareil est représenté en annexe Figure 7.

V.4. — Dimensionnement de la station de relevage des boues en excès :

Le relevage des boues en excès se fait par des pompes centrifuges.
La hauteur géométrique.

$$H_g = PHE_{\text{distributeur}} - PHE_{\text{station}}$$

$$H_g = 9,1 - 5,67 = 3,43'$$

Débit véhiculé = 0,0324

nombre de pompe = 1
+ 1 de secours

Débit unitaire = 0,0324

Diamètre de la conduite de refoulement 200 mm

Vitesse de refoulement 1,03 m/s

Longueur de la liaison L = 200 m

Perte de charge total 1,421 m

HMT 4,85 m

Rendement de la pompe 0,72 (72 %)

Puissance de la pompe 2,14 KW

Intensité nominale de la pompe (V = 320 volt) 4,5 A°

VI. — TRANSPORT DES BOUES MÉLANGÉES :

Les boues mélangées sorties des décanteurs primaire arrivent aux épaisseur par l'intermédiaire des conduites de diamètre 150 mm, 225 mm et 275 mm, (rugosité $K = 1,5$ mm).

Les pertes de charge seront calculer à partir de l'organigramme N°8-2, les résultats de calcul sont :

- pertes de charge (décanteur primaire le plus éloigné - répartiteur) égale à 1,32 m
- pertes de charge du (répartiteur - épaisseur) est de 0,33 m

VI. 1. — Calcul des pompes de relevage des boues digérées :

* La hauteur du digesteur est fixé à 15 m au-dessus du niveau du sol (cote 9,00 m) donc :

$$\text{PHE (digesteur)} = 24,00 \text{ m}$$

* la hauteur géométrique est donc :

$$H_g = 24 - 6,78 = 17,22$$

* perte de charge total est :

$$\Delta H_t = 0,99 \text{ m}$$

* La conduite de refoulement est de diamètre = 80 mm ($K = 1,5$ mm)

* La hauteur manométrique total est :

$$\text{HMT} = 17,22 + 0,99 = 18,21 \text{ m}$$

- * Débit véhiculé et de : 25 m³/h
0,007 m³/s

- * nombre de pompes 2
+ 1 par sécurité

- * Débit unitaire 0,0035 m³/s
- * rendement d'une pompe 72 %
- * Puissance d'une pompe 0,87 KW
- * Intensité nominale 1,8 A

VI.2. — Calcul des pompes de relevage des eaux de boues et filtres de sable :

- * débit véhiculé 216 m³/h
0,055 m³/s

- * la hauteur géométrique
 $H_g = 9,30 - 6,04 = 3,24 \text{ m}$

- * Diamètre de refoulement est de : 250 mm (rugosité $K = 1,5 \text{ mm}$)

- * Les pertes de charges totales = 2,08 m

- * La hauteur manométrique
 $HMT = 5,32 \text{ m}$

- * nombre de pompe 2
+ 1 par sécurité

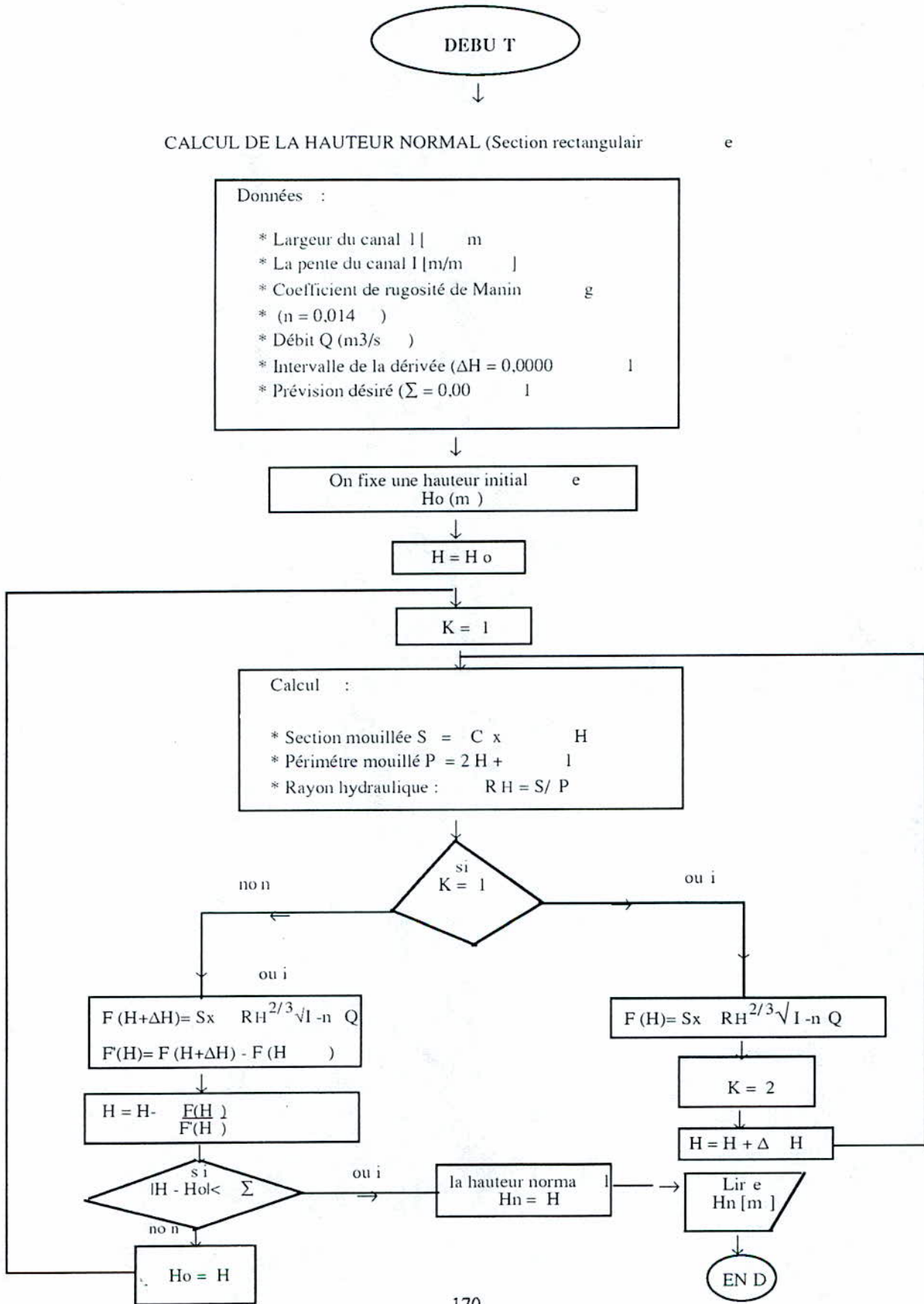
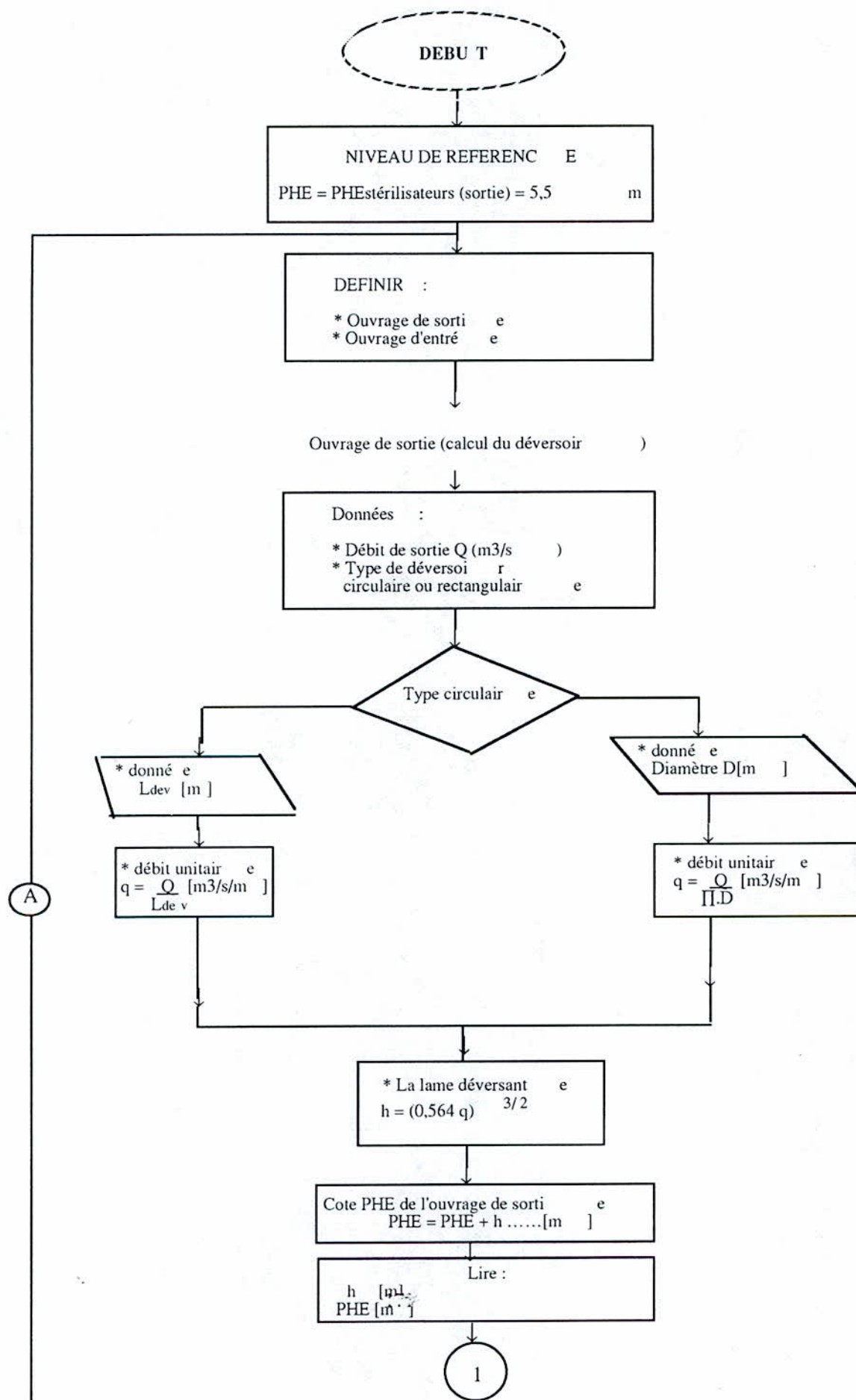
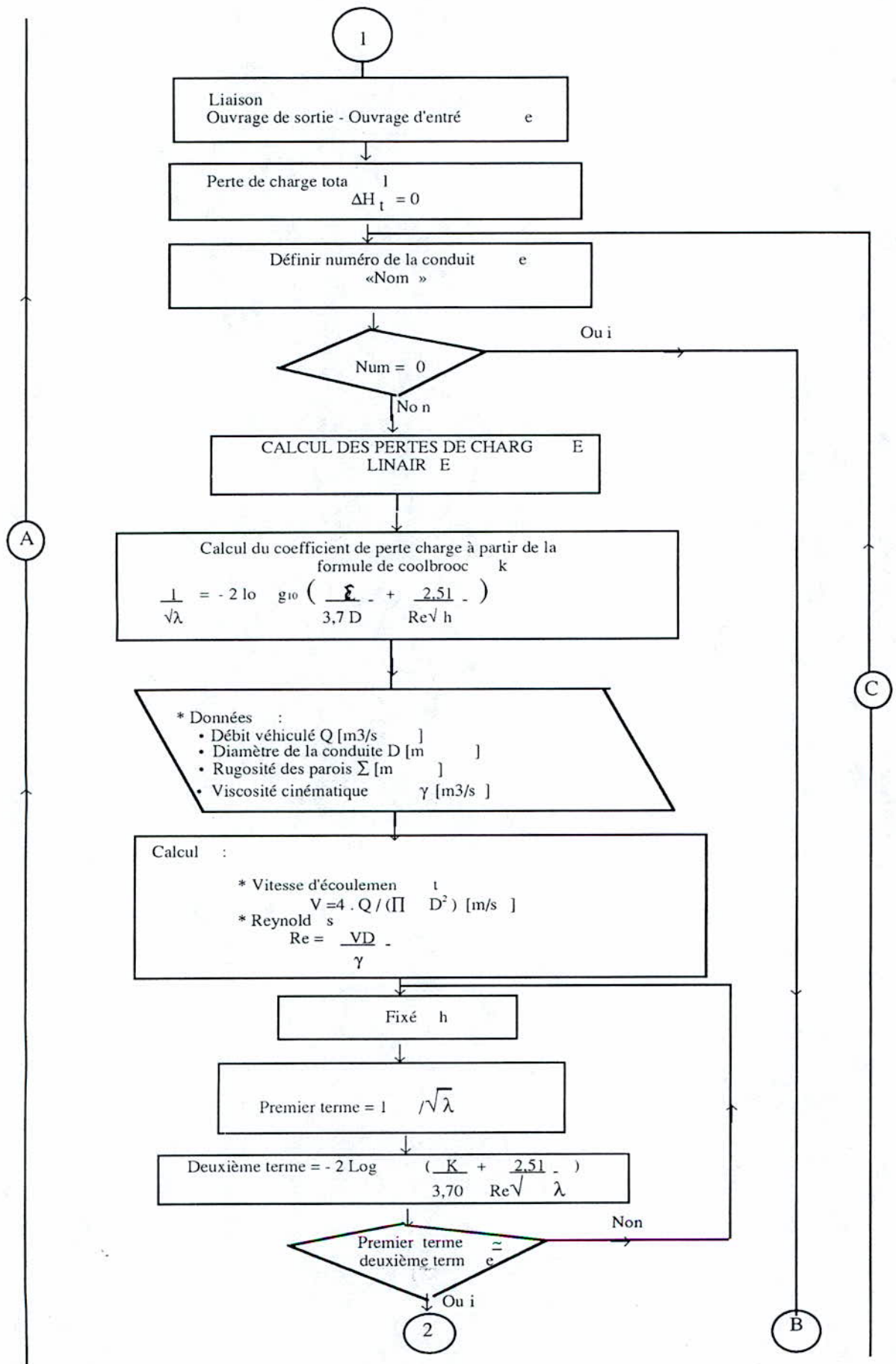
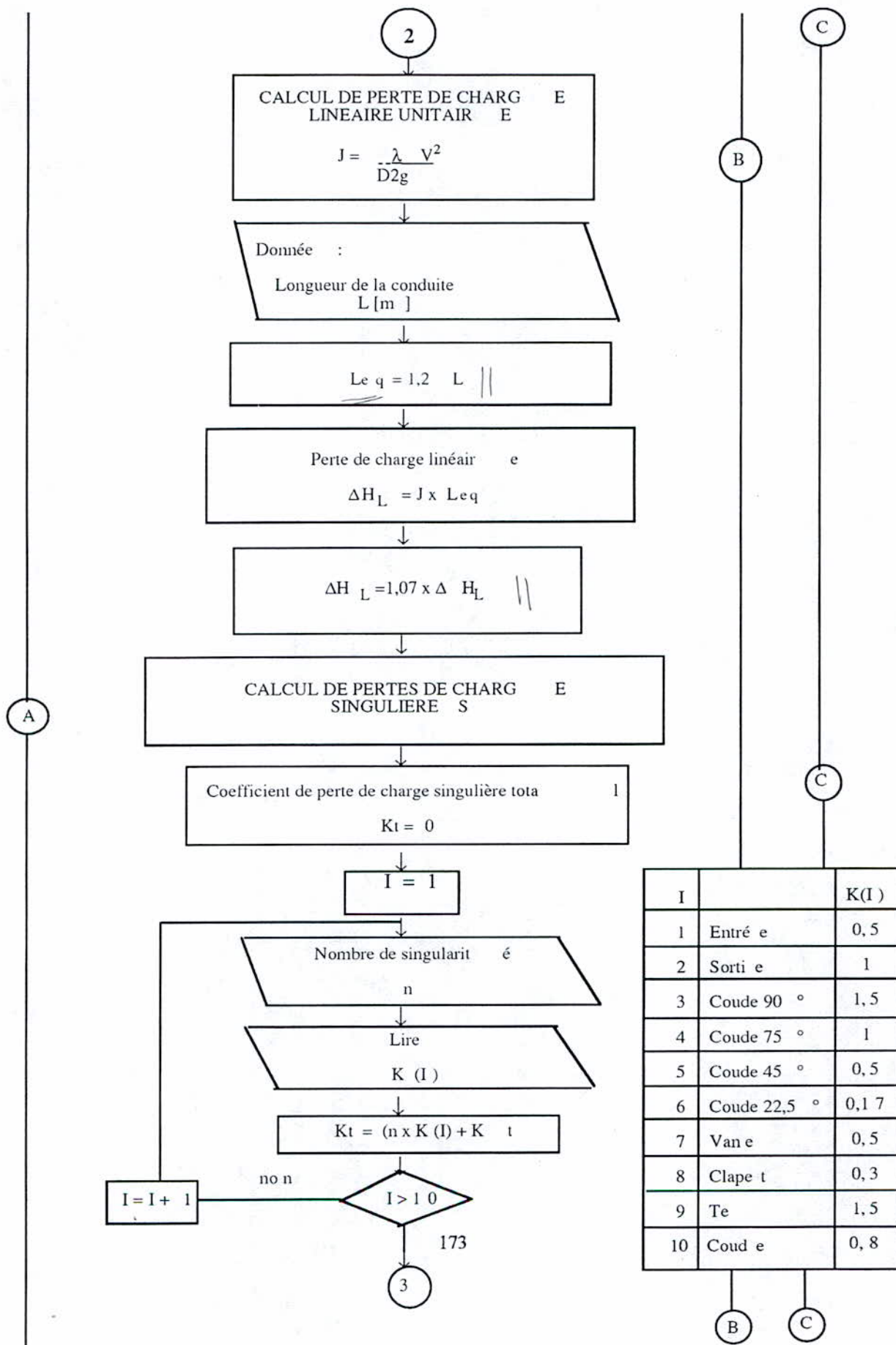


Figure N°8-1 : Organigramme de calcul de la hauteur norma (Hn) section rectangulair e







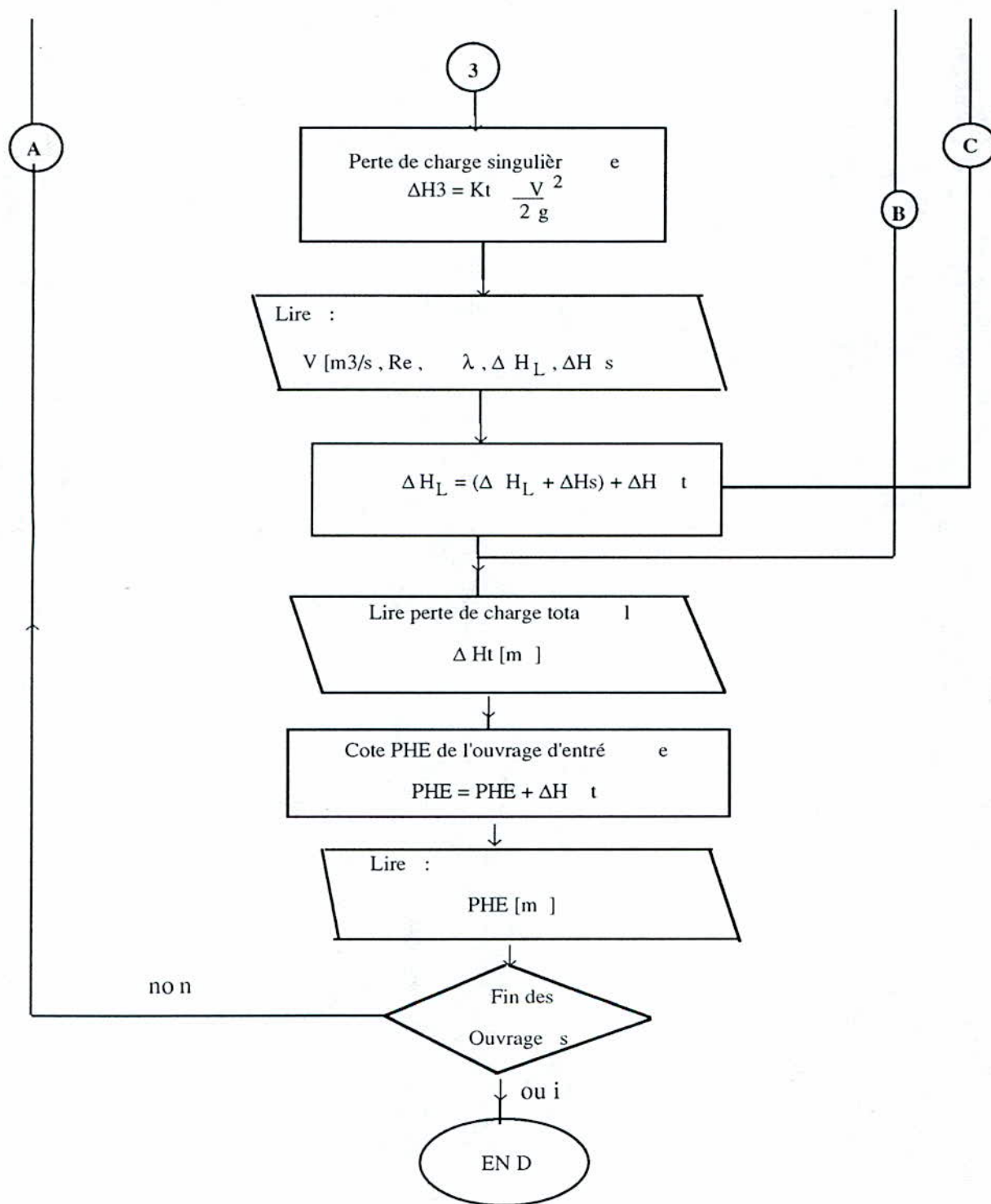


FIG 8-2: ORGANIGRAMME DE CALCUL DU PROFIL HYDRAULIQUE

TABLEAU N° 8-6 : RESULTAT DE CALCUL DES PERTES DE CHARGE

Type de liaison	Numéro de la conduite	Débit [m3/h]	Débit [m3/s]	Diamètre D(mm)	Vitesse V(m/s)	Reynolds Re	LAMBDA λ	J [m/m]	L[m]	Leq (m)	ΔH_{LT}	K_T	ΔH_3	ΔH
Stérilisateur Clarificateur	18	9296	2,58	1700	1,138	1476330	0,0206	8×10^{-4}	12,5		0,013	2,1	0,139	0,151
	17	6197		1500	0,974	1115389,5	0,0213	$6,87 \times 10^{-4}$	70		0,062	1,5	0,073	0,134
	16	3098		1000	1,096	836407	0,0236	$1,444 \times 10^{-3}$	85		0,158	1,5	0,092	0,249
	15	1549		700	1,118	597434	0,0260	$2,366 \times 10^{-3}$	20		0,061	3,6	0,229	0,290
	TOTAL													0,824
Clarificateur Bassin d'aération	14	1549		700	1,118	597434	0,0260	$2,366 \times 10^{-3}$	60		0,182	3,6	0,229	0,412
	13	3099		1000	1,096	836677	0,0236	$1,445 \times 10^{-3}$	30		0,056	2,6	0,159	0,215
Bassin d'aération	11	3099		1000	1,096	836677	0,0236	$1,445 \times 10^{-3}$	60		0,111	6,1	0,373	0,485
	10	9296		17000	1,138	1476330	0,0206	$7,993 \times 10^{-4}$	55		0,056	2	0,132	0,188
Décanteur Primaire	9	6197		1400	1,118	1195060	0,0216	$9,833 \times 10^{-4}$	35		0,044	1,5	0,096	0,140
	7	3099		1000	1,096	836677	0,0236	$1,445 \times 10^{-3}$	135		0,250	4,1	0,251	0,502
Décanteur Primaire	6	3099		1000	1,096	836677	0,0236	$1,445 \times 10^{-3}$	35		0,065	4,1	0,251	0,316
	3	9296		1700	1,138	1476330	0,0206	$7,993 \times 10^{-4}$	75		0,077	3	0,198	0,275
Déversoir d'orage	1	6197		1400	0,974	1115389	0,0213	$6,868 \times 10^{-4}$	15		0,013	2,5	0,121	0,134

CHAP- 9 -

ETUDE ECONOMIQUE.

I - INTRODUCTION

- L'étude économique de n'importe quel projet est la partie la plus importante, qui nous détermine la variante la plus économique ; Cette variante doit répondre non seulement aux exigences économiques mais aussi aux exigences techniques. De ce fait on pourra dire que cette variante est technico - économique.

II - Evaluation du coût de l'installation :

II-1. Récapitulation de calcul des surfaces :

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau n° : 9 - 1

Type d'ouvrage	Nombre	Surfaces horizontales	Surfaces des fonds	Surfaces latérales
- Grilles.	3	31	4	70
- Déssableurs dégraisseur.	6	555	450	663
- Décanteur primaire.	3	5205	10044	848
- Bassin d'aération.	3	10236	10236	2976
- Décanteur secondaire.	6	14256	285421	3497
- Stérilisateur.	1	800	800	300
- Dégestteurs.	3	1357	2763	1131
- Lit de séchage.	3	255	1695	2545
- Répartiteur des eaux recyclées des eaux usées.	54	12960	12960	1642
- Gazomètre	1	240	240	90
	1	531	531	122
Total	84	46426	68265	13884
			82149	

Tableau N° 9 - 1 recapitulation de calcul des surfaces

II-2- Coût total du génie civil :

Le coût total du génie civil est fonction des coûts de terrassement et du béton armé :

$$C_{TGC} = C_T + C_{BA} + C_R + C_{EX} .$$

Avec :

C_T : Coût total du terrassement .

C_{BA} : Coût total de béton armé.

C_R : Coût total de remblayage.

C_{EX} : Coût total d'excavation.

II - 2-1. Coût total d'excavation de la couche végétale :

L'épaisseur de la couche végétale prise égale à 30 cm ($H = 0,3$ m).

Le coût de l'excavation sera :

$$C_{EX} = P_u \times V_i .$$

Avec :

V_i : Volume de la couche végétale à excaver (m^3).

$$V_i = H \times S_h$$

Ou S_h : Surface horizontal des ouvrages (m^2).

P_u : Prix unitaire (80 DA / m^3).

Donc $C_{EX} = 1.108.704$ DA.

II-2-2. Coût total du béton armé :

L'épaisseur des radiers ainsi que les murs sont prise égale à 0,30 m ($e = 0,3$ m).

Le coût du béton armé sera :

$$C_{BA} = e \times P_u \times S_{BA} .$$

S_{BA} : Surface de latéral du béton armé (m^3).

e : L'épaisseur (m).

P_u : Prix unitaire (8000 DA / m^2).

Donc $C_{AB} = 197.332.800$ DA.

II-2-3. Coût du terrassement :

Le coût du terrassement est :

$$C_T = P_u \times V_T$$

Avec :

P_u : Prix unitaire (140 DA / m^3).

V_T : Volume terrassée (m^3).

$$V_T = H \times S_H .$$

où :

S_H : Surface horizontale (m^3).

H = Hauteur moyenne de terrassement (1,50 m).

Donc :

$$C_T = 9.701.160$$
 DA.

II-2-4. Coût du remblai :

$$C_R = P_U \times V_R$$

P_U : Prix unitaire (200 DA / m³).

V_R : Volume de remblai.

$$V_R = C_f \times V_T .$$

Avec :

C_f : Coefficient de foisonnement prix égal à 1,2 .

Donc :

$$C_R = 16.630.560 \text{ DA.}$$

Le coût total du génie civil sera donc :

$$C_{TGC} = 224.773.224 \text{ DA.}$$

III - Coût total des VRD :

Le coût total de VRD est estimé, approximativement à 25 % du coût total du génie civil .

$$C_{VRD} = (25/100) \times C_{TGS} .$$

$$C_{VRD} = 56.193.306 \text{ DA.}$$

IV- Coût des équipements électroniques :

Le coût des équipements électroniques est estimé à 2/3 du coût de réalisation.

$$C_{EEM} = 2/3 (C_{TGC} + C_{VRD}).$$

$$C_{EEM} = 187.311.020 \text{ DA.}$$

V - Coût total de l'investissement :

$$C_{TI} = C_{VRD} + C_{EEM} + C_{TGC} .$$

$$C_{TI} = 468.277.550 \text{ DA.}$$

VI- Coût d'exploitation ou de fonctionnement :

VI-1. Les coûts d'exploitations courantes :

a) Coût de l'énergie électrique :

Sachant qu'il faut 2 KWh pour épurer 1 m³ d'eau usé, l'énergie total consommée en une année est :

$$C_{TE} = P_U \times E_C$$

P_U : Prix unitaire (1,4 DA / Kwh).

E_C : Energie total consommée.

d'où

$$C_{TEE} = 137.970.000 \text{ DA / an.}$$

b) Coût des réactifs chimiques .

Coût annuel du Cl_2 est :

$$C_{\text{reac}} = V_{\text{Cl}_2} \times 365 \times P_U .$$

Avec :

V_{Cl_2} : Volume de Cl_2 nécessaire par jour.

P_U : Prix unitaire (12412 DA / t = 12.412 DA / Kg).

$$C_{\text{Reac}} = 4.122.646 \text{ DA.}$$

c) Coût de renouvellement du matériel électromécanique :

Le coût est estimé à 5 % de l'investissement total :

$$C_{\text{AM}} = 0,05 C_{\text{IT}} .$$

$$C_{\text{AM}} = 23.413.878 \text{ DA / an.}$$

d) Coût de charges financiers :

Sont estimé à 5 % du coût total d'investissement C_{IT} .

$$F_F = 23.413.878 \text{ DA / an.}$$

VII- Coût d'exploitation de la station d'épuration :

$$C_{\text{TE}} = C_{\text{Reac}} + F_F + C_{\text{TEE}} + C_{\text{RM}} .$$

$$C_{\text{TE}} = 188.902.402 \text{ DA / an.}$$

VIII- Coût total de la station d'épuration :

Le coût total de la station d'épuration s'exprime par la formule suivante :

$$C_{\text{Total}} = (C_{\text{IT}} / T_A) + C_{\text{TE}} .$$

Avec :

C_{Total} : Coût total de la station .

C_{IT} : Coût total de l'investissement .

T_A : Durée d'amortissement (30 ans).

C_{TE} : Coût total d'exploitation.

D'où :

$$C_{\text{Total}} = 204.529.654 \text{ DA / an.}$$

Donc :

$$C_{\text{Total}} = 205.000.000 \text{ DA / an .}$$

Remarque :

Le coût total de la station est calculé pour la phase 2, on peut déduire directement le coût de la phase 1.

	Phase 1	Extension à la phase 2
Coût DA / an	137.000.000	68.000.000
Par m ³ d'eau	4,17	4,17

Tableau N° 9 - 2 récapitulatif du coût de la station.

C O N C L U S I O N

Notre participation à la conception de la station d'épuration de BENI-MESSOUS, fait partie de l'ancien schéma général d'assainissement du Grand Alger, (Elaborée 1976) ainsi que l'étude d'environnement d'Alger — Projet de collecte des eaux usées en cours de finalisation l'objectif fixé vise la préservation optimale des milieux par temps sec et par temps de pluie.

A l'horizon 2015, l'objectif national global est d'aboutir au raccordement sur chaque station d'épuration de 80 % des pollution produites par les agglomérations et à une élimination par ces stations de 70 % de pollutions produites.

Ceci dit, la mise en place d'un système complet d'assainissement de qualité permettra :

- La préservation de l'hygiène des populations
- La protection des milieux récepteurs
- La maîtrise de transfert de pollution
- L'économie de l'eau dans le cadre de réutilisation des eaux épurées à des fins industrielles et agricoles ainsi l'enrichissement de la nappe souterraine par infiltration.

BIBLIOGRAPHIE

- BECHAC : Traitement des eaux usées..... 9
- BOURIE (R) Les réseaux d'assainissement..... 13
 - Calcul application perspectives
- CARLIER (M) : Hydraulique générale (Eyrolles 1980)..... 12
- CHERRARED (M) : Analyse des méthodes existantes d'estimation 14
 - des flux rejetés par les réseaux unitaire (No-
 - vembre 1987)
- COSTE (C) : L'assainissement au milieu urbain ou rural T2. 8
 - L'épuration et les traitement (MOUITEUR
 - 1987)
- DEGREMONT : Memento technique de l'eau (8ème édition) 1
 - (LAVOISIER 1978).
- DEGREMONT : Memento technique de l'eau T1, T2 (9ème 2
 - édition). (LAVOISIER 1989)
- DELANNOY (Genevière) Impact d'un système d'assainissement sur le 17
 - milieu récepteur.
 - Proposition de critères d'évaluation.
 - (Décembre 1987).
- DUPONT : Hydraulique urbaine T1 11
- ECKENFELDER (WW) Gestion des eaux usées urbaines et 3
 - industrielles. (LAVOISIER 1982).
- EDLINE (F) : L'épuration phisico-chimique des eaux, «2ème 7
 - édition» (LEBEDOC 1992).

- GAID (A) : Epuración biológica des eaux usées. T1, T2 [5]
(O.P.U. 84).
- GOMELLA et GUERREE: Les eaux usées dans les agglomérations T2 [10]
(EYROLLES 1978).
- MOREL (M) : Exercices de mécanique des fluide T2 [16]
(EYROLLES 1994).
- RODIER (J) L'analyse de l'eau — eau naturelles, eaux [6]
résiduaaires, eau de mer (1978).
- SADOWSKI (ANTOINE) Station de traitement des eaux usées urbaines [15]
C-I-R-S-E-E- — A.T.R. (01-06-1994).
- THOMOZEAU : Station d'épuration eaux potables, eaux usées [4]
«édition technique et documentation» (1981).
- VALIRON (F) Gestion des eaux — alimentation en eau [18]
assainissement — «2ème édition» (1989).

REVUES

- (1) — L'assainissement de demain — Hydraulique des eaux pluviales et usées
(VIIIème journées de l'hydraulique, Nante, 14, 15 et 16 Sept. 82).
- (2) — LA STATION D'ÉPURATION D'ACHÈRES (1983)
- (3) — T.S.M. Technique, Science, Méthode de 91 à 95.

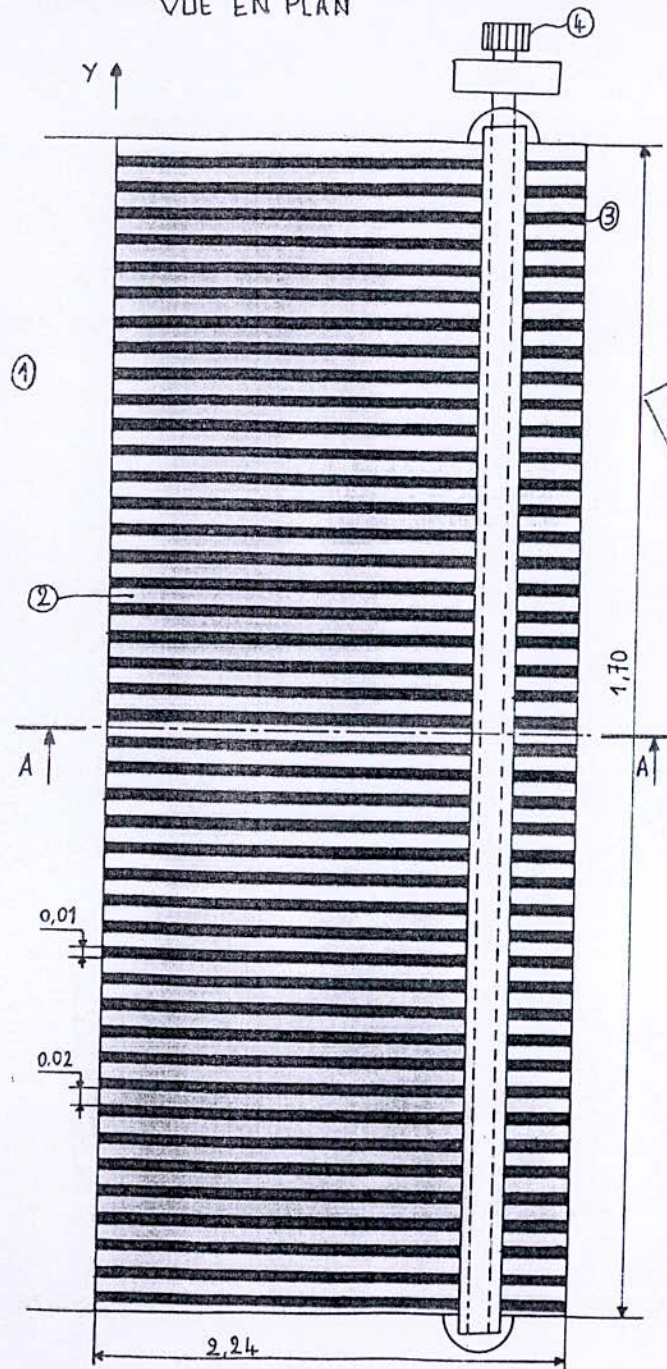
ANNEXES.

CARACTERISTIQUES DE L'INSTALLATION

	UNITE	PHASE 1	PHASE 2
CAPACITE DE LA STATION			
* Débit nominal par temps SCC	m3/j	90.000	135.000
* Débit de pointe par temps sec	m3/h	3750	5625
* Débit de temps de pluie	m3/h	5955	8853
— décanteur primaire	m3/h	6253	9296
— Epuration biologique	m3/h	6253	9296
* Débit maximum admissible sur le prétraitement	m3/h	12715	17800
PRETRAITEMENT			
* DÉGRILLAGE MOYEN			
— Nombre de grilles		2	3
— Largeur Unitaire	m	1,7	1,7
— Ecartement des bareaux	m	0.02	0.02
* DESSABLAGE - DÉGRAISSAGE (Type aéré rectangulaire)			
— Nombre de bassins	m	4	6
— Largeur unitaire	m	2,5	2,5
— Longueur unitaire	m	30	30
DECANTATION PRIMAIRE			
— Nombre de décanteurs		2	3
— Diamètre	m	45	45
— Surface totales	m2	3181	4771
— Capacité totales	m3	6362	9543
EPURATION BIOLOGIQUE OUVRAGES A MOYENS CHARGE			
* BASSIN D'AÉRATION			
— Nombre		2	3
par bassin			
— Longueur	m	67.7	67.7
— Largeur	m	50.4	50.4
— Hauteur	m	4.2	4.2
— Capacité totale	m3	6824	42992
* AERATEUR			
— Mode d'aération		aérateur de surface	aérateur de surface
— Nombre d'aérateur		12	18
— Puissance unitaire	KW/h	100	100

	UNITE	PHASE 1	PHASE 2
DECANTATION SECONDAIRE			
— Nombre de décanteurs secondaires		4	6
— Diamètre	m	53	53
— Surface totale	m ²	8825	13237
— Capacité totale	m ³	30887	46330
Retour des boues activées			
— Type de pompes		VIS D'ARCHIMED	VIS D'ARCHIMED
— Nombre de pompes		2	3
— Débit unitaire	m ³ /s	1,72	1,72
STERILISATION			
Nombre de bassin			
— Largeur	m	1	1
— Longueur	m	20	20
— Capacité totale	m ³	40	40
— Nature du désinfectant		2400	2400
— La dose globale	Kg/j	CL ₂ 630	CL ₂ 910
EPAISSISSEMENT DES BOUES			
Nombres de décanteurs			
— Diamètre	m	2	3
— Surface totale	m ²	24	24
— Volume totale	m ³	905	1357
		4525	6785
DIGESTION			
Digesteur chauffée			
— Nombre		2	3
— Diamètre	m	18	18
— Surface totale	m ²	509	763
— Capacité totale	m ³	7635	11445
DISED RATATION (VARIANTE B)			
— Type			
— Nombre		Lit de séchage	Lit de séchage
— Largeur	m	36	54
— Longueur	m	8	8
— Hauteur utile	m	20	20
— Capacité totale	m ³	0,4	0,4
		2304	3456

VUE EN PLAN

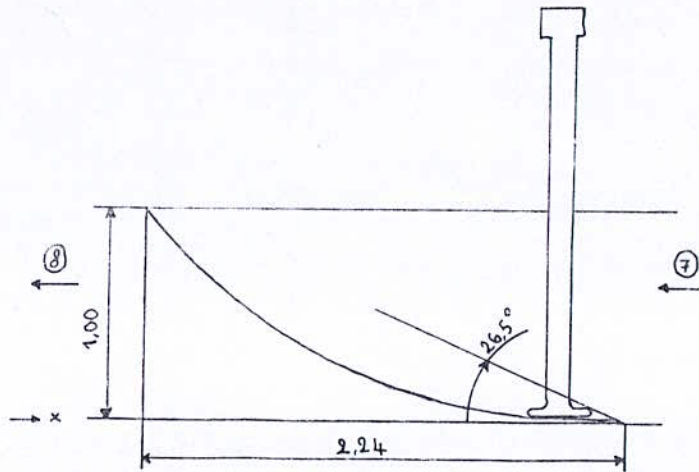


المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
 المكتبة — BIBLIOTHEQUE
 Ecole Nationale Polytechnique

LEGENDE :

- ① CANAL DE LA GRILLE
- ② GRILLE COURBE
- ③ BARREAUX
- ④ MOTEUR TOURNANT
- ⑤ BRAS
- ⑥ PEIGNE DE NETTOYAGE
- ⑦ ENTREE DE L'EAU BRUTE
- ⑧ SORTIE DES EAUX DEGRILLEES

A-A

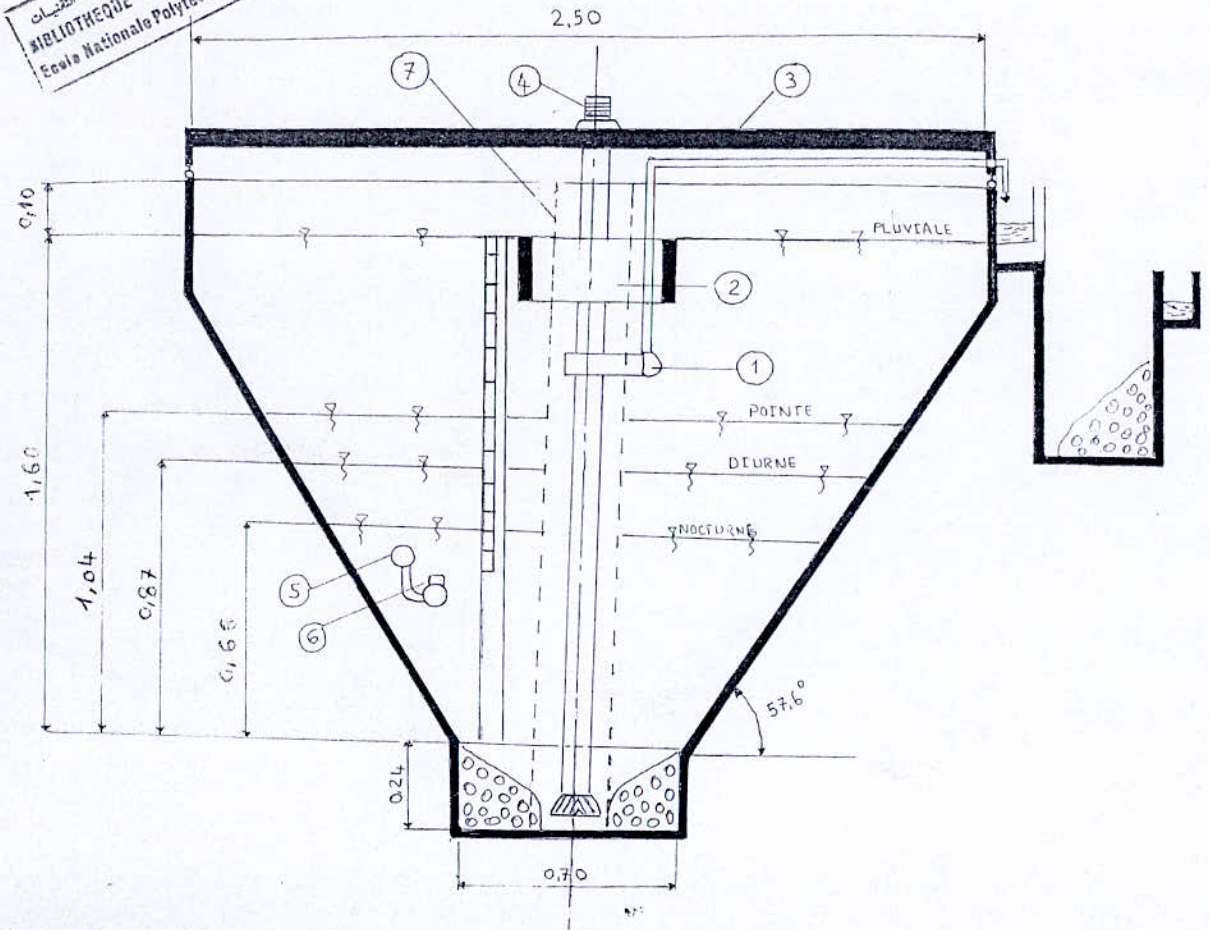


المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
 المكتبة — BIBLIOTHEQUE
 Ecole Nationale Polytechnique

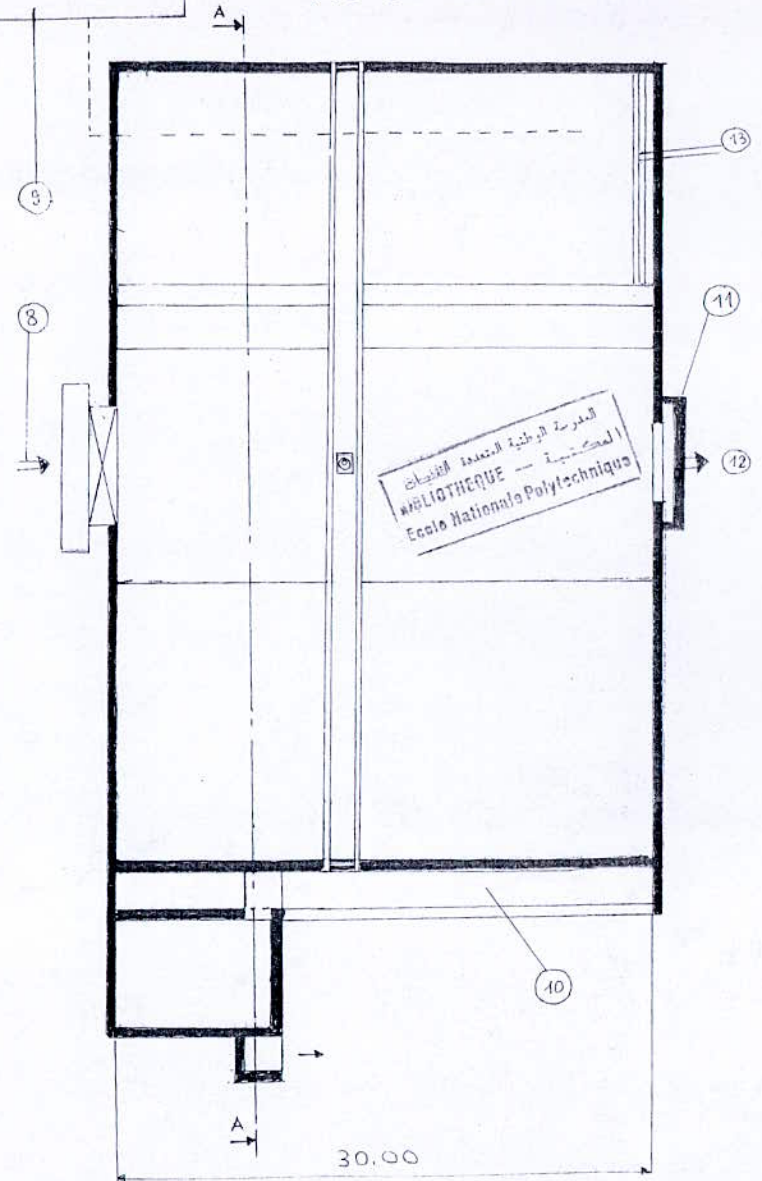
PLAN N°2	Ech _v : 4/100	Ech _x : 4/100	Ech _y : 13/10
GRILLE COURBE			

المدرسة الوطنية المتعددة التخصصات
المطبخية — المكتبة
BIBLIOTHEQUE —
Ecole Nationale Polytechnique

COUPE A-A



VUE EN PLAN

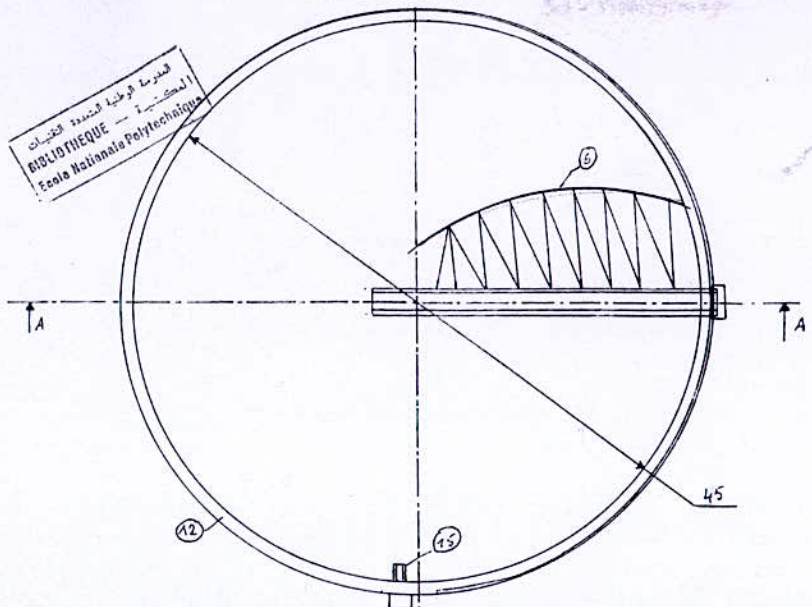


- ① POMPE SUCEUSE
- ② ENTREE D'EAU
- ③ PONT ROULANT
- ④ MOTEUR D'ENTRENEMENT
- ⑤ CONDUITE D'AIR SURPRISE
- ⑥ DISQUE POREUX
- ⑦ DEVERSOIR
- ⑧ ARRIVE DE L'EFFLUENT
- ⑨ LOCAL DES SURPRESSEURS
- ⑩ GOULOTTE DE RECUPERATION DU SABLE
- ⑪ GOULOTTE DE RECUPERATION DU GRAISSE
- ⑫ SORTIE DES EAUX
- ⑬ SORTIE DES GRAISSES

PLAN N° 3 Ech_H : 1/300 Ech_V : 2/50

DEGRESSEUR - DESSABLEUR

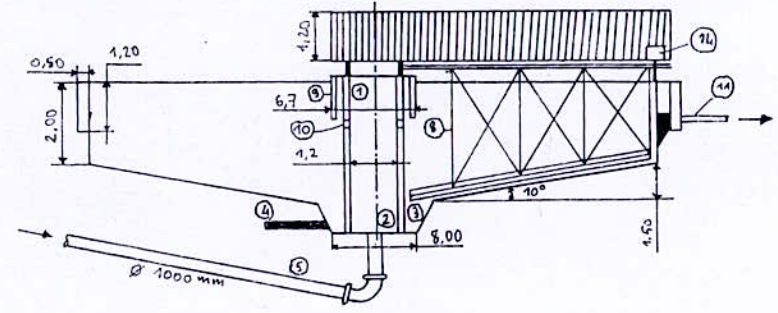
VUE EN PLAN



المكتبة الوطنية للتكنولوجيا
BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

المكتبة الوطنية للتكنولوجيا
BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

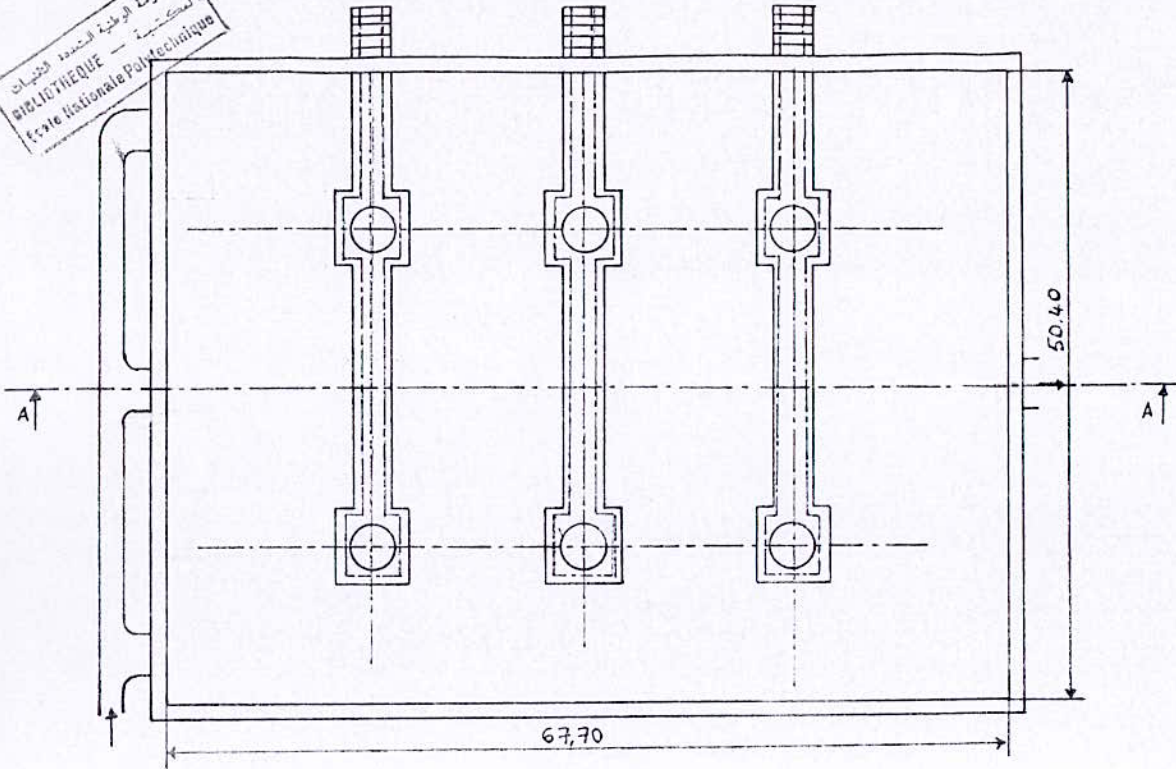
COUPE A-A



- LEGENDE :**
- ① PAROI SIPHOIDE CLIFORD
 - ② ENTREE DE L'EAU BRUTE
 - ③ PUISARD A BOUES
 - ④ CONDUITE D'EVACUATION DES BOUES
 - ⑤ CONDUITE D'ENTREE D'EAU BRUTE
 - ⑥ RACLETTES MENTEE EN JALOUSIEE
 - ⑦ PONT RACLEUR A ENTRAINEMENT PERIPHERIQUE.
 - ⑧ CHARPPENTE DE SOUTIEN
 - ⑨ HERSE DE TRANQUILLISATION
 - ⑩ FENTE DE SORTIE VERS LA ZONE DE DECANTATION.
 - ⑪ SORTIE DES EAUX DECANTEES
 - ⑫ COULOTTE DE RECUPERATION DES EAUX DECANTEES.
 - ⑬ GROUPE D'ENTRAINEMENT DU PONT.
 - ⑭ ROUES.
 - ⑮ RECUPERATION DES FLOTTANTS.

PLAN N°: 4	Ech _H : 3/1000 ; Ech _V : 1/100
DECANTEUR PRIMAIRE	

VUE EN PLAN

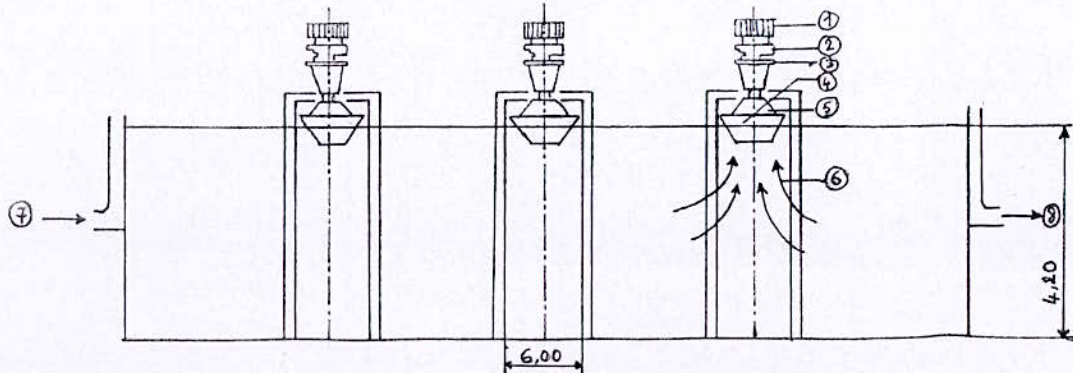


LEGENDE :

- ① MOTEUR
- ② REDUCTEUR
- ③ ENTREE D'AIR
- ④ TURBINE
- ⑤ SORTIE D'EAU
- ⑥ ARRIVEE D'EAU
- ⑦ ENTREE DES EAUX DECANTEES
- ⑧ SORTIE DE LA LIQUEUR

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

COUPE A-A

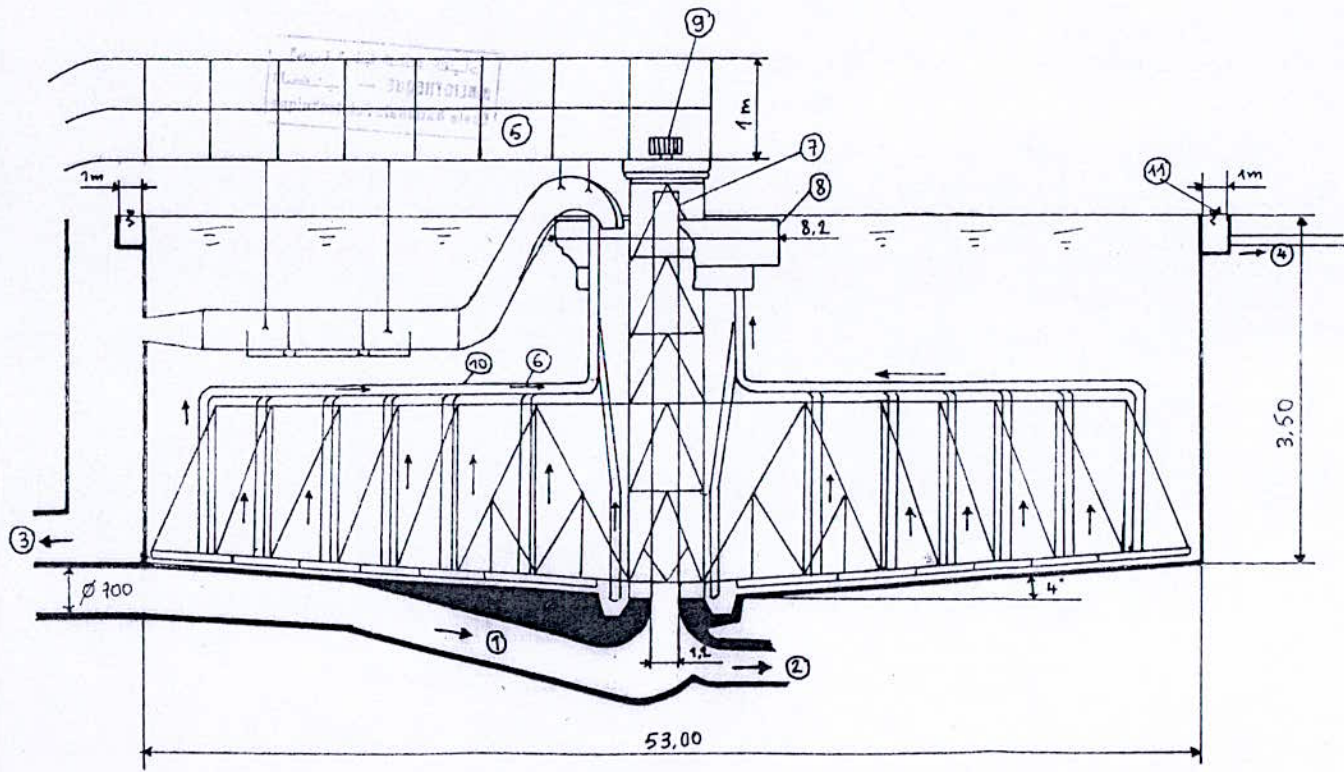


PLANN°5 ECH : Ech_v : 1/100 ; Ech_H : 1/400

BASSIN D'AERATION

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE —
Ecole Nationale Polytechnique

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE —
Ecole Nationale Polytechnique



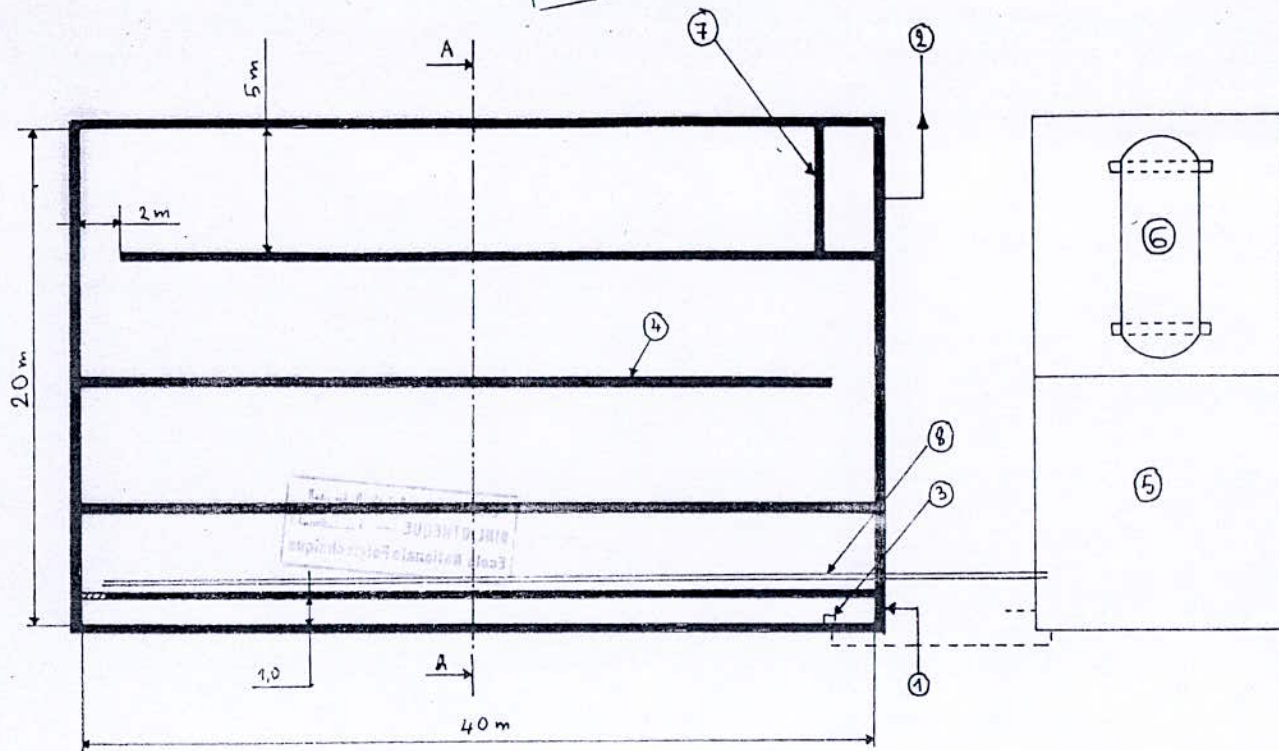
LEGENDE :

- ① ENTREE DES EAUX AERÉES.
- ② EAUX VERS LE DEUXIEME DECANTEUR.
- ③ SORTIE DES BOUES RECYCLEES ET EN EXCES.
- ④ EAUX DECANTEES VERS LE BASSIN DE DESINFECTION.
- ⑤ PONT RACLEUR.
- ⑥ VERS LA POMPE D'EXTRACT°
- ⑦ BUSE.
- ⑧ JUPE.
- ⑨ GROUPE MOTO-REDUCTEUR D'ENTRAÎNEMENT CENTRAL.
- ⑩ TUBE DE SUCCION.
- ⑪ DEVERSOIR.

PLAN N°6	Ech _v : 1/100	Ech _H : 4/1000
CLARIFICATEUR		

VUE DE PLAN

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

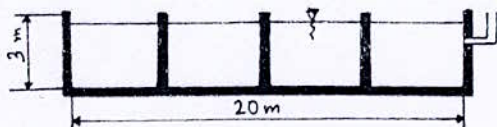


LEGENDE

- ① ENTREE D'EAU DECANTEE
- ② SORTIE D'EAU DESINFECTEE
- ③ CONTACTEUR DE NIVEAU
- ④ CHICANE
- ⑤ SALE DE COMANDE DE LA DESINFECTION ET DE MESURE D'EAU TRAITEE
- ⑥ CITERNE DE Cl_2
- ⑦ DEVERSOIR
- ⑧ INTRODUCTION DE Cl_2

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

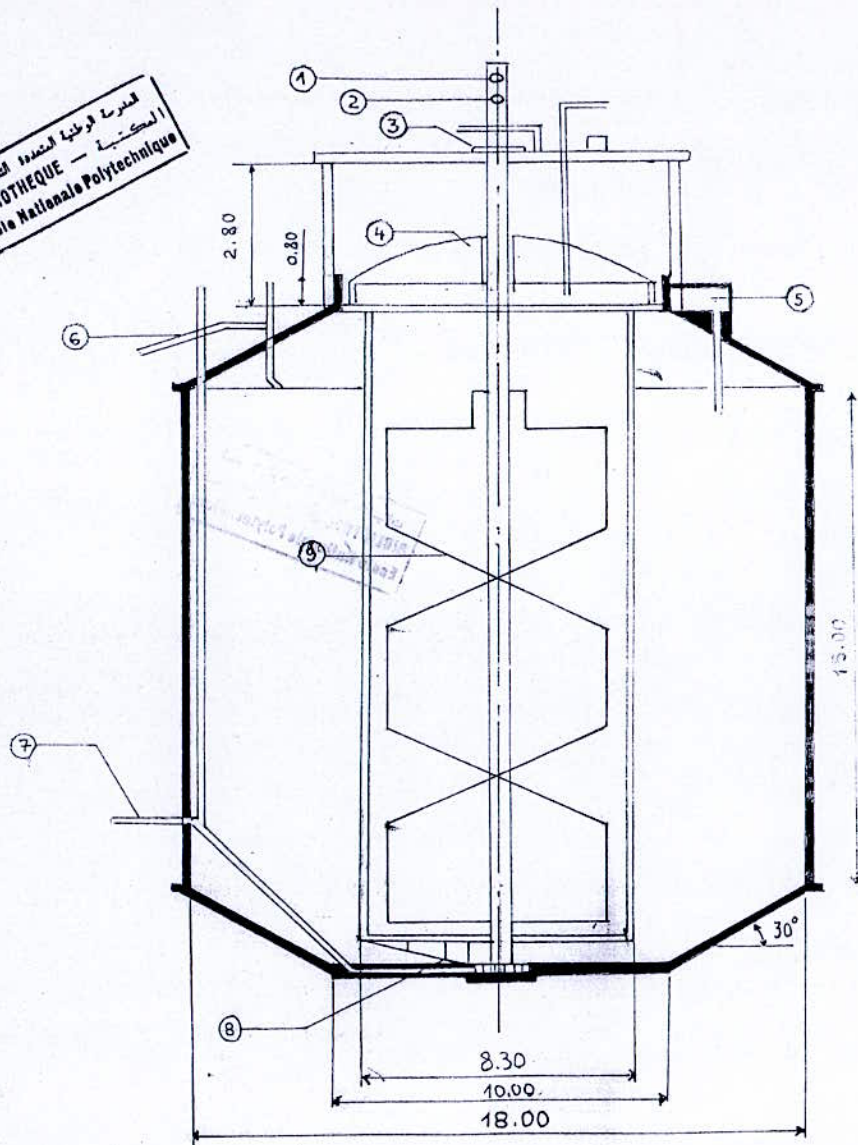
COUPE A-A



PLAN N° 7 Ech_v: 1/200 Ech_H: 1/250

BASSIN DE DESINFECTION

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE —
Ecole Nationale Polytechnique

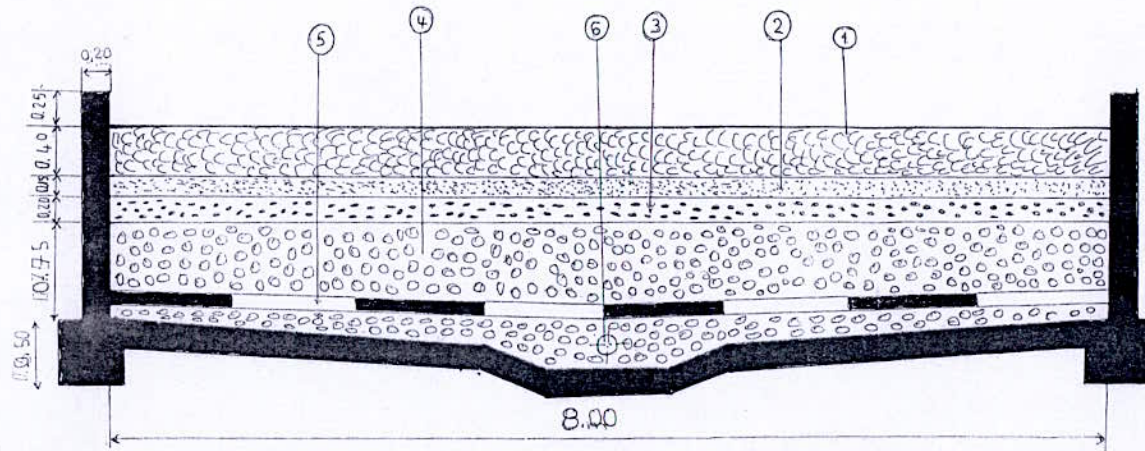


LEGENDE :-

- ① ENTREE } EAU CHAUDE
- ② SORTIE } EAU CHAUDE
- ③ DISPOSITIF DE COMMANDE
- ④ CLOCHE A GAZ
- ⑤ TROP PLEIN
- ⑥ ARRIVEE DES BOUES FRAICHES
- ⑦ EVACUATION DES BOUES DIGEREES
- ⑧ BRAS RACLAGE
- ⑨ TOURNIQUET DE BRASSAGE
AVEC SERPENTINS ROTATIFS

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE —
Ecole Nationale Polytechnique

PLAN N° 9	Ech 2/300
DIGESTEUR	



LEGENDE

- ① BOUES
- ② SABLE FIN
- ③ SABLE MOYEN
- ④ GROS GRAVIER
- ⑤ DRAIN
- ⑥ CONDUITE D'EVACUATION DES EAUX DE DRAINAGE

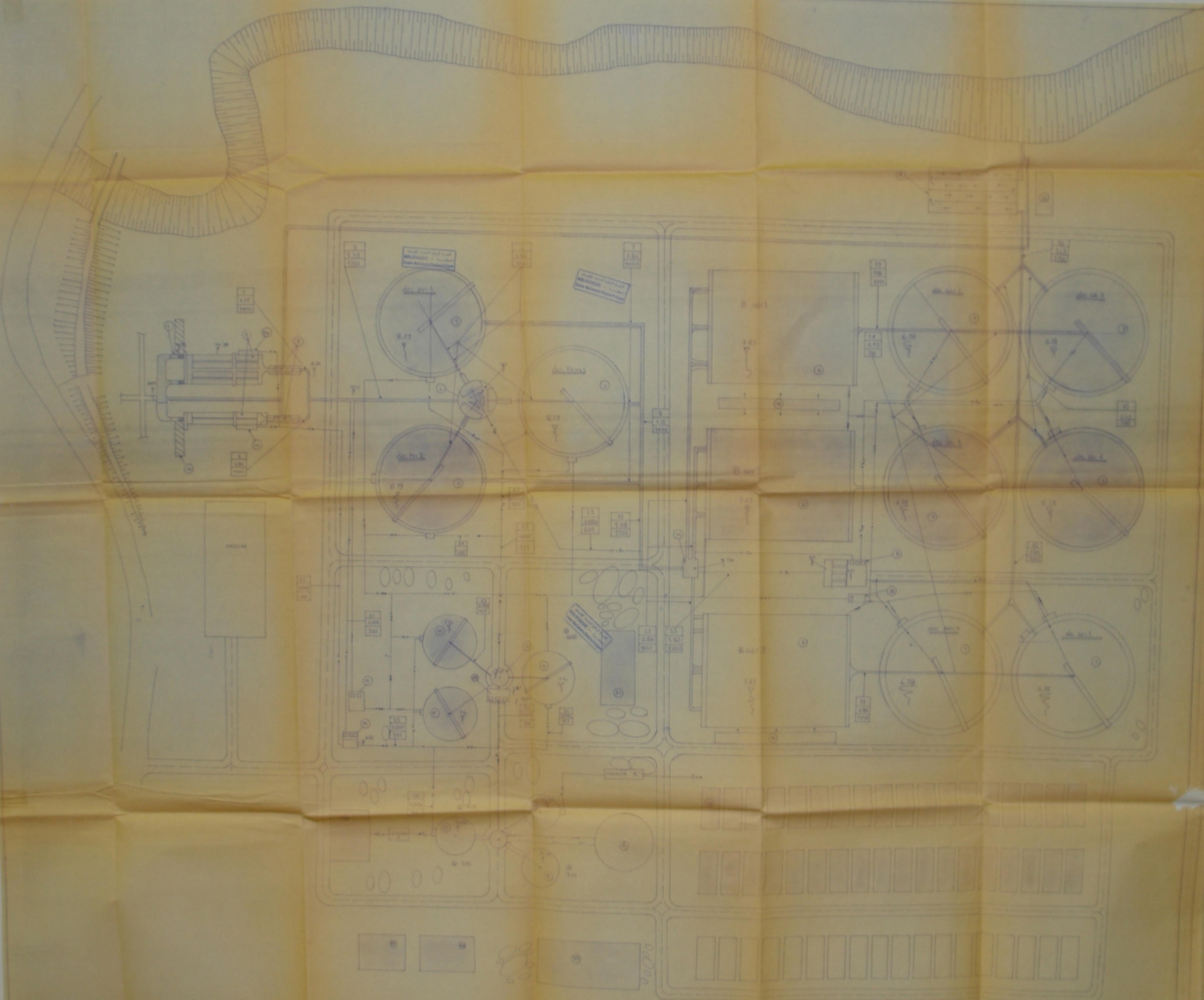
المكتبة — المكتبة الوطنية المتعددة التخصصات
 BIBLIOTHEQUE — Ecole Nationale Polytechnique

المكتبة — المكتبة الوطنية المتعددة التخصصات
 BIBLIOTHEQUE — Ecole Nationale Polytechnique

PLAN N° 10

ECH : 1/40

LIT DE SECHAGE



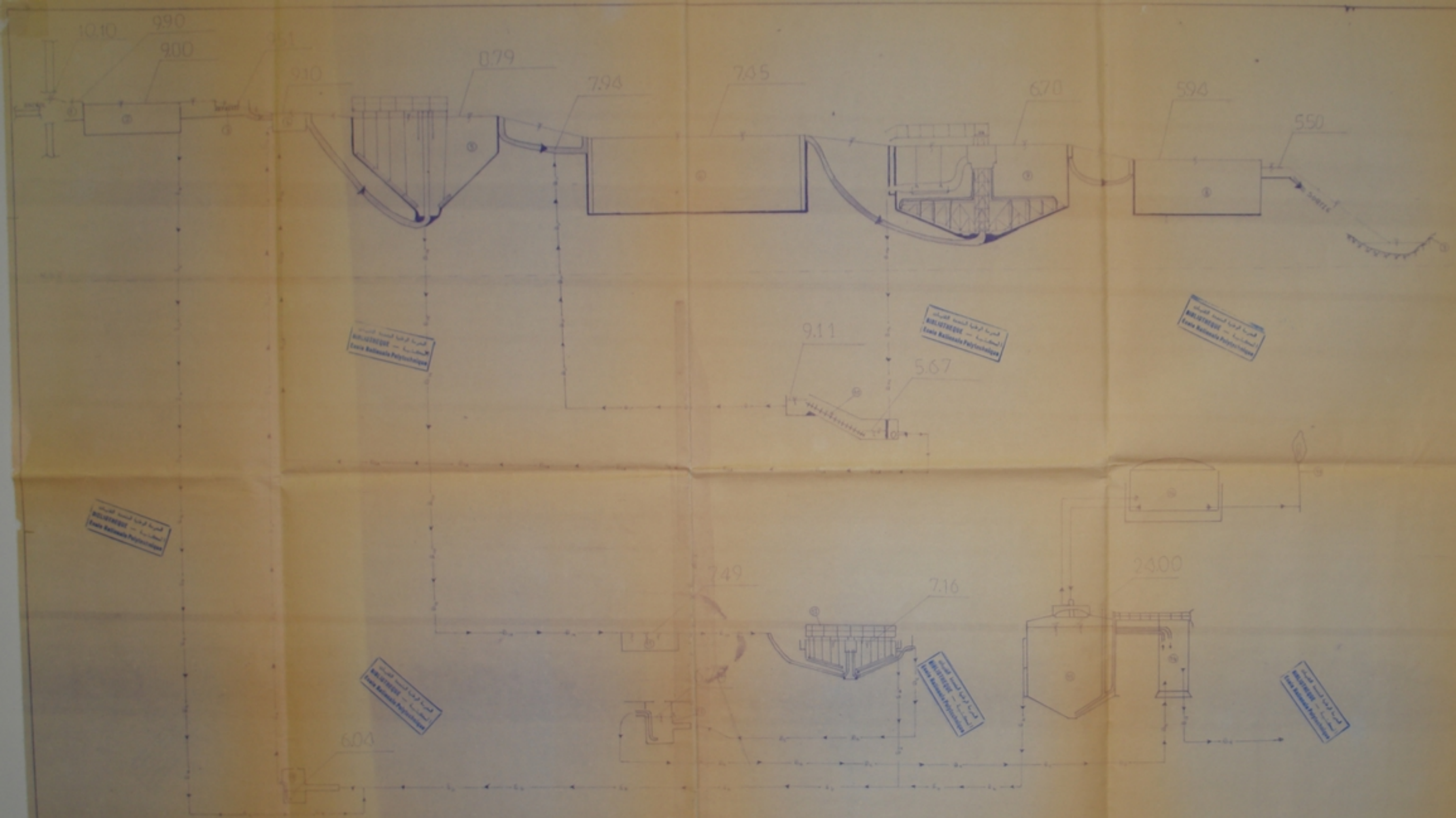
- REMARQUES**
- 1. Bassin 1
 - 2. Bassin 2
 - 3. Bassin 3
 - 4. Bassin 4
 - 5. Bassin 5
 - 6. Bassin 6
 - 7. Bassin 7
 - 8. Bassin 8
 - 9. Bassin 9
 - 10. Bassin 10
 - 11. Bassin 11
 - 12. Bassin 12
 - 13. Bassin 13
 - 14. Bassin 14
 - 15. Bassin 15
 - 16. Bassin 16
 - 17. Bassin 17
 - 18. Bassin 18
 - 19. Bassin 19
 - 20. Bassin 20
 - 21. Bassin 21
 - 22. Bassin 22
 - 23. Bassin 23
 - 24. Bassin 24
 - 25. Bassin 25
 - 26. Bassin 26
 - 27. Bassin 27
 - 28. Bassin 28
 - 29. Bassin 29
 - 30. Bassin 30
 - 31. Bassin 31
 - 32. Bassin 32
 - 33. Bassin 33
 - 34. Bassin 34
 - 35. Bassin 35
 - 36. Bassin 36
 - 37. Bassin 37
 - 38. Bassin 38
 - 39. Bassin 39
 - 40. Bassin 40
 - 41. Bassin 41
 - 42. Bassin 42
 - 43. Bassin 43
 - 44. Bassin 44
 - 45. Bassin 45
 - 46. Bassin 46
 - 47. Bassin 47
 - 48. Bassin 48
 - 49. Bassin 49
 - 50. Bassin 50

PERIODE	DEBIT DE L'EAU (L/S)						DEBIT DE L'EAU (L/S)					
	1/1	2/1	3/1	4/1	5/1	6/1	1/2	2/2	3/2	4/2	5/2	6/2
1	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
2	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000

PROJET DE TRAVAIL DE LA MAIRIE DE ...

ETUDE DE LA ...

...



LEGENDE

- 1 DEBRILLEUR
- 2 DESSABLEUR - DEGRISEUR
- 3 DEVERSOIR D'ORNAE
- 4 REPARTITEUR D'EAU USEE ET DE BOU EN EXES
- 5 DECANTEUR PRIMAIRE
- 6 BASSIN D'ARRICTION
- 7 CLARIFICATEUR
- 8 BASSIN DE STERILISATION
- 9 DVED BANI-BESSOU
- 10 SECTION DE REPRISE DES BONES ETIQULE ET EN EXES
- 11 REPARTITEUR DE BONE MELANGEE
- 12 EPAILLEUR DES BONES
- 13 SECTION DE RELACHE DES BONS EPRISSIES
- 14
- 15 DENISTEUR
- 16 GREGOCTEUR
- 17 TOSCHERE
- 18 SECTION DE DECHARGE D'EAU DE BOU ET DE FILTRE DE SABLE

CONVENEZ

- LIGNE MEASUREMENTAIRE
- LIAISON DE L'EFFLUENT
- BONS DECYLES ET EN EXES
- BONS RELIQUES
- BONS EN EXES
- BONS MELANGES
- BONS EPRISSIES
- BONS DEGRERS
- FIL DE BONS ET DE FILTRE DE SABLE
- BONS

المعهد الوطني للتكنولوجيا
 المعهد الوطني للتكنولوجيا
 المعهد الوطني للتكنولوجيا

PLANCHE 2
 P. 00836

MINISTRE D'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DES RECHERCHES SCIENTIFIQUES
 EGLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

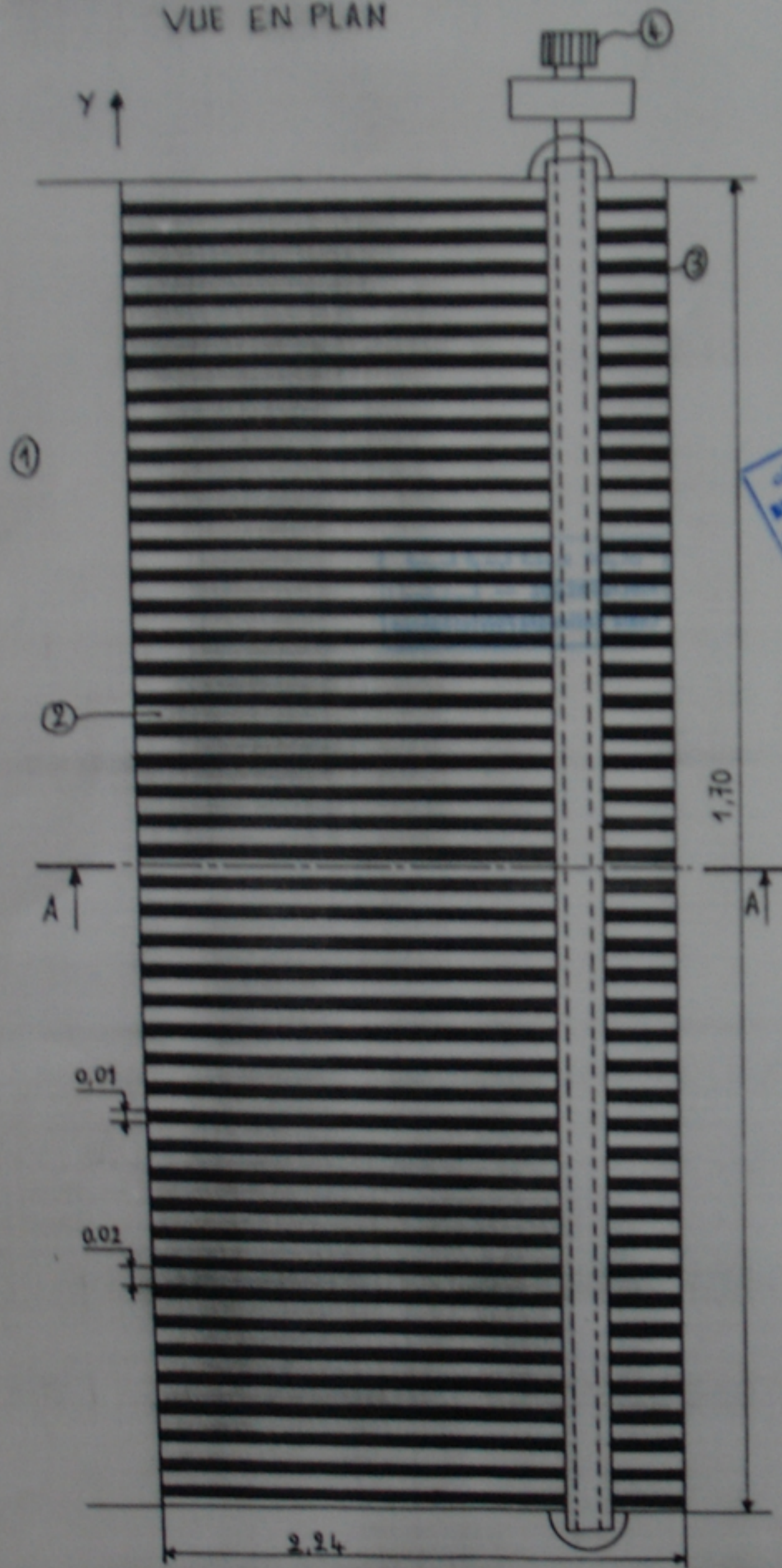
PROJET DE L'AMENAGEMENT DE LA WILAYA D'ALGER

STATION DE LA STATION D'EPURATION DE BARRON
 VISANT DE S'HYDRER

ETAT DE L'AVANCEMENT DES TRAVAUX DE CONSTRUCTION DE LA STATION

DATE	1958		
PROJET	ALGER		
PROJET	ALGER		
PROJET	ALGER		

VUE EN PLAN

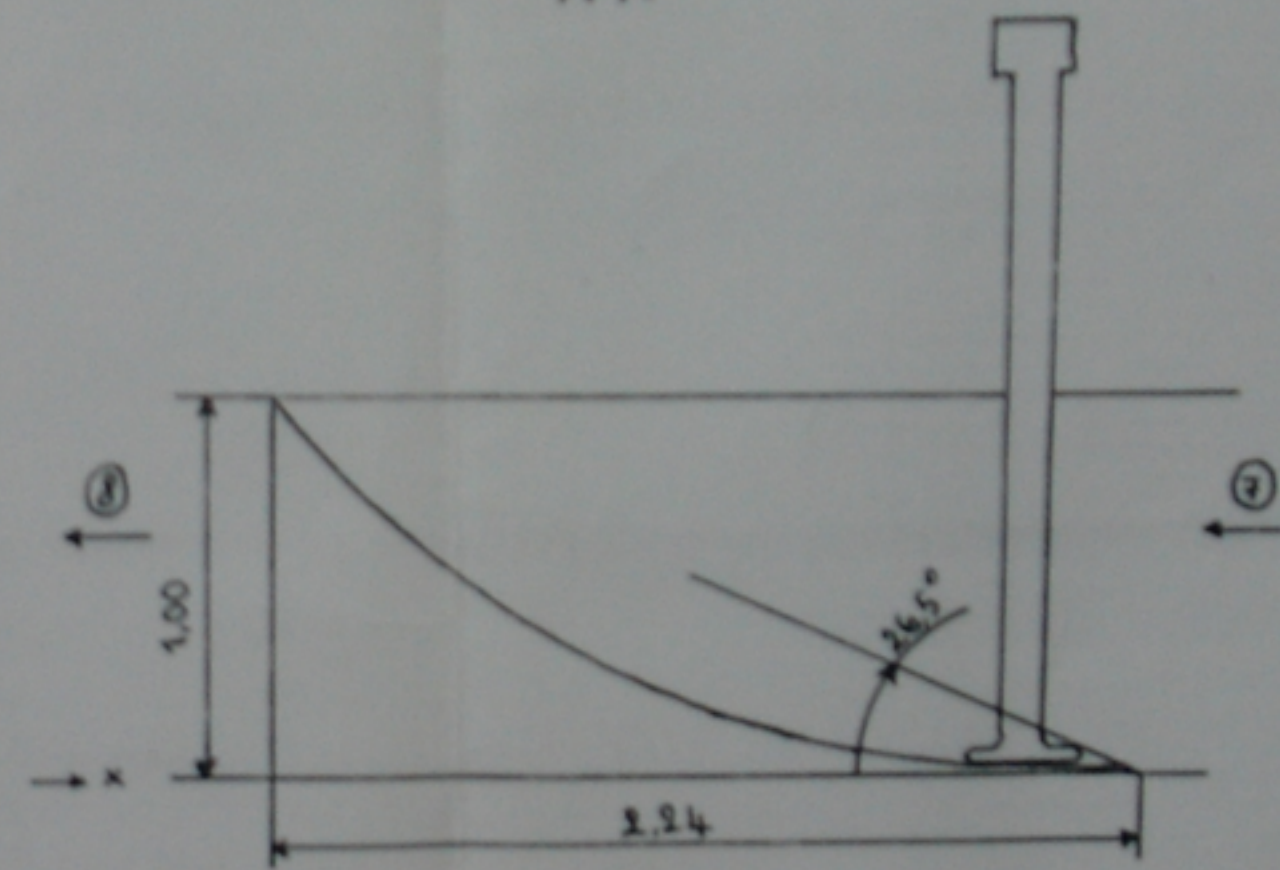


المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

LEGENDE :

- ① CANAL DE LA GRILLE
- ② GRILLE COURBE
- ③ BARREAUX
- ④ MOTEUR TOURNANT
- ⑤ BRAS
- ⑥ PEIGNE DE NETTOYAGE
- ⑦ ENTREE DE L'EAU BRUTE
- ⑧ SORTIE DES EAUX DEGRILLEES

A-A



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

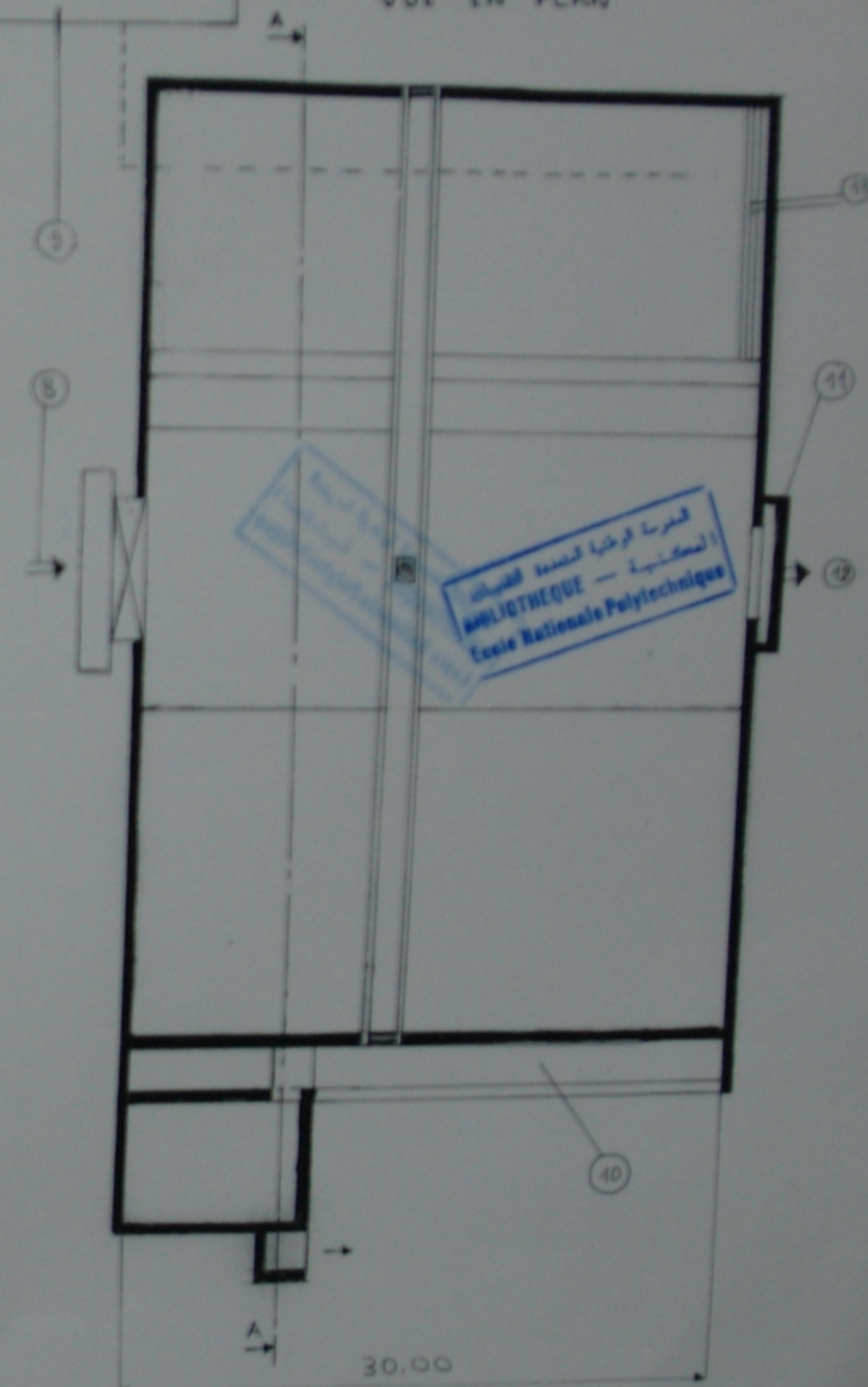
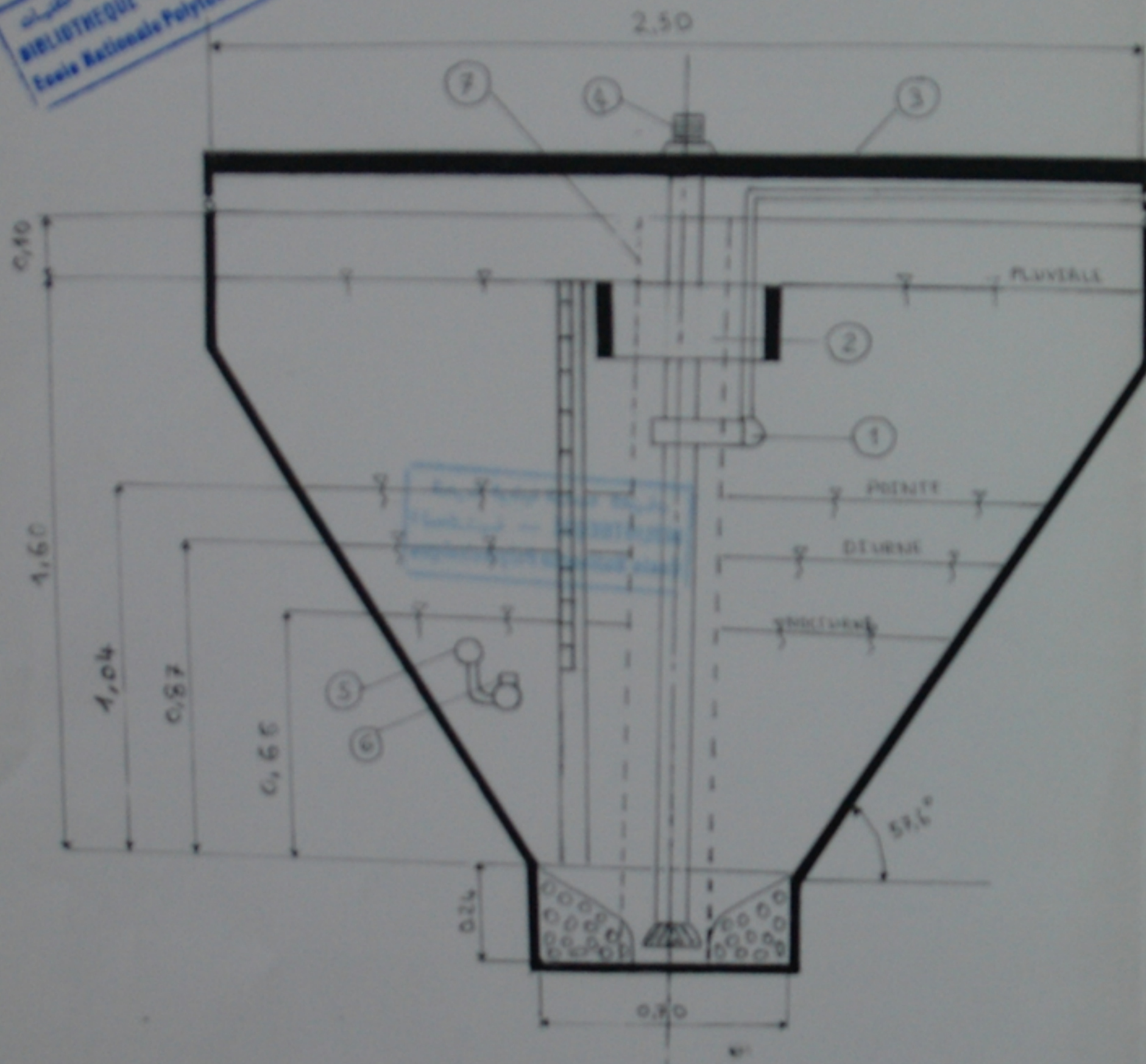
PH00896
-2-

PLAN N°2	Ech _v : 4/100	Ech _x : 4/100	Ech _y : 1.3/40
GRILLE COURBE			

COUPE A-A

VUE EN PLAN

المعهد الوطني للتكنولوجيا
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique



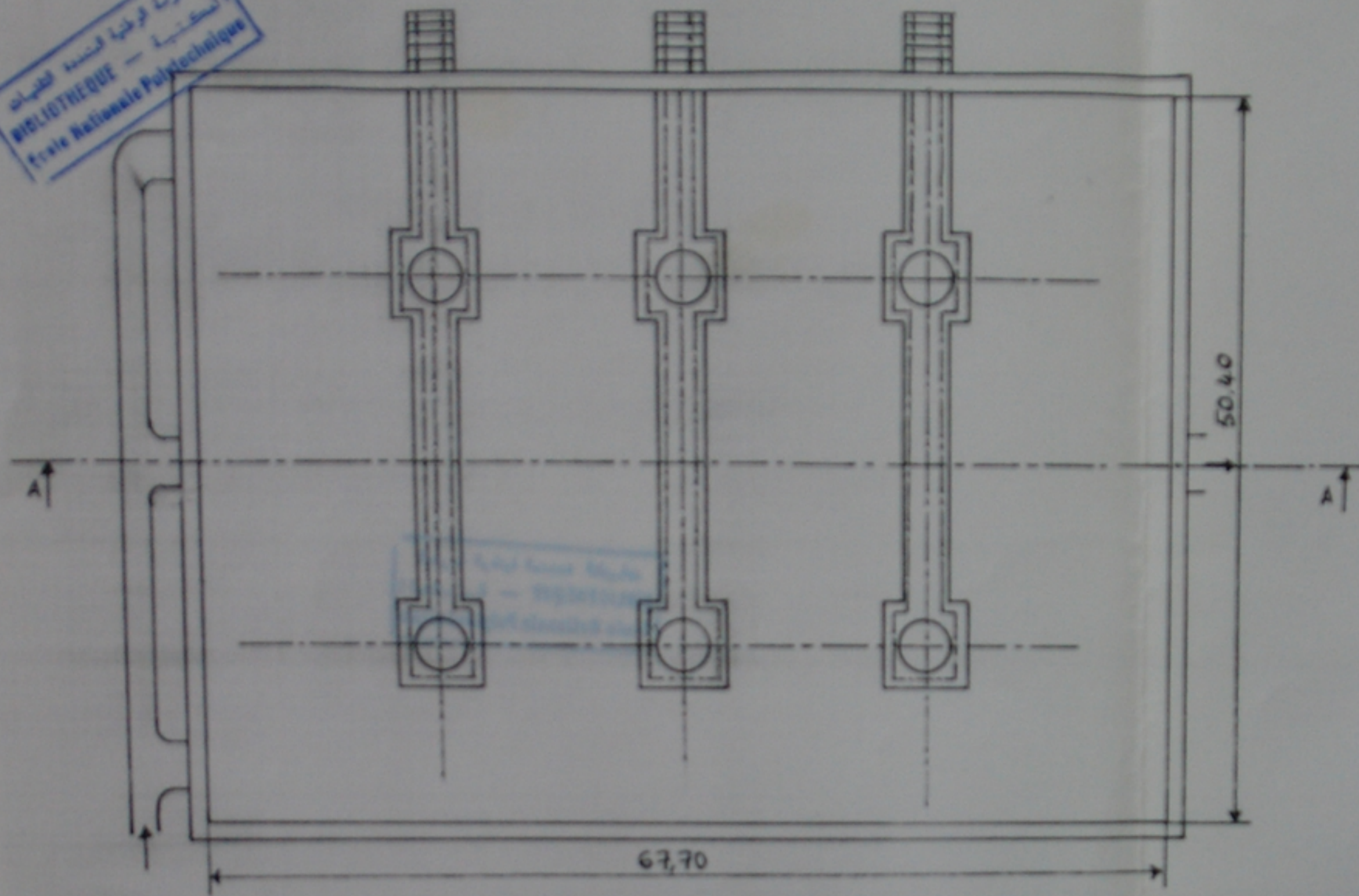
المعهد الوطني للتكنولوجيا
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

- ① POMPE SUCEUSE
- ② ENTREE D'EAU
- ③ PONT ROULANT
- ④ MOTEUR D'ENTRETIEMENT
- ⑤ CONDUITE D'AIR SURPRISE
- ⑥ DISQUE POREUX
- ⑦ DEVERSOIR
- ⑧ ARRIVE DE L'EFFLUENT
- ⑨ LOCAL DES SURPRESSEURS
- ⑩ GOULOTE DE RECUPERATION DU SABLE
- ⑪ GOULOTE DE RECUPERATION DU GRAISSE
- ⑫ SORTIE DES EAUX
- ⑬ SORTIE DES GRAISSES

PH00896
- 3 -

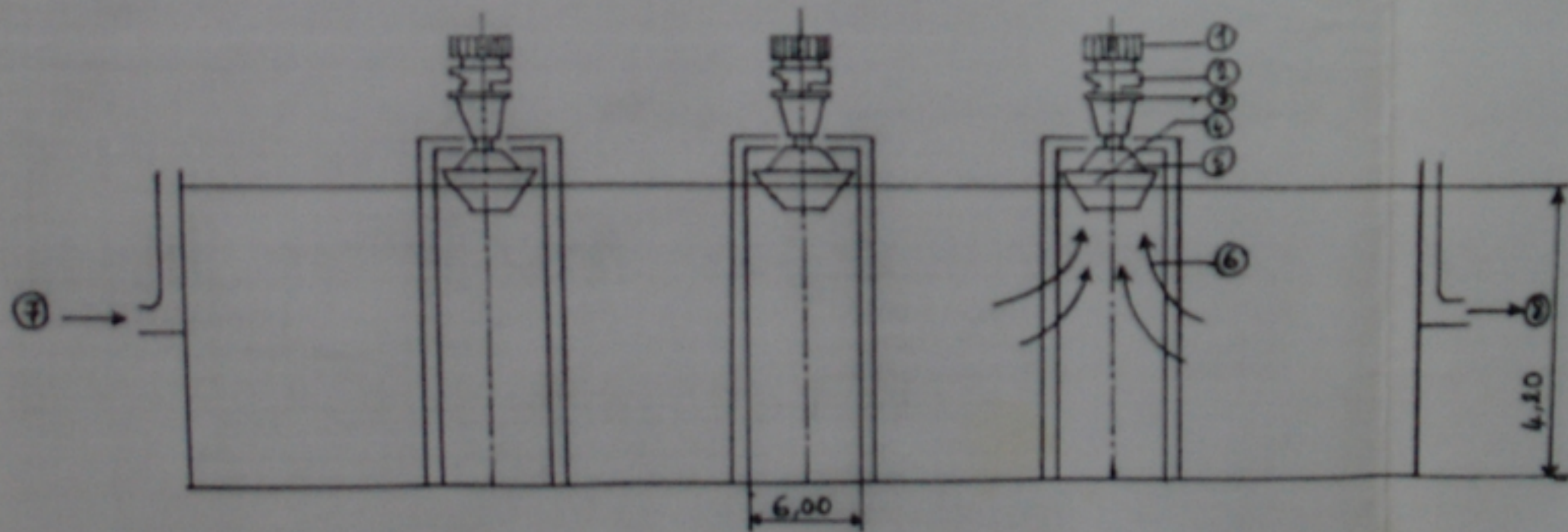
PLAN N° 3	Ech _h : 1/300	Ech _v : 2/50
DEGRESSEUR - DESSABLEUR		

VUE EN PLAN



- LEGENDE :
- ① MOTEUR
 - ② REDUCTEUR
 - ③ ENTREE D'AIR
 - ④ TURBINE
 - ⑤ SORTIE D'EAU
 - ⑥ ARRIVEE D'EAU
 - ⑦ ENTREE DES EAUX DECANTEES
 - ⑧ SORTIE DE LA LIQUEUR

COUPE A-A



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PH008 96
-5-

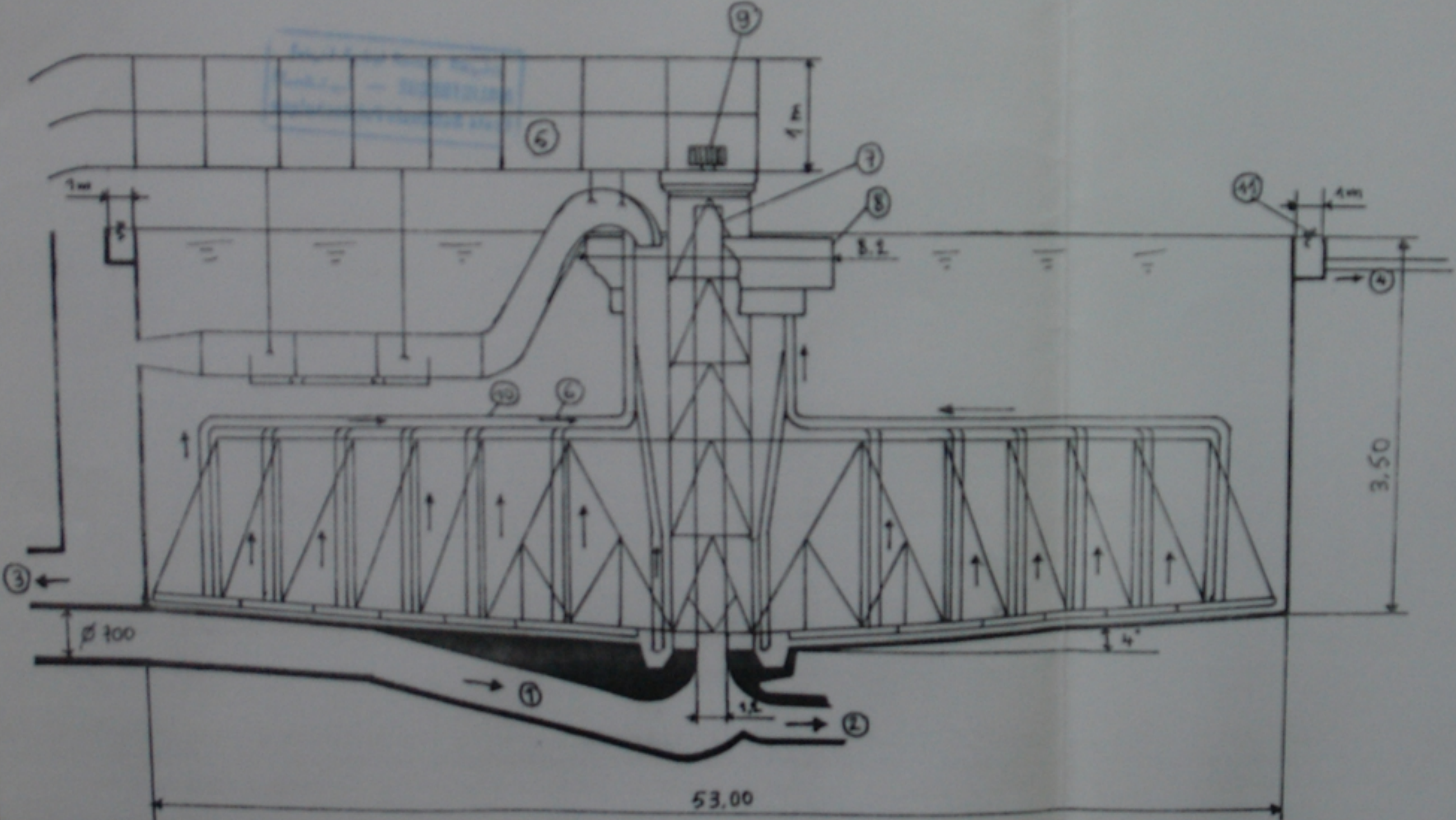
PLAN N° 5	ECH : Ech _v : 1/100 ; Ech _h : 1/400
BASSIN D'AERATION	

المركز الوطني للتكنولوجيا
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

المركز الوطني للتكنولوجيا
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

LEGENDE :

- ① ENTREE DES EAUX AEREES.
- ② EAUX VERS LE DEUXIEME DECANTEUR.
- ③ SORTIE DES BOUES RECYCLEES ET EN EXCES.
- ④ EAUX DECANTEES VERS LE BASSIN DE DESINFECTION.
- ⑤ PONT RACLEUR.
- ⑥ VERS LA POMPE D'EXTRACT.
- ⑦ BUSE.
- ⑧ JUPE.
- ⑨ GROUPE MOTO-REDUCTEUR D'ENTRAÎNEMENT CENTRAL.
- ⑩ TUBE DE SUCCION.
- ⑪ DEVERSOIR.

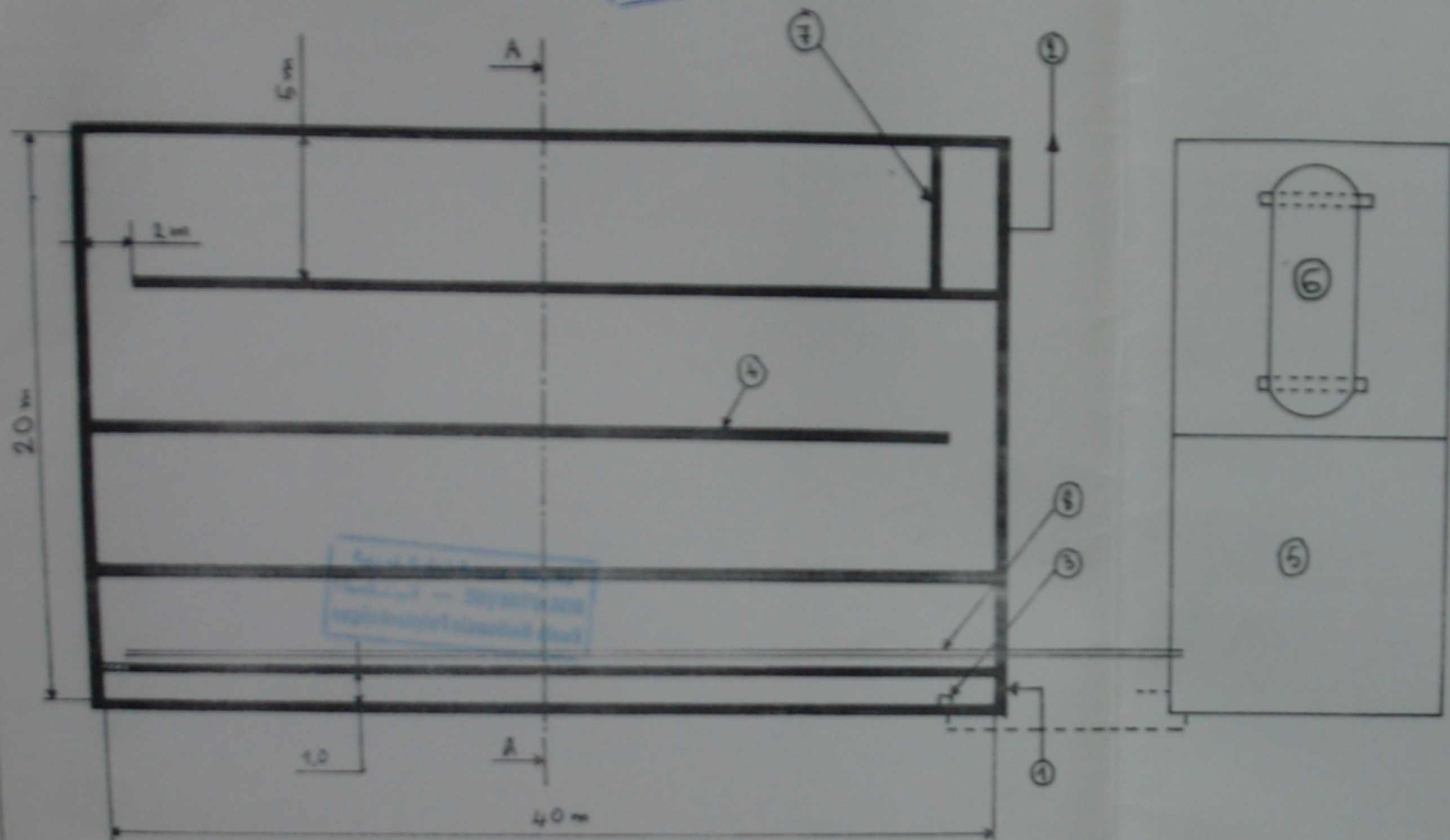


PH00836
-6-

PLAN N°:6	Ech _v : 1/100	Ech _H : 4/1000
CLARIFICATEUR		

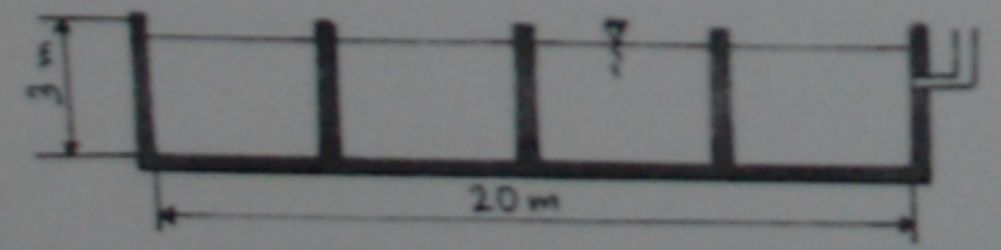
VUE DE PLAN

المركز الوطني للتقنيات
BIBLIOTHEQUE - المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique



- LEGENDE
- ① ENTREE D'EAU DECANTEE
 - ② SORTIE D'EAU DESINFECTEE
 - ③ CONTACTEUR DE NIVEAU
 - ④ CHICANE
 - ⑤ SALE DE COMANDE DE LA DESINFECTION ET DE MESURE D'EAU TRAITEE
 - ⑥ CITERNE DE Cl_2
 - ⑦ DEVERSOIR
 - ⑧ INTRODUCTION DE Cl_2

COUPE A-A

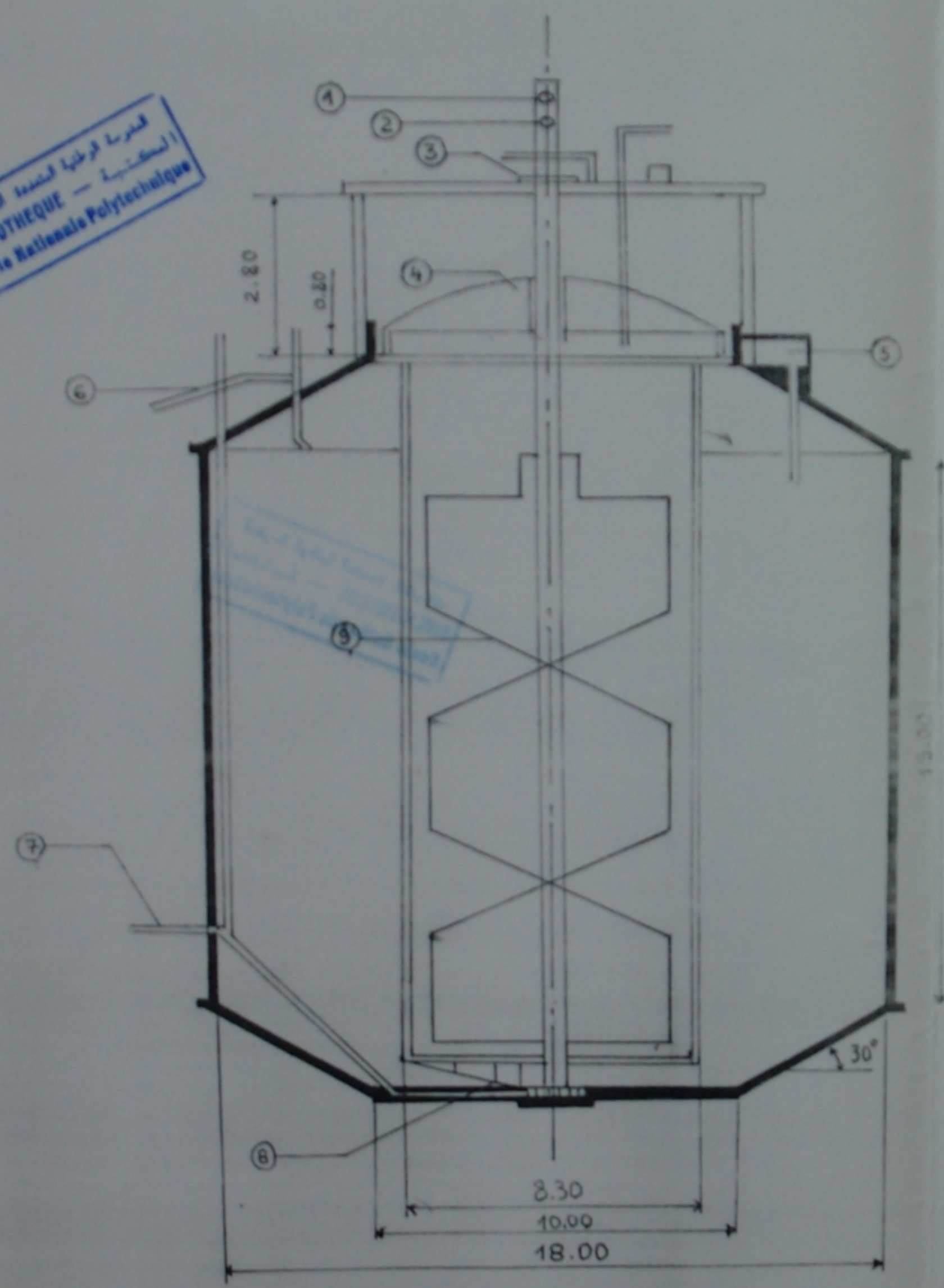


المركز الوطني للتقنيات
BIBLIOTHEQUE - المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PH008 96
-7-

PLAN N° 7	Ech _v : 1/200	Ech _h : 1/250
BASSIN DE DESINFECTION		

المكتبة الوطنية المتعددة التخصصات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique



LEGENDE :-

- ① ENTREE } EAU CHAUDE
- ② SORTIE } EAU CHAUDE
- ③ DISPOSITIF DE COMMANDE
- ④ CLOCHE A GAZ
- ⑤ TROP PLEIN
- ⑥ ARRIVEE DES BOUES FRAICHES
- ⑦ EVACUATION DES BOUES DIGEREES
- ⑧ BRAS RACLAGE
- ⑨ TOURNIQUET DE BRASSAGE AVEC SERPENTINS ROTATIFS

المكتبة الوطنية المتعددة التخصصات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

المكتبة الوطنية المتعددة التخصصات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PLAN N° 9	Ech 2/300
DIGESTEUR	

PH 00896

