

25-06
94-104

Berkaoui / 96

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE

LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

BIBLIOTHEQUE - المكتبة

Ecole Nationale Polytechnique

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

Mémoire de Fin d'Etudes

pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'Etat en *HYDRAULIQUE*

Thème

**ASSAINISSEMENT DE LA VILLE DE SKIKDA ET SES
ENVIRONS**

**DIMENSIONNEMENT DES COLLECTEURS PRINCIPAUX
ET OUVRAGES ANNEXES**

Etudié par: ABALLECHE Djaâfar & DAHBI Mohammed Lahbib

Thème proposé par: ENHYD

Encadré par: Mr CHERRARED

Soutenu en: Juin 1996

Promotion 1996

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE

LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

**المدرسة الوطنية للتحريات
المكتبة — المكتبة
BIBLIOTHEQUE**

Ecole Nationale Polytechnique

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

Mémoire de Fin d'Etudes

pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'Etat en *HYDRAULIQUE*

Thème

**ASSAINISSEMENT DE LA VILLE DE SKIKDA ET SES
ENVIRONS**

**DIMENSIONNEMENT DES COLLECTEURS PRINCIPAUX
ET OUVRAGES ANNEXES**

Etudié par: ABALLECHE Djaâfar & DAHBI Mohammed Lahbib

Thème proposé par: ENHYD

Encadré par : Mr CHERRARED

Soutenu en : Juin 1996

Promotion 1996

DEDICACES

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

Je dédie ce modeste travail en guise de respect et de reconnaissance à:

- Ma très chère mère et à mon très cher père pour leur aide et encouragement durant mes années d'études,
- Mes très chers frères,
- Ma très chère soeur,
- Ma grand-mère Magdoula et mes oncles en particulier mon oncle Ibrahim,
- Tous ceux qui me sont chers, Hucein Kadid, Donkar Farouk, H. Rabah, D. Hucein, S. Hassen, B.samir,
- Mes amis D. Lahbib et B. Rachid,
- Tous les musulmans.

A. KAMEL (DJAAFAR)

DEDICACE

Au terme de toutes ces années d'étude , je dédie ce travail en
signe de respect, de reconnaissance et de remerciement

* A mon adorable et douce mère qui ma accompagné durant
toute ma vie avec son amour, sa tendresse, son sacrifice,

* A mon très cher père qui a sacrifié ses moyens et
possibilités pour accomplir sa mission à ma réussite,

* A mes frères Lakhdar et Mohammed pour leur encouragement
et aide durant mes années d'études,

* A ma très chère soeur ErKia,

* A mon ami Djaâfar,

* A mes amis, chacun par son nom.

M. LAHBIB

REMERCIEMENTS

Nous exprimons notre sincère reconnaissance à Mr CHERRARED, pour nous avoir encadré et nous avoir guidé et orienté dans notre étude avec compétence et bienveillance, qu'il veuille trouver ici l'expression de notre profonde gratitude.

Nous remercions vivement nos enseignants du département Hydraulique et tous ceux qui ont contribué à notre formation.

Nous tenons aussi à exprimer nos remerciements à:

- La famille DAOUDI de Skikda pour son chaleureux accueil, essentiellement le cher ami Hucein.

- Les ingénieurs de l'ENHYD, on cite Mr Saâd ELLAH, M^{lle} BOUKHARI et M^{lle} SIMOUSSA.

- Mr M. GARFI de la DUCH de SKIKDA ,Mr M. ACHI de CADAT ainsi que Mr Bachir de L'APC de SKIKDA .

- Tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce projet on cite , l'étudiant Samir BENZNOUN Tayeb ZEBICHE et Sallah BOUZIANE.

SOMMAIRE

INTRODUCTION

CHAPITRE I. ETUDE PRELIMINAIRE

I.1. Données relatives au site

I.1.1. Présentation de la zone d'étude /

I.1.2. Données naturelle du site /

I.2. Etude et recensement des ouvrages et rejets existants /

I.2.1. Types de réseaux existant

I.2.2. Situation des points de rejets

I.2.3. Collecteurs principaux

I.2.4. Recensement des stations de refoulement

I.3. Occupation de sol et population actuelle et future

I.3.1. L'horizon projet

I.3.2. Population actuelle

I.3.3. Evaluation de la population à l'horizon de l'étude

I.3.4. Occupation de sol actuelle

I.3.5. Occupation de sol future

I.4. Estimation des besoins en eau

I.4.1. Etude des besoins en eau

I.4.2. Besoins domestiques

I.4.3. Besoins des équipements par rejet

I.5. Etude quantitative des rejets d'eaux usées à évacuer

I.5.1. Introduction

I.5.2. Nature des eaux à évacuer

I.5.3. Débits d'eaux usées domestiques

I.5.4. Débits d'eaux pluviales

I.6. Etude qualitative des rejets existants

I.6.1. Introduction

I.6.2. Caractères qualitatifs des eaux usées urbaines

I.6.3. Caractères microbiens des effluents urbains

I.6.4. caractères qualitatifs des eau urbaines de
ruissellement

CHAPITRE II. PROJECTION ET DIMENSIONNEMENT DES COLLECTEURS

II.1. Schéma directeur général d'assainissement

II.1.1. Introduction

II.1.2. Présentation des variantes

II.2. Dimensionnement des collecteurs principaux

II.2.1. Collecteurs gravitaires

II.2.2. Collecteurs de refoulement

II.3. Estimation du débit d'eaux usées de la zone d'extension

II.3.1. Introduction

II.3.2. Type du réseau prévisionnel

II.3.3. Quantification des débits d'eaux usées

II.3.4. Dimensionnement du collecteur principal

CHAPITRE III. DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES ANNEXES

III.1. Stations de refoulement et de relevage

III.1.1. Introduction

III.1.2. Différents systèmes de relevage

III.1.3. Choix des groupes de relevages

III.1.4. Choix et caractéristiques des pompes

III.1.5. Solution à prévoir contre l'inondation

III.1.6. Conception du puisard

III.1.7. Dimensionnement du puisard

III.1.8. Vérification du coup de bélier

III.1.9. Dimensionnement des stations de relevage

III.2. Déversoirs d'orage

III.2.1. Introduction

III.2.2. Notions hydrauliques

III.2.3. Principe de calcul

CHAPITRE IV. DEVIS DESCRIPTIF ET ESTIMATION DES TRAVAUX D'EXECUTION

- IV.1. Description des travaux
- IV.2. Mode d'exécution des fouilles
 - IV.2.1. Exécution des fouilles
 - IV.2.2. Le remblaiement des fouilles et compactage
 - IV.2.3. La pose des canalisations
 - IV.2.4. Evacuation des terres excédentaires
- IV.3. Principe de calcul
- IV.4. Estimation du coût de réalisation

CHAPITRE V. INTRODUCTION AU DIMENSIONNEMENT DE LA STATION D'EPURATION

- V.1. Organisation d'une station d'épuration
- V.2. Critère de conception d'une station d'épuration
- V.3. Elément de conception relatif à l'étude
 - V.3.1. Horizon de l'étude
 - V.3.2. Choix du site de l'implantation de la station
 - V.3.3. Objectifs de qualité souhaités
 - V.3.4. La pollution à traiter
 - V.3.5. Capacité de traitement
 - V.3.6. Destination des rejets traité de la station
- V.4. Définition et proposition d'une chaîne d'épuration
 - V.4.1. Les critères choisis
 - V.4.2. Les traitements adoptés et ouvrages nécessaires

CONCLUSION

INTRODUCTION

INTRODUCTION

La ville de SKIKDA est située sur le littoral Est de l'Algérie, une des plus importantes activités industrielles y est implantée et un complexe de traitement et de transformation des hydrocarbures en plus d'un port pour les exportations ont été construits.

Depuis quelques années, la ville de SKIKDA et ses environs ont connu une forte augmentation de la population, le centre ville est déjà saturé et plusieurs extensions continuent de voir le jour notamment du côté Sud de la ville.

Cette croissance démographique de la ville et ses environs et le développement des activités industrielles conduit à des besoins en eau de caractère exponentiel qui se traduisent par un accroissement permanent du volume des rejets polluants, dont l'abondance et la diversité des produits nocifs qu'ils charrient et rejettent dans la nature.

Tous ces rejets engendrent les pollutions de l'eau avec tous les risques que cela comporte sur le plan de l'hygiène de la vie biologique et de la protection de l'environnement.

L'objet de l'étude consiste à projeter et dimensionner des collecteurs principaux, et implanter et dimensionner les ouvrages annexes nécessaires (Déversoirs d'orage et station de refoulement, notamment) pour ramener toutes les eaux usées rejetées par temps sec et par temps de pluie (une partie d'elle) vers la station d'épuration.

L'étude comprend cinq chapitres:

- Le premier chapitre est destiné à exposer les données de base du site de l'étude à savoir les données climatiques, hydrographiques, topographiques, de l'occupation de sol, et de la population, ainsi du système d'assainissement actuel. Il contient également une étude de la population future suivie par un calcul des besoins en eau et masses des rejets évacués (eaux usées et eaux pluviales). Cette étude quantitative des rejets d'eaux usées est complétée par une étude qualitative.
- Le deuxième chapitre est consacré au choix de la variante du schéma directeur général d'assainissement ainsi au dimensionnement des collecteurs principaux projetés. /
- Le troisième chapitre est destiné au dimensionnement des ouvrages annexes (déversoirs d'orages, station de refoulement) et également les stations de relèvement.
- Dans le quatrième chapitre, nous présentons une étude descriptive des travaux d'exécution suivie par une estimation du coût de projet.
- Une introduction au dimensionnement de la station d'épuration est établie dans le cinquième chapitre où on présente en particulier la capacité de traitement de la station ainsi que la filière d'épuration adoptée.

CHAPITRE I

ETUDE PRELIMINAIRE

I-1 Données relatives au site

I-1-1 Présentation de la zone d'étude:

La surface d'étude comprend la ville de SKIKDA et ses zones limitrophes (figures 1) à savoir:

- Ville de STORA .
- Agglomération de HAMADI KROUMA.
- Agglomération de HAMADI HAMROUCHE.
- Zone de dépôt.

La zone d'étude se compose de deux communes, SKIKDA et HAMADI KROUMA. La première englobe la ville de SKIKDA , et l'agglomération de STORA. La seconde commune englobe les agglomérations de HAMADI KROUMA et celle de HAMADI HAMROUCHE.

La zone est limitée à l'Est par LARBI BEN M'HIDI , au Nord par la mer méditerranéenne , à l'Ouest par AIN ZOUIT, au Sud par RAMDANE DJAMEL et BENI-BACHIR , au Sud-ouest par ELHADAIK , et au Sud-est par DJENDEL SAADI MOHAMED. Le site s'étend sur une surface dans les environs de 93 KM².

Le relief de l'aire d'étude est accidenté dans leur totalité.

I-1-2 Données naturelles du site :

I-1-2-1 Généralités sur le climat:

Le climat est caractérisé par la température de l'air, les précipitations, l'évaporation, et par le relief.

La région de SKIKDA est caractérisée par un climat méditerranéen



Figure (IA) : site de l'étude



Limite de COMMUNE Limite de wilaya

du type littoral , les hivers sont assez doux et pluvieux et les étés chauds et secs. La période pluvieuse s'étend de Septembre à Mai.

I-1-2-1-1 Pluviométrie.

La précipitation est une phase importante dans le cycle hydrologique. D'après la station de SKIKDA, on a enregistré les moyennes des précipitations max journalières durant la période (1975 - 1984) la répartition est donnée par le tableau suivant :

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Jul	Aou	Sep	Oct	Nov	Dec
Précipitations (mm)	41,7	30,0	35,4	30,4	55,4	17,3	8,1	24,7	38,3	44,2	79,3	73,5

Tab I - 1 : Valeurs moyennes des précipitation max journalières

I-1-2-1-2 Températures:

Les variations périodiques annuelles de la température de l'air sont exprimées au moyen des valeurs moyennes mensuelles . On remarque , comme pour toute la zone littorale , que le mois d'Août est le plus chaud. Le tableau suivant représente les valeurs mensuelles enregistrées à la station de SKIKDA relevées dans la période allant de (1967 à 1986). On calculera à partir de ce tableau la moyenne annuelle ainsi que l'amplitude des oscillations de la température qui est définie par la différence entre la température du mois le plus chaud et celle du mois le plus froid .

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Jul	Aou	Sep	Oct	Nov	Dec
Températures	11,6	11,8	12,8	14,4	17,4	20,9	24,1	24,2	22,4	19,0	15,0	12,7

Tab I - 2 : Valeurs moyennes mensuelles des températures de 1967 à 1986

Les températures ci-dessus se lisent en c°.

Par conséquent, la moyenne annuelle est de 17,3 C° et l'amplitude des oscillations annuelles de 12,6C°.

I-1-2-1-3 Humidité relative:

L'humidité relative représente le degré de saturation de l'air en vapeur d'eau . On remarque d'après les valeurs suivantes , relevées à la station de SKIKDA que les valeurs moyennes de l'humidité relative demeurent pratiquement constantes durant toute l'année .

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Jul	Aou	Sep	Oct	Nov	Dec
Humidités	77,4	78,0	77,6	77,8	77,6	76,5	72,7	78,3	77,5	77,6	78,0	76,8

Tab I - 3 : Valeurs moyennes mensuelles des humidités relatives (en %)

On note aussi que la moyenne annuelles est de 77 % et que l'amplitude annuelle ne dépasse pas 5,3 % .

I-1-2-1-4 Vents:

Les vents dominants de la région d'étude sont de direction Ouest, sauf pour la période allant de Juin à Septembre ou ils sont de secteur Est . Leur force est généralement faible et modéré , la moyenne annuelle étant de 2 .

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Jul	Aou	Sep	Oct	Nov	Dec
Vent	3,2	2,7	2,9	2,7	2,7	2,8	2,8	2,7	2,7	2,7	3,1	3,4

Tab I - 4 : Valeurs mensuelles moyennes annuelles de la force du vent

I-1-2-1-5 Evaporation :

L'évaporation journalière varie entre 2.5 et 4.5mm/jour, ce qui donne une évaporation annuelle de 912 - 1465 mm.

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Jul	Aou	Sep	Oct	Nov	Dec
Eva / journ (mm/J)	2,7	2,6	2,7	2,7	2,9	3,3	4,4	3,5	3,5	3,2	2,7	2,8

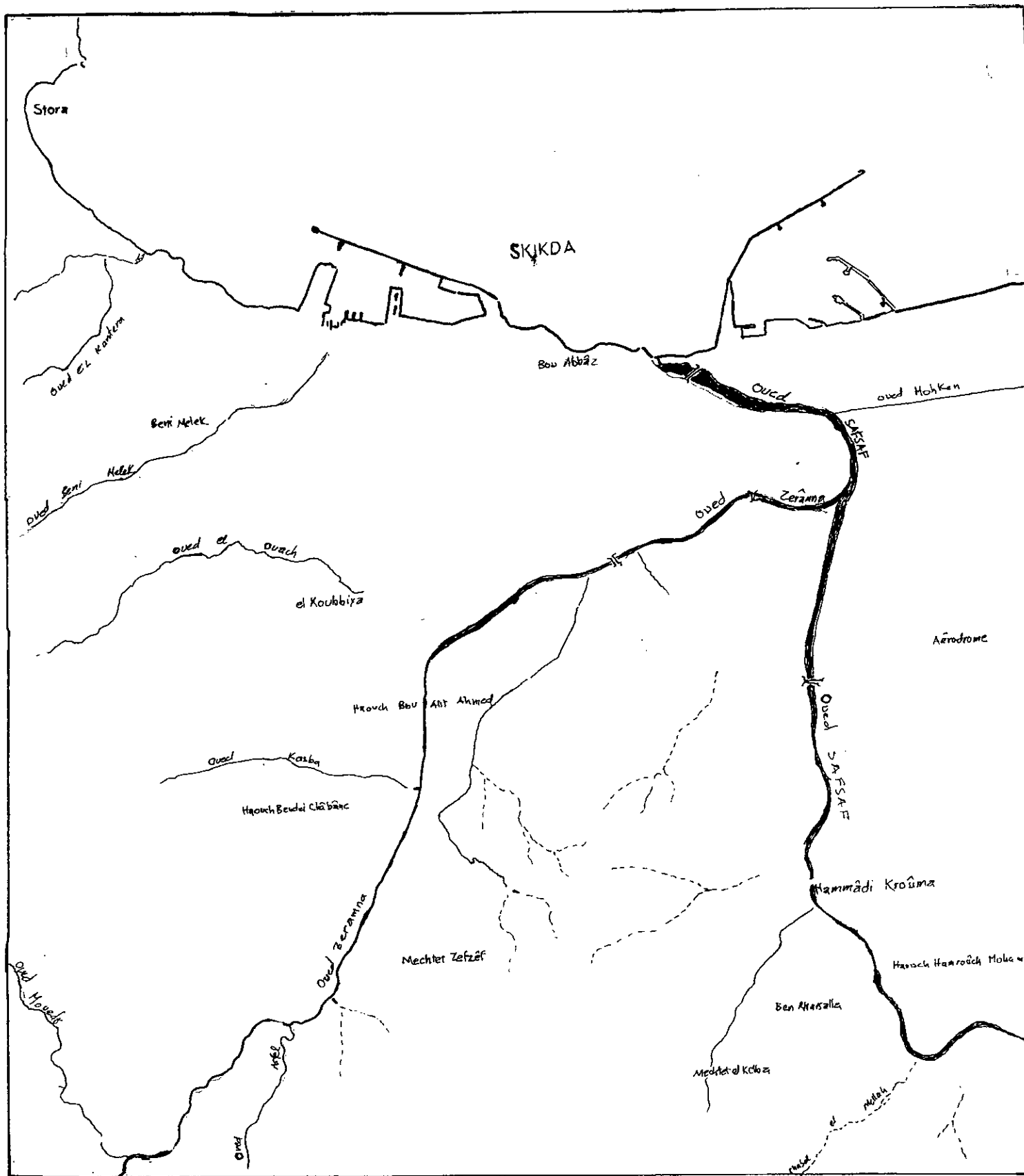
Tab I - 5: valeurs de l'évaporation journalière

I-1-2-2 Hydrographie:

Les principaux oueds faisant partie de la zone d'étude sont de petite importance sauf pour les oueds SAFSAF et ZERAMNA. La plupart sont à sec pendant la saison sèche et les écoulements se font tous en direction de la mer.

Ces principaux cours d'eaux sont:

- oued EL-KANTARA.
- oued BENI-MALEK dont la partie urbaine draine des eaux usées et est aménagée en tunnel .
- oued OUAHCH dont une partie a été recouverte pour éviter les rejets d'eaux usées , il se greffe à l'oued ZERAMNA.
- oued ZERAMNA qui est l'un des deux plus important oueds de la commune de SKIKDA, des eaux usées y sont rejetées et il se greffe à l'oued SAFSAF .



fig(I-2) : Réseau hydrographique de la zone de l'étude

- oued SAFSAF qui est l'autre oued important de la commune et draine lui aussi des eaux usées .

I-2 Etude et recensement des ouvrages et rejets existants

I-2-1 Types de réseaux existants:

Le système unitaire équipe toute la partie des anciennes constructions alors que l'assainissement des nouvelles extensions et nouvelles constructions s'est fait en système séparatif. Le tableau suivant résume sommairement les types de réseaux et quelquesunes de leurs caractéristiques.

	Type	Taux de raccord	Longueur (m)	Etat
SKIKDA	Pseudo-séparatif	80 %	38000	Moyen
STORA	unitaire	70 %	2500	Moyen
H.KROUMA	séparatif			Bon
H.HAMROUCHE	séparatif		1770	Bon
Zone de dépôt	séparatif		1200	Bon

Tableau I-6 : Type de réseau de chaque ville de la surface d'étude et leurs caractéristiques

I-2-2 Situation des points de rejet:

La totalité des rejets de la zone d'étude aboutissent directement à la mer, à l'exception de quelques points sur les oueds ZERAMNA et SAFSAF. D'autres rejets se font dans des fosses septiques , en pleine nature ou directement à la mer de façon individuelle.

Pour les deux communes de la zone d'étude , les points de rejet dans la nature , recensés sont:

Commune de SKIKDA:

- agglomération de STORA:
- entrée du port de STORA
- voisinage immédiat du phare de STORA

ville de SKIKDA:

- embouchure du tunnel du BENI-MALEK à la sortie du port.
- embouchure du tunnel marinelle à l'intérieure du port.
- embouchure du collecteur ancien port à l'intérieure du port.
- embouchure du collecteur SNTF à l'est de la gare ferroviaire .
- voisinage immédiat de la station de refoulement ZERAMNA.
- embouchure des collecteurs de l'ancienne zone industrielle.
- embouchure de la galerie du MOIDER entre la gare ferroviaire et la zone industrielle.

N-B:

les deux derniers rejets déversent directement dans l'oued ZERAMNA, alors que les autres donnent directement dans la mer.

Commune de HAMADI KROUMA:

Agglomération de HAMADI KROUMA:

- un seul rejet existe sur l'oued SAFSAF

Agglomération de HAMADI HAMROUCHE:

- le principal point de rejet donne sur l'oued SAFSAF à proximité du pont de chemin de fer .
- un autre point de rejet est situé dans un terrain

vague du côté de l'agglomération.

- Zone de dépôt:
 - les eaux usées sont rejetées dans le collecteur HAMADI HAMROUCHE et aboutissent dans l'oued SAFSAF.

I-2-3 Collecteurs principaux:

Les ouvrages principaux sont:

- Agglomération de STORA:
 - Collecteur prenant en charge les eaux rejetées par les habitations au dessus du port. Il se termine par un ovoïde et déverse directement les eaux usées vers la station de refoulement et les eaux pluviales en mer à l'entrée du port .
 - Un collecteur de diamètre 1000mm collecte les eaux du piedmont et se raccorde au déversoir d'orage (u1)
 - ville de SKIKDA :
 - Galerie de BENI MALEK de dimensions 2,8m * 2,4.m et dont la dernière partie se termine par un tunnel. L'ouvrage est vésitable et comporte deux trottoirs. déverse à la sortie du port (u2)
 - Collecteur marinelle de diamètre 1000mm, déverse à l'intérieur du port (u3)
 - Collecteur de l'ancien port de diamètre 700mm , déverse dans le port (u4)
 - Collecteur SNTF de diamètre 1000mm , déverse dans la mer (u5)
 - Galerie de MOIDER qui est l'ouvrage le plus important dans le système d'assainissement de la ville de SKIKDA ses dimensions sont de 4,0 X 2,8 m et il est vésitable, muni de deux trottoirs d'un bout à l'autre. Cet ouvrage déverse directement en mer .
 - Une partie de l'oued OUAHCH a été aménagée en canal recouverte constituant ainsi un passage piéton .
- L'ouvrage prend fin au point de jonction avec oued

ZERAMNA et collecte les eaux pluviales .

Commune de HAMADI KROUMA:

- Agglomération de HAMADI KROUMA :
 - Les eaux usées sont directement rejetées dans l'oued SAFSAF , au travers d'un collecteur de 1000mm de diamètre.
- Agglomération de HAMADI HAMROUCHE:
 - Un collecteur de 1000mm de diamètre rejette les eaux usées dans l'oued SAFSAF .
- Zone de dépôt :
 - Un collecteur principale de 600mm de diamètre collecte les eaux usées de trois collecteurs et les rejette dans celui de HAMADI hamrouche

I-2-4 Recensement des stations de refoulement:

Le relief accidenté du terrain de la zone d'étude impose parfois de recourir à l'implantation des stations de refoulement pour pouvoir évacuer les eaux usées vers le milieu récepteur , néanmoins leur nombre reste faible et leur importance, moyenne à petite .

Commune de SKIKDA:

- Agglomération de STORA:

Une seule station existe et refoule les eaux issues du collecteur venant du déversoir d'orage vers le point de rejet situé en mer près de phare . Ces caractéristiques sont :

Nombre de pompes installées: 02

Hauteur manométrique : 08m

Puissance nominale : 04,5 kW

Débit : 20 l/s

- Ville de SKIKDA :

Deux stations existent pour cette ville et toutes les deux sont situées sur le parcours de l'oued ZERAMNA.

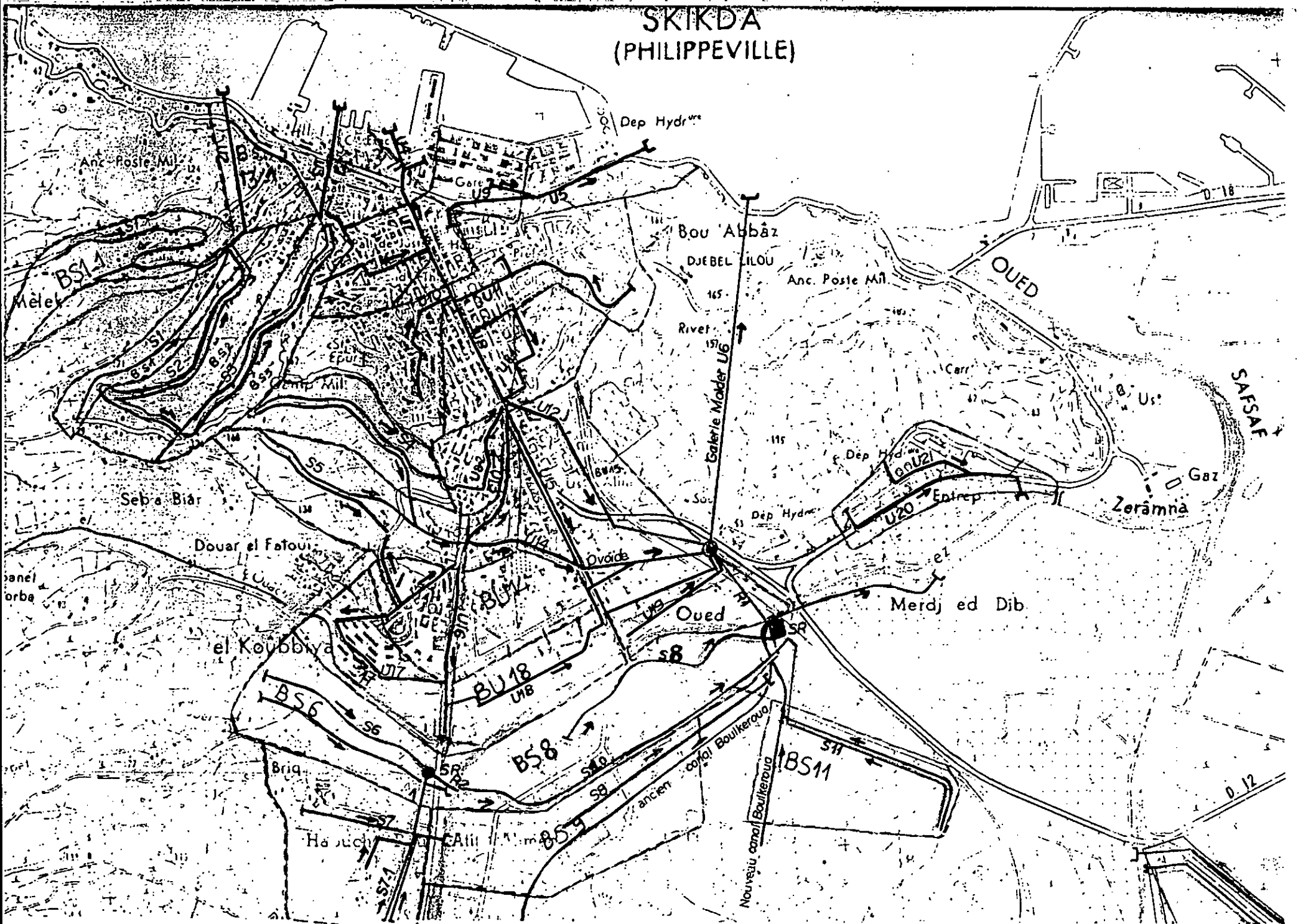
La première de petite importance , refoule les eaux usées collectées au dessus de l'oued vers la station de plus grande importance " Sud ZERAMNA". Cette dernière déverse les eaux dans la galerie du MOIDER à l'aide d'une conduite en acier de 800mm de diamètre .

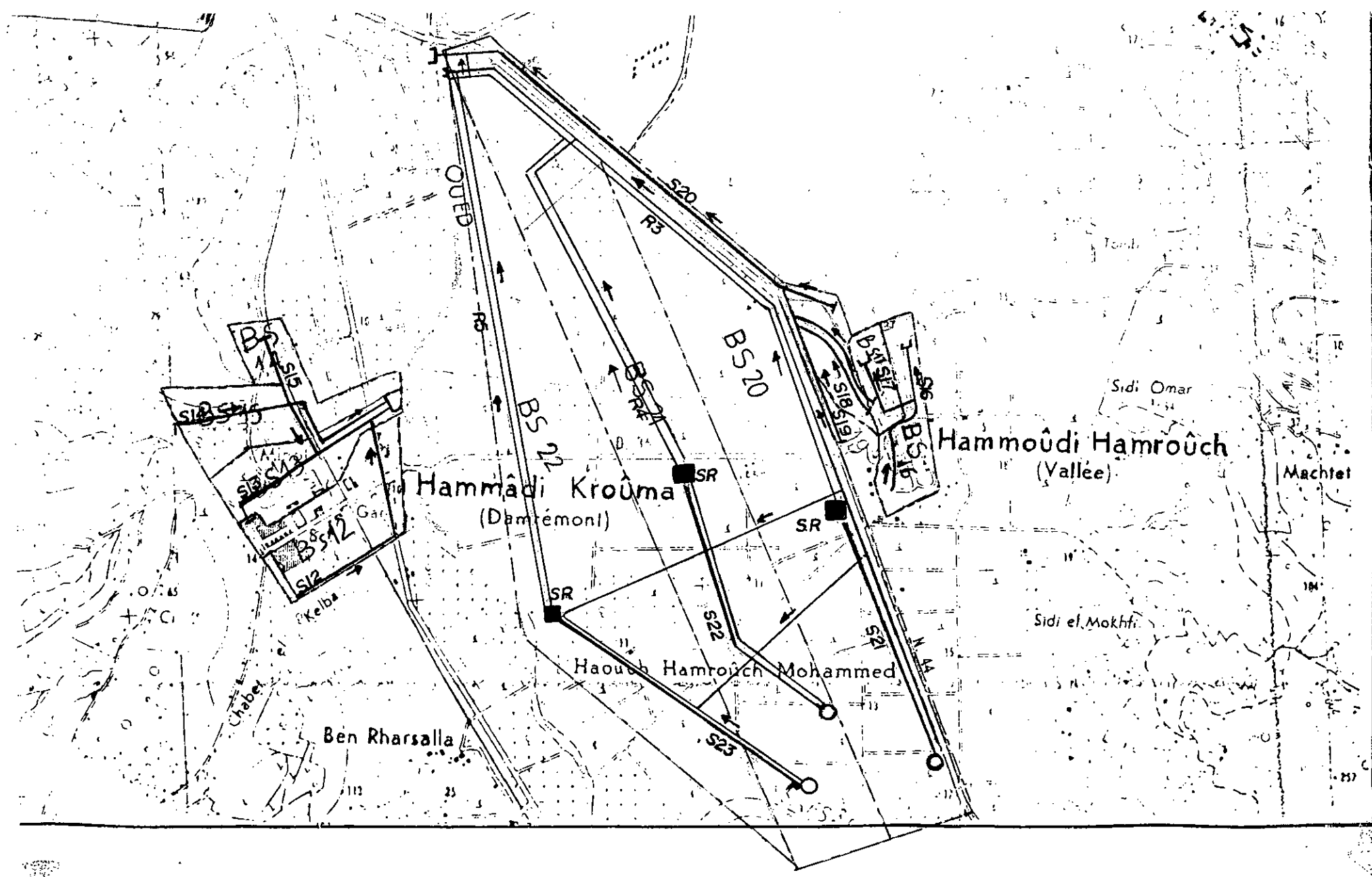
Commune de HAMADI KROUMA:

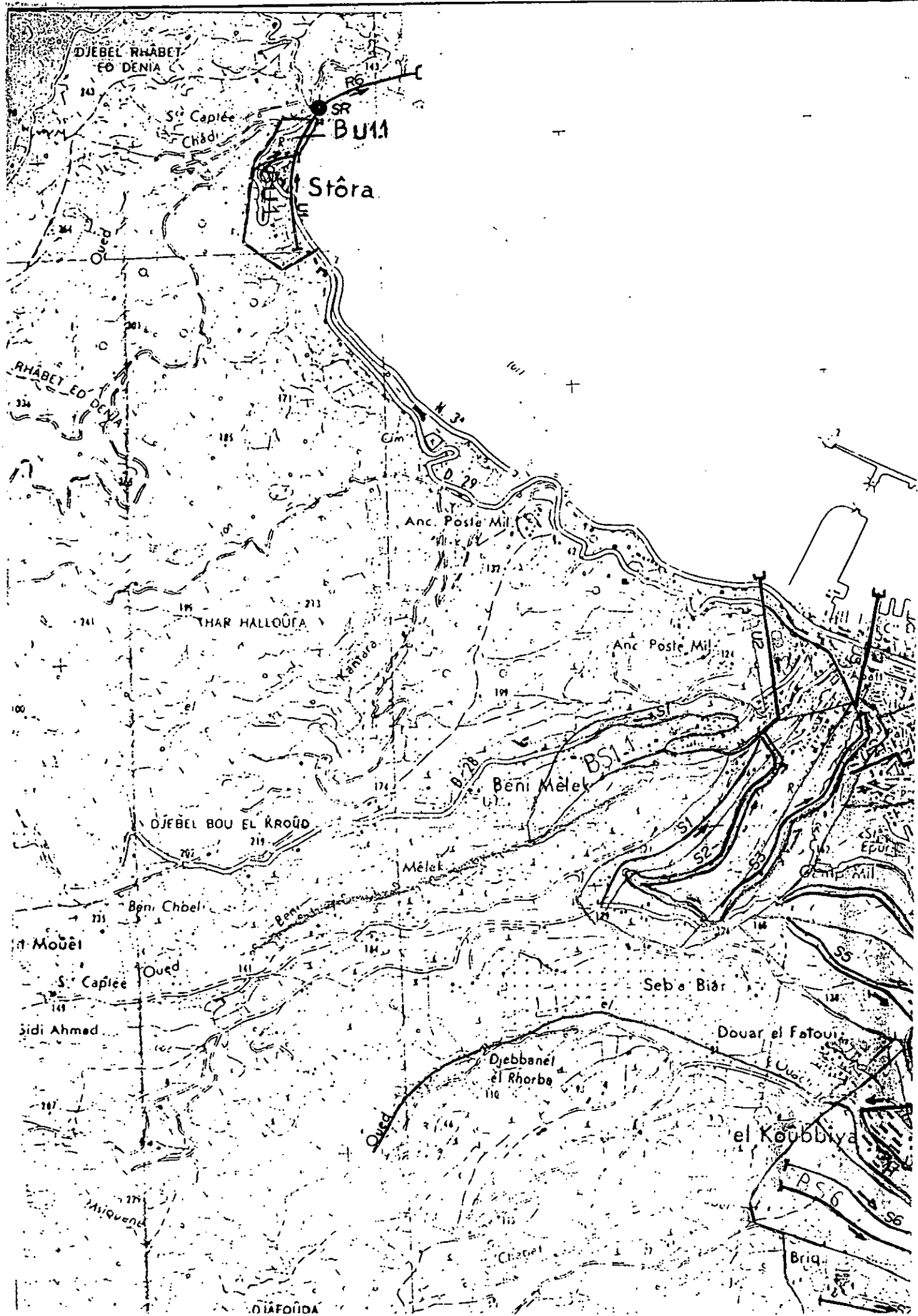
Les seules stations de refoulement existant dans cette commune se trouvent dans la zone de dépôt . Elles sont toutes les trois identiques et implantées sur les tracées des trois collecteurs primaires . Elles sont de petites dimensions et ne fonctionnent actuellement qu'en by-pass.

Le tableau suivant résume toutes ces informations et pour plus de détails des collecteurs d'assainissement actuels (voir annexe).

SKIKDA (PHILIPPEVILLE)







Eléments diagnostiques	SITE	SKIKDA	STORA	H.KROUMA	H.HAMR OUCHE	dépôt
Réseaux existants	Type	pseudo-séparatif	unitaire	séparatif	séparatif	séparatif
	Taux de raccord(%)	80	70			
	Longueur (m)	38000	2500		1770	1200
	Etat	moyen	moyen		bon	bon
Les rejets existants	Nombre	7	2	1	2	1
	Milieu récepteur	entrée et sortie du + oued ZERAMNA + la Mer	entrée du port + voisinage du phare	Oued SAFSAF	Oued SAFSAF + terrain vague à l'est	collecteur de H. HAMR OUCHE
	Nature des eaux					
Collecteurs principaux	Nombre	6	2	1	1	1
	Dimension du section	- 2.8x2.4 , 4x2.8 - 2 collecteurs de Φ 1000 - 1 collecteur de Φ 700 - un canal	1000 mm 500 mm	1000 mm	1000 mm	600 mm
	exutoire	La mer + oued ZERAMNA	La mer	Oued SAFSAF	Oued SAFSAF	collecteur de H. HAMR OUCHE
stations de refoulement	Nombre	2		1		3
	Type	KRTV 400-600 132 KSB	KRTV 200-350 454 KSB			
	Nombre de pompes	3	4	2		
	HMT (m)	3.5	15.0	08		
	Pn (KW)	18.4	55	4.5		
	Débit (L/S)	155	222	20		

Tableau I-7: Recensement et caractéristiques des ouvrages et rejets existants sur les cinq villes de la zone d'étude.

**Figures représentant
le réseau d'assainissement existant**

3 OCCUPATION DE SOL ET POPULATION ACTUELLES ET FUTURES

I-3-1 HORIZON DU PROJET:

Dans cette étude, l'horizon du projet adopté est l'année 2015. Les ouvrages nécessaires doivent donc être dimensionnés sur la base de données futures sur une période de 20 ans.

I-3-2 Population actuelle:

Les données de population ci-dessous ont été recensées dans l'annuaire statistique de la Wilaya de SKIKDA fourni par le département de planification. On y trouve les valeurs correspondant aux recensements des années 1992, 1993, 1994 et 1995 (tableau I-8)

	Agglomération	1992	1993	1994	1995
Commune de	ville de SKIKDA	126209	126575	126941	127309
SKIKDA	STORA	2882	2891	2899	2907
Commune de	H. KROUMA	6208	6741	7329	7967
H. KROUMA	H. HAMROUCHE	4582	4981	5414	5886

Tableau I-8 : Population actuelle de la zone de l'étude.

Bien que la zone de dépôt est à vocation industrielle, il existe cependant des habitations individuelles dont le nombre est rattaché à l'agglomération de H. HAMROUCHE.

I-3-3 Evolution de la population à l'horizon de l'étude:

L'horizon de l'étude étant 2015, on calculera la population correspondante à partir des données actuelles en utilisant un taux d'accroissement propre à chaque région définie ci-dessus à

l'aide de la loi des accroissements démographiques suivante:

$$P = P_0 (1 + T/100)^n .$$

Avec: P: population calculée

P0: population de l'année de référence

n: nombre d'années de la période considérée

T: Taux d'accroissement annuel

Les taux d'accroissements annuels suivants nous ont été fournis par le service de recensement de la Wilaya:

Commune de SKIKDA : T=0.27 %

Commune de H. HAMROUCHE: T=5.27 %

	Agglomération	T (%)	1995	2015
Commune de	ville de Skikda	0.27	127309	134363
SKIKDA	Stora	0.27	2907	3068
Commune de	H. Krouma	5.27	7967	22253
H. KROUMA	H. Hamrouche	5.27	5886	16440
Total			144069	176124

Tableau I-9: Récapitulation de l'évolution démographique.

I-3-4 Occupation du sol actuelle:

1- *L'agglomération de SKIKDA:* Généralement, on peut la considérer comme une agglomération à urbanisation dense, essentiellement au Nord où se répartissent les habitats individuels coloniaux et nouveaux.

Au Sud de l'agglomération, aux endroits de 20 Août et Merdj ed Dib se règne des habitats collectifs, telle que cité du 20 Août , cité 1500 logements, cité de 700, et 500 logements

Autres types d'occupation du sol sont présentés dans le tableau suivant:

Type d'équipement	Equipement
Scolaire	36 A.E.F., 16 C.E.M., 9 lycées, 1 I.T.E, 1 C.F.P.A., ENSET, ...
Sanitaire	1 Hôpital (de 420 lits), Maison de retraite, 3 Laboratoires, 3 C. de santé, 1 paramédical, ...
Socio-culturels et sportif	4 C. culturels, 13 Mosquées, 4 cinémas, 2 Hôtels, 1 Eglise, 2 Théâtres, 14 T. de sport, Stade de foot (complexe sportif de 20 Août)
Administratif et Ediltaire	2 P.T.T , 3 A.P.C. , 11 Directions, 2 Casorec Willaya, 2 Académies, 2 Gendarmeries, 2 C. de police, Banque, ...
Commerce et service	4 S. de service, 3 C. commerciaux, Gare routière, Gare S.N.T.F. , ...
Activités	Briqueterie, Zone d'activités de (5 ha)

2- Agglomération de H. KROUMA:

Désignation	Surface en (ha)	%
habitat individuel colonial	4.45	3.19
Habitat individuel nouveau	24.43	17.53
Habitat collectif	6.13	4.40
Habitat précaire	3.14	2.25
Activités	79.43	57.02
Equipements	13.37	9.59
Terrains vides	5.45	3.94
Vergers et Jardin	2.90	2.08
TOTAL	139.30	100 %

3- Agglomération de H. HAMROUCHE: C'est une agglomération à urbanisation dispersée, on trouve généralement des habitats individuels coloniaux et nouveaux , et peu

d'habitats collectifs , et une très grande surface occupée par des équipements industriels suivants:

Equipements	Capacité
EDIPAL	420 employés
ONAB	1500 employés
ENAFROID	30.000 employés
ENAL	40 employés
E.N.A.D	85 employés
INDITEX	84 employés

4- Agglomération de STORA : C'est une agglomération touristique elle est désignée par des habitats individuels, et quelques habitats collectifs.

I-3-5 Occupation du sol future:

Les services de l'A.P.C et la DUCH , n'ont pas pu nous fournir des documents sur l'occupation du sol future. (Le PDAU OU LE PUD future) , ces derniers sont en voie d'élaboration, l'unique information que nous avons pu avoir c'est que le lieu sur le lequel la future occupation du sol sera implantée , est situé dans la région sud de la ville de SKIKDA .

I-4- Estimation des besoins en eau.

I-4-1 Etude des besoins en eau:

Les services de l'EPDEMIAS* nous ont communiqué le tableau ci-dessous où figurent les débits distribués quotidiennement. A partir des estimations de population faites précédemment, on détermine la dotation actuelle qui se révèle être amplement suffisante (information confirmée par les services de la DHW).

Le calcul donne une dotation moyenne actuelle d'environ 200l/j/hab en tenant compte des pertes dans le réseau qu'on estime à 20% environ. On signale par ailleurs que la dotation moyenne sur toute la wilaya de SKIKDA est de 126 l/j/hab.

Pour la projection des ouvrages nécessaires de notre étude, on prévoit une dotation future de 220 l/j/hab. Le tableau suivant donne les débits distribués quotidiennement par les services de l'EPDEMIAS

Consommateur	Débit (m ³ /j)
ville de SKIKDA	41211
Zone industrielle	17316
Platanes	3986

Tableau I-10 : Débits distribués quotidiennement.
* Entreprise de production d'eau (SKIKDA)

I-4-2 Besoins domestiques:

Pour le calcul des besoins en eau à l'horizon projet, on utilise le nombre de population par rejet. Pour cela, nous dressons le tableau suivant où figurent les informations suivantes: surface drainée par rejet, population, et consommation d'eau potable. Pour le calcul de la population correspondant à chaque rejet de la ville de SKIKDA, on admet une densité moyenne égale au :

$$\frac{\text{nombre total de la population}}{\text{surface totale drainée de la ville}} = \frac{134363}{466.38} = 288 \text{ hab / ha .}$$

Commune	tion	N°	Rejet de	Surface drainée(na)	Population 2015 (hab)	on (l/s)
SKIKDA		1	STORA (sur la mer)	14.06	3068	7.81
		2	Galerie Béni Malek (//)	44.06	12694	32.32
		3	Collecteur Marinelle (//)	21.46	6183	15.74
		4	Ancien Port (//)	65.32	18818	47.91
		5	Collecteur SNTF (//)	21.27	6128	15.6
		6	Galerie Moider (//)	273.86	78898	200.89
		7	Zone de dépôt (sur l'oued ZERAMNA) ancienne	15.16		
		8	Cité Boulkeroua + 1500 logements (//)	40.41	11642	29.64
H. KROUMA	H. A	9	H. Krouma (sur l'oued SAFSAF)	50.30	22253	56.66
	H. A	10	H. Hamrouche (//)	138.16	16440	41.86

Tableau I-11 : Besoins domestiques à l'horizon 2015 pour chaque agglomération et par rejet.

I-4-3 Besoins des équipements par rejet:

I-4-3-1 Rejet de BENI MALEK:

	Equipement	Capacité	Dotation(l/j/cap)	Cosom.(m ³ /j)	Total (m ³ /j)
scolaire	1 C.E.M.	670	25	16.75	43.50
	2 A.E.F.	1070	25	26.75	
sanitaire	-	-	-	-	-
socio-culturel et sportif	une mosquée			30.0	30.0
administratif	2 directions			5.0	5.0
TOTAL					78.5 m³/j

Tableau I-12 : Besoins des équipements relatifs au rejet BENI MALEK.

I-4-3-2 Rejet de MARINELLE:

	Equipement	Capacité	Dotation(l/j/cap)	Cosom.(m ³ /j)	Total (m ³ /j)
scolaire	3 A.E.F.	1605	25	40.12	81.70
	1 C.E.M.	670	25	16.75	
	1 Lycée	993	25	24.82	
sanitaire	C. de Santé	-	-	3.0	3.0
socio-culturel et sportif	-	-	-	-	-
administratif	Assurances			2.5	2.5
TOTAL					87.2 m³/j

Tableau I-13 : Besoins des équipements relatifs au rejet MARINELLE.

I-4-3-3 Rejet de Collecteur 'Ancien Port':

	Equipement	Capacité	Dotation(l/j/cap)	Cosom.(m ³ /j)	Total (m ³ /j)
scolaire	5 A.E.F.	2675	25	66.88	148.28
	1 C.E.M.	670	25	16.75	
	2 Lycée	1986	25	49.65	
	Creche	750	25	15	
sanitaire	maison de retraite	-		5	194.80
	un hopital	420 lits	220	184.8	
	un laboratoire	-		5	
socio-culturel et sportif	une mosquée	-	-	30	63.4
	2 hotels	-	-	20	
	2 cinemas	-	-	2	
	2 théâtres	-	-	2	
	terrain de sport	3700m ²	2	7.4	
	c. culturel	-	-	2	
administratif	P.T.T.			2.5	

	Banque			2.5	
	2 A.P.C.			5	
	6 Directions			15	35
	Academie			2.5	
	Wilaya			2.5	
	Gendarmerie			2.5	
	Air Algerie			2.5	
TOTAL					441.48 m³/j

Tableau I-14 : Besoins des équipements relatifs au rejet de l'ancien port.

I-4-3-4 Rejet de galerie MOIDER:

	Equipement	Capacité	Dotation(l/j/cap)	Cosom.(m ³ /j)	Total (m ³ /j)
scolaire	26 A.E.F.	13910	25	347.75	749.8
	12 C.E.M.	8040	25	201	
	6 Lycée	5958	25	148.95	
	1 Creche	-	-	18	
	E.N.S.E.T.	764	25	19.10	
	I.T.C.	-	-	15.0	
sanitaire	c. de santé			5	15
	paramédical			5	
	laboratoire			5	
socio-culturel et sportif	8 mosquées	-	-	240	469.4
	2 S. de prière	-	-	30	
	3 C. culturels	-	-	6	
	1 Eglise	-	-	2	
	14 T. de sport	93200m ²	2	186.4	
	1 Salle de sport	1500m ²	2	3	
	1 cinemas	-	-	2	
	1 P.T.T.		-	2.5	
	1 A.P.C.		-	2.5	

administratif et Edilitaire	2 casorel		-	2.5	25
	3 Directions			7.5	
	1 S. militaire			2.5	
	1 C. de police			2.5	
	Gendarmerie			2.5	
Commerce et service	3 S. de service			7.5	131
	3 C. commercial	17250m ²	5	86.25	
	1 Gare routière	18750m ²	2	37.5	
Zone d'activité		500m ²	84	420	420
Industriel	Briqueterie	115 employés	60	6.9	6.9
TOTAL					1817 m³/j

Tableau I-15 : Besoins des équipements relatifs au rejet de MOIDER.

I-4-3-5 Rejet de la zone de dépôt ancienne:

Surface (na)	Dotation(l/j/cap)	Cosom.(m ³ /j)
31.84	30.000	2653.22

Tableau I-16 : Besoins des équipements relatifs au rejet de la zone de dépôt ancienne.

I-4-3-6 Rejet de H. KROUMA:

	Equipement	Capacité	Dotation(l/j/cap)	Cosom.(m ³ /j)	Total (m ³ /j)
scolaire	ECOLES (08)	3105	25	77.62	116.02
	C.E.M.(02)	1210	25	30.25	
	C.F.P.A. (01)	326	25	8.15	
sanitaire	c. de santé	-	-	3.0	7.0
	2 S. de soins	-	-	4.0	
	1 C. culturesl		-	2.0	

socio-culturel et sportif	une mosquée 1 stade	9800m ²	- 2	30.0 19.6	51.6
administratif	A.P.C.			2.5	7.5
	S.A.A			2.5	
	P.T.T.			2.5	
Zone d'activité		79-43ha	30.000m ³ /ha/an	6619.16	6619.16
Industriel	Emb. métallique	112 employés	60	6.72	45.88
	E.R.W.A.	76 //	60	4.56	
	EN.N.M.G.P.	285 //	60	17.1	
	E.R.I.A.D.	175 //	100	17.1	
TOTAL					6847.16 m³/j

Tableau I-17 : Besoins des équipements relatifs au rejet de H. KROUMA.

I-4-3-7 Rejet de galerie H. HAMROUCHE :

	Lieu	Equipement	Capacité	Dotation(l/j/cap)	Cosom.(m ³ /j)
Industriel	zone de dépôt	EDIPAL	420 employés	60	25.2
		ONAB	1500 //	60	90.0
		ENAFROID	30000 //	60	1800.0
		ENAL	40 //	60	2.4
	H. HAMROUCHE	E.N.A.D.	85 //	60	5.1
		INDITEX	84 //	60	5.04
TOTAL					1927.74 m³/j

Tableau I-18 : Besoins des équipements relatifs au rejet de H. KROUMA.

4-3-8 Récapitulation des besoins totaux d'eau potable
par rejet:

N°	Rejet de :	Besoins domestiques (l/s)	Besoins des équipements (l/s)	Total (l/s)
1	Stora	7.81	-	7.81
2	Galerie Beni Malek	32.32	0.91	33.23
3	Collecteur Marinelle	15.74	1.01	16.75
4	Ancien port	47.91	5.11	53.02
5	Collecteur S.N.T.F.	15.6	-	15.60
6	Galerie Moider	200.89	21.03	221.92
7	Zone de dépôt ancienne	-	30.71	30.71
8	Cité Boulkeroua + 1500 logements	29.64	-	29.64
9	H. Krouma	56.64	79.25	135.91
10	H. Hamrouche	41.86	22.31	64.17
TOTAL		448.43	160.33	608.76

Tab I-19 : Besoins totaux d'eau potable par rejet.

I-5 Etude quantitative des rejets d'eaux usées.

I-5-1 Introduction:

Ce chapitre a pour objet l'étude quantitative des besoins en eau permettant d'évaluer les volumes d'eau nécessaires à la consommation et par la suite les quantités évacuées vers le réseau d'assainissement .

I-5-2 Nature des eaux à évacuer:

Les eaux que doit évacuer un réseau d'assainissement sont généralement de trois types :

- les eaux usées domestiques ,
- les eaux de ruissellement,
- les eaux usées industrielles.

On peut trouver aussi dans le réseau les eaux indésirables dites "parasites", généralement non polluées provenant soit des infiltrations d'eaux de nappe ou de pluie, soit de rejets industriels (eau de refroidissement,...) non prévues .

I-5-2-1 Les eaux usées domestiques :

Ces eaux se composent d'eaux ménagères (eaux de cuisine, eau de lessive ,...) et d'eaux vannes (eaux de W-C). Elles sont généralement caractérisées par leur forte teneur en matières organiques (la DBO et la DCO sont les indicateurs polluants les plus utilisés , parfois on utilise la DTO)

I-5-2-2 Les eaux de ruissellement :

Ces eaux sont souvent composées d'eaux de pluie , et parfois d'eaux de lavage (des rues ,...). La pollution des eaux pluviales est essentiellement minérale, mais elle peut néanmoins contenir des quantités de matières organiques importantes (associées notamment aux solides en suspension).

I-5-2-3 Les eaux usées industrielles :

Elles proviennent des diverses usines de fabrication et/ ou de transformation. Elles présentent des caractéristiques physico-chimiques très diversifiées, selon le type d'industrie raccordé au réseau. Les polluants industriels sont fortement concentrés et dans plusieurs cas peu dégradables. Ils sont souvent chimiques et toxiques .

Elles doivent généralement être traitées avant de les évacuer dans le réseau d'assainissement .

I-5-2-4 Les eaux "parasites":

Ce sont des eaux de provenance souterraine (pluviale ou de nappe) qui s'infiltrent dans le réseau à travers les endroits non étanchés. En zone urbaine, ce sont souvent des petits ruisseaux ou des eaux des trop-pleins des fontaines publiques reliés par inadvertance aux canalisations du réseau . Elles sont, par conséquent , essentiellement des eaux non polluées. Leur quantité est très difficile à estimer, pour cela on effectue généralement des mesures de débits nocturnes à des endroits bien étudiées du réseau.

I-5-3 Débits d'eaux usées domestiques:

I-5-3-1 Estimation du débit moyen:

Nous calculons le débit moyen d'eau usée à partir du débit de consommation total. Le débit moyen d'eau usée est évalué à 80% du débit moyen de consommation , en raison des pertes (souvent dues au fuites) estimées à 20% de la consommation.

Ce débit donné par: $Q_m = Q_{ct} * C_r$

où: Q_{ct} : débit de consommation total (l/s)

$$= Q_{cp} + Q_{ce}$$

Q_{cp} : débit de consommation de la population

Q_{ce} : débit de consommation des équipements

C_r : coefficient de rejet égal à 80% ou 0,8

Q_m : débit moyen rejeté(l/s).

I-5-3-2 Estimation du débit de pointe:

Le débit de pointe est donné par l'expression suivante :

$$Q_p = K_p \cdot Q_m$$

avec: Q_m : débit moyen journalier en l/s

Kp: coefficient de pointe , donné par:

$$Kp = a + \frac{b}{\sqrt{Qm}}$$

où : a et b sont des paramètres déduits d'études expérimentales françaises, (les eaux usées dans les agglomérations urbaines ou rurales . GOMELLA. P 27)

a= 1,5

b= 2,5

Les résultats et calculs de ces débits à l'horizon projet sont regroupés dans le tableau (I-20).

N°	Rejet de :	Q (l/s)	Qm (l/s)	Kp	Total (l/s)
1	Stora	7.81	6.25	2.5	15.62
2	Galerie Beni Malek	33.23	26.58	1.98	52.63
3	Collecteur Marinelle	16.75	13.4	2.18	29.21
4	Ancien port	53.02	42.41	1.88	79.73
5	Collecteur S.N.T.F.	15.60	12.48	2.21	27.58
6	Galerie Moider	221.92	177.53	1.68	298.25
7	Zone de dépôt ancienne	30.71	24.57	2	49.14
8	Cité Boulkeroua + 1500 logements	29.64	23.71	2.01	47.66
9	H. Krouma	135.91	108.73	1.74	189.19
10	H. Hamrouche	64.17	51.33	1.85	94.96

Tab I-20 :Débit de pointe d'eaux usées domestiques par rejet à l'horizon 2015.

I-5-4 Débits d'eaux pluviales :

I-5-4-1 Introduction :

Les débits des eaux pluviales ou des ruissellement sont calculés en fonction de la superficie du bassin versant. Leurs

estimations sont faites par deux méthodes principales :

- La méthode dite rationnelle.
- La méthode superficielle (dite de "caquot")

I-5-4-2 Méthode superficielle:

C'est une méthode déterministe de définition du débit de pointe proposée par "caquot", elle prend en considération l'effet de capacité du réseau, et ne s'applique qu'aux surfaces urbaines drainées par des réseaux. La méthode superficielle repose sur une expression mathématique globale basée sur l'équation des volumes en un certain nombre de points du système d'écoulement. Les débits maximums pour un orage donné:

$$Q_p = K.I^U.C^V.A^W.\alpha$$

Avec: K, U, V, W : varient selon la fréquence F donnée et la région pluviométrique considérée.

l'eau.

C: coefficient de ruissellement de l'aire considérée.

A: superficie de l'aire d'apport en ha.

α : Coefficient d'allongement du bassin versant tel que $\alpha = \frac{L}{\sqrt{A}}$

L: longueur du plus long parcours de l'eau en hm.

Avantages :

Son emploi est très simple et ne nécessite pas de calcul itératif.

Inconvénients:

Son inconvénient principal réside dans le fait qu'elle est particulièrement globale et que les valeurs numériques des

paramètres K , U , V , W doivent traduire une très large gamme de combinaison de bassin .

Les valeurs moyennes intègrent assez mal les facteurs de forme de bassin (hétérogénéité des distributions spatiales de pente et de coefficient de ruissellement).

I-5-4-3-Méthode rationnelle:

Le principe de cette méthode consiste à estimer les débits à partir d'un découpage du bassin versant en secteurs d'apport de superficies respectives A_1, A_2, \dots, A_n correspondant à chaque tronçon de canalisation considérée. Pour utiliser cette méthode, il faut d'abord délimiter le B.V à étudier, calculer sa surface et étudier ses caractéristiques, déterminer le coefficient de ruissellement "C", évaluer l'intensité de l'averse "I" pour une période de retour "T". le débit Q (l/s) résultant d'une averse d'intensité constante I (l/s. ha) tombant uniformément sur un secteur de ruissellement C s'exprime par la formule:

$$Q_p = C.I.A$$

Avec Q_p : débit de pointe d'eau pluvial (l/s).

C : coefficient de ruissellement.

I : intensité de précipitation (l/s.ha).

A : aire d'apport en (ha) déterminée d'après la topographie du terrain et mesurée par planimétrage.

Avantage:

Cette méthode intègre bien les facteurs concernant la forme des bassins, la forme et la densité du réseau de drainage , la nature des conduites.

Inconvénients:

Cette méthode surestime en général les débits de pointe, elle nécessite une mise en oeuvre laborieuse et bien que la

formule de base soit simple, elle devient plus complexe dès que l'on procède à une décomposition analytique plus fine.

Remarque:

Dans notre projet, nous opterons pour la méthode rationnelle.

I-5-4-4 Procédé de calcul de la méthode :

La méthode rationnelle dépend de trois paramètres :

- Coefficient de ruissellement « c »
- Intensité de pluie « I »
- L'aire du bassin versant « A »

I-5-4-4-1 Calcul de l'intensité pluviale:

Etant donné que la région de SKIKDA est caractérisée par un climat méditerranéen du type littoral, on adopte pour le calcul de l'intensité pluviale I le même modèle que celui d'Alger ($i=4t_c^{-0.5}$) pour une période de retour de 10 ans .

L'intensité sera calculée donc par la formule : $I = 4t_c^{-0.5}$

i: intensité moyenne maximale pour une période de retour

T = 10 ans en (mm/mn)

t_c : temps de concentration en (mn)

Le calcul du temps de concentration de l'ensemble des bassins drainés par chaque rejet est basé sur son calcul dans les collecteurs drainant ces bassins, en prenant le trajet qui correspond au plus long parcours, et le temps de concentration sera calculé par la formule suivante : $t_c = l/v$

où : L: longueur de la conduite

V: vitesse correspond au débit max ($V = r_v \times V_{ps}$)

avec $V_{ps} = \frac{Q_{ps}}{S}$ = débit à pleine section
section de la conduite

- Comme exemple, on prend le rejet de Marinelle drainant les deux bassins Bu3 et Bs3

$$t_c = L_1/V_1 + L_2/V_2$$

Bassin	Longueur(m)	La pente (%)	ϕ (mm)	Q_{ps} (m ³ /s)	r_Q	r_V	V_{ps} (m/s)	V (m/s)	t_c (mn)
Bs3	1025	3	700	1.60	1.07	1.07	4.16	4.45	3.84
Bu3	250	3.5	1000	4.48	1.07	1.07	5.70	6.00	0.69

$$t_c = 3,84 + 0,69 = 4,53 \text{ mn}$$

$$t_c = 3.84+0.69 = 4.53\text{mn}$$

Tous les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Rejet	Collecteurs	t_c (mn)	i (mm/mn)
Beni Malek	S1 et U2	8.25	1.39
Marinelle	S3 + U3	4.53	1.88
Ancien port	U11+U7	3.27	2.27
S.N.T.F.	U9+U5	5.25	1.75
Zone de dépôt ancienne	U20+U21	5.60	1.69
Galerie Moider	S4+U14	9.50	1.29

Tableau I-21: Intensité pluviale du bassin drainé par chaque rejet.

I-5-4-4-2 Estimation des débits de crue:

D'après les valeurs de l'intensité pluviale pour une période de dix ans calculées ci-dessus , en fonction du découpage en bassin

versant (voir plan) et du planimétrage des surfaces , on obtient avec la méthode rationnelle les valeurs des débits de crues résumés dans le tableau ci-après . Les coefficients de ruissellement retenus ont été de 0,8 pour le centre ville , et varient de 0,6 à 0,7 pour les zones limitrophes.

Rejet	Collecteurs	tc (mn)	i (mm/ mn)	surface totale des bassins drainés A (ha)	coefficient équivalent C	Qp(10)= 0.167ciA (l/s)
Stora	S1 et U2	8.25	1.39	37.81	0.60	5266.10
Marinelle	S3 + U3	4.53	1.88	21.46	0.70	4716.31
Ancien port	U11+U7	3.17	2.27	44.82	0.73	6939.29
Collecteur S.N.T.F.	U9+U5	5.25	1.75	21.27	0.8	4972.93
Zone de dépôt ancienne	U20+U21	5.60	1.69	15.16	0.6	2567.16
Galerie Moider	S4+U14	9.50	1.29	132.0	0.73	20758.83

Tab I-22 :Débit de pointe d'eaux pluviales par rejet à l'horizon 2015.

I-6 Etude qualitative des rejets existants

I-6-1 Introduction :

Les rejets d'eaux usées de la zone de l'étude sont à dominante urbaine. Les eaux rejetées par la zone industrielle existante (SONATRACH) sont traités de façon autonome par une station propre à la zone.

I-6-2-1 Caractères qualitatifs des eaux usées urbaines:

Les eaux usées urbaines comprennent les eaux usées domestiques et les eaux de ruissellement, ces dernières étant constituée par l'ensemble des eaux pluviales, les eaux d'arrosage des voies publiques et des parcs de stationnement, les eaux de lavage des caniveaux, des marchés et des cours .

Ces eaux sont polluées et nuisibles. Leurs caractères qualitatifs peuvent s'exprimer sous trois aspects : Physico-chimiques , biologiques et la présence d'inhibiteurs .

I-6-2-1 Caractères physico-chimiques:

Les eaux usées renferment des matières minérales et des matières organiques. Les matières minérales sont constituées par le résidu sec, après chauffage dans une coupelle au rouge, de l'ensemble des matières recueillies après évaporation. Elles ne sont pas dangereuses.

Les matières organiques sont celles qui sont volatilisées lors du chauffage dans les mêmes conditions que ci-dessus. Dans toutes les matières organiques, en dehors des composés principaux - C,O,N,H - il existe en quantités faibles , ou même à l'état de traces , des éléments qui jouent un rôle important dans le processus de dégradation, ou d'assimilation (par exemple S, Fe, Cu, P).

Ces matières se présentent sous trois formes dans les eaux usées domestiques:

- matières en suspension vraie , décantables en deux heures ;
- matières en suspension non décantables en deux heures , soit en raison de leur granulométrie très fine , de leur densité très voisine de l'eau ou encore de leur état colloïdal.

- les matières dissoutes qui interviennent dans les réactions chimiques .

I-6-2-2 Caractères biologiques:

Il convient de remarquer que l'un des principaux critères d'une eau usée urbaine est sa biodégradabilité, ce qui signifie la possibilité de son épuration grâce à des traitements biologiques, rendus possibles par la présence d'une alimentation équilibrée pour les bactéries, c'est-à-dire azote et phosphore .

Les eaux résiduaires urbaines sont généralement neutres (environ 7 à 7,5 unités PH); l'épuration biologique est possible entre PH 6,5 et 8,5 .

I-6-2-3 Présence de corps inhibiteurs:

Les inhibiteurs sont des substances dont l'action catalytique tend à freiner les vitesses de réaction. Les eaux ménagères , en particulier, sont à l'origine de l'apport de substances ou de produits qui, en quantités très faibles, peuvent jouer un rôle inhibitoire très important et très souvent nocif dans le processus de l'épuration des eaux usées: ce sont les détergents qui provoquent des mousses, notamment en présence de matières polluantes organiques: les hydrocarbures ou les phénols .

I-6-3 Caractères microbiens des effluent urbains:

Les eaux usées urbaines contiennent tous les germes des matières fécales, y compris les germes pathogène; des études récentes ont mis en évidence la présence de virus, comme par exemple ceux de la poliomyélite ou des hépatites , ou d'autres encore.

Plus précisément, on peut mentionner que l'origine des

micro-organismes contenue dans les eaux résiduaires urbaines peut être recherchée:

- Dans les effluents de type domestique , c'est-à-dire avec les rejets des matières fécales et urinaires des êtres humains;
- Dans les rejets des hôpitaux ,laveries , laboratoires ;
- Dans l'évacuation des eaux usées des industries de toute nature , comme les élevages , les centres agro-alimentaires , les abattoirs;
- Dans les excréments des animaux ;
- et même dans les rejets , notamment les boues des stations d'épurations biologiques des eaux résiduaires.

Tous ces micro-organismes ne sont heureusement pas pathogènes. Toutefois, certains se révèlent porteurs de maladies graves pour l'homme et les animaux; ce sont alors essentiellement :

- Des bactéries (salmonelles , celles de fièvres typhoïdes);
- Des virus (poliomyélites , hépatites);
- Des protozoaires (amibes);
- Des champignons .

I-6-4 Caractères qualitatifs des eaux urbaines de ruissellement:

Les eaux de ruissellement des zones urbanisées subissent de fortes pollutions; en effet, pendant les périodes sans pluie, des dépôts de substances diverses s'accumulent sur les chaussées, caniveaux, trottoirs et places goudronnées. Toutes ces substances sont entraînées en masse par le premier flot des orages, qui constitue un véritable lavage des sols. Les éléments polluants s'éparpillent dans la masse des eaux et s'ajoutent à tous les matériaux d'érosion qu'ils polluent en même temps.

On a pu constater que la pollution de ce premier flot d'orage peut arriver à être importante, puisqu'elle est, après analyse, du même ordre de grandeur ou très souvent plus élevée que celle de l'effluent urbain.

Cette pollution aux eaux de ruissellement est d'autant plus grave qu'elle est passagère et que, très souvent, les réseaux pluviaux d'évacuation n'ont pas été conçus pour lutter contre cet état de fait. En outre, elle est grave parce que le premier flot d'orage entraîne certaines substances qui sont très nocives et toxiques, gênant la conservation du milieu récepteur, comme le plomb, le zinc, le cuivre, le nickel, le chrome, le phosphore, etc.

On a remarqué également que ces eaux de ruissellement contiennent des matières en suspension dans une proportion particulièrement grande, pour moitié constituées de matières organiques (huiles et graisses, tanins), donc dangereuses. C'est pourquoi le déversement d'eaux pluviales dans les réseaux unitaires cause une pollution supplémentaire que l'on ne doit plus négliger en cas de réemploi de ces eaux.

CHAPITRE II

PROJECTION ET DIMENSIONNEMENT DES COLLECTEURS

II -1 Schéma directeur général d'assainissement

II-1-1 INTRODUCTION :

Lors de l'étude d'un réseau d'assainissement, il est préférable d'envisager plusieurs variantes et de choisir celle la plus avantageuse compte tenue de la géologie et la topographie du domaine de l'étude.

Il faut aussi assurer dans la mesure du possible un écoulement gravitaire. Le tracé des variantes se découle à partir du profil en long.

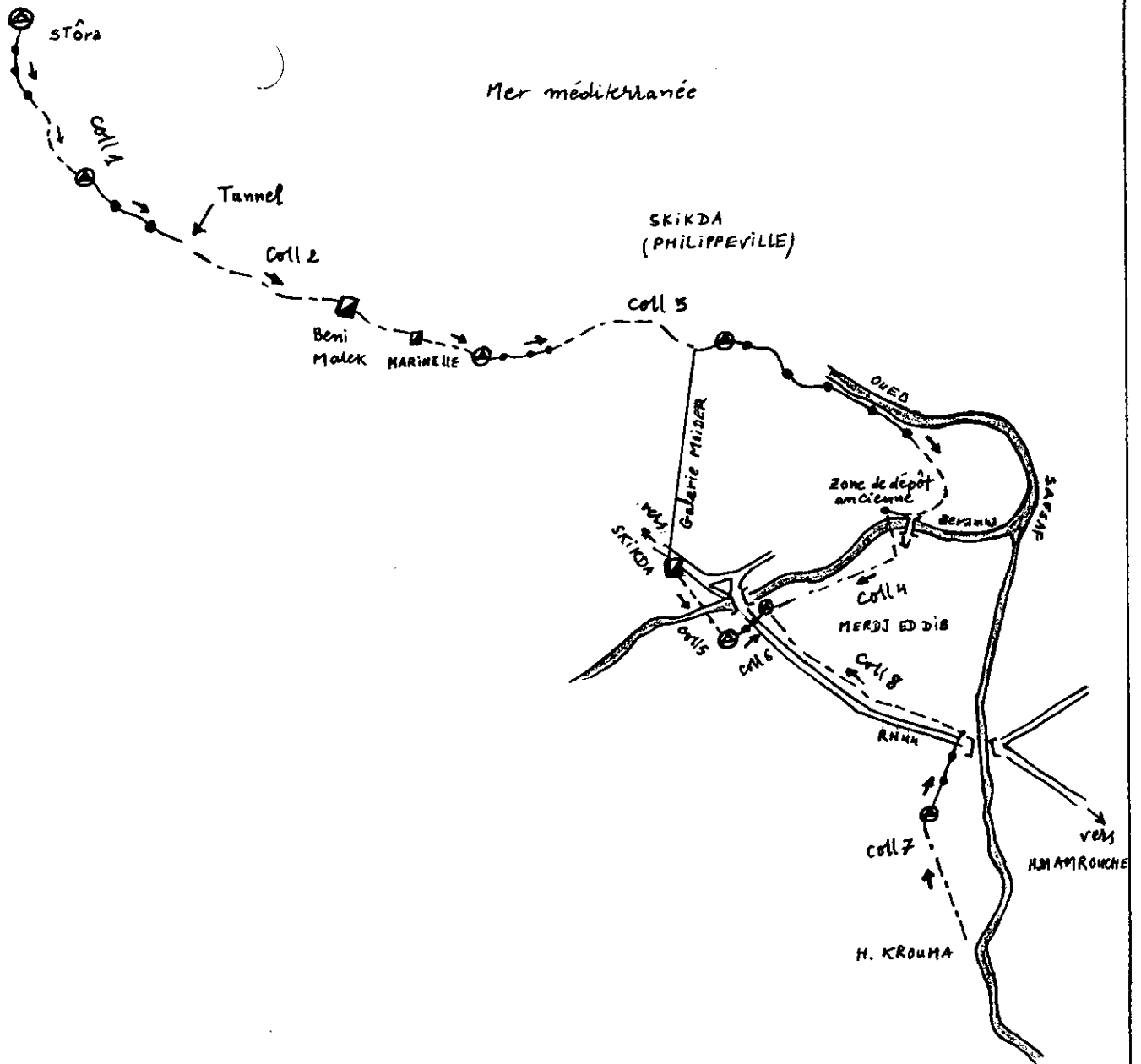
II-1-2 Présentation des variantes :

II-1-2-1 Variante 1:

Consiste à s'enforcer d'avoir un écoulement gravitaire, si possible sur tout le tracé du réseau projeté. Le tracé de cette variante est schématisé dans la figure II-1 où on distingue:

- Un premier collecteur débute de la station de refoulement de STORA, s'achemine vers le tunnel, constitué d'un premier tronçon de refoulement de longueur 620 m, suivi d'un tronçon gravitaire de longueur 638m et un dernier de refoulement de longueur 970 m.
- Un deuxième collecteur s'achemine ensuite vers le rejet MARINELLE par un écoulement gravitaire. Ce collecteur draine en plus des eaux usées de STORA, le rejet de Beni MALEK, il est menu d'une station de relevage au minimum .
- Un troisième collecteur débute du rejet MARINELLE, s'achemine vers le rejet de zone de dépôt ancienne. Ce collecteur draine en plus des rejets de STORA , BENI MALEK , MARINELLE , les rejets de l'ancien port et de la S.N.T.F (ces deux derniers sont amenés gravitairement vers le rejet MARINELLE).

Fig II-1: variante 1 "schéma directeur général d'assainissement"



LEGENDE:

- Collecteur gravitaire projeté ⊗ STEP
- collecteur forcé projeté
- ▣ déversoir d'orage projeté
- ⊕ station de refoulement existante
- ⊙ station de refoulement projetée

Le collecteur est composé de plusieurs tronçons: un premier gravitaire de longueur 640m, suivi d'un tronçon de refoulement de longueur 120m, ensuite un tronçon gravitaire de longueur 1320m avec deux stations de relevage au minimum, puis d'un tronçon de refoulement sur 1350 m et enfin d'un tronçon gravitaire sur 780m. A noter que chaque rejet est menu d'un déversoir d'orage.

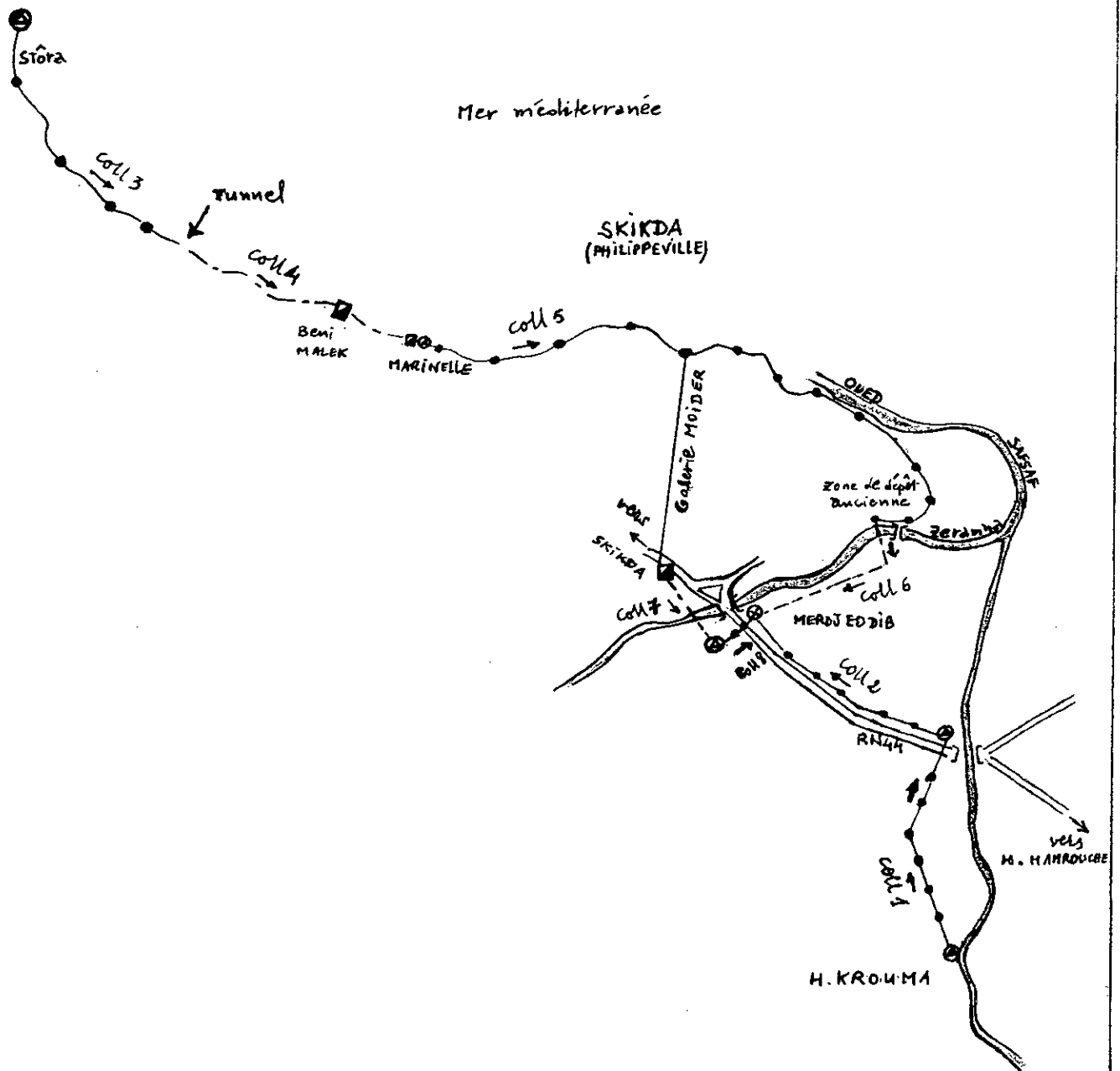
- Un quatrième collecteur suit le précédent pour aboutir à la station d'épuration (STEP) par un écoulement gravitaire en traversant l'oued ZERAMNA, collectant en plus des rejets précédents, le rejet de la zone de dépôt ancienne.

Ce collecteur est menu de trois stations de relevage au minimum.

- Un cinquième collecteur débute à partir d'un déversoir d'orage projeté à la tête de la galerie MOIDER, se compose de deux tronçons : le premier est gravitaire, se dirige vers la station de refoulement "sud ZERAMNA", il est menu d'une station de relevage au minimum. L'autre tronçon est de refoulement, s'achemine vers la STEP, refoulant les eaux usées drainées par les bassins situés au sud de l'oued ZERAMNA et la partie d'eaux usées admise à l'aval de déversoir d'orage MOIDER.
- Un sixième collecteur draine le rejet de l'agglomération de H.KROUMA, s'achemine vers le rejet de H. HAMROUCHE. Il est constitué d'un premier tronçon gravitaire de 1140 m de longueur, menu de deux stations de relevage au minimum, et d'un tronçon de refoulement de 350 m de longueur.
- Le dernier collecteur débute du regard de jonction des rejets de H. KROUMA et H. HAMROUCHE, rejoint la STEP par un écoulement gravitaire. Il est menu de trois stations de relevage au minimum.

Note: Cette variante ne peut pas être retenue car elle présente autant de stations de refoulement (04) et de relevage (11 au minimum), donc un coût important.

Fig II -2: variante 2 "schéma directeur général d'assainissement."



LEGENDE:

- Collecteur gravitaire projeté
- Collecteur forcé projeté
- ▣ diversion d'orage projeté
- ⊙ station de refoulement existante
- ⊙ station de refoulement projetée
- ⊗ STEP

II-1-2-2 Variante 2:

Le schéma directeur général de la ville de SKIKDA et ses environs est illustré dans la figure (II-2) où on distingue:

- La projection des ouvrages annexes suivants:

- Stations de refoulement (SR) :

- MARINELLE
- HAMADI KROUMA
- Route nationale 44 (RN44)

- Déversoirs d'orage (DO):

- MOIDER
- BENI MALEK
- MARINELLE
- Ancien port
- SNTF

- Le premier collecteur refoule le rejet de HAMADI KROUMA vers la SR RN44, où se raccorde avec le rejet de HAMADI HAMROUCHE, ensuite un deuxième collecteur refoule ces deux rejets vers la station d'épuration.

- Un troisième collecteur débute de la station de refoulement STORA, achemine par refoulement son rejet vers le tunnel.

- Un quatrième collecteur (gravitaire), s'achemine ensuite vers la SR MARINELLE, draine les eaux usées provenant de STORA, et de la galerie BENI MALEK.

- Un cinquième collecteur est composé de deux tronçons:

Le premier refoule à partir de la SR MARINELLE en plus des rejets de STORA et BENI MALEK, les rejets de MARINELLE, l'ancien port, et de la S.N.T.F. (ces deux dernières sont amenés gravitairement vers la SR MARINELLE). Le refoulement s'arrête au regard de

branchement du rejet de la zone de dépôt ancienne. A ce regard commence le deuxième tronçon (gravitaire) qui traverse l'oued ZERAMNA pour aboutir à la STEP.

- Le dernier collecteur débute du D.O. MOIDER projeté à la tête de la galerie, il est constitué de deux tronçons: le premier est gravitaire, s'achemine vers la SR "sud ZERAMNA", l'autre de refoulement se dirige vers la STEP.

En ce qui concerne le collecteur drainant les zones d'extension de la ville, on a proposé de le connecter au canal BOULKEROUA vu ses dimensions (hauteur , largeur) suffisantes, ce canal s'achemine vers la Station d'épuration (STEP).

CONCLUSION: On opte pour la deuxième variante vu qu'elle présente moins de stations de refoulement, et de stations de relevage, que la première, donc un coût minimum.

En fonction du schéma directeur général prédéfini et illustré dans la figure (II-2) et par référence aux tableaux d'évaluation des débits (I-20) et (I-22) nous dressons le tableau (II-1) résumant les débits de dimensionnement des différents collecteurs.

N°	Nom du collecteur	Type	QTS (l/s)	Q _{TP} (l/s)	
1	SR « STORA » - TUNNEL	refoulement	15.62	31.24	
2	TUNNEL -SR « MARINELLE »	Gravitaire	TUNNEL- Beni Malek	15.62	31.24
			Beni Malek -Marinelle	68.25	136.5
3	SR « MARINELLE » zone de dépôt ancienne	refoulement	204.81	409.62	
	zone de dépôt ancienne - STEP	gravitaire	458.76	3025.92	
4	SR « H. KROUMA » - SR « RN44 »	refoulement	189.19	378.38	
5	SR « RN44 » - STEP	refoulement	284.15	568.3	
6	D.O. « MOIDER » -SR Sud ZERAMNA	gravitaire	153.43	460.3	
	SR « Sud ZERAMNA » -STEP	refoulement	298.25	750	

Tableau II-1 : Débit de dimensionnement des collecteurs.

Remarque: Le débit de dimensionnement pour un réseau séparatif d'eaux usées est deux fois le débit de pointe, afin de ne pas sousdimensionner le réseau et de prendre en considération l'effet des eaux parasites, c'est pourquoi on a affecté un taux de dilution de (01) au débit d'eau usées qui arrive au SR "sud ZERAMNA" du coté sud de l'oued.

IDEM pour les débits d'eaux usées des rejets de H. KROUMA et H.HAMROUCHE qui sont elles aussi drainées par un système séparatif.

Quant à la valeur à accorder au débit limite d'admission dans le collecteur aval de chaque déversoir d'orage, il est important de noter qu'il n'y a pas de règles précises, et toutefois la détermination de ce débit, et donc du débit déversé doit s'appuyer non seulement sur des critères de capacité hydraulique des stations d'épuration, mais également sur des critères qualitatifs notamment afin de minimiser la fréquence et la durée des déversements en milieu naturel.

Dans notre cas, le déversement au niveau de tous les déversoirs d'orage se fait dans la mer qui est caractérisée par son pouvoir d'auto-épuration, c'est pourquoi on leur a affecté un taux de dilution de (1) et donc un débit admis à l'aval égale à deux fois le débit de temps sec aux déversoirs d'orage de BENI MALEK, MARINELLE, Ancien port, et de la S.N.T.F.

Pour ce qui concerne le déversoir d'orage MOIDER, on lui a affecté un taux de dilution de (02) vu l'importance du débit d'eaux pluviales.

II-2 Dimensionnement des collecteurs

II-2-1 collecteurs gravitaires

II-2-1-1 critères techniques de conception :

Méthode de dimensionnement :

Chaque tronçon du réseau de collecte doit être dimensionné de telle façon à évacuer trois sortes de débits d'eaux rejetées :

- Débit propre au tronçon .
- Débit transité .
- débit de branchement .

Les débits de calcul s'obtiendront par le calcul des débits d'eaux usées et d'eaux pluviales .

En utilisant l'abaque 1 en annexe (Abaque - BAZIN), on détermine le diamètre du collecteur pour une certaine valeur de la pente du radier et du débit total (débit d'eaux usées ajouté à un débit d'eaux pluviales)

Pour le calcul du débit à pleine section, on fait appel à la formule de "MANING" $Q = (0.03117/n) * D^{8/3} * \sqrt{I}$

AVEC * I : pente du radier en %

$$I = (CAM - CAV) / L * 100$$

CAM :côte amont du radier en m

CAV :côte aval du radier en m

L : longueur du tronçon de collecteur en m

* D : Diamètre du tronçon de collecteur en m

* n : Coefficient de MANING (n=0,013 pour le béton ordinaire)

ensuite la vitesse à pleine section sera égale à : $V_{ps} = 4Q_{ps} / \pi D^2$

[Vps] = [m/s]

- Vitesse d'écoulement et hauteur de remplissage:

Les rapports de vitesse et des hauteurs sont déterminés à l'aide de l'abaque n°: 2 connaissant le rapport des débits :

$$r_Q = Q_t / Q_{ps}$$

Avec Q_t : débit total (m^3/s)

Q_{ps} : débit à pleine section (m^3/s)

A partir du rapport de vitesse, on détermine la vitesse d'écoulement

$$r_v = V_e / V_{ps} \implies V_e = r_v * v_{ps}$$

Avec : V_e : Vitesse d'écoulement (m/s)

V_{ps} : Vitesse à pleine section (m/s)

Et à partir du rapport hauteur/diamètre, on détermine la hauteur de remplissage : $r_H = H/D \implies H = r_H * D$

Où : D : diamètre de la conduite (m)

H : Hauteur de remplissage (m)

Conditions sur l'écoulement :

Afin d'assurer le bon fonctionnement du réseau, il faut tenir compte de certaines conditions tel que :

- Evacuation des matières en suspension ;
- Ventilation et aération des conduites.

Dans ce sens, le calcul hydraulique s'effectue en respectant lors de l'évacuation du débit maximum, les conditions suivantes:

- Le taux de remplissage n'excédant pas une certaine valeur bien déterminée .

-La vitesse d'écoulement devra être supérieure à la vitesse d'auto-curage et inférieure à celle de l'érosion.

a- *Vitesse d'auto-curage:*

Cette vitesse est déterminée afin de vérifier les conditions d'entraînement des particules en suspension dans les eaux chargées et éviter ainsi la formation de dépôt qui pourraient conduire au colmatage de la conduite cette vitesse doit être supérieure ou égale à 0,6 m/s en système unitaire pour un débit égale à 1/10 de débit à pleine section

$$r_Q = 0,1 \quad r_v = 0,55$$

et donc $V_{a_c} = 0,55 V_{ps}$ (m/s)

b- *Vitesse maximale admissible:*

Afin d'éviter la dégradation du matériau des collecteurs , la vitesse maximum est limitée à 5 m/s

c- *Pentes minimales :*

Les pentes minimales à adopter pour les collecteurs ne doivent pas descendre au-dessous de 4 pour 1000 , et dans les cas exceptionnels on admet 2 pour 1000.

d- *Diamètres minimaux :*

Les diamètres minimaux sont de 0,3 m (système unitaire).

• **Conditions de pose , nature des conduites :**

Les conduites étant enterrées, on tâchera de creuser des tranchées de profondeur variable afin de compenser les inégalités de terrain et de respecter la pente du projet. Leur largeur sera égale au diamètre extérieur augmenté de 0,6 mètres , on respectera de plus une profondeur de 0,8 mètre au minimum à partir du sommet des canalisations .

Les conduites seront placées sur un lit de sable lorsque le terrain est bon, ou sur des dés en maçonnerie si celui-ci est moins stable .

Enfin les collecteurs seront en béton ordinaire pour les écoulements gravitaires et en béton armé pour les conduites de refoulement .

II-2-1-2 Profil en long :

Le profil en long d'une canalisation doit tenir compte de l'intérêt économique d'un approfondissement de canalisation , doit également tenir compte des conditions d'auto-curage en respectant les pentes prescrites au projet en se tenant le plus près possible du niveau du sol de manière à éviter les ouvrages profonds .

Une fois que les collecteurs principaux sont parfaitement dimensionnés , chaque tronçon du réseau d'assainissement devra être représenté par un profil en long sur lequel doit figurer un tableau mentionnant :

- Les côtes du terrain naturel
- les côtes du radier
- la distance entre regards
- les distances cumulées
- les pentes du radier
- Diamètre de canalisation

II-2-1-3 Résultats de calculs :

Les résultats de calculs sont représentés par les tableaux
(II-2), (II-3), (II-4)

Tableau II- Collecteur TUNNEL-SR MARINELLE (gravitaire)

N°	tronçons (du..au)	Distance L(m)	Distance cumulées (m)	côtes T-N Amont (m)	côtes T-N Aval (m)	Pentes T-N (%)	Débit d'eau usée (l/s)	côtes radier amont (m)	côte radier aval (m)	pentes radier (%)	es D(mm)	Qps (l/s)	Vps (l/s)	Rq	Rh	H (m)	rV	Vec (m/s)	V aut (m/s)
1	53-54	50	2272	6.43	6.35	0.16	31.24	4.93	4.60	0.66	300	78.25	1.10	0.40	0.43	0.13	0.94	1.03	0.61
2	54-55	36	2308	6.35	6.01	0.94	31.24	4.60	4.25	0.97	300	94.86	1.33	0.33	0.38	0.11	0.88	1.17	0.73
3	55-56	30	2338	6.01	5.88	0.43	31.24	4.25	4.00	0.83	300	87.38	1.23	0.36	0.41	0.12	0.94	1.16	0.68
4	56-57	40	237	5.88	5.31	1.42	31.24	4.00	3.80	0.50	300	68.11	0.96	0.46	0.46	0.14	0.97	0.93	0.53
5	57-58	40	2418	5.31	3.43	4.70	31.24	3.80	2.65	2.50	300	132.29	2.15	0.20	0.28	0.08	0.75	1.61	1.18
6	58-59	40	2458	3.43	3.49	-0.15	31.24	2.65	2.49	0.40	400	131.32	1.04	0.24	0.32	0.13	0.83	0.86	0.57
7	59-60	48	2506	3.49	3.55	-0.12	31.24	2.49	2.30	0.40	400	131.32	1.04	0.24	0.32	0.13	0.83	0.86	0.57
8	60-61	35	2541	3.55	3.36	0.54	31.24	2.30	2.16	0.40	400	131.32	1.04	0.24	0.32	0.13	0.83	0.86	0.57
9	61-62	35	2576	3.36	3.30	0.17	31.24	2.16	2.02	0.40	400	131.32	1.04	0.24	0.32	0.13	0.83	0.86	0.57
10	62-63	40	2616	3.30	3.30	0	31.24	2.02	1.86	0.40	400	131.32	1.04	0.24	0.32	0.13	0.83	0.86	0.57
11	63-64	30	2646	3.30	3.34	-0.1	31.24	1.86	1.74	0.40	400	131.32	1.04	0.24	0.32	0.13	0.83	0.86	0.57
12	64-65	40	2686	3.34	3.49	-0.37	31.24	1.74	1.58	0.40	400	131.32	1.04	0.24	0.32	0.13	0.83	0.86	0.57
13	65-66	40	2726	3.49	3.38	0.27	31.24	1.58	1.42	0.40	400	131.32	1.04	0.24	0.32	0.13	0.83	0.86	0.57
14	66-67	40	2766	3.38	3.40	-0.05	31.24	1.42	1.26	0.40	400	131.32	1.04	0.24	0.32	0.13	0.83	0.86	0.57
15	67-68	30	2796	3.40	3.39	0.03	31.24	1.26	1.14	0.40	400	131.32	1.04	0.24	0.32	0.13	0.83	0.86	0.57
16	68-69	40	2836	3.39	3.30	0.22	31.24	1.14	1.08	0.40	400	131.32	1.04	0.24	0.32	0.13	0.83	0.86	0.57
17	69-70	40	2876	3.30	3.20	0.25	31.24	1.08	0.94	0.40	400	131.32	1.04	0.24	0.32	0.13	0.83	0.86	0.57
18	70-71	40	2916	3.20	2.98	0.55	31.24	0.94	0.78	0.40	400	131.32	1.04	0.24	0.32	0.13	0.83	0.86	0.57
19	71-72	20	2936	2.98	2.79	0.95	31.24	0.78	0.70	0.40	400	131.32	1.04	0.24	0.32	0.13	0.83	0.86	0.57
20	72-73	32	2968	2.79	2.70	0.28	31.24	0.70	0.56	0.44	400	137.73	1.09	0.23	0.31	0.12	0.80	0.87	0.60
21	73-74	44	3012	2.70	2.67	0.07	31.24	0.56	0.38	0.41	400	132.95	1.05	0.23	0.31	0.12	0.80	0.86	0.58
22	74-75	18.4	3030.4	2.67	2.42	1.36	31.24	0.38	0.30	0.43	400	136.15	1.08	0.23	0.31	0.12	0.80	0.86	0.59
23	75-76	50	3080.4	2.42	3.24	-0.36	5350	0.30	-0.30	1.2	1500	7754.39	4.37	0.69	0.60	0.9	1.08	4.72	2.40

Deversoir d'orage BENI MALEK à 25 metre du regard 75

* : station de relevage

24	76-77	50	3130.4	3.24	3.22	0.04	136.50	2.24	1.96	0.56	400	115.38	1.23	0.88	0.72	0.29	1.12	1.38	0.68*
25	77-78	50	3180.4	3.22	2.93	0.58	136.50	1.96	1.70	0.52	400	149.72	1.19	0.91	0.74	0.30	1.13	1.35	0.65
26	78-79	25	3205.4	2.93	2.85	0.32	136.50	1.70	1.56	0.56	400	155.38	1.23	0.88	0.72	0.29	1.12	1.38	0.68
27	79-80	19	3224.4	2.85	2.81	0.21	136.50	1.56	1.46	0.53	400	151.16	1.20	0.90	0.73	0.29	1.13	1.35	0.66
28	80-81	23	3247.4	2.81	2.72	0.39	136.50	1.46	1.34	0.52	400	149.72	1.19	0.91	0.74	0.30	1.13	1.35	0.65
29	81-82	40	3287.4	2.72	2.52	0.50	136.50	1.34	1.14	0.50	400	146.82	1.16	0.93	0.75	0.30	1.13	1.35	0.64
30	82-83	40	3327.4	2.52	2.34	0.45	136.50	1.14	0.94	0.50	400	146.82	1.16	0.93	0.75	0.30	1.13	1.35	0.64
31	83-84	46	3373.4	2.34	2.38	-0.08	136.50	0.94	0.70	0.52	400	149.72	1.19	0.91	0.74	0.30	1.13	1.35	0.65
32	84-85	10	3383.4	2.38	2.68	-0.08	136.50	0.70	0.65	0.50	400	146.82	1.16	0.93	0.74	0.30	1.13	1.35	0.64

Tableau II-3 Collecteur SR Marinelle---STEP (gravitaire)

N°	tronçons (du..au)	Dist- ance L(m)	Distances cumulées (m)	côtes T-N Amont (m)	côtes T-N Aval (m)	Pentes T-N (%)	Débit d'eau usée (l/s)	côtes radier amont (m)	côtes radier aval (m)	pent radier (%)	Diamètres D(mm)	Qps (l/s)	Vps (l/s)	Rq	Rh	H (m)	rV	Vec (m/s)	V aut (m/s)
1	198-199	30	30	6.23	6.00	0.76	3025.92	3.43	3.25	0.60	1500	5483.20	3.09	0.55	0.60	0.46	1.05	3.24	1.70
2	199-200	50	80	6.00	5.65	0.70	3025.92	3.25	2.95	0.60	1500	5483.20	3.09	0.55	0.60	0.46	1.05	3.24	1.70
3	200-201	50	130	5.65	5.31	0.68	3025.92	2.95	2.40	1.10	1500	7424.26	4.19	0.40	0.42	0.63	0.94	3.93	2.30
4	201-202	50	180	5.31	4.96	0.70	3025.92	2.40	2.17	0.46	1500	4801.05	2.71	0.63	0.57	0.85	1.07	2.90	1.49
5	202-203	50	230	4.96	5.01	-0.10	3025.92	2.17	1.94	0.46	1500	4801.05	2.71	0.63	0.57	0.85	1.07	2.90	1.49
6	203-204	50	280	5.01	5.07	0.12	3025.92	1.94	1.71	0.46	1500	4801.05	2.71	0.63	0.57	0.85	1.07	2.90	1.49
7	204-205	50	330	5.07	5.13	-0.12	3025.92	1.71	1.48	0.46	1500	4801.05	2.71	0.63	0.57	0.85	1.07	2.90	1.49
8	205-206	50	380	5.13	5.18	-0.12	3025.92	1.48	1.25	0.46	1500	4801.05	2.71	0.63	0.57	0.85	1.07	2.90	1.49
9	206-207	50	430	5.18	5.23	-0.10	3025.92	1.25	1.02	0.46	1500	4801.05	2.71	0.63	0.57	0.85	1.07	2.90	1.49*
10	207-208	50	480	5.23	5.29	-0.12	3025.92	2.68	2.43	0.50	1500	5005.44	2.82	0.60	0.55	0.82	1.05	2.96	1.55
11	208-209	50	430	5.29	5.35	-0.12	3025.92	2.43	2.20	0.46	1500	4801.05	2.71	0.63	0.57	0.85	1.07	2.90	1.49
12	209-210	50	480	5.35	5.40	-0.10	3025.92	2.20	1.97	0.46	1500	4801.05	2.71	0.63	0.57	0.85	1.07	2.90	1.49
13	210-211	50	630	5.40	5.46	0.12	3025.92	1.97	1.74	0.46	1500	4801.05	2.71	0.63	0.57	0.85	1.07	2.90	1.49
14	211-212	50	680	5.46	5.51	-0.10	3025.92	1.74	1.51	0.46	1500	4801.05	2.71	0.63	0.57	0.85	1.07	2.90	1.49*
15	212-213	50	730	5.51	5.57	-0.12	3025.92	2.96	2.13	0.46	1500	4801.05	2.71	0.63	0.57	0.85	1.07	2.90	1.49
16	213-214	15	745	5.57	5.59	-0.13	3025.92	2.13	2.66	0.47	1500	5852.95	2.74	0.62	0.56	0.85	1.05	2.90	1.51
17	214-215	48	793	5.59	5.64	-0.10	3025.92	2.66	2.46	0.42	1500	6223.30	3.52	0.49	0.52	0.78	1.00	3.52	1.93
18	215-216	50	843	5.64	5.70	-0.12	3025.92	2.46	2.24	0.44	1500	4695.32	2.65	0.64	0.58	0.87	1.07	2.83	1.40
19	216-217	50	893	5.70	5.75	-0.10	3025.92	2.24	2.02	0.46	1500	4801.05	2.71	0.63	0.57	0.85	1.07	2.90	1.49
20	217-218	48	941	5.75	5.80	-0.10	3025.92	2.02	1.80	0.48	1500	4904.31	2.77	0.62	0.56	0.85	1.06	2.94	1.52
21	218-219	40	981	5.80	5.85	-0.12	3025.92	1.80	1.60	0.50	1500	5005.44	2.82	0.60	0.55	0.82	1.05	2.96	1.55

* : Station de relevage

Tableau II-4 : Collecteur : MOIDER - SR « Sud ZERAMNA » (gravitaire)

N°	tronçons (du...au)	e L(m)	Distance cumulées (m)	côtes T-N Amont (m)	côtes T-N Aval (m)	Pentes T-N (%)	Débit d'eau usée (l/s)	côtes radier amont (m)	côte radier aval (m)	pent radier (%)	D(mm)	Qps (l/s)	Vps (l/s)	Rq	Rh	H (m)	rV	Vec (m/s)	V aut (m/s)
1	1-2	44	44	7.93	8.84	-4.18	460.30	6.43	4.85	3.60	500	714.81	3.63	0.64	0.57	0.28	1.06	3.84	1.99
2	2-3	30	74	8.84	5.32	11.73	460.30	4.85	3.80	3.50	500	704.81	3.58	0.65	0.58	0.29	1.07	3.83	1.97
3	3-4	45	119	5.32	5.24	0.18	460.30	3.80	3.62	0.40	800	835.55	1.66	0.55	0.52	0.42	1.02	1.69	0.91
4	4-5	47	166	5.24	5.00	0.51	460.30	3.62	3.44	0.40	800	835.55	1.66	0.55	0.52	0.42	1.02	1.69	0.91
5	5-6	40	206	5.00	5.30	0.75	460.30	3.44	3.28	0.40	800	835.55	1.66	0.55	0.52	0.42	1.02	1.69	0.91
6	6-7	45	251	5.30	5.37	-0.15	460.30	3.28	3.10	0.40	800	835.55	1.66	0.55	0.52	0.42	1.02	1.69	0.91
7	7-8	26	277	5.37	5.71	-1.30	460.30	3.10	3.00	0.40	800	835.55	1.66	0.55	0.52	0.42	1.02	1.69	0.91
8	8-9	47	324	5.71	6.66	-2.20	460.30	3.00	2.82	0.40	800	835.55	1.66	0.55	0.52	0.42	1.02	1.69	0.91
9	9-10	50	374	6.66	6.70	-0.08	460.30	2.82	2.62	0.40	800	835.55	1.66	0.55	0.52	0.42	1.02	1.69	0.91
10	10-11	50	424	6.70	7.83	2.26	460.30	2.62	2.42	0.40	800	835.55	1.66	0.55	0.52	0.42	1.02	1.69	0.91
11	11-12	50	474	7.83	5.58	4.50	460.30	6.05	4.13	3.84	500	738.26	3.75	0.62	0.56	0.28	1.05	3.93	2.06*
12	12-13	50	524	5.58	5.44	0.28	460.30	4.13	3.93	0.40	800	835.55	1.66	0.55	0.52	0.42	1.02	1.69	0.91
13	13-14	38	562	5.44	8.41	-7.81	460.30	3.93	3.77	0.42	800	856.19	1.70	0.54	0.52	0.42	1.02	1.73	0.93
14	14-15	15	577	8.41	7.82	3.93	460.30	3.77	3.71	0.40	800	835.55	1.66	0.55	0.52	0.42	1.02	1.69	0.91
15	15-16	32	609	7.82	7.56	0.81	460.30	3.71	3.58	0.40	800	835.55	1.66	0.55	0.52	0.42	1.02	1.69	0.91
16	16-17	15	624	7.56	4.61	1.18	460.30	3.58	3.05	3.53	500	707.83	3.59	0.65	0.58	0.28	1.07	3.84	1.98
17	17-18	25	649	4.61	4.06	2.20	460.30	3.05	2.18	3.48	500	702.23	3.56	0.65	0.58	0.28	1.07	3.81	1.96
18	18-19	16	665	4.06	3.82	1.50	460.30	2.18	1.64	3.40	500	649.11	3.52	0.66	0.59	0.29	1.07	3.77	1.94
19	19-20	18	683	3.82	4.48	-3.66	460.30	1.64	1.00	3.55	500	709.26	3.60	0.65	0.58	0.28	1.07	3.85	1.98

*: Station de relevage

II-2-2 Collecteurs de refoulement:

II-2-2-1 GENERALITES :

La conduite de refoulement est une conduite dont l'écoulement est en charge où l'eau est sous pression, ne laisse pas la place pour la formation d'une couche d'air. Le tracé d'une conduite en charge est libéré des sujétions du relief, mais les variations rapides de débit dans une telle conduite (dus essentiellement à la fermeture d'une vanne, ou à l'arrêt de la pompe) peuvent y provoquer des variations de pression très importantes contre lesquelles, il est indispensable de se prémunir .

II-2-2-2 Profil en long :

Pour les canalisations qui sont en charge, il est nécessaire de s'astreindre dans le choix du tracé est donc du profil en long, à certaines règles. Il est par exemple souhaitable d'éviter, lorsque cela est possible, les points les plus hauts et les plus bas .

L'existence de ces points oblige en effet à poser, au point haut, une ventouse pour laisser s'échapper l'air lors du remplissage de la conduite et au point bas une vidange pour permettre une intervention en cas de besoin .

II-2-2-3 Choix du diamètre de refoulement :

• Données de base:

- Débit de refoulement (Q_{ref})

-Longueur de la conduite de refoulement (L)

-Hauteur géométrique de refoulement (H_g)

$$H_g = \text{C.T.N aval} - \text{C.T.N amant} + (\text{réserve})$$

-Coefficient de rugosité ($K=1,5$ mm pour le béton armé)

Toutes les données de base sont données par le tableau (II-5)

• Diamètre de la conduite de refoulement:

On choisit une gamme de diamètres , puis on fait un calcul technico-économique en déterminant la vitesse d'écoulement

correspondante aux diamètres suivant la formule $Q = V.S$

Où Q : débit de refoulement (m^3/s)
 V : vitesse d'écoulement (m/s)
 S : section de la conduite (m^2)

Les conduites étant de type circulaire, la vitesse est :

$$V = 4Q/\pi D^2$$

La centralisation des diamètres de refoulement se fait en fonction des vitesses admissibles (entre 0,5 et 2 m/s)

• *Détermination des pertes de charge:*

Les pertes de charge linéaires sont calculées à partir de la formule de DARCY-WEISBACH :

$$\Delta HL = (\lambda * L * V^2) / (D * 2g)$$

Avec : g : accélération de la pesanteur ($g=9,81$ m/s)
 D : diamètre de la conduite de refoulement (m)
 V : vitesse d'écoulement (m/s)
 λ : coefficient de perte de charge .

Les pertes de charge totales sont égales à la somme des pertes de charge linéaire, et les pertes de charge singulières qui sont souvent estimées à 15% des pertes de charge linéaires.

$$\Delta HT = \Delta HL + \Delta HS \quad \text{avec} \quad \Delta HS = 0.15 HL$$

$$\Delta HT = 1.15 \Delta HL$$

Les résultats sont donnée par les tableaux (II-6), (II-7), (II-8), (II-9), (II-10).

• *Calcul du coefficient de perte de charge :*

Le calcul de la première valeur est déterminée par la formule de "NIKURADEZ"

$$\lambda_1 = (1.14 - 0.86 * \ln(K/D))^{-2}$$

et par itération, on détermine la valeur approchée du coefficient de perte de charge par la formule de "COOLEBROOK" :

$$\lambda = [-0.8 * \ln \left(\frac{K}{3.7D} + \frac{2.51}{Re * \sqrt{\lambda_1}} \right)]^{-2}$$

Avec Re: nombre de Reynolds tel que : $Re = (V * D) / \nu$

Avec ν : Viscosité cinématique de l'eau égale à $1.31 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

V : vitesse d'écoulement (m/s)

D : diamètre de la conduite (m)

Les résultats de calcul sont donnée par les tableaux (II-6), (II-7), (II-8), (II-9), (II-10).

• *Détermination de la hauteur manométrique totale :*

La hauteur manométrique totale est obtenue à partir de la somme de la hauteur géométrique de refoulement, et les pertes de charge totales .

$$HMT = H_g + \Delta HT$$

où : H_g : Hauteur géométrique de refoulement (m)

ΔHT : Pertes de charge totales (m)

HMT : hauteur manométrique totale(m).

Les résultats de calcul sont donnée par les tableaux (II-6), (II-7), (II-8), (II-9), (II-10)

Collecteur de refoulement	Débits (l/s)		L(m)	Hg(m)
	à temps sec	à temps pluvieux		
STORA	15.62	31.24	2220	8.2
MARINELLE	204.81	409.62	4208	6.53
HAMADI.KROUMA	189.19	378.58	1483	3.6
Route Nle 44	284.15	568.3	1736	6.67
Sud ZERAMNA	298.25	750	382	3.93

Tableau (II-5) :Données de base pour le dimensionnement des collecteurs de refoulement .

II-2-2-4 Résultats de calcul :

1- Conduite de refoulement (SR "STORA" TUNNEL) :

- Données de base : $Q_{ref} = 31,24 \text{ l/s}$

$L_{ref} = 2220\text{m}$

$H_g = 8,2 \text{ m}$

D(mm)	V(m/s)	λ_1	Re (*10 ⁶)	λ	$\Delta H_L(\text{m})$	$\Delta H_T(\text{m})$	HMT(m)
150	1.76	0.0384	0.20	0.038	88.78	102.11	110.31
200	0.99	0.0349	0.15	0.035	19.40	22.31	30.51
250	0.63	0.0326	0.12	0.033	5.93	6.82	15.02
300	0.44	0.0308	0.10	0.031	2.26	2.60	10.80

Tableau (II-6) : Tableau de dimensionnement du collecteur (STORA - TUNNEL)

Les résultats à retenir sont : $D = 250 \text{ mm}$, $V=0,63\text{m/s}$,

$HMT = 15,02\text{m}$.

Le diamètre $D = 300\text{mm}$ est exclu car la vitesse est inférieure à 0.5m/s , de même pour le diamètre $D = 150\text{mm}$ où la vitesse est

importante proche de 2m/s . Le choix reste entre les diamètres 200 et 250 mm. Enfin, on a retenu $D = 250$ mm parce qu'il représente une hauteur manométrique totale inférieure à celle de 200mm .

2- Conduite de refoulement (SR "MARINELLE" rejet de zone de dépôt ancienne) :

-Donnée de base : $Q_{\text{ref}} = 546,04$ l/s

$L_{\text{ref}} = 4208$ m

$H_g = 6,53$ m

D(mm)	V(m/s)	λ_1	Re ($\cdot 10^6$)	λ	$\Delta H_L(\text{m})$	$\Delta H_T(\text{m})$	HMT(m)
500	2.08	0.0265	0.79	0.026	48.25	55.48	62
600	1.45	0.0252	0.66	0.025	18.78	21.6	28.13
700	1.06	0.0242	0.57	0.024	8.26	9.5	16
800	0.81	0.0233	0.49	0.023	4.04	4.64	11.17
900	0.64	0.0233	0.44	0.0228	2.22	2.55	9.1
1000	0.52	0.0266	0.39	0.0223	1.30	1.50	8.03

Tableau (II-7) : Tableau de dimensionnement du collecteur (MARINELLE-rejet de zone de dépôt ancienne).

Les résultats à retenir sont : $D = 800$ mm, $V = 0,81\text{m/s}$, $HMT = 11,17\text{m}$.

Les diamètres 500 et 1000 mm sont exclus dû à la vitesse qui est en dehors de la gamme pour le 500 mm et proche de la vitesse minimale admissible pour le 1000 mm.

De même, les diamètres 600 et 700 mm sont exclus, car ils représentent une hauteur manométrique totale importante par

rapport à celle de 800 et 900 mm on a opté finalement pour le 800mm en vue du côté économique.

Ce raisonnement est général pour les autres conduites de refoulement.

3- Conduite de refoulement (SR"HAMADI KROUMA SR "RN 44")

-Données de base : $Q_{ref} = 378,38 \text{ l/s}$

$L_{ref} = 1483 \text{ m}$

$H_g = 3,6 \text{ m}$

D(mm)	V(m/s)	λ_1	Re (*10 ⁶)	λ	$\Delta H_L(m)$	$\Delta H_T(m)$	HMT(m)
500	1.92	0.0265	0.73	0.026	14.49	16.66	20.26
600	1.34	0.0252	0.61	0.025	5.65	6.49	10.09
700	0.98	0.0242	0.52	0.024	2.48	2.85	6.45
800	0.75	0.0233	0.46	0.023	1.22	1.40	5
900	0.59	0.0226	0.40	0.0228	0.66	0.76	4.36
1000	0.48	0.0220	0.36	0.0223	0.38	0.43	4.03

Tableau (II-8): Tableau de dimensionnement du collecteur (H. KROUMA-RN44)

Les résultats à retenir sont : $D = 700 \text{ mm}$, $V = 0,98 \text{ m/s}$, $HMT = 6,45 \text{ m}$

4- Conduite de refoulement (SR" RN44 STEP).

-Données de base : $Q_{ref} = 568,3 \text{ l/s}$

$L_{ref} = 1736 \text{ m}$

$H_g = 6,67 \text{ m}$

D(mm)	V(m/s)	λ_1	Re (*10 ⁶)	λ	$\Delta H_L(m)$	$\Delta H_T(m)$	HMT(m)
600	2	0.025	0.91	0.025	14.74	16.95	23.62
700	1.47	0.024	0.78	0.024	6.55	7.53	14.2
800	1.13	0.023	0.69	0.023	3.24	3.72	10.4

900	0.89	0.0227	0.61	0.0227	1.76	2.02	8.7
1000	0.72	0.0221	0.55	0.0221	1.01	1.16	7.83

Tableau (II-9) : Tableau de dimensionnement du collecteur (RN44-STEP)

Les résultats à retenir sont : $D = 800$, $V=1,13$ m/s, $HMT= 10,4$ m

5- Conduite de refoulement (SR "SUD ZERAMNA" STEP)

- Données de base : $Q_{ref} = 750$ l/s

$L_{ref} = 382$ m

$H_g = 3,93$ m

D(mm)	V(m/s)	λ	Re ($\cdot 10^6$)	λ	$\Delta HL(m)$	$\Delta HT(m)$	HMT(m)
600	2.65	0.0252	1.21	0.025	5.7	6.55	10.48
700	1.94	0.0242	1.04	0.024	2.51	2.88	6.81
800	1.50	0.0233	0.91	0.023	1.26	1.45	5.38
900	1.18	0.0226	0.81	0.0226	0.68	0.78	4.71
1000	0.95	0.0220	0.73	0.022	0.38	0.43	4.36
1100	0.79	0.0215	0.66	0.021	0.23	0.26	4.2
1200	0.66	0.021	0.60	0.0212	0.15	0.17	4.1
1300	0.56	0.02	0.56	0.0208	0.09	0.1	4.03

Tableau (II-10) : Tableau de dimensionnement du collecteur (sud ZERAMNA-STEP)

Les résultats à retenir sont : $D = 900$ mm, $V=1,18$ m/s, $HMT= 4,71$ m

II-3 Estimation du débit d'eaux usées rejetés par la zone d'extension et dimensionnement du collecteur principal .

II-3-1 : Introduction:

La ville de SKIKDA a connu une forte augmentation de la population, le centre ville est déjà saturé et les extensions vont avoir lieu au coté sud de la ville . Comme il nous a été confirmé par les services de la DUCH de SKIKDA .

Remarque :

Nous signalons ici que les services de la DUCH n'ont pas pu nous fournir le PDAU ou le PUD concernant la future occupation du sol, ces documents sont en fait en voie d'élaboration .

II-3-2 Type du réseau prévisionnel:

Nous prévoyons pour cette zone d'extension, le système d'assainissement séparatif, qui est généralement le plus adopté pour les extensions des villes, qui constituent de véritables quartiers nouveaux d'habitation.

-Les eaux pluviales seront évacuée par le réseau et rejetées directement dans l'oued EL ZERAMNA .

- Les eaux usées vont être collectées gravitairement par un collecteur principale, implanté le long de la route nationale N°3 et rejetées dans l'ancien canal BOULKEROUA.

En traversant l'oued ZERAMNA, le collecteur principal recueille les eaux usées de la partie Est de la zone d'extension

drainées par un collecteur gravitaire implanté sur la route D47
Les eaux pluviales et les eaux usées du bassin BE8 situé au Nord
Est de la zone, près du bassin BS11 (cité 1500 logs) seront
drainées gravitairement vers le nouveau canal BOULKEROUA .
(Pour plus de détails voir figure II-3)

II-3-3 : Quantification des débits d'eaux usées rejetées

II-3-3-1 Délimitation des bassins :

La délimitation des bassins sur lesquels la future occupation du sol sera implantée est conditionnée par le relief du terrain et par assimilation avec les zones qui sont actuellement urbanisés .

Les bassins de la zone d'extension sont représentés par la figure II.

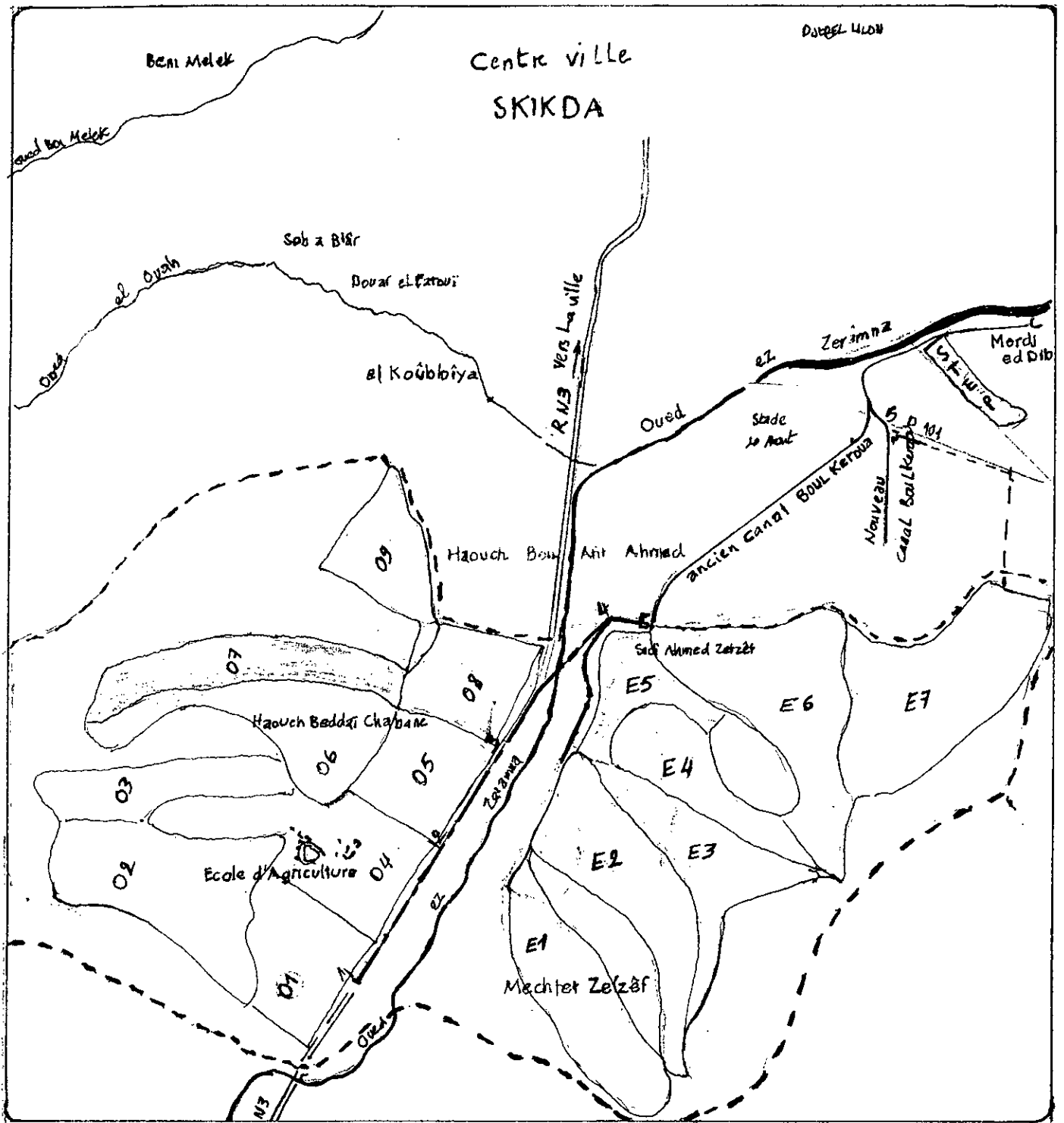
II-3-3-2 Quantification des débits :

La quantification des débits rejetés par chaque rejet issu d'un ou plusieurs bassins, peut être appréhendé par ratios obtenus suite à des observations faites sur des bassins similaires, actuellement, sont urbanisés.

A partir de cette assimilation on tire les ratios qui représentent les rapports débits rejetés/surfaces drainées (l/s/h) des bassins.

Le produit de ces ratios par la surface des bassins de l'extension assimilés au bassins de la zone urbanisée dont on a tiré les ratios, donne les débits rejetés par les rejets de l'extension.

Les résultats plus détaillés des calculs sont représentés par le tableau ci-dessous .



- Limite de la zone d'extension
- Collecteur principal
- E1, ..., E7 : bassins d'extension Est.
- O1, ..., O9 : bassins d'extension Ouest.

fig II-3 : Zone d'extension et collecteur principal principal.

Bassin d'extension N°	Surface drainée (ha)	Bassin ou ensemble de bassin similaire	ratios (l/s/ha)	débit drainé (l/s)	Rejet N°	Débit de rejet (l/s)
BO.1	35.68	Beni malek	1.39	49.59	1	84.03
BO.2	23.75	BS6, BS7, S71,S8,S11	1.45	34.44		
BO.3	19.37	Marinelle	1.36	26.34	2	94.19
BO.4	23.84	Beni malek	1.39	33.14		
BO.6	23.94	B(S6, S7,S7-1,S8,S11)	1.45	34.71		
BO.5	19.00	B(S6,S7,S7,	1.45	27.55	3	101.88
BO.7	16.94	S7-1, S8,S11)	1.27	21.51		
BO.8	18.75	B(S6,S7,S7, S7-1, S8,S11)	1.45	27.19		
BO.9	18.44	Beni malek	1.39	25.63		
BE.1	33.97	BS4	1.27	43.14	4	229.26
BE.2	26.15	Beni Malek	1.39	36.35		
BE.3	19.14	Marinelle	1.36	26.03		
BE.4	29.43	Marinelle	1.36	40.02		
BE.5	16.59	B(S6,S7,S7, S7-1, S8,S11)	1.45	24.02		
BE.6	43.87	Marinelle	1.36	59.66		
BE.7	37.81	BS.4	1.27	48.02	5	48.02
<ul style="list-style-type: none"> • Débit total rejeté par la zone d'extension est estimé à : 557.38 l/s • Surface totale prévue à être drainée est estimée à : 406.67 ha 						

Tableau (II-11) Récapitulation des surfaces des bassins d'extension ainsi que les ratios obtenus, et les débits rejetés.

II-3-4 Dimensionnement du collecteur principal :

On procède pour le dimensionnement du collecteur gravitaire de la zone d'extension, par la même méthode que celle exposée dans le chapitre (II-2-1 , dimensionnement des collecteurs gravitaires en système unitaire) , on suit les même étapes et on applique les même conditions, à l'exception de la vitesse d'auto-curage qui doit être supérieur à 0.3 m/s pour $r_H = 0.2$, par conséquent la vitesse d'auto-curage est donnée par :

$$V_{a-c} = 0,6.V_{ps} \quad (\text{m/s})$$

V_{a-c} : Vitesse d'auto-curage (m/s)

V_{ps} : Vitesse à pleine section (m/s)

Les résultats de calcul sont portés dans le tableau (II-12)

N°	tronçons (du...au)	Distance L(m)	Distance cumulées (m)	côtes T-N Amont (m)	côtes T-N Aval (m)	Pentes T-N (%)	Débit d'eau usée (l/s)	côtes radier amont (m)	côte radier aval (m)	pentes radier (%)	Diamè- tres D(mm)	Qps (l/s)	Vps (l/s)	Rq	Rh	H (m)	rV	Vec (m/s)	V aut (m/s)
1	1-2	500	500	12.20	11	0.24	84.03	10.8	9.00	0.40	400	131.23	1.04	0.64	0.57	0.23	1.06	1.10	0.62
2	2-3	150	650	11	10.25	0.50	84.03	9.00	8.40	0.40	400	131.23	1.04	0.64	0.57	0.23	1.06	1.10	0.62
3	3-4	50	700	10.25	10	0.50	178.22	8.40	8.20	0.40	500	238.27	1.21	0.75	0.64	0.32	1.10	1.33	0.73
4	4-5	450	1150	10	8.95	0.23	178.22	8.20	6.40	0.40	500	238.27	1.21	0.75	0.64	0.32	1.10	1.33	0.73
5	5-6	250	1400	8.95	8.10	0.34	280.10	6.40	5.40	0.40	600	387.69	1.36	0.72	0.62	0.37	1.09	1.48	0.82
6	6-7	400	1800	8.10	6.00	0.52	280.10	5.40	3.80	0.40	600	387.69	1.36	0.72	0.62	0.37	1.09	1.48	0.82
7	7-Canal Boulkeroua	150	1950	6.00	5.20	0.46	509.35	3.80	3.20	0.40	800	853.74	1.66	0.61	0.56	0.45	1.06	1.76	0.99

**Tableau II-12 Collecteur drainant les zones d'extension (gravitaire)
(système séparatif)**

CHAPITRE III
DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES
ANNEXES

III-1 Stations de refoulement et de relèvement

III-1-1 Introduction.

Les stations de relèvement et de refoulement sont des appareils destinés à élever les eaux d'un niveau à un autre , soit pour contourner les difficultés provenant du franchissement d'un obstacle , soit pour modifier des conditions devenues économiquement inacceptables ou des conditions incompatibles physiquement avec les données d'aval.

Suivant les cas on distingue :

- Les postes de relèvements , essentiellement destinés à relever, pratiquement sur place et à faible hauteur, les eaux d'un collecteur devenu trop profond , jusqu'à un niveau économiquement acceptable , par le moyen de pompes centrifuges ou à canaux , de vis dites "D'ARCHIMEDE" , d'éjecteurs ou d'émulseurs .
- Les postes de refoulement , destinés à forcer le transport des effluents d'un point à un autre , souvent sur de grandes distances , voire de grandes dénivellations moyennant une mise en pression pour vaincre les pertes de charge à l'intérieur des conduites de transport ainsi que la hauteur géométrique de franchissement .

Un poste de relèvement ou de refoulement est constitué par un double dispositif .

Une bache de stockage temporaire ou de reprise des effluents, équipée à l'amont d'un dégrillage , et ce qui est très

souhaitable , d'une chambre de dessablement.

- Un ensemble hydro-électrique constitué d'une ou de plusieurs pompes immergées ou non et des tuyauteries nécessaires pour l'exhaure des effluents.

En raison du coût de réalisation de telles stations , le projecteur devra rechercher la solution la plus économique tout du point de vue frais d'établissement que charges d'exploitation.

III-1-2 les différents systèmes de relevage.

parmi les systèmes de relevage les plus connus , on peut citer :

III-1-2-1 AEROEJECTEUR:

L'aéroéjecteur est un système de relevage qui utilise de l'air comprimé pour assurer le relevage des eaux .

III-1-2-2 Vis D'ARCHIMEDE:

Le relèvement des eaux d'égout peut s'effectuer par une vis d'archimède en tôle d'acier , logée dans une carte maçonné semi-cylindrique , inclinée à 30° par rapport à l'horizontale.

III-1-2-3 LES POMPES :

Pour le levage des eaux usées , on utilise généralement des pompes centrifuges . les facteurs principaux qui interviennent dans le choix de la pompe sont de deux ordres :

- conception hydraulique
- mode d'installation

III-1-3 Choix des groupes de relevages

Le système d'aéroéjecteur nécessite la présence d'air comprimé et la mise en place d'un compresseur et le problème d'insonorisation .

Les groupes de pompages nécessitent à cause des phénomènes de battement la construction de bâches de volume suffisant et dont le radier doit être établi à une profondeur souvent importante.

Les vis d'archimède n'exigent pas de capacité de réserve, le problème du battement ne se pose pas; par contre leur encombrement nécessite un génie civil plus important que pour les groupes de pompages, d'autre part, la hauteur de refoulement étant fixe, il n'est pas possible de l'adapter aux variations du niveau de l'exutoire d'ou une perte d'énergie; enfin les rendements des vis sont inférieures à ceux des pompes.

En conclusion, le choix dépend des facteurs spécifiques et le problème étant examiné cas par cas.

Pour notre projet, le choix des pompes nous semble meilleur de point de vue rendement.

Les pompes choisies sont centrifuges submersibles.

III-1-4 Choix et caractéristiques des pompes des différentes stations de refoulement:

Il ressort des tableaux (II-6), (II-7), (II-8), (II-9), et (II-10) le tableau (III-1) résumant les données de base pour le choix des pompes des différentes stations de refoulement.

Nom du station de refoulement	Qref (l/s)	HMT (m)
STORA	31.24	15.02
MARINELLE	409.62	11.17
HAAMDI KROUMA	378.38	6.45
RN 44	568.3	10.4
Sud ZERAMNA	750	4.71

**Tableau (III-1): données de base pour le dimensionnement des
différentes stations de refoulement**

Le choix des pompes se fait à partir de la valeur du débit à refouler et la hauteur manométrique totale et cela à partir de la gamme de performances des pompes KSB et flygt pour eaux usées où figurent des graphiques qui déterminent des surfaces appelés des "plages" correspondent aux zones de fonctionnement des machines (voir annexe).

Pour connaître la série de la pompe, on porte la courbe caractéristique de la conduite de refoulement $H_{mt} = f(Q)$ sur le graphe des courbes caractéristiques des pompes, le point d'intersection de cette courbe avec l'une des courbes caractéristiques des pompes et qui correspond au débit à refouler et à la hauteur manométrique totale à vaincre, nous donne la série de la pompe.

A ce moment, les pompes choisies pour nos stations de refoulement ont les caractéristiques suivantes:

- SR "STORA" : $Q_{ref} = 31,24 \text{ l/s}$; $H_{mt} = 15,02\text{m}$

Caractéristique de la conduite de refoulement:

$$H_{mt} = 8,2 + 6988,15 Q^2$$

Caractéristiques de la pompe:

Pompe : KSB
Type : KWPK
Plage : (125-500)
N : 725 tr/mn
 Φ : 450 mm
Rendement : $n=65,2\%$
Puissance nominale : $p=7,06KW$

*SR "MARINELLE" : $Q_{ref}=409,62$ l/s; HMT= 11,17m

$$H_{mt} = 6,53 + 15,56 Q^2$$

-Deux pompes en parallèle , chacune refoule un débit égal à
 $(409,62 / 2) = 204,81$ l/s

-Caractéristiques de chaque pompe :

pompe : KSB
type : KWPK
plage : (250-500)
N : 725 tr/mn
 Φ : 504mm
Rendement : $n=73,5\%$
Puissance nominale : $P=30,5$ KW

*SR "H.KROUMA" : $Q_{ref}=378,38$ l/s; HMT= 6,45m

$$H_{mt} = 3,6 + 19,9 Q^2$$

- Deux pompes en parallèle, chacune refoule un débit égal à
 $378,38/2 = 189,19$ l/s.

- Caractéristiques de chaque pompe:

pompe	:KSB
type	:KWPK
plage	:(250-500)
N	:725tr/mn
Φ	:450mm
rendement	:n=64%
puissance nominale	:P=18,7KW

*SR"RN 44" : $Q_{ref} = 568,3 \text{ l/s}$, $HMT = 10,4\text{m}$
 $Hmt = 6,67 + 11,52 Q^2$

Deux pompes en parallèle , chacune refoule un débit égal à $568,3/2=284,15\text{l/s}$

Caractéristiques de chaque pompe:

pompe	:KSB
type	:KWPK
plage	:(250-500)
N	:960tr/mn
Φ	:450mm
rendement	: n=69%
puissance nominale	:P=42KW

*SR "sud ZERAMNA": $Q_{ref}=750 \text{ l/s}$, $HMT=4,71\text{m}$
 $Hmt = 3,93 + 1,38 Q^2$

Trois pompes en parallèle, chacune refoule un débit égal à $750/3 = 250 \text{ l/s}$.

caractéristiques de chaque pompe:

pompe	: Flygt 3500
type	: 1410
N	: 416t/m
Φ	: 520mm
rendement	:n= 72%
puissance nominale	:P= 16KW

III-1-5 Solution à prévoir contre l'inondation:

Le point de fonctionnement est supérieur au point désiré et afin d'obtenir le débit désiré, nous envisageons les solutions suivantes.

1- Rognage:

Le rognage est une opération qui consiste à réduire le diamètre de la roue de la pompe pour obtenir le débit désiré. Le rendement de la pompe sera d'autant diminué que le rognage sera important, mais on essayera de ne pas dépasser un rognage de 20% tout en le limitant à 10% car le rendement diminue de 1 à 2% pour un rognage de 10%.

2- Réduction du temps de pompage:

Cette solution consiste à réduire le temps de pompage, mais elle a un inconvénient de taille; la pompe risque de marcher en cavitation.

3- Vannage sur la conduite de refoulement :

Elle consiste à diminuer la section de passage de l'eau par un serrage du robinet -vanne situé sur le refoulement.

Cette solution présente aussi plusieurs inconvénients qui sont:

- Baisse importante du rendement.
- Risque de marcher en cavitation.
- Augmentation des pertes de charge.

4- Variation de la vitesse de rotation:

Cette solution sert à varier la vitesse de rotation de la pompe afin d'avoir le débit désiré, présente elle aussi des inconvénients comme:

- Changement du régime de marche d'où baisse de rendement
- Pertes internes et mécaniques de la pompe.

Parmi ces quatre solutions, on opte pour celle qui a le moins d'inconvénients et la plus économique qui est le rognage.

Prenons comme exemple la station de refoulement de STORA.

a) *Point de fonctionnement*: voir figure (III-1)

Le point de fonctionnement d'une pompe représente le point d'intersection de la courbe caractéristique de la pompe (donnée par les catalogues) et celle de la conduite de refoulement.

Le point de fonctionnement représente la valeur où l'équilibre est atteint entre la pression de refoulement produite par la pompe et les pertes de charge totales.

La caractéristique de la conduite de refoulement de STORA est :

$$HMT = 8,2 + 6988,15 Q^2 \quad ; \quad [Q] = [m^3/s]$$

$$[HMT] = [m]$$

La caractéristique de la pompe de STORA $HP = f(Q)$ est donnée par le tableau (III-2)

Q (l/s)	0	10	20	30	40	50
HP (m)	18.25	18.00	17.50	16.90	16.00	14.80

Tableau III-2: caractéristique de la pompe de la section de STORA .

b) *Calcul du coefficient de rognage*:

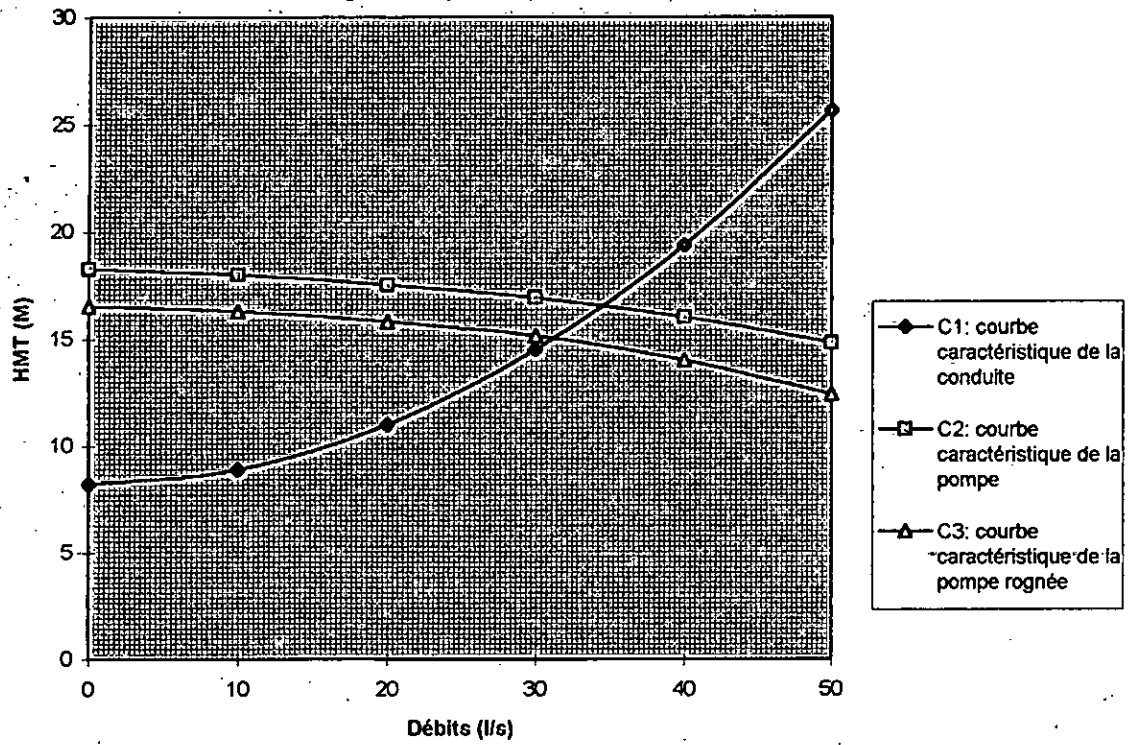
$$m = \sqrt{Q/Q'}$$

Avec Q : débit désiré (l/s); Q=31,24 l/s

Q` : débit de point de fonctionnement (l/s) ; Q'= 34,5 l/s

$$m = 0,951$$

Fig. III-1 : points de fonctionnement.



c) *Calcul du pourcentage de rognage :*

$$R(\%) = 1 - m \quad R = 0,048 = 4,8\%$$

On remarque bien que le pourcentage de rognage est inférieur à 10% , de plus il est inférieur à 5% ce qui n'influe guère sur le rendement de la pompe

d) *courbe de rognage :*

Les points de la caractéristique de la pompe rognée $H' = f(Q')$ peuvent être calculés à l'aide de la formule suivante:

$$H'/H = Q'/Q \text{ (machines hydrauliques. ANTAL THUMA. P319)}$$

Donc les points homologues après le rognage se trouvent sur des droites passant par l'origine (fig III-1)

III-1-6 Conception du puisard:

Pour tous les types de station de pompage, la conception de la fosse réceptrice est souvent décisive pour le bon fonctionnement des pompes, lors de la conception, il faut:

- Limiter les dépenses de génie civil.
- Eviter les démarrages fréquents des pompes qui provoqueraient une usure rapide du matériel.
- Prévoir la bonne aération du puisard.

III-1-7 Dimensionnement du puisard:

a- *calcul du volume du puisard:*

Le volume utile du puisard est donné par la formule suivante:

$$Vu = Q / 4.N$$

Avec Vu : volume utile du puisard (m^3)

Q :débit refoulé (m^3/h)

N :nombre de démarrages par heure

Il est souhaitable que la fréquence n'excède pas 4 à 6 démarrages l'heure afin d'éviter les échauffements et l'usure prématurée du matériel.

Le volume total du puisard est : $V_T = V_o + V_u$

Avec V_o : volume résiduaire nécessaire pour éviter le dénoyage et le désamorçage en (m^3) (donné par le constructeur)

b- Calcul de la hauteur utile de remplissage :

$$H_u = V_u / A$$

avec : A: section du puisard (m^2)

H_u : Hauteur utile de remplissage (m)

Les résultats de V_u et H_u sont représentés par le tableau (III-3).

SR	Q _{ref} (m^3/h)	N (1/h)	V _u (m^3)	A (m^2)	H _u (m)
STORA	112.46	5	5.62	5	1.12
MARINELLE	1474.63	6	61.44	15	4.10
HAAMDI KROUMA	1362.17	6	56.75	15	3.78
RN 44	2045.88	6	85.24	20	4.26
Sud ZERAMNA	2700	6	112.5	30	3.75

Tableau (III-3): Volume et hauteur utile des bâches .

III-8 Vérification du coup de bélier dans les conduites de refoulement:

III-1-8-1 Définition du phénomène:

Le coup de Bélier consiste en une succession de la pression de l'eau dans la conduite, il provient de la variation soudaine du débit et donc de la vitesse d'écoulement à l'ouverture ou à la fermeture des dispositifs d'arrêt ou lors de la mise en marche ou d'arrêt des pompes.

III-1-8-2 Mode de calcul:

* la célérité:

$$A = 9900 / \sqrt{48.3 + KD/e} \quad (\text{Formule d'ALLIEVI})$$

Avec : K: coefficient dépend de la nature du matériau.

(K=0,5 pour le béton armé)

D: diamètre de la conduite de refoulement (mm)

e: épaisseur de la conduite (mm)

Le tableau (III-4) donne l'épaisseur **e** en (mm) pour les conduites en béton armé.

D (mm)	300	400	500	600	700	800	900	1000	1100
e (mm)	22	26	30	34.5	38	42	46	50	65

Tableau(III-4): Epaisseur nominale des conduites en béton et béton armé

la valeur maximale du coup de Béliet est donnée par :

$$b = a.v / g$$

où : a : la célérité de l'onde (m/s)

v : vitesse de l'écoulement en régime permanent (m/s)

g : l'accélération de la pesanteur (9,81 m/s)

Si H' est la pression avant l'apparition du coup de béliet alors la surpression et la dépression provoquées par celui - ci seront égales à :

La surpression: $H' + a.v/g$

La dépression: $H' - a.v/g$

avec $H' = H_g$ (hauteur géométrique de refoulement).

Tous les résultats de vérification du coup de Béliet dans les conduites de refoulement sont représentés dans le tableau (III-5).

collecteur de refoulement	Qref (l/s)	V (m/s)	Hg (m)	D (mm)	e (mm)	a (m/s)	b (m)	Surp (m)	dépr (m)
STORA - TUNNEL	31.24	0.63	8.2	250	20	1340.41	86.08	94.28	-77.88
MARINELLE - Rejet de zone de dépôt ancienne	409.62	0.81	6.53	800	42	1301.91	107.5	114.03	-100.97
H. KROUMA-RN44	378.38	0.98	3.6	700	38	1305.45	130.41	134.01	-126.81
RN44- STEP	568.3	1.13	6.67	800	42	1301.91	149.96	156.63	-143.29
SUD ZERAMNA-STEP	750	1.18	3.93	900	46	1299	156.25	160.18	-152.32

Tableau (III-5) : calcul de la surpression et de la dépression.

Conclusion:

Puisque les conduites en béton armé sont destinées à supporter des pressions de plus de 25 bars (250 m) , donc d'après les résultats trouvés, nous remarquons que pour les cinq conduites, la surpression est toujours inférieure à 250 m , d'où il est inutile de prévoir un anti-bélier , car les conduites sont protégées d'elles-même .

Pour les dépressions, nous suggérons de placer des ventouses dans les canalisations.

III-1-9 Dimensionnement des stations de relèvement (relevage):

1- Collecteur (TUNNEL-MARINELLE):

Une seule station existe dont le débit est 136.5 (l/s) et la hauteur géométrique de relevage est 5.1 (m)

D'après les catalogues des pompes flygt 3500, on choisit une pompe dont les caractéristiques sont les suivantes:

pompe flygt 3500
Type 1410

Diamètre de la roue: $\Phi = 520$ mm
 Rendement : $n = 50\%$
 vitesse de rotation: $N = 416$ tr/mn.
 puissance nominale : $p = 13,66$ KW

2- Collecteur (D.O. « Moider » -SR « Sud ZERAMNA »)

Une station existe dont le débit est 460.3 (l/s) et la hauteur géométrique de relevage est 6.2 (m).

On choisit pour cette station 2 pompes flygt 3500 en parallèle, chacune relève un débit de $460.3 / 2 = 230,15$ l/s .

Caractéristiques de chaque pompe:

pompe flygt 3500
 Type 1410
 Diamètre de la roue: $\Phi = 560$ mm
 Rendement : $n = 69\%$
 vitesse de rotation: $N = 416$ tr/mn.
 puissance nominale : $p = 20,3$ KW

dimensionnement des puisards (Tableau III-6)

Station de relevage	débit relevé (m ³ /h)	N(1/h)	A(m ²)	Vu(m ³)	Hu(m)
1	491.4	5	5	24.57	4.9
2	1657.1	6	15	69.04	4.6

Tableau (III-6): volume et hauteur utile des bâches

3- Collecteur (Rejet de zone de dépôt ancienne - STEP):

Deux stations de relevage existent, chacune relève un débit de 3025,92 l/s. La première sur une hauteur géométrique de 1,66m

et la deuxième sur une hauteur de 1,45 m.

On prévoit pour les deux stations une vis d'archimède vu l'importance de débit à relever, car si on utilise des pompes, on aura une capacité de bêche assez importante.

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 : $n = 3$
- un pas (p) égal au diamètre extérieur D des spires
- diamètre du noyau d égal à la moitié de D

a- Calcul du coefficient de débit μ :

D'après les conditions citées ci-dessus, On calcul les rapports:

$$\delta = d/D \text{ et } \sigma = p/D$$

$$\delta = 0.5 \text{ et } \sigma = 1$$

En se reportant à la figure 1 en annexe, nous allons sur la courbe $\alpha=30^\circ$ pour $\delta=0.5$ et nous lisons $10^3\mu = 4.12$

(la famille de courbes est bien définie pour des vis à 3 spires)

$$\mu = 4.12 * 10^{-3}$$

b- Détermination du diamètre D et de la vitesse N de rotation:

La formule empirique reliant le débit réel relevé au diamètre extérieur des spires est $Q_{re} = 2.24 D^{7/3}$

$$\Rightarrow D = (Q_{re}/ 0.24)^{3/7} = (3.025 /0.24)^{3/7} = 2.96m$$

Nous arrondirons à : D = 3.00 m

Nous avons deux possibilités pour déterminer la vitesse N :
soit nous calculons la vitesse de rotation par la relation

$$Q_{re} = 1.15 \mu N D^3, \text{ soit}$$

nous nous reportons à la figure 2 en annexe

Nous calculons $N = 24 \text{ tr/mn}$

c) Détermination de la hauteur de remplissage h :

$$h = ((D+d)/2) \cos \alpha = ((3+1.5)/2) \cdot \cos 30^\circ = 1.95 \text{ m}$$

d) Détermination de la hauteur de la lame déversante:

Nous pouvons lire directement la valeur $\Delta H/D$ sur le graphique N°:3 en annexe. Pour 30° nous lisons $\Delta H/D = 0,2$

$$\Delta H = 0,96 \text{ m}$$

e) la longueur de la vis :

$$L = (H_g + \Delta H) / \sin \alpha$$

où: H_g : hauteur géométrique de relevage (m)

ΔH : Hauteur de la lame déversante à partir du bec de rejet (m)

Pour le premier poste : $L_1 = (1,66 + 0,96) \cdot 2 = 5,2 \text{ m}$

Pour le deuxième poste: $L_2 = (1,45 + 0,96) \cdot 2 = 4,8 \text{ m}$

f) Détermination du rendement hydraulique de la vis

Le rendement hydraulique de la vis est donnée par la relation :

$$\eta_{hy} = (Q_{re} - Q_f) / Q_{re}$$

où : Q_f est le débit de fuite

Or nous avons les relations donnant le jeu fonctionnel

$$j = 4.5 \cdot 10^{-3} \cdot D^{0.5}$$

et le débit de fuite $Q_f = 2.5 j D^{1.5}$

nous pouvons calculer $j = 7.8 \cdot 10^{-3} \text{ m}$

$$Q_f = 0.101 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$v_{hy} = (3.025 - 0.101) / 3.025 = 0.96$$

Il est bien évident que ce rendement hydraulique n'est qu'une partie du rendement global de la vis .

III-2 Déversoirs d'orage .

III-2-1 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 (oued , rivière , mer , ...) , les pointes d'orage de manière à décharger le réseau aval ainsi que les stations d'épuration . Cela est basé sur l'hypothèse que les eaux ainsi rejetées auront un niveau de dilution admissible avec les capacités d'auto-épuration du milieu récepteur, et que celles dirigées vers la station d'épuration pourront y être traitées .

Le nombre de déversoirs d'orage à projeter sur un réseau d'assainissement reste toujours à prévoir , en essayant de minimiser les débits d'aval et les dimensions des collecteurs .

III-2-2 Notions hydrauliques:

(Voir la figure III-1 présentée dans la page suivante)

h: désigne la hauteur normale du débit admis dans le collecteur aval (Q_{lim}). le débit admis dans le collecteur aval

$$Q_{lim} = (n+1) Q_{ts}$$

avec n : taux de dilution

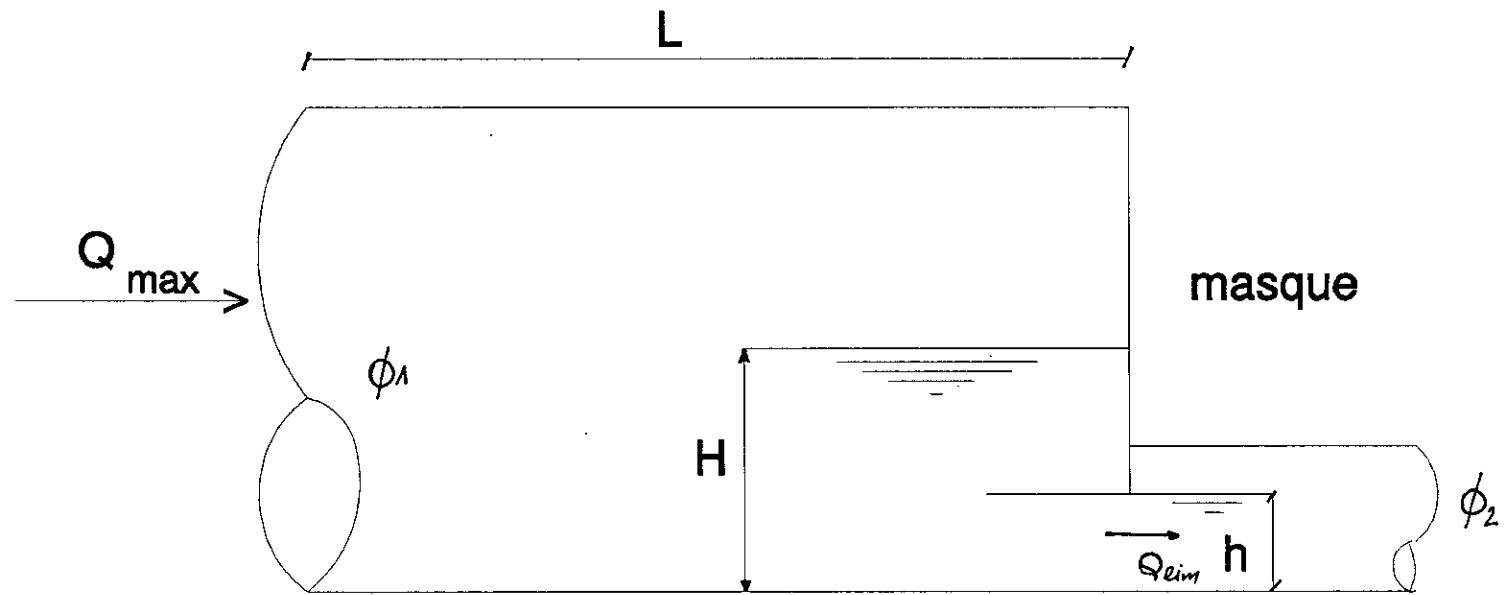
Q_{ts} : débit de pointe d'eaux usées par temps sec

Q_{max} : désigne le débit maximum prévu dans le collecteur amont ou débit de pointe par temps de pluie

$$Q_{max} = Q_p(E_p) + Q_{TS}$$

avec $Q_p(E_p)$: débit de pointe d'eaux pluviales.

Fig. (III-1): Schéma d'un déversoir d'orage à seuil déversant latéral.



Le dispositif limiteur de débit aval est constitué d'un masque et d'un seuil latéral de décharge ménagé ou non sur le collecteur amant, son rôle est double:

1- Interdire tout déversement de l'effluent dont la dilution est inférieure au taux choisi.

2-Limiter le débit aval au maximum à Q_{lim} .

Le bord inférieur du masque et la crête du déversoir d'orage latéral sont collés à la côte h au-dessus de la génératrice inférieure. pour un débit $Q < Q_{max}$, il s'écoule alors à surface libre sous le masque sans aucun déversement sur le seuil.

Pour le débit maximum Q_{max} , la hauteur d'eau dans le collecteur amant est $H < \Phi_1$. Il s'écoule alors le débit Q_{lim} à travers l'orifice noyé sous le masque, et le débit $Q_{dev} = Q_{max} - Q_{lim}$ au dessus du seuil du déversoir où Q_{dev} désigne le débit déversé.

III-2-3 Principe de calcul:

On détermine la hauteur de la lame déversante ainsi la longueur du seuil de déversement par l'application de la formule de BAZIN

$$Q_{dev} = \frac{2}{3} \mu L (2g)^{1/2} H_{dev}^{3/2}$$

Où : Q_{dev} : débit déversé (m^3/s)

L: longueur de seuil du déversoir (m)

H :hauteur de la lame de déversement (m)

μ : coefficient expérimental ($\mu=0.6$)

III-2-3-1 Hauteur de la lame déversante :

La hauteur d'eau de la lame déversée est donnée par la moyenne de la différence entre la hauteur à l'entrée et à la sortie.

Où H : hauteur d'eau dans le collecteur d'arrivé
h : hauteur d'eau dans le collecteur de départ .

III-2-3-2 Longueur du seuil de déversement :

$$L = (3/2 Q_{\text{der}}) / \mu H_{\text{der}} \sqrt{2g \cdot H_{\text{der}}}$$

III-2-3-3 largeur de la crête :

On prévoit une largeur égale à la somme des dimensions des collecteurs de sortie (départ et décharge) augmentée de 0,1m .

Dans notre cas, on a cinq déversoirs d'orages à dimensionner: deux sont prévus dans des collecteurs secondaires (D.O de l'ancien port , et de la S.N.T.F) , deux autres sont prévus dans les collecteurs principaux projetés (D.O de Beni MALEK , et de MARINELLE) , et un dernier est prévu dans la chambre de dessablement de la galerie de MOIDER (La deuxième chambre)

Exemple de calcul :

D.O Beni MALEK:

Données de base

Débit de pointe par temps sec : QTS = 68,25 l/s

Débit pluvial : Qp (EP) = 5281,75 l/s

Débit de pointe par temps de pluie : Qtp = 53501/s

Pour une dilution de 1, le débit allant vers la station est :

$$Q_{\text{lim}} = (n+1) Q_{\text{ts}}$$

$$Q_{\text{lim}} = 136,51/s$$

Débit déversé dans la mer : Qdev = Qtp - Qlim

$$Q_{\text{dev}} = 5213,5 \text{ l/s}$$

d) Calcul du niveau d'eau dans le collecteur d'arrivé :

Nom du D.O.	Taux de dilution admis(n)	Collecteur d'arrivée				Collecteur de départ				Q _{der} (l/s)	H _{der} (m)	L (m)	b (m)	Observation
		Q _{rp} (l/s)	I (%)	D(mm)	H(m)	Q _{im} (l/s)	I(%)	D (mm)	h (m)					
Beni Malek	1	5350	1.2	1500	0.9	136.5	1.2	400	0.22	5213.5	0.34	2x8.15	2.0	déversement par 2 cotés
Marinelle	1	4882	3.5	1200 (U3)	0.7	195	2	500	0.2	4687 (U3)	0.25	2x11.64	1.8	déversement par 2 cotés
Ancien Port	1	7019	9.0	1200 (U7)	0.65	159.46	1.5	400	0.22	6859.54 (U4)	0.21	2x13.25	2.0	déversement par 2 cotés
S.N.T.F.	1	5000.5	1.0	1500 (U5)	0.9	55.16	0.8	400	0.14	4945.34 (U5)	0.38	7.85	2.0	déversement par un seul coté
Moider	2	20912.26	0.05	4.0x2.8 (U6)	2.52	460.3	3.6	500	0.28	20452 (U6)	1.12	2x5.35	3.4	déversement par 2 cotés

Tableau (III-7) Tableau récapitulatif des dimensions des différents déversoirs d'orage

CHAPITRE IV

DEVIS DESCRIPTIF ET ESTIMATIF DES TRAVAUX D'EXECUTION

Pour évaluer la hauteur d'eau dans la galerie pour le débit de temps pluvieux, il est nécessaire d'avoir sa forme exacte afin de déterminer la section et le périmètre mouillé en fonction de la hauteur, par la suite on déterminera la hauteur d'eau en utilisant l'une des formules de base d'un écoulement à surface libre (MANNING).

Vu la non disponibilité du profil exact de la galerie, on est amené à déterminer la formule de la section et du périmètre en se basant sur la similitude à d'autres sections de collecteurs visitables (COSTET . P 109) la similitude a donné la section et le périmètre suivants .

$$S(h) = 0.040641 + 3.73611 h + 0.338462 h^2 - 0.175214 h^3$$

$$\text{et } P(h) = 0.286 + 1.526h + 0.228 h^2$$

$$Q = 1/n R_h^{2/3} \sqrt{I} S \quad \text{avec } R_h = S(h)/p(h)$$

$$\implies Q = 1/n (S(h)/p(h))^{2/3} \sqrt{I} S(h)$$

Avec : $n = 0.013$; $I = 0.05\% = 5 \times 10^{-4} \text{ m/m}$; $Q(EP) = 20.75 \text{ m}^3 / \text{s}$

Par itération successif en prenant une valeur initiale $h_0 = 2\text{m}$, le calcul donne une valeur de la hauteur d'eau dans la galerie pour le débit de temps pluvieux égale à 2,52 m

IV-1 DESCRIPTION DES TRAVAUX:

La description des travaux qui fait l'objet du présent devis estimatif comprend les terrassement généraux qui comprennent les étapes suivantes:

- Le creusement des tronçons des collecteurs projetés et de leurs ouvrages annexes tels que regard de visite.
- L'exécution des remblais après la pose des collecteurs et des ouvrages annexes.
- Evacuation des terres excédentaires.

IV-2 MODE D'EXECUTION DES TRAVAUX:

IV-2-1 Exécution des fouilles:

Lors de l'exécution des tranchées, il faut apprécier les propriétés mécaniques du sol sur l'étendue du fond de fouille, en effet il existe une interaction de l'ensemble sol-tuyau très importante pour la durabilité du réseau.

Le fond des tranchées est arasé à 0.1 m au moins au-dessous de la côte prévue pour la génératrice inférieure extérieure du collecteur.

Sur cette épaisseur, un lit de sable est dressé suivant la pente du radier. La surface du lit de sable doit être bien nivelée pour que le collecteur ne repose sur aucun point dur ou faible.

IV-2-2 Le Remblaiement des fouilles et compactage:

Le Remblaiement:

Les Remblaiements peuvent être constitués, selon la décision

du maître d'oeuvre, soit de déblai en réemploi, soit les matériaux d'apport dont la quantité doit être agréée, s'il s'agit de déblais en emploi, ceux-ci doivent être expurgés de tous les éléments susceptibles de porter atteinte au collecteurs.

Compactage:

Le compactage d'un sol utilisé comme remblai de tranchée est d'une très grande importance, consiste à lui donner l'indice des vides le plus bas possible ou la densité sèche la plus élevée possible.

On notera qu'au chantier comme au laboratoire, la teneur en eau optimum dépend non seulement de la nature du sol, mais aussi et dans une large mesure, de la méthode de compactage sous le nom de méthode PROCTOR.

Si la teneur en eau du sol sur le chantier est supérieure à l'optimum, il faut laisser sécher le sol, si elle est inférieure, il faut arroser le sol avant comptage. Il est en général relativement facile de maintenir la teneur en eau de 2 à 3 % près autour de l'optimum.

IV-2-3 La pose des canalisations:

Les collecteurs sont descendus soigneusement dans la tranchée et présentés bien dans le prolongement les uns des autres.

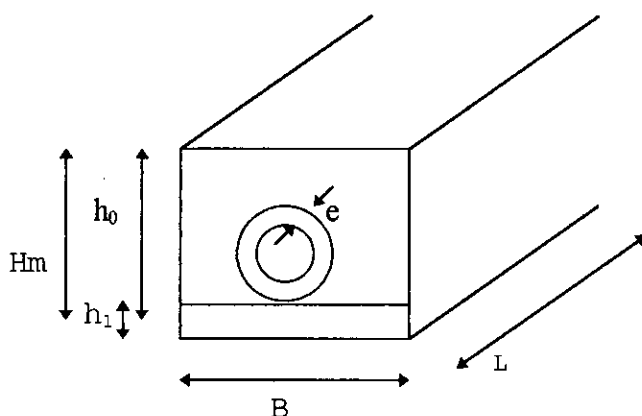
Ils doivent être posés en files bien alignées et avec une pente bien régulière entre deux regards consécutifs. Les pentes du projet doivent être respectées avec, cependant une tolérance de 1/20 en plus ou moins à l'exécution. Les collecteurs sont enterrés à 0.8 m de profondeur.

IV-2-4 Evacuation des terres excédentaires:

Les terres excédentaires seront, après exécution complète des travaux, régalées à proximité de la zone des travaux ou transportées vers des aires de dépôts.

IV-3 PRINCIPE DE CALCUL:

Calcul de déblais (Db):



$$Db = (h_0 + h_1) * L * B = H_m * L * B$$

avec: $h_1 = (d + 2.e + 0.8)$ (m)

$$B = d + 2 * 300$$

où L : Longueur de la conduite (m)

B : Largeur de la fouille (m)

H_m : profondeur de la fouille (m)

h_1 : Lit de sable (m) $h_1 = 0.15m$ [$0.10 < h_1 < 0.15$]m

d : diamètre de la conduite (mm)

Db : volume de déblai (m^3)

Calcul du remblai:

$$R_b = 1.2 * D_b - ((\pi * d_{ext}^2) / 4 * L + 0.15 * L * B)$$

avec $d_{ext} = d_n + 2.e$

où : R_b : volume du remblai (m³)

d_n : diamètre normalisé (mm)

e : épaisseur de la conduite (mm)

Volume de lit de sable:

$$v(\text{sable}) = 0.15 * L * B$$

Evaluation des terres en excès:

$$T_{exc} = D_b - R_b$$

où T_{exc} = volume des terres en excès (m³)

Réglage de fond de fouille:

$$R_{reg} = \text{Remblai} / H_m$$

où H_m : Hauteur moyenne (m)

R_{reg} : Quantité de réglage de fond de fouille (m²)

Remarque :

Les résultats des hauteurs moyennes (H_m) et largeurs (B) de la tranchée correspondante à chaque diamètre de collecteur sont représentées dans le tableau (IV-1)

d (mm)	250	300	400	500	700	800	900	1500
Hm (m)	1.24	1.3	1.4	1.51	1.72	1.83	1.94	2.7
B (m)	0.85	0.9	1.0	1.1	1.3	1.4	1.5	2.1
2.e(mm)	40	44	52	60	76	84	92	250

Tableau IV-1: Hauteur moyenne et largeur de la tranchée relatifs à chaque diamètre.

IV-4 Estimation du coût de réalisation approximatif:

a) Conduite gravitaire:

1. Canalisation:

d (mm)	longueur (m)	prix unitaires (DA/u)	totaux partiels (DA)
300	196	1500	294000
400	915.4	1600	1464640
500	198	1800	356400
800	485	2400	1164000
1500	1031	3800	3917800
Total			7196840

2. Terrassement:

d300 (mm)	Quantité	prix unitaires (DA/u)	totaux partiels (DA)
Déblai (m ³)	229.32	350	80262
Remblai (m ³)	234.87	400	93984
Texc (m ³)	5.55	215	1193.25
V (sable) (m ³)	26.46	250	6615
Reg (m ²)	180.67	200	36134
d400 (mm)	Quantité	prix unitaires (DA/u)	totaux partiels (DA)
Déblai (m ³)	1281.56	350	448546
Remblai (m ³)	1285.53	400	514212
Texc (m ³)	3.97	215	853.55
V (sable) (m ³)	137.31	250	34327.5
Reg (m ²)	918.23	200	183646

d500 (mm)	Quantité	prix unitaires (DA/u)	totaux partiels (DA)
Déblai (m ³)	326.7	350	114345
Remblai (m ³)	320.5	400	128200
Texc (m ³)	6.2	215	1333
V (sable) (m ³)	32.67	250	8167.5
Reg (m ²)	213.66	200	42732
d800 (mm)	Quantité	prix unitaires (DA/u)	totaux partiels (DA)
Déblai (m ³)	1222.2	350	427770
Remblai (m ³)	1121.0	400	448400
Texc (m ³)	101.2	215	21758
V (sable) (m ³)	101.85	250	25462.5
Reg (m ²)	612.57	200	122514
d1500 (mm)	Quantité	prix unitaires (DA/u)	totaux partiels (DA)
Déblai (m ³)	5845.77	350	2046019.5
Remblai (m ³)	4868.23	400	1947292
Texc (m ³)	977.54	215	81171.1
V (sable) (m ³)	324.76	250	81190
Reg (m ²)	1803.05	200	360610
Total			7 256 737 9

3. Génie Civil:

Génie civil	Quantité	prix unitaires (DA/u)	totaux partiels (DA)
construction des regards	70	20000	1400000
déversoirs d'orages	5	80000	400000
Total			1 800 000

b) Conduite de refoulement:

1. Canalisation:

d (mm)	Quantité	prix unitaires (DA/u)	totaux partiels (DA)
250	2220	1400	3108000
700	1483	2200	3262600
800	5944	2400	14265600
900	382	2600	993200
Total			21 629 400

2. Terrassement:

d250 (mm)	Quantité	prix unitaires (DA/u)	totaux partiels (DA)
Déblai (m ³)	2339.88	350	818958
Remblai (m ³)	2415.83	400	966332.8
Texc (m ³)	75.95	215	16329.25
V (sable) (m ³)	283.05	250	70762.5
Reg (m ²)	1948.25	200	389650
d800 (mm)	Quantité	prix unitaires (DA/u)	totaux partiels (DA)
Déblai (m ³)	15228.53	350	5329984.8
Remblai (m ³)	14038.21	400	5615286.28
Texc (m ³)	1190.32	215	255918.8
V (sable) (m ³)	1248.24	250	312060
Reg (m ²)	7671.15	200	1534230.6

d700 (mm)	Quantité	prix unitaires (DA/u)	totaux partiels (DA)
Déblai (m ³)	3315.98	350	1160595.8
Remblai (m ³)	3119.26	400	1247706.28
Textc (m ³)	196.26	215	42294.8
V (sable) (m ³)	289.18	250	72296.25
Reg (m ²)	1813.52	200	362704.65
d900 (mm)	Quantité	prix unitaires (DA/u)	totaux partiels (DA)
Déblai (m ³)	111.62	250	389067
Remblai (m ³)	1004.97	400	401990.44
Textc (m ³)	106.65	215	22929.75
V (sable) (m ³)	85.95	250	21487.5
Reg (m ²)	518.02	200	103605.15
Total			19 134 190.65

3. Génie Civil:

Génie civil	Quantité	prix unitaires (DA/u)	totaux partiels (DA)
stations de refoulement et de relevage	9	6000 000	54 000 000

• Tableau récapitulatif:

Canalisation	28 826 240,00 (DA)
Terrassement	26 390 928,55 (DA)
Génie civil	55 800 000,00 (DA)
Prix total	111 017 168,60 (DA)

CHAPITRE V

INTRODUCTION AU DIMENSIONNEMENT DE LA STATION D'EPURATION

INTRODUCTION:

L'objet de toute politique de l'eau est d'assurer à chaque usager, une quantité journalière suffisante d'une eau de qualité admissible pour ses diverses activités. Cette eau après consommation est collectée et évacuée par un réseau de drainage vers un réseau récepteur.

Seulement, on doit conserver à ces eaux rejetées une qualité suffisante pour éviter l'altération et la dégradation du milieu récepteur. C'est dans ce contexte que s'inscrivent les opérations d'épuration des eaux usées urbaines.

L'objectif de cette partie de l'étude est de poser clairement le problème de l'épuration des eaux usées de la ville de SKIKDA, de définir et de proposer une chaîne d'épuration conformément à la pollution des eaux brutes à traiter et aux objectifs de qualité souhaités.

Pour un problème donné, il existe un grand nombre de procédés d'épuration dont l'application dépend à la fois:

- de la nature des eaux à traiter.
- de l'importance de la pollution à traiter.
- de la qualité requise de l'effluent traité (objectifs de qualité).
- de la destination des rejets traités de la station.
- de la disponibilité du terrain.
- et surtout de la contrainte budgétaire.

V-1 Organisation d'une station d'épuration

Le rôle de la station d'épuration doit être compatible avec les besoins de la collectivité locale et les nécessités du milieu récepteur.

Son fonctionnement doit assurer en permanence une qualité acceptable au moindre coût. La figure V-1 offre un schéma de principe de fonctionnement d'une STEP.

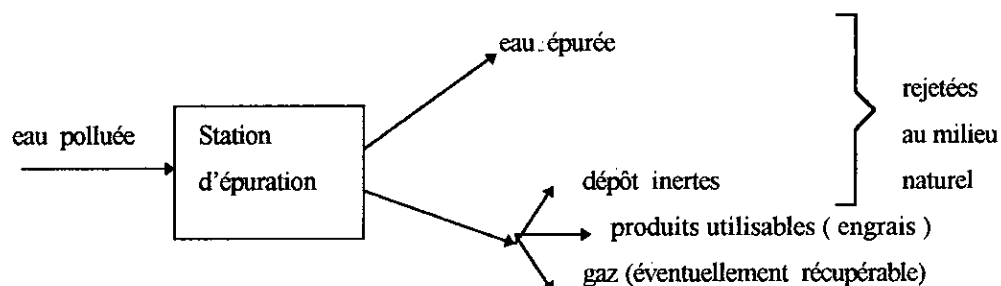


Figure V-1: Principe de fonctionnement d'une station d'épuration.

L'évolution des eaux usées brutes vers un effluent épuré s'opère en passant par divers stades qui constituent des épurations successives:

- *Les traitements préliminaires:* Ce sont des traitements mécaniques servant à éliminer les matières encombrantes contenues dans les eaux arrivant en tête de la station, afin de protéger les installations aval. Ceci est réalisé par mise en place de chambres de dessablement, de grilles à barreaux ou de tamis à mailles fines et de chambres de dégraissage.
- *Les traitements primaires:* Ils permettent d'opérer la

décantation des MES par des procédés physiques (décanteurs statiques ou lamellaires) ou physico-chimiques (floculation, coagulation).

- *Les traitements secondaires:* Ces traitements permettent de transformer les eaux décantées de façon à assurer l'imputrescibilité de l'effluent grâce à la stabilisation des matières organiques. Les déchets, les boues et les gaz sont ensuite évacués. Ces traitements sont réalisés par des procédés biologiques naturels (épuration par le sol ou grâce à l'énergie solaire) ou artificiels (lits bactériens, boues activées,...), ils contribuent à réduire notamment la demande en oxygène et la qualité des matières en suspension.

- *Les traitements tertiaires:* appelés aussi épuration complémentaire ou avancée, ils permettent d'éliminer les sels minéraux et un grand nombre de substances indésirables pouvant subsister encore dans les effluents secondaires, à savoir:
 - certaines MES et la DBO;
 - des micro-organismes pathogènes (réduire le risque de la contamination microbiologique : bactéries, virus, ...);
 - quelques substances toxiques comme le Mercure ;
 - des micro-polluants non biodégradables (détergents, pesticides, insecticides, ...);
 - des sels nutritifs pouvant provoquer l'asphyxie des eaux lacustres (Azote et phosphore)

V-2 Critères de conception d'une station d'épuration:

Avant de concevoir une station d'épuration, il est nécessaire et indispensable de tenir compte de certains éléments

d'ordre administratif, fonctionnel, environnemental et économique.

Le critère administratif:

Il s'agit de vérifier qu'il n'y a aucune contrainte administrative pouvant retarder ou arrêter l'opération à tout moment. Ce qui engendrait des surcoûts importants pouvant se répercuter sur la capacité et/ou le rendement de la station prévus au départ. En effet, il arrive parfois qu'un site soit destiné à un autre projet ou appartient à un privé ou un autre organisme étatique. Avoir l'assurance de la disponibilité administrative de site éviterait des conflits ultérieurs éventuels très contraignants.

Le critère fonctionnel:

Le principe de fonctionnement (traitement artificiel ou naturel, procédé physique, chimique, ou physico-chimique , etc...) de la STEP doit être défini selon les possibilités financières, techniques, d'approvisionnement en équipement et produits de traitement, et de site (espace, nature du sol, géologie, ...) offertes. Par exemple, un sol ne possédant pas un pouvoir d'auto-épuration ne permet pas d'adapter un traitement par épandage sur le sol.

Le critère environnemental:

ça concerne les points suivants:

- l'espace (possibilité de disposer d'un terrain de protection) ;
- l'impact sur le milieu récepteur (dépend des caractéristiques de celui-ci: mer, un cours d'eau, lac, ...) et de ses usages: baignade, pêche, ...

Le critère économique:

ça concerne les différents coûts de l'opération:

- coûts d'investissement,

- coûts de fonctionnement et de gestion,
- coûts annuels d'entretien.

V-3 ELEMENTS DE CONCEPTION RELATIFS A L'ETUDE.

V-3-1 HORIZON DE L'ETUDE:

L'étude de la station d'épuration sera basée sur les prévisions de l'horizon 2025.

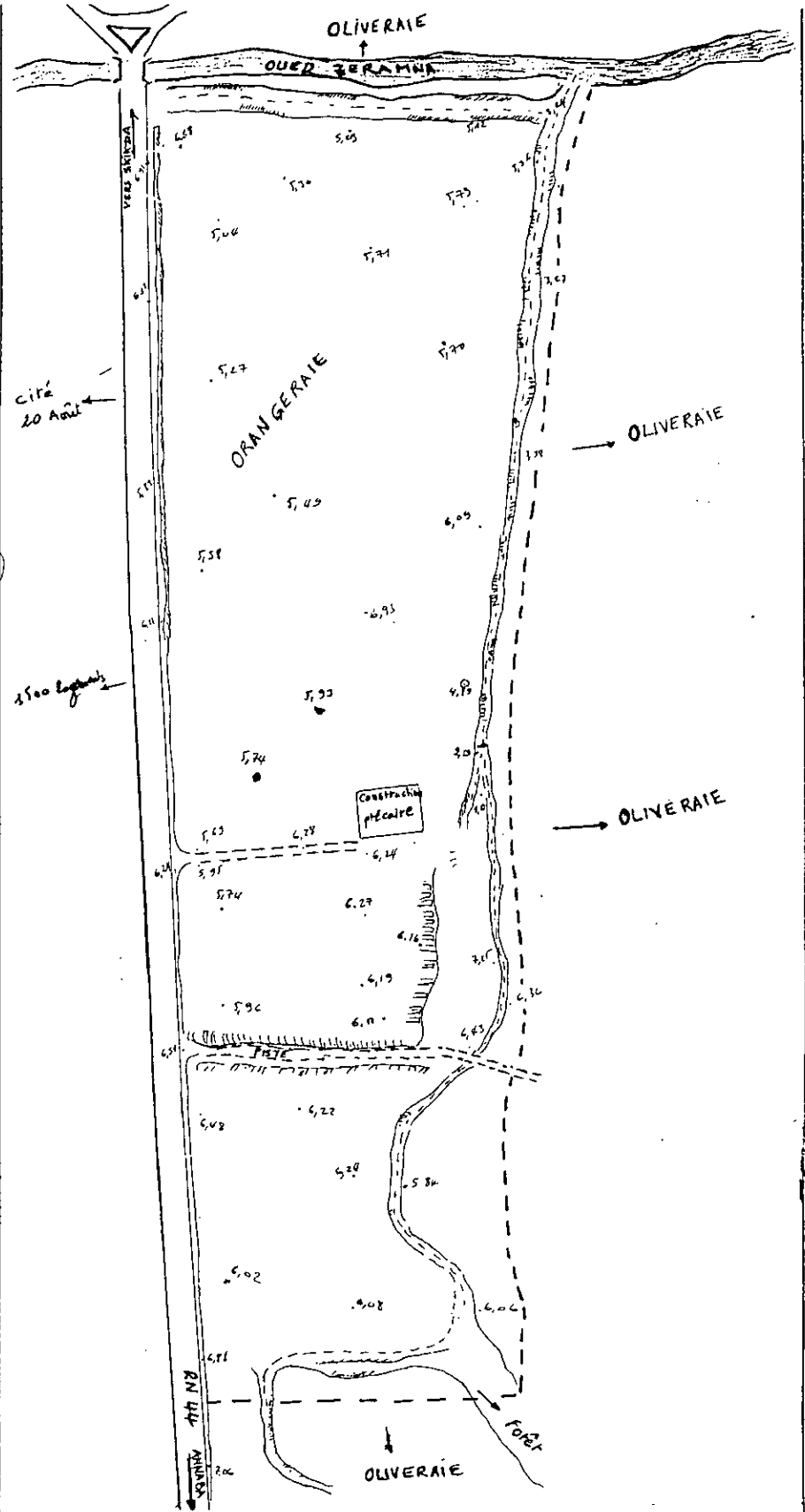
V-3-2 Choix du site de la station:

Le terrain sera choisi en fonction de plusieurs paramètres, le site doit présenter les avantages suivants:

- il doit être ni bâti , ni cultivé ;
- prévoir un périmètre de protection;
- le site doit être en dehors de la ville en aval pour ne pas nuire aux habitations.

La nature accidentée de la région de l'étude et l'occupation de sol actuelle n'offrent pas beaucoup de possibilités de site d'implantation de la future station d'épuration de la ville de SKIKDA. En effet, les sites potentiels aux alentours immédiats de SKIKDA sont soit retenus pour l'extension de la ville, soit occupés par la zone industrielle ou soit encore destinés à l'agriculture. Donc à priori le site retenu par l'étude antécédente " TESCO VIZITREV " faite par un bureau d'étude Hongrois reste le seul choix possible.

La STEP prévue par TESCO a été projetée au Sud Est de la ville à MERDJ DIB. Le site est assez plat, délimité par l'Oued ZERAMNA au Nord, par la RN44 à l'Ouest et par le pipeline SONATRACH à l'Est (Figure V-2).



- Surface totale : 5 ha.
 - pente moyenne (Nord-Est) = 0,60 %
 - - - - - piste automobile
 - - - - - Limite du site délimité par la STEP.

fig 2 - Plan de site de la station d'épuration -

V-3-3 Objectifs de qualité souhaités:

Le rôle d'une station d'épuration est de diminuer le degré de pollution du rejet de telle façon à ce que le milieu récepteur puisse l'accepter sans désordres. Les valeurs maximales de la D.B.O.S. et des M.E.S. qu'on a fixé sont résumées dans le tableau suivant:

Paramètre	valeur maximale	Rendement global de la STEP/polluant
DB 05	25 mg/l	91%
M.E.S.	70 mg/l	78%

Tableau V-1: Les seuils à aboutir pour les principaux paramètres de pollution.

Par ailleurs, le tableau suivant donne les différentes qualités des eaux de rivières:

Paramètre	classe1	classe2	classe3	classe4
conductivité à 20°C (µs)	≤400	400 à 700	750 à 1400	1500 à 3000
Température (°C)	≤20	20 à 22	22 à 25	25 à 30
PM	6.5 à 8.5	6.5 à 8.5	6.0 à 9.0	5.5 à 9.5
M.E.S. (mg/l)	≤30	≤30	≤30	30 à 70
D.B. 05 (mg/l)	≤3	3 à 5	5 à 10	10 à 25
D.C.O. (mg/s)	≤20	20 à 25	25 à 40	40 à 80
Détergents (mg/s)	≤0.2	≤0.2	0.2 à 0.5	>0.5
NH ₄	≤0.1	0.1 à 0.5	0.5 à 2.0	2.0 à 8.0

Source : Mémento technique de l'eau (DEGREMONT) Agence de Gestion du bassin de la GARONNE (FRANCE)

Tableau V-2 : Qualités des eaux de rivières.

Les Classes d'eau ci-dessus se définissent comme suit:

Classe 1: Eau exempte de pollution , apte à satisfaire toutes les exigences de qualité.

Classe 2: Eau de qualité moindre que la précédente mais restant néanmoins valable pour tous les usages .

Classe 3: Eau de qualité "passable" , apte pour les usages industriels et agricoles, peut servir à l'AEP après un traitement poussé mais généralement tolérée pour l'abreuvement des animaux.

Classe 4: Eau de qualité médiocre juste apte à l'irrigation et au refroidissement.

Les eaux qui ne s'identifient pas à l'une des classes citées ci-dessus, (dépassement des valeurs maximales admises pour la classe 3) seront considérées comme inapte à tout usage et présentent un danger pour la santé publique et à l'environnement.

On remarque en comparant les valeurs résumées dans les tableaux (V-1) et (V-2) que l'eau de rejet prévue est de qualité 4 (médiocre). Cette eau reste néanmoins sans danger pour l'environnement et peut être réutilisée à des fins d'irrigation, de refroidissement, ou directement rejetée dans l'Oued.

V-3-4 La pollution à traiter, Paramètres caractéristiques:

Le niveau de pollution des eaux usées séparatives ou unitaires peut être caractérisée en général par de nombreux paramètres:

- les matières solides, en particulier les MES et la turbidité.
- les matières organiques: la DBO et la DCO sont les plus courantes. Parfois, on utilise aussi la DTO.
- les nutriments: les plus courants sont l'azote total (N.Tot),

l'azote kjeldahl (N.Kj), l'azote organique (N. Org) et le phosphore total (P.Tot). D'autres sont rarement utilisés comme l'azote ammoniacal, le carbone organique total, les nitrites, les phosphates totaux, les orthophosphates et les polyphosphates.

- les métaux lourds tels que le Zinc (Zn) , le Plomb (Pb), le Cuivre (Cu) et le Mercure (Hg). D'autres paramètres comme le Nickel, le Fer et le Chrome sont aussi utilisés.
- les bactéries: le plus souvent on utilise les coliformes fécaux, plus rarement les coliformes totaux et les streptocoques fécaux. (Dans tous les cas le dénombrement des germes constitue une mesure difficile et très peu précise).

Dans notre cas, des paramètres ont été mesurés tels que:

- 1- Demande biochimique d'oxygène après cinq jours (DBO 5) en mg/l.
- 2- Demande chimique d'oxygène (DCO) en mg/l.
- 3- concentration des matières organiques en suspension (MES) en mg/l.
- 4- Test de putrescibilité.
- 5- Test des ions chlorides.

Pour cela des prélèvements ont été effectués aux points suivants:

- 1- Collecteur MARINELLE de type unitaire U3.
- 2- Collecteur BENI-MALEK de type unitaire U2.
- 3- Collecteur S.N.T.F. de type unitaire U5.
- 4- Galerie de MOIDER de type unitaire U6.
- 5- Collecteur de 20 sot de type séparatif S8.

Les analyses ont donné les résultats présentés dans le tableau :

point de prélèvement	paramètre mesuré	Résultats du 1er prélèvement	Résultat du 2ème prélèvement
U3	T (c°)	13.7 à 13.9	14.6 à 15.2
	PH	7.5 à 7.6	7.5 à 7.6
	MES 120	1.5 à 5.5	< 2.0
	DBO5 (mg/l)	108.0 à 135.0	66.0 à 156.0
	DCO (mg/l)	437.0 à 515.0	258.0 à 490
	Ammoniaque (mg/l)	4.4 à 10.0	9.2 à 12.6
U2	T (c°)	17.0	14.0 à 15.0
	PH	7.5	7.5 à 7.6
	MES 120	13.0	95.0
	DBO5 (mg/l)	47.0 à 108.0	5.0 à 14.0
	DCO (mg/l)	214.0 à 428.0	84.0 à 130.0
	Ammoniaque (mg/l)	1.6 à 4.4	2.8 à 5.6
U5	T (c°)	14.0 à 15.0	12.5 à 16.0
	PH	7.5 à 7.6	7.5 à 7.8
	MES 120	3.0	2.5
	DBO5 (mg/l)	70.0 à 180.0	16.0 à 272.4
	DCO (mg/l)	262.0 à 535.0	84.0 à 800.0
	Ammoniaque (mg/l)	4.0 à 13.0	12.5 à 23.4
U6	Chlorures (mg/l)		60.0 à 100.0
	T (c°)	13.2 à 15.8	12.5 à 16.0
	PH	7.4 à 7.5	7.5 à 7.8
	MES 120	3.0	2.5
	DBO5 (mg/l)	10.0 à 183.0	16.0 à 272.4
	DCO (mg/l)	76.0 à 508.0	84.0 à 800.0
	Chlorures (mg/l)	12.0 à 140.0	—
	Charge DBO5	7.2 à 375.0 (Kg/3h)	898.0 (Kg/24h)
Charge DCO	50.0 à 1042.0 (Kg/3h)	2828.0 (Kg/24h)	
Charge Ammoniaque	168 (Kg/24h)		

S8	T (c°)	15.5 à 16.0	
	PH	7.5 à 7.6	
	MES 120	3.0 à 11.0	
	DBO5 (mg/l)	160.0 à 410.0	
	DCO (mg/l)	700.0 à 1480.0	
	Ammoniaque (mg/l)	12.4	

Tableau V-3: Sites de prélèvement et résultats des paramètres de pollution mesurés.

L'effluent à traiter provient seulement des eaux usées domestiques.

Le traitement des eaux rejetés par la zone industrielle existante (SONATRACH) se fait de façon autonome par une station propre à la zone.

V-3-5 Capacité de traitement:

Afin d'avoir une bonne idée sur les capacités de traitement de la future station d'épuration, nous définirons puis calculerons dans ce qui suit plusieurs débits, on finira ensuite par une estimation quantitative de pollution à traiter.

a. Population à l'horizon de l'étude

2015: 245000 EQH

2015: 275000 EQH

b. Les différents débits d'eaux usées rejetées:

- Débit moyen journalier, nous prendrons une dotation future en eau potable de 220 l/hat/J. Le coefficient de rejet pour les eau usées est de 0.8, Quant au taux de raccordement à l'égout, nous prévoyons 90% pour l'horizon 2015 et 100% pour l'horizon 2025.

Le débit moyen journalier est donné par la relation suivante:

$$Q_j [m^3/J] = P_t * (d/1000)$$

avec P_t : nombre d'équivalent habitant.

d : dose globale maximale

$$\text{où } d = C_{\text{heb}} * C_s * (1 - P/100) * d_m .$$

avec C_{heb} : coefficient hebdomadaire (= 1.05 par défaut)

C_s : coefficient de pointe saisonnier (= 1.1 par défaut)

P : pertes dans le réseau (=20%)

d_m : dose globale moyenne

(d_m = dotation en eau potable * tau de raccordement à l'égout)

$d_m = 180$ l/hab/J pour l'horizon 2015

= 220 l/hab/J pour l'horizon 2025

- Débit moyen horaire de temps sec:

C'est le débit moyen observé au cours d'une journée, il est donné par la relation suivante: $Q_m = Q_j / 24$

$$[Q_m] = [m^3 / h]$$

- Débit diurne horaire de temps sec:

Le débit diurne est calculé pour la période de 20 heures pendant laquelle la station reçoit le plus grand volume d'eaux usées. Le débit moyen diurne marque aussi la pointe organique pour le dimensionnement de certains ouvrages. Il est donné par la relation suivante:

$$Q_d = C_d * Q_m$$

Avec: C_d : coefficient journée = 24/20

Q_m : débit moyen journalier (m^3/J)

Q_d : débit moyen diurne (m^3/h)

- Débit de pointe horaire de temps sec:

Il est donné par la relation suivant: $Q_{\text{pts}} = C_H * Q_m$.

Avec: CH (coefficient de pointe horaire) = $1.5 + (2.5 / \sqrt{Q_m} / 3.6)$

Q_m (m³/h) : débit moyen horaire

Q_{pts} [m³/h] : débit de pointe horaire de temps sec

- Débit max horaire de temps sec:

Il est donné par la relation suivante: $Q_{maxts} = 1.05 * Q_{pts}$

Avec : Q_{pts} [m³/h] : débit de pointe horaire de temps sec

Q_{maxts} [m³/h] : débit max horaire de temps sec.

- Débit nocturne de temps sec:

Il est donné par la relation suivante: $Q_n = C_n * Q_m$

Avec: C_n (coefficient nocturne) = 24/30

Q_m [m³/h] : débit moyen horaire de temps sec

Q_n [m³/h] : débit nocturne de temps sec

- Débit maximum admis à la station:

Il est donné par la relation suivante: $Q_{max} = 3 * Q_m$

Avec: Q_m [m³/h] : débit moyen horaire de temps sec

Q_{max} [m³/h] : débit maximum admis à la station

Le tableau V-4 récapitule tous ces débits.

phase	année	EH	Débit de temps sec				régime hydraulique journalier		Débits par temps sec		capacité de l'installation
			Q_j (m ³ /j)	Q_m (m ³ /h)	Q_{pts} (m ³ /h)	Q_{maxts} (m ³ /h)	Q_d (m ³ /h)	Q_n (m ³ /h)	Q_{max} (m ³ /h)	Q_{max} (m ³ /j)	Q_{24} (m ³ /j)
1	2015	245000	40670	1695	2738	2875	2034	1356	5085	122040	41000
2	2025	275000	55825	2326	3718	3904	2791	1861	6978	16472	56000

Tableau V-4: Calcul des différents débits et estimation de la capacité de l'installation.

C. Calcul de la charge de pollution

Pour déterminer la composition des effluents qui arrivent à la station d'épuration, il est utile de disposer de données spécifiques permettant d'effectuer une première approche du problème.

D'après certaines analyses, statistiques notamment, ces données spécifiques peuvent être réparties selon:

- le type de réseau
- la dotation en eau potable
- le niveau de vie de la population

Dans le cas de la région de SKIKDA et ses environs, nous avons retenu les valeurs suivantes:

- Demande biochimique d'oxygène = 54 g/hab/J.
- Matières en suspension totales = 66 g/hab/J.

Pour une dotation de 220 l/hab/J et un coefficient de rejet de 0.8, la charge polluante susceptible d'être retrouvée dans les rejets est donc ainsi évaluée et représentée dans le tableau(V-6)

charge polluante	unité	valeurs à 2015	valeurs à 2025
DBO5 journaliere par habitant	g/hab/j	54	54
DBO5 journaliere	Kg/j	13230	14850
C DBO5	mg/l	325.3	266
MES journalière par habitant	g/j	66	66
MES journalière par habitant	Kg/j	16170	18150
C MES	mg/l	397.6	325

**Tableau V-6 : Estimation de la charge polluante à l'horizon
projet de la DBO5 et les MES**

		2015	2025
	STORA	3068	3152
EQH	SKIKDA	159752	163424
	H. KROUMA	56489	71427
	H. HAMROUCHE	26078	37114
	Total	245387	275117
volume total traité par jour (m ³)		41000	56000
charge polluante traitée par jour (Kg)	DBO5	13000	15000
	MES	16000	18000
rendement total de traitement par polluant (%)	DBO5		91
	MES		78

Tableau V-6: Tableau récapitulatif de la capacité de la station d'épuration

V-3-6 Destination des rejets traités de la station:

Jusqu'à présent, il n'y avait pas une étude lancée pour l'utilisation des rejets de la future station d'épuration de SKIKDA (domaines d'irrigation, refroidissement industriel, les usages municipaux, ...) et par conséquent la conception sera faite sur la base que les effluents traités seront rejetés dans le milieu récepteur (Oued ZERAMNA).

V-4 DEFINITION ET PROPOSITION D'UNE CHAINE D'EPURATION:

V-4-1 Nos critères de choix:

La filière d'épuration adoptée doit être choisie selon les critères suivants:

- Atteindre les rendements souhaités (90% pour la D.B.O. 5 et 78% pour les M.E.S.)
- Eviter les nuisances (bruits, ordures, mouches, ...)
- La petite aire de site offerte par la wilaya (environ cinq hectares).

V-4-2 Les traitements adoptés et ouvrages nécessaires:

Comme l'effluent à traiter est à dominante domestique, les procédés chimiques sont exclus. Donc seulement les procédés biologiques qui nous intéressent.

Concernant les différentes filières de traitement biologique, le lagunage et les lits bactériens seront écartés pour des raisons de rendement épuratoires, de disponibilité de surface, et de risques de nuisances (odeurs, moustiques, mouches; ...).

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

Il existe plusieurs types d'installation de boues activées qui dépendent de la charge massique et de la charge volumique (voir définition en annexe)

On distingue les boues activées:

- à forte charge
- à moyenne charge
- et à faible charge

Le procédé par boues activées à faible charge qui présente l'avantage de présenter en fin de traitement des boues très stables fortement minéralisées, ne nécessitent pas de digestion. D'autre part, les eaux n'ont pas besoin d'une décantation préalable à l'aération, mais l'importance du terrain que requiert une telle station nous dissuade de choisir cette filière.

Le système à forte charge peut être utilisé, mais il nécessite un personnel très compétent en raison de nombreuses interventions à réaliser.

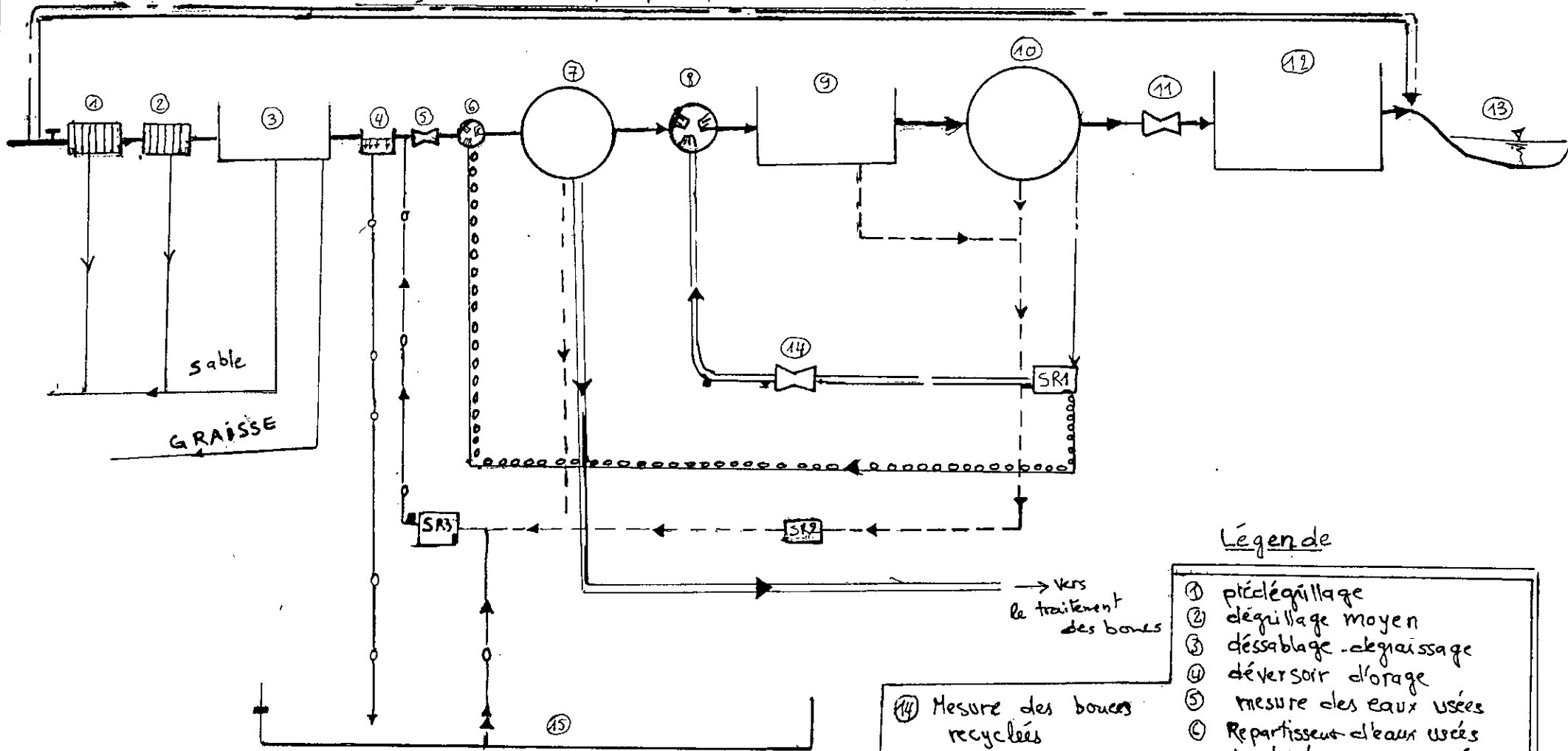
On opte en définitive pour le procédé à moyenne charge.

Les ouvrages constituant cette filière de traitement sont:

1. Grilles courbes mécaniques moyennes,
2. Un dessableur-dégraisseur rectangulaire équipé de pompes à air comprimé.
3. Un décanteur primaire circulaire
4. Un bassin d'aération rectangulaire
5. Un décanteur secondaire circulaire (clarificateur) pour séparer les eaux usées épurées des boues activées.
6. Lits de séchage pour la réduction de la teneur en eau des boues.
7. Et un bassin de stérilisation.

La figure (v-3) illustre le fonctionnement de la future station d'épuration de SKIKA.

fig V-3 schéma principe de fonctionnement de LA STEP



Légende

- ⋯⋯⋯ Dérivation
- Effluent
- ⋯⋯⋯ Boues en excès
- == Boues recyclées
- - - - - Boues recyclées et en excès
- o — eau de pluie
- == Boues mélangées
- - - - - vidange
- Détritus (graisse, sable)

- ① précléqillage
- ② dégrillage moyen
- ③ déssablage - dégraisage
- ④ déversoir d'orage
- ⑤ mesure des eaux usées
- ⑥ Répartisseur d'eaux usées et des boues en excès
- ⑦ Décanter primaire
- ⑧ Répartisseur d'eaux usées et les boues recyclées
- ⑨ bassin d'aération
- ⑩ clarificateur
- ⑪ mesure des effluents 'epurés
- ⑫ bassin de désinfection
- ⑬ Oued ZERAMNA
- ⑭ Mesure des boues recyclées
- ⑮ Bassin d'orage
- SR1 Station de reprise des boues en excès et des boues recyclées
- SR2 Station de relevage de la vidange
- SR3 Station de relevage des eaux de pluies

CONCLUSION

CONCLUSION

L'objet de toute politique de l'environnement est d'assurer un meilleur moyen de lutter contre la pollution .

A travers le sujet que nous avons étudié, on a essayé de réaliser un réseau d'assainissement fiable qui comprend la collecte et l'évacuation des eaux rejetées, sans stagnation qui constitue l'un des principaux problèmes de l'environnement de notre époque.

Le schéma directeur général de l'assainissement de la ville de SKIKDA et ses environs a pour but de collecter tous les rejets d'eaux usées actuels et de les ramener vers la station d'épuration au moyen des collecteurs principaux. Pour le tracé du réseau, nous avons proposé deux variantes, la variante retenue est choisie de telle façon qu'elle répond mieux aux exigences technico-économiques.

Ensuite , nous avons entamé le dimensionnement tout en essayant de respecter les critères techniques de la conception: éviter le problème d'auto-curage pour les collecteurs gravitaires et le coup de bélier pour les collecteurs de refoulement.

Vu la non disponibilité de la future occupation de sol, nous avons procédé, pour l'évaluation des débits d'eaux usées rejetées par la zone d'extension , par les ratios obtenus suite à des observations faites sur des cas similaires à l'application considérée.

Un dimensionnement des ouvrages annexes (déversoirs d'orage, et stations de refoulement), a été effectué avec

attention afin de limiter les dépenses de génie civil, mais tout en assurant le bon fonctionnement de l'ouvrage.

Pour les postes de relèvement et de refoulement, on a choisi comme système de relevage des pompes en égard à leur rendement important à l'exception de deux stations de relevage situées sur le parcours de collecteur gravitaire reliant le rejet de zone de dépôt ancienne à la station d'épuration, où on a adopté des vis d'Archimède vu l'importance de débit à relever.

Une vérification du coup de bélier dans les collecteurs de refoulement s'est effectuée accompagnée d'une correction des profils en long afin d'éviter les points les plus haut et les plus bas.

Enfin, l'étude est complétée par une introduction au dimensionnement de la station d'épuration par la détermination de sa capacité de traitement en équivalent habitant, en volume et charge polluante journalières à traiter, suivie par une étude de la filière de traitement convenable qui présente « les boues activées à moyenne charge » .

A travers cette étude, nous espérons que le travail présenté assure l'évacuation des eaux usées dans des conditions satisfaisantes pour la santé publique et la protection de l'environnement .

BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

OUVRAGES:

- [1] CHRISTIAN COSTET et MAURICE LOUDET - L'assainissement en milieu urbain ou rural, T. 1: les réseaux et les ouvrages de retenue, EDITIONS MONITEUR 1987
- [2] REGIS BOURRIER - Les réseaux d'assainissement, LA VOISIER 1991
- [3] GUERREE .H et GOMELA .C - Les eaux usées dans les agglomérations urbaines ou rurales, T. 1: la collecte, EDITIONS EYROLLES 1978
- [4] ANTAL THUMA - Machines hydrauliques , OPU 1993
- [5] MICHEL A. MOREL - Exercices de mécanique des fluides, T. 1: Turbomachines - constructions graphiques - phénomènes transitoires, EDITION CHIHAB - EYROLLES 1994
- [6] DEGREMONT - Mémento technique de l'eau , technique et documentation 1987

POLYCOPIES:

- [1] FATIHA AIT AMARA et LILA TAIBI , Thèse de fin d'études: thème « schéma directeur d'assainissement des zones environnantes de la ville de ANNABA », U.S.T.H.B , promotion 1995
- [2] BOUARFA (S) , Thèse de fin d'études : thème « projet d'assainissement et d'épuration des eaux usées de la zone de Reghaïa » , E.N.P , promotion 1990
- [3] HEMICI TAREK et MEKERSI ABDELMALEK , Thèse de fin d'étude : thème « Etude du schéma directeur d'assainissement de BOUMERDES-CORSO-TIDJELBINE et dimensionnement de la STEP » , U.S.T.H.B , promotion 1995.

ANNEXE

**DIMENSIONNEMENT DES
COLLECTEURS DE REFOULEMENT**

Collecteur de refolement (STORA - TUNNEL)

N	Tronçon (du-au)	Distance L(m)	Distance cumulées (m)	côtes T-N Amont (m)	côtes T-N Aval (m)	Pentes T-N (%)	Débit d'eaux usées (l/s)	Diamètre Q (mm)	Vitesse d'écoulement	côtes radier amont (m)	côte radier aval (m)	Pente du radier (%)
01	1-2	50,00	50,00	0,80	1,11	-0,62	31,24	250	0,63	-0,44	-0,13	-0,62
02	2-3	50,00	100,00	1,11	1,24	-0,26	31,24	250	0,63	-0,13	0,00	-0,26
03	3-4	15,00	115,00	1,24	1,38	-0,93	31,24	250	0,63	0,00	0,08	-0,53
04	4-5	28,00	143,00	1,38	1,40	-0,07	31,24	250	0,63	0,08	0,16	-0,07
05	5-6	50,00	193,00	1,40	1,64	-0,48	31,24	250	0,63	0,16	0,40	-0,48
06	6-7	50,00	243,00	1,64	1,77	-0,26	31,24	250	0,63	0,40	0,53	-0,26
07	7-8	50,00	293,00	1,77	1,72	0,1	31,24	250	0,63	0,53	0,48	0,1
08	8-9	50,00	343,00	1,72	1,70	0,04	31,24	250	0,63	0,48	0,46	0,04
09	9-10	50,00	393,00	1,70	3,59	-3,78	31,24	250	0,63	0,46	1,14	-1,36
10	10-11	23,00	416,00	3,59	3,70	-0,48	31,24	250	0,63	1,14	1,45	-1,35
11	11-12	50,00	466,00	3,70	3,89	-0,38	31,24	250	0,63	1,45	2,19	-1,48
12	12-13	45,00	511,00	3,89	4,03	-0,31	31,24	250	0,63	2,19	2,79	-1,33
13	13-14	60,00	571,00	4,03	4,78	-1,25	31,24	250	0,63	2,79	3,54	-1,25
14	14-15	50,00	621,00	4,78	5,09	-0,62	31,24	250	0,63	3,54	3,85	-0,62
15	15-16	50,00	671,00	5,09	4,50	1,18	31,24	250	0,63	3,85	3,26	1,1
16	16-17	16,00	687,00	4,50	4,51	0,0625	31,24	250	0,63	3,26	3,27	-0,0625
17	17-18	30,00	717,00	4,51	4,00	1,7	31,24	250	0,63	3,27	2,76	1,7
18	18-19	27,00	744,00	4,00	3,71	1,07	31,24	250	0,63	2,76	2,47	1,07
19	19-20	34,00	778,00	3,71	3,64	0,2	31,24	250	0,63	2,47	2,40	0,2
20	20-21	41,00	819,00	3,64	3,33	0,75	31,24	250	0,63	2,40	2,09	0,75
21	21-22	35,00	854,00	3,33	3,06	0,77	31,24	250	0,63	2,09	1,82	0,77
22	22-23	30,00	884,00	3,06	3,29	-0,76	31,24	250	0,63	1,82	2,05	-0,76
23	23-24	50,00	934,00	3,29	3,40	-0,22	31,24	250	0,63	2,05	2,16	-0,22
24	24-25	30,00	964,00	3,40	3,44	-0,13	31,24	250	0,63	2,16	2,20	-0,13
25	25-26	50,00	1014,00	3,44	3,43	0,02	31,24	250	0,63	2,20	2,19	0,02
26	26-27	50,00	1064,00	3,43	3,39	0,08	31,24	250	0,63	2,19	2,15	0,08
27	27-28	43,00	1107,00	3,39	3,36	0,07	31,24	250	0,63	2,15	2,12	0,07
28	28-29	62,00	1169,00	3,36	3,43	-0,11	31,24	250	0,63	2,12	2,19	-0,11
29	29-30	34,00	1203,00	3,43	3,45	-0,06	31,24	250	0,63	2,19	1,80	-0,06
30	30-31	47,00	1250,00	3,45	2,52	1,97	31,24	250	0,63	1,80	1,28	1,97
31	31-32	50,00	1300,00	2,52	3,70	-2,36	31,24	250	0,63	1,28	1,90	-2,36
32	32-33	50,00	1350,00	3,70	3,90	-0,4	31,24	250	0,63	1,90	2,45	-0,4
33	33-34	30,00	1380,00	3,90	4,01	-0,36	31,24	250	0,63	2,45	2,77	-0,36
34	34-35	50,00	1430,00	4,01	4,44	-0,86	31,24	250	0,63	2,77	3,20	-0,86
35	35-36	42,00	1472,00	4,44	4,81	-0,88	31,24	250	0,63	3,20	3,57	-0,88
36	36-37	30,00	1502,00	4,81	5,20	-1,3	31,24	250	0,63	3,57	3,96	-1,3

37	37-38	26,00	1528,00	5,20	5,74	-2,07	31,24	250	0,63	3,96	3,99	-2,07
38	38-39	55,00	1583,00	5,74	5,64	0,18	31,24	250	0,63	3,99	3,69	0,18
39	39-40	50,00	1633,00	5,64	4,70	1,88	31,24	250	0,63	3,69	3,46	1,88
40	40-41	19,00	1652,00	4,70	4,58	0,63	31,24	250	0,63	3,46	3,34	0,63
41	41-42	50,00	1702,00	4,58	4,33	0,5	31,24	250	0,63	3,34	3,09	0,5
42	42-43	50,00	1752,00	4,33	4,49	-0,32	31,24	250	0,63	3,09	3,04	-0,32
43	43-44	50,00	1802,00	4,49	4,27	0,44	31,24	250	0,63	3,04	3,03	0,44
44	44-45	50,00	1852,00	4,27	4,74	-0,94	31,24	250	0,63	3,03	3,39	-0,94
45	45-46	50,00	1902,00	4,74	5,08	-0,68	31,24	250	0,63	3,39	3,84	-0,68
46	46-47	50,00	1952,00	5,08	5,48	-0,8	31,24	250	0,63	3,84	4,24	-0,8
47	47-48	50,00	2002,00	5,48	5,87	-0,78	31,24	250	0,63	4,24	4,63	-0,78
48	48-49	50,00	2052,00	5,87	6,29	-0,84	31,24	250	0,63	4,63	5,05	-0,84
49	49-50	50,00	2102,00	6,29	6,16	0,26	31,24	250	0,63	5,05	4,92	0,26
50	50-51	50,00	2152,00	6,16	6,15	0,02	31,24	250	0,63	4,92	4,91	0,02
51	51-52	40,00	2192,00	6,15	6,18	-0,075	31,24	250	0,63	4,91	4,94	-0,075
52	52-53	30,00	2222,00	6,18	6,43	-0,83	31,24	250	0,63	4,94	5,19	-0,83

Collecteur de refoulement : (MARINELLE- rejet de dépôt ancienne)

N	Tronçon (du-au)	Distance L(m)	Distance cumulées (m)	côtes T-N Amont (m)	côtes T-N Aval (m)	Pentes T-N (%)	Débit d'eaux usées (l/s)	Diamètre O (mm)	Vitesse d'écoulement	côtes radier amont (m)	côte radier aval (m)	Pente du radier (%)
MR	SRE-86	10,00	10,00	2,26	2,26	0,00	546,04	800	0,81	0,26	0,26	0,00
01	86-87	50,00	60,00	2,26	2,31	-0,10	546,04	800	0,81	0,26	0,26	0,00
02	87-88	50,00	110,00	2,31	2,37	-0,12	546,04	800	0,81	0,26	0,26	0,00
03	88-89	50,00	160,00	2,37	2,35	0,04	546,04	800	0,81	0,26	0,26	0,00
04	89-90	50,00	210,00	2,35	2,29	0,12	546,04	800	0,81	0,26	0,26	0,00
05	90-91	50,00	260,00	2,29	2,24	0,10	546,04	800	0,81	0,26	0,26	0,00
06	91-92	50,00	310,00	2,24	2,18	0,12	546,04	800	0,81	0,26	0,26	0,00
07	92-93	50,00	360,00	2,18	2,13	0,10	546,04	800	0,81	0,26	0,26	0,00
08	93-94	50,00	410,00	2,13	2,10	1,06	546,04	800	0,81	0,26	0,26	0,00
09	94-95	50,00	460,00	2,10	2,12	-0,04	546,04	800	0,81	0,26	0,26	0,00
10	95-96	50,00	510,00	2,12	2,23	-0,22	546,04	800	0,81	0,26	0,38	-0,22
11	96-97	40,00	550,00	2,23	2,48	-0,625	546,04	800	0,81	0,38	0,63	-0,63
12	97-98	40,00	590,00	2,48	2,68	-0,50	546,04	800	0,81	0,63	0,83	-0,50
13	98-99	50,00	640,00	2,68	2,82	-0,28	546,04	800	0,81	0,83	0,97	-0,28
14	99-100	20,00	660,00	2,82	4,23	-7,05	546,04	800	0,81	0,97	1,73	-3,80
15	100-101	50,00	710,00	4,23	7,36	-6,26	546,04	800	0,81	1,73	4,86	-4,26
16	101-102	50,00	760,00	7,36	11,02	-7,32	546,04	800	0,81	4,86	6,52	-4,52
17	102-103	35,00	795,00	11,02	10,56	1,31	546,04	800	0,81	6,52	6,51	0,02
18	103-104	35,00	830,00	10,56	10,12	1,25	546,04	800	0,81	6,51	6,27	0,68
19	104-105	40,00	870,00	10,12	10,02	0,25	546,04	800	0,81	6,27	6,00	0,68
20	105-106	40,00	910,00	10,02	8,98	2,6	546,04	800	0,81	6,00	5,72	0,68
21	106-107	40,00	950,00	8,98	8,00	2,45	546,04	800	0,81	5,72	5,45	0,68
22	107-108	40,00	990,00	8,00	7,12	2,2	546,04	800	0,81	5,45	5,18	0,68
23	108-109	40,00	1030,00	7,12	6,67	1,125	546,04	800	0,81	5,18	5,06	0,30
24	109-110	40,00	1070,00	6,67	6,58	0,225	546,04	800	0,81	5,06	4,94	0,30
25	110-111	40,00	1110,00	6,58	6,41	0,425	546,04	800	0,81	4,94	4,82	0,30
26	111-112	40,00	1150,00	6,41	6,40	0,025	546,04	800	0,81	4,82	4,58	0,30
27	112-113	40,00	1190,00	6,40	6,40	0,00	546,04	800	0,81	4,58	4,46	0,30
28	113-114	40,00	1230,00	6,40	6,40	0,00	546,04	800	0,81	4,46	4,50	0,00
29	114-115	40,00	1270,00	6,40	6,64	-0,6	546,04	800	0,81	4,50	4,79	-0,60
30	115-116	34,00	1304,00	6,64	6,76	-0,35	546,04	800	0,81	4,79	4,91	-0,35
31	116-117	20,00	1324,00	6,76	6,82	-0,30	546,04	800	0,81	4,91	4,97	-0,30
32	117-118	20,00	1344,00	6,82	6,89	-0,35	546,04	800	0,81	4,97	5,04	-0,35
33	118-119	40,00	1384,00	6,89	7,18	-0,725	546,04	800	0,81	5,04	5,23	-0,72
34	119-120	40,00	1424,00	7,18	7,34	-0,4	546,04	800	0,81	5,23	5,39	-0,40

35	120-121	35,00	1459,00	7,34	7,59	-0.71	546,04	800	0.81	5.39	5.54	-0.71
36	112-122	40,00	1499,00	7,59	7,68	-0.22	546,04	800	0.81	5.54	5.68	-0.22
37	122-123	40,00	1539,00	7,68	7,88	-0.50	546,04	800	0.81	5.68	5.88	-0.50
38	123-124	30,00	1569,00	7,88	8,03	-0.50	546,04	800	0.81	5.88	6.03	-0.50
39	124-125	30,00	1599,00	8,03	8,21	-0.60	546,04	800	0.81	6.03	6.16	-0.60
40	125-126	26,00	1625,00	8,21	8,27	-0.23	546,04	800	0.81	6.16	6.27	-0.23
41	126-127	40,00	1665,00	8,27	7,92	-0.87	546,04	800	0.81	6.27	6.07	0.87
42	127-128	40,00	1705,00	7,92	7,58	0.85	546,04	800	0.81	6.07	5.73	0.85
43	128-129	40,00	1745,00	7,58	7,38	0.50	546,04	800	0.81	5.73	5.53	0.50
44	129-130	40,00	1785,00	7,38	6,85	1.32	546,04	800	0.81	5.53	5.00	1.32
45	130-131	40,00	1825,00	6,85	6,84	0.02	546,04	800	0.81	5.00	4.79	0.02
46	131-132	30,00	1855,00	6,84	6,58	0.86	546,04	800	0.81	4.79	4.63	0.86
47	132-133	30,00	1885,00	6,58	6,35	0.76	546,04	800	0.81	4.63	4.50	0.76
48	133-134	40,00	1925,00	6,35	6,36	-0.02	546,04	800	0.81	4.50	4.36	-0.02
49	134-135	40,00	1965,00	6,36	6,23	0.32	546,04	800	0.81	4.36	4.38	0.32
50	135-136	40,00	2005,00	6,23	6,13	0.25	546,04	800	0.81	4.38	4.28	0.25
51	136-137	12,00	2017,00	6,13	6,09	0.33	546,04	800	0.81	4.28	3.24	0.33
52	137-138	40,00	2957,00	6,09	5,97	0.3	546,04	800	0.81	3.24	3.07	0.30
53	138-139	22,00	2079,00	5,97	5,83	0.63	546,04	800	0.81	3.07	3.58	0.63
54	139-140	24,00	2103,00	5,83	6,09	-1.08	546,04	800	0.81	3.58	3.54	-1.08
55	140-141	30,00	2133,00	6,09	6,60	-1.70	546,04	800	0.81	3.54	4.75	-1.70
56	141-142	50,00	2183,00	6,60	6,65	-0.1	546,04	800	0.81	4.75	4.80	-0.10
57	142-143	40,00	2223,00	6,65	6,48	0.42	546,04	800	0.81	4.80	4.63	0.42
58	143-144	40,00	2263,00	6,48	6,33	0.37	546,04	800	0.81	4.63	4.48	0.37
59	144-145	40,00	2203,00	6,33	6,30	0.07	546,04	800	0.81	4.48	4.45	0.07
60	145-146	20,00	2323,00	6,30	6,59	-1.45	546,04	800	0.81	4.45	4.74	-1.45
61	146-147	40,00	2363,00	6,59	6,69	-0.25	546,04	800	0.81	4.74	4.84	-0.25
62	147-148	30,00	2393,00	6,69	6,78	-0.30	546,04	800	0.81	4.84	4.93	-0.30
63	148-149	20,00	2413,00	6,78	6,83	-0.25	546,04	800	0.81	4.93	4.98	-0.25
64	149-150	40,00	2453,00	6,83	6,74	0.22	546,04	800	0.81	4.98	5.04	-0.15
65	150-151	40,00	2493,00	6,74	7,00	-0.65	546,04	800	0.81	5.04	5.22	-0.15
66	151-152	30,00	2513,00	7,00	7,10	-0.50	546,04	800	0.81	5.22	5.25	-0.15
67	152-153	40,00	2553,00	7,10	7,33	-0.57	546,04	800	0.81	5.25	5.84	-0.15
68	153-154	30,00	2583,00	7,33	6,73	2.00	546,04	800	0.81	5.84	4.88	2.00
69	154-155	40,00	2623,00	6,73	7,93	-3.00	546,04	800	0.81	4.88	4.95	-0.17
70	155-156	40,00	2663,00	7,93	8,46	-1.32	546,04	800	0.81	4.95	5.20	-0.62
71	156-157	40,00	2703,00	8,46	8,90	-1.1	546,04	800	0.81	5.20	5.55	-0.62
72	157-158	40,00	2743,00	8,90	8,51	0.97	546,04	800	0.81	5.55	5.80	-0.62
73	158-159	40,00	2783,00	8,51	8,21	0.75	546,04	800	0.81	5.80	6.05	-0.62
74	159-160	30,00	2813,00	8,21	8,13	0.26	546,04	800	0.81	6.05	6.30	-0.62
75	160-161	40,00	2853,00	8,13	8,44	-0.77	546,04	800	0.81	6.30	6.55	-0.62
76	161-162	40,00	2893,00	8,44	8,71	-0.67	546,04	800	0.81	6.55	6.80	-0.62
77	162-163	40,00	2933,00	8,71	10,35	-4.10	546,04	800	0.81	6.80	8.00	-3.00

78	163-164	40,00	2973,00	10,35	12,75	-6.00	546,04	800	0.81	8.00	9.20	-3.00
79	164-165	40,00	3013,00	12,75	9,08	9.17	546,04	800	0.81	9.20	7.23	4.92
80	1165-166	40,00	3053,00	9,08	8,20	2.20	546,04	800	0.81	7.23	6.32	2.27
81	166-167	40,00	3093,00	8,20	8,66	-1.15	546,04	800	0.81	6.32	6.80	-1.20
82	167-168	40,00	3133,00	8,66	9,13	-1.17	546,04	800	0.81	6.80	7.28	-1.20
83	168-169	40,00	3173,00	9,13	9,61	-1.20	546,04	800	0.81	7.28	7.76	-1.20
84	169-170	40,00	3253,00	9,61	10,08	-1.17	546,04	800	0.81	7.76	8.24	-1.20
85	170-171	40,00	3293,00	10,08	10,27	-0.47	546,04	800	0.81	8.24	8.42	-0.45
86	171-172	40,00	3293,00	10,27	10,47	-0.50	546,04	800	0.81	8.42	8.60	-0.45
87	172-173	40,00	3333,00	10,47	11,12	-1.62	546,04	800	0.81	8.60	9.27	-1.67
88	173-174	40,00	3373,00	11,12	11,98	-2.15	546,04	800	0.81	9.27	9.95	-1.67
89	174-175	20,00	3393,00	11,98	14,65	-13.35	546,04	800	0.81	9.95	11.65	-8.50
90	175-176	40,00	3433,00	14,65	14,68	-0.07	546,04	800	0.81	11.65	12.08	0.65
91	176-177	40,00	3573,00	14,68	15,53	-2.12	546,04	800	0.81	12.08	11.96	0.65
92	177-178	40,00	3513,00	15,53	15,25	0.70	546,04	800	0.81	11.96	12.22	4.60
93	178-179	40,00	3553,00	15,25	13,81	3.60	546,04	800	0.81	12.22	11.96	4.60
94	179-180	40,00	3593,00	13,81	12,36	3.62	546,04	800	0.81	11.96	10.12	1.40
95	180-181	40,00	3633,00	12,36	10,42	4.85	546,04	800	0.81	10.12	8.28	1.40
96	181-182	20,00	3653,00	10,42	10,14	1.40	546,04	800	0.81	8.28	7.99	3.35
97	182-183	40,00	3693,00	10,14	9,25	2.22	546,04	800	0.81	7.99	7.40	1.22
98	183-184	40,00	3733,00	9,25	7,91	3.35	546,04	800	0.81	7.40	6.06	1.22
99	184-185	40,00	3773,00	7,91	7,53	0.95	546,04	800	0.81	6.06	5.57	0.45
100	185-186	40,00	3813,00	7,53	6,93	1.50	546,04	800	0.81	5.57	5.08	0.45
101	186-187	25,00	3838,00	6,93	6,81	0.48	546,04	800	0.81	5.08	4.96	0.45
102	187-188	30,00	3868,00	6,81	6,72	0.30	546,04	800	0.81	4.96	4.82	0.45
103	188-189	35,00	3903,00	6,72	6,60	0.34	546,04	800	0.81	4.82	4.66	0.45
104	189-190	40,00	3943,00	6,60	6,58	0.05	546,04	800	0.81	4.66	4.46	0.45
105	190-191	20,00	3963,00	6,58	6,54	0.20	546,04	800	0.81	4.46	4.37	0.45
106	191-192	40,00	4003,00	6,54	6,21	0.82	546,04	800	0.81	4.37	4.19	1.6
107	192-193	40,00	4043,00	6,21	5,92	0.72	546,04	800	0.81	4.19	4.01	-0.47
108	193-194	25,00	4068,00	5,92	5,46	1.84	546,04	800	0.81	4.01	3.61	-0.80
109	194-195	40,00	4108,00	5,46	5,27	0.47	546,04	800	0.81	3.61	3.42	-0.80
110	195-196	25,00	4133,00	5,27	6,04	-3.08	546,04	800	0.81	3.42	3.62	-0.80
111	196-197	40,00	4173,00	6,04	6,24	-0.05	546,04	800	0.81	3.62	4.94	-0.80
112	197-198	35,00	4208,00	6,24	6,23	0.03	546,04	800	0.81	4.94	4.22	-0.80

Collecteur de refoulement (H.KROUMA--- RN44)

N	Tronçon (du ... au)	Distance Lm)	Distance cumulées (m)	côtes T-N Amont (m)	côtes T-N Aval (m)	Pentes T-N (%)	Débit d'eau usée (l/s)	Diamètre D (mm)	Vitesse d'écoulement	côtes radier amont (m)	côte radier aval (m)	Pente du radier (%)
SR H.K												
1	1-2	30	30	9.58	9.41	0.56	378.38	700	0.98	7.08	6.86	0.56
2	2-3	50	80	9.41	8.32	2.18	378.38	700	0.98	6.86	6.57	2.18
3	3-4	50	130	8.32	9.25	-1.86	378.38	700	0.98	6.57	7.50	-1.86
4	4-5	50	180	9.25	9.20	0.10	378.38	700	0.98	7.50	7.45	0.10
5	5-6	50	230	9.20	9.63	-0.86	378.38	700	0.98	7.45	7.88	-0.86
6	6-7	50	280	9.63	9.90	-0.54	378.38	700	0.98	7.88	8.15	-0.54
7	7-8	17	297	9.90	9.92	-0.12	378.38	700	0.98	8.15	8.17	-0.12
8	8-9	50	347	9.92	9.94	-0.04	378.38	700	0.98	8.17	8.19	-0.04
9	9-10	50	397	9.94	9.61	0.66	378.38	700	0.98	8.19	7.86	0.66
10	10-11	50	447	9.61	9.45	0.32	378.38	700	0.98	7.86	7.70	0.32
11	11-12	50	497	9.45	9.08	0.74	378.38	700	0.98	7.70	7.33	0.74
12	12-13	50	547	9.08	8.40	1.36	378.38	700	0.98	7.33	6.65	1.36
13	13-14	48	595	8.40	8.35	0.10	378.38	700	0.98	6.65	6.30	0.10
14	14-15	14	609	8.35	7.96	2.78	378.38	700	0.98	6.30	6.21	2.78
15	15-16	50	659	7.96	7.92	0.08	378.38	700	0.98	6.21	6.17	0.08
16	16-17	50	709	7.92	8.16	-0.48	378.38	700	0.98	6.17	6.41	-0.48
17	17-18	50	759	8.16	8.24	-0.16	378.38	700	0.98	6.41	6.49	-0.16
18	18-19	50	809	8.24	8.21	0.06	378.38	700	0.98	6.49	6.46	0.06
19	19-20	10	819	8.21	8.20	0.10	378.38	700	0.98	6.46	6.45	0.10
20	20-21	28	847	8.20	8.24	-0.14	378.38	700	0.98	6.45	6.49	-0.14
21	21-22	50	987	8.24	7.90	0.68	378.38	700	0.98	6.49	6.15	0.68
22	22-23	50	947	7.90	8.49	-1.18	378.38	700	0.98	6.15	6.74	-1.18
23	23-24	40	987	8.49	8.62	-0.325	378.38	700	0.98	6.74	6.87	-0.325
24	24-25	50	1037	8.62	8.50	0.24	378.38	700	0.98	6.87	6.75	0.24
25	25-26	50	1087	8.50	8.12	0.76	378.38	700	0.98	6.75	6.37	0.76
26	26-27	50	1137	8.12	7.52	1.20	378.38	700	0.98	6.37	5.77	1.20
27	27-28	58	1195	7.52	7.73	-0.36	378.38	700	0.98	5.77	5.80	-0.05
28	28-29	50	1245	7.73	7.61	0.24	378.38	700	0.98	5.80	5.825	0.05
29	29-30	50	1295	7.61	8.01	-0.80	378.38	700	0.98	5.825	6.16	-0.67
30	30-31	58	1353	8.01	8.31	-0.52	378.38	700	0.98	6.16	6.56	-0.68
31	31-32	13	1366	8.31	9.08	-5.92	378.38	700	0.98	6.56	6.98	-3.24

32	32-33	50	1416	9.08	11.22	-4.28	378.38	700	0.98	6.98	8.67	-3.30
33	33-34	30	1446	11.22	11.35	-0.43	378.38	700	0.98	8.67	8.705	-0.11
34	34-35	19	1465	11.35	11.18	0.89	378.38	700	0.98	8.705	8.73	-0.11
35	35-36	18	1483	11.18	10.62	3.11	378.38	700	0.98	8.73	8.71	-0.11

Collecteur de refoulement (Sud ZERAMNA -- STEP)

N	Tronçon (du. au)	Distance L(m)	Distance cumulées (m)	côtes T-N Amont (m)	côtes T-N Aval (m)	Pentes T-N (%)	Débit d'eau usée (l/s)	Diamètre O (mm)	Vitesse d'écoulement	côtes radier amont (m)	côte radier aval (m)	Pente du radier (%)
SR												
SUDZer												
1	1-2	38	38	4.48	3.82	1.73	750	900	1.18	2.48	1.87	1.73
2	2-3	44	82	3.82	4.60	-1.77	750	900	1.18	1.87	2.65	-1.77
3	3-4	30	112	4.60	4.63	-0.10	750	900	1.18	2.65	2.68	-0.10
4	4-5	55	167	4.63	7.22	-4.70	750	900	1.18	2.68	3.72	-4.70
5	5-6	30	197	7.22	6.63	1.96	750	900	1.18	3.72	3.63	1.96
6	6-7	65	262	6.63	4.52	3.24	750	900	1.18	3.63	2.57	3.24
7	7-8	50	312	4.52	5.13	-1.22	750	900	1.18	2.57	3.18	-1.22
8	8-219	70	382	5.13	5.85	-1.03	750	900	1.18	3.18	3.90	-1.03

Collecteur de refoulement (RN44-- STEP)

N	Tronçon (du..au)	Distance L(m)	Distance cumulées (m)	côtes T-N Amont (m)	côtes T-N Aval (m)	Pentes T-N (%)	Débit d'eau usée (l/s)	Diamètre D (mm)	Vitesse d'écoulement	côtes radier amont (m)	côte radier aval (m)	Pente du radier (%)
SR	SR0											
RN44	RN44-36	40	40	11.05	9.96	2.725	568.30	800	1.13	9.20	8.11	2.725
1	36-37	40	80	9.96	8.87	2.725	568.30	800	1.13	8.11	7.02	2.725
2	37-38	40	120	8.87	7.78	2.725	568.30	800	1.13	7.02	5.93	2.725
3	38-39	40	160	7.78	7.74	0.10	568.30	800	1.13	5.93	5.89	0.10
4	39-40	40	200	7.74	7.70	0.10	568.30	800	1.13	5.89	5.85	0.10
5	40-41	40	240	7.70	7.55	0.375	568.30	800	1.13	5.85	5.70	0.375
6	41-42	40	280	7.55	7.41	0.35	568.30	800	1.13	5.70	5.56	0.35
7	42-43	40	320	7.41	7.27	0.35	568.30	800	1.13	5.56	5.42	0.35
8	43-44	40	360	7.27	7.15	0.30	568.30	800	1.13	5.42	5.30	0.30
9	44-45	40	400	7.15	7.03	0.30	568.30	800	1.13	5.30	5.18	0.30
10	45-46	40	440	7.03	6.92	0.275	568.30	800	1.13	5.18	5.07	0.275
11	46-47	40	480	6.92	6.89	0.075	568.30	800	1.13	5.07	5.04	0.075
12	47-48	40	520	6.89	6.85	0.10	568.30	800	1.13	5.04	5.00	0.10
13	48-49	40	560	6.85	6.82	0.075	568.30	800	1.13	5.00	4.97	0.075
14	49-50	40	600	6.82	6.79	0.075	568.30	800	1.13	4.97	4.94	0.075
15	50-51	40	640	6.79	6.76	0.075	568.30	800	1.13	4.94	4.91	0.075
16	51-52	40	680	6.76	6.73	0.075	568.30	800	1.13	4.91	4.88	0.075
17	52-53	40	720	6.73	6.67	0.15	568.30	800	1.13	4.88	4.82	0.15
18	53-54	40	760	6.67	6.61	0.15	568.30	800	1.13	4.82	4.76	0.15
19	54-55	40	800	6.61	6.55	0.15	568.30	800	1.13	4.76	4.70	0.15
20	55-56	40	840	6.55	6.50	0.125	568.30	800	1.13	4.70	4.65	0.125
21	56-57	40	880	6.50	6.44	0.15	568.30	800	1.13	4.65	4.59	0.15
22	57-58	40	920	6.44	6.38	0.15	568.30	800	1.13	4.59	4.53	0.15
23	58-59	40	960	6.38	6.33	0.125	568.30	800	1.13	4.53	4.48	0.125
24	59-60	40	1000	6.33	6.27	0.15	568.30	800	1.13	4.48	4.42	0.15
25	60-61	40	1040	6.27	6.21	0.15	568.30	800	1.13	4.42	4.36	0.15
26	61-62	40	1080	6.21	6.19	0.05	568.30	800	1.13	4.36	4.34	0.05
27	62-63	40	1120	6.19	6.18	0.025	568.30	800	1.13	4.34	4.33	0.025
28	63-64	40	1160	6.18	6.17	0.025	568.30	800	1.13	4.33	4.32	0.025
29	64-65	40	1200	6.17	6.15	0.05	568.30	800	1.13	4.32	4.30	0.05

30	65-66	40	1240	6.15	6.14	0.025	568.30	800	1.13	4.30	4.29	0.025
31	66-67	40	1280	6.14	6.12	0.05	568.30	800	1.13	4.29	4.27	0.05
32	67-68	40	1320	6.12	6.11	0.025	568.30	800	1.13	4.27	4.26	0.025
33	68-69	40	1360	6.11	5.86	0.625	568.30	800	1.13	4.26	4.01	0.625
34	69-70	40	1400	5.86	5.61	0.625	568.30	800	1.13	4.01	3.76	0.625
35	70-71	40	1440	5.61	5.36	0.625	568.30	800	1.13	3.76	3.51	0.625
36	71-72	40	1480	5.36	5.12	0.60	568.30	800	1.13	3.51	3.27	0.60
37	72-73	40	1520	5.12	5.06	0.15	568.30	800	1.13	3.27	3.21	0.15
38	73-74	40	1560	5.06	5.00	0.15	568.30	800	1.13	3.21	3.15	0.15
39	74-75	40	1600	5.00	4.94	0.15	568.30	800	1.13	3.15	3.09	0.15
40	75-76	40	1640	4.94	5.30	-0.90	568.30	800	1.13	3.09	3.25	-0.90
41	76-77	40	1680	5.30	5.53	-0.57	568.30	800	1.13	3.25	3.38	-0.57
42	77-219	56	1736	5.53	5.85	-0.57	568.30	800	1.13	3.38	3.55	-0.57

ANNEXE 1

Désignation	Nom du collecteur	Surface drainée	Diamètre	Pente moyenne‰
Unités		(ha)	(mm)	
S1-1	Beni Malek	25.47	400	30
S1	Beni Malek	9.84		
S2	ZHUN Beni Malek	18.59	300	30
S3	ZHUN Beni Malek	19.06	300	30
S3-1	Beni Malek - Nord	9.38		
S4	Bouyala	24.53	300	30
S5	Bouyala	20.00	300	30
S6	500 logements	15.60	250	5
S7	700 logements	13.28	250	5
S7-1	700 logements	12.00	300	5
S8	Cité du 20 Aout	31.72	1600	5
S9	Cité Boulkeroua	40.41	200	10
S10	S.R.E. Zeramna S.R.E. Merdj E'dib		600	5
S11	Cité 1500 logements	28	300	5

Systeme separatif eaux usees

Désigna-tion	Nom du collecteur	Surface drainée	Diamètre	Pente moyenne‰
Unités		(ha)	(mm)	
S12	Hamadi Krouma	15	500	6
S13	Hamadi Krouma	6.2	400	6
S14	Hamadi Krouma	6.6	400	7
S15	EPLF Hamadi Krouma	22.5	500	5
S16	Hamadi Hamrouche	8.5	400	7
S17	Hamadi Hamrouche	10.05	400	7
S18	EPLF Hamadi Hamrouche	3	200	5
S19	EPLF Hamadi Hamrouche	2.5	200	5
S20	Hamadi Hamrouche RN44		1000	7
S21	Zone de dépôt	40.16	250	5
S22	Zone de dépôt	36.25	250	5
S23	Zone de dépôt	37.5	250	5

Systeme separatif eaux usées

Désignation	Nom du collecteur	Diamètre	Pente moyenne	Surface drainée	Coefficient de ruissellement
Unités		(mm)		(ha)	
Intensité pluviale (l/s. ha)					
S1-1	Beni Malek			25.47	0.6
S1	Beni Malek	600	30	9.84	0.6
S2	ZHUN Beni Malek	700	30	18.59	0.6
S3	ZHUN Beni Malek	700	30	19.06	0.7
S3-1	Beni Malek - Nord	500	10	9.38	0.6
S4	Bouyala	1000	30	24.53	0.7
S5	Bouyala	600	30	20.00	0.7
S6	500 logements	400	5	15.60	0.5
S7	700 logements	400	5	13.28	0.5
S7-1	700 logements	500	5	12.00	0.5
S8	Cité du 20 Aout			31.72	0.7

Système séparatif eaux pluviales

Désignation	Nom du collecteur	Surface drainée	Diamètre	Pente moyenne	Coefficient de ruissellement
	Unités	(mm)		(ha)	
	Intensité pluviale (l/S. ha)				
S9	Cité Boulkeroua			40.41	0.7
S10	S.R.E. Zeramna S.R.E. Merdj E'dib				
S11	Cité 1500 logements	1200	5	28	0.6
S12	Hamadi Krouma			15	0.6
S13	Hamadi Krouma			6.2	0.6
S14	Hamadi Krouma			6.6	0.6
S15	EPLF Hamadi Krouma			22.5	0.6
S16	Hamadi Hamrouche			8.7	0.6
S17	Hamadi Hamrouche			10.05	0.6
S18	EPLF Hamadi Hamrouche	500	5	3	0.6
S19	EPLF Hamadi Hamrouche	500	5	2.5	0.6
S20	Hamadi Hamrouche RN44	1000	7		
S21	Zone de dépôt	canal		217.19	0.6
S22	Zone de dépôt	canal			
S23	Zone de dépôt	canal			

Système séparatif eaux pluviales

Désignation	Nom du collecteur	Diamètre	Pente moyenne‰	Surface drainée	Coefficient de ruissellement
Unités		(mm)		(ha)	
Intensité pluviale (l/s. ha)					
U1	Stora avant DO	1000	6.0	10.78	0.5
U1-1	Stora avant DO	500	12.0	3.28	0.5
	Stora après DO	200	20.0		
U2	Galerie Beni Malek	2.80 x 2.4	10.0	Emissaire finale 63.28	
U3	Marinelle	1000	35.0	2.40	0.8
U4	Ancien port	700	50.0	20.50	0.8
U5	Collecteur SNTF	1000	10.0	11.87	0.8
U6	Galerie de MOIDER	4.0 x 2.8	0.5	Emissaire finale 273.86	
U7	Arcades vers le port	500	90.0	9.84	0.8
U7-1	Gendarmerdie-Arcades	400	135.0	7.80	0.8
U8	Arcades vers 20Aout	700	80.0	12.50	0.8
U8-1	Entre Bordj E'hmam et Arcades	400	140.0	7.03	0.7
U8-2	Bouyala vers Allée 20 Aout	500	60.0	9.37	0.8
U9	Gare Ferroviare	700	11.0	9.40	0.8
U10	Camp militaire	500	70.0	10.00	0.8
U11	Bordj E'hmam	700	140.0	17.18	0.6

Systeme Unitaire

Désignation	Nom du collecteur	Diamètre	Pente moyenne‰	Surface drainée	Coefficient de ruissellement
Unités		(mm)		(ha)	
Intensité pluviale (l/s. ha)					
U12	Les ateliers	1.15 x 2.00	5.0	13.75	0.7
U13	Eglise- 20 Aout	400	70.0	5.46	0.8
U14	Ovoïde	1.15 x 2.00	5.0	13.75	0.8
U15	Allée 20 Aout	400	5.0	15.15	0.8
U15	Allée 20 Aout	1300			
U16	Esperance	400	5.0	12.50	0.7
U17	Olivier-CIA	400	5.0	13.50	0.7
U18	Freres Saker	800	5.0	17.97	0.7
U19	ESTE	400	3.0	7.65	0.7
U20	Zone de dépôt (ancienne)	1000	5.0	7.50	0.6
U21	Zone de dépôt (ancienne)	800	10.0	7.66	0.6

Systeme Unitaire

ANNEXE 2

- ***Demande biochimique d'oxygène D.B.O. :***

C'est la masse d'oxygène consommée pendant un temps déterminé et à une température donnée pour décomposer, par oxydation, toute ou partie des matières organiques contenues dans cette eau avec l'aide des bactéries.

L'expérience montre que pour apprécier ce paramètre, il sera suffisant de déterminer la D.B.O. à cinq jours (D.B.O. 5) l'essai ayant lieu à 20 c° et à l'obscurité. La D.B.O. 5 s'exprime en milligramme par litre ou en gramme par habitant par jour.

- ***Demande chimique d'oxygène D.C.O. :***

Elle représente le quantité d'oxygène cédée, par voie chimique, par un oxydant puissant pour oxyder les matières réductrices contenues dans l'effluent.

La D.C.O. est souvent, comme la D.B.O. 5, exprimée en gramme par habitant par jour.

- ***Matières en suspension M.E.S :***

On distingue les matières minérales et organiques séparables du flux par décantation, et les matières qui restent en suspension ou dissoutes.

- ***La charge massique (Cm) :***

La charge massique d'une installation de traitement par boues activées mesure le masse de D.B.O. 5, exprimée en

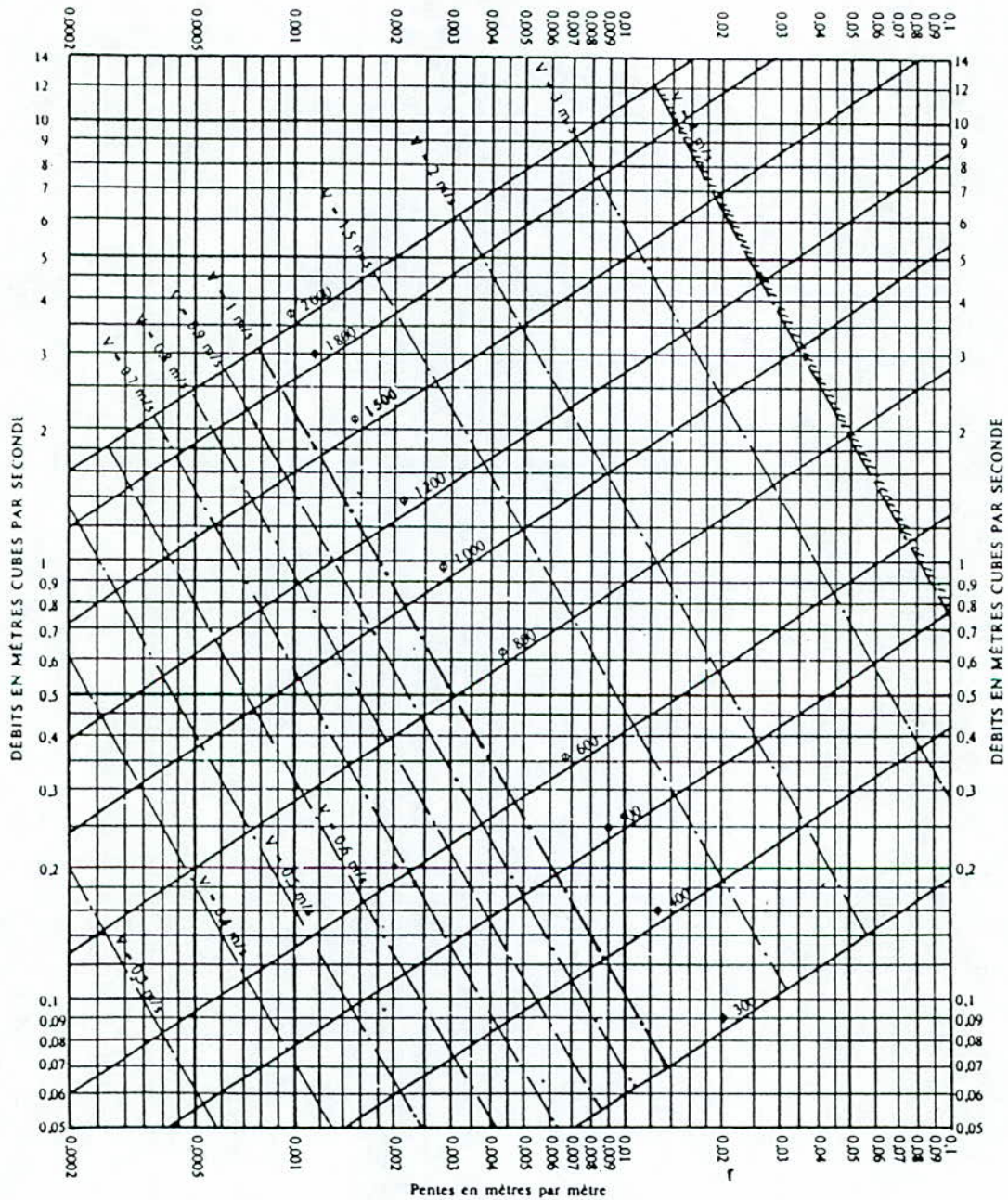
Kilogrammes, éliminée journallement par Kilogramme de matières sèches contenues dans les boues.

- **La charge volumique (CV) :**

La charge volumique correspond à la masse de D.B.O. 5, exprimée en Kilogrammes, éliminée par jour et par mètre cube de bassin d'une installation de traitement par boues activées.

ABAQUE Ab. N^o 1

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SEPARATIF
(Canalisations circulaires)



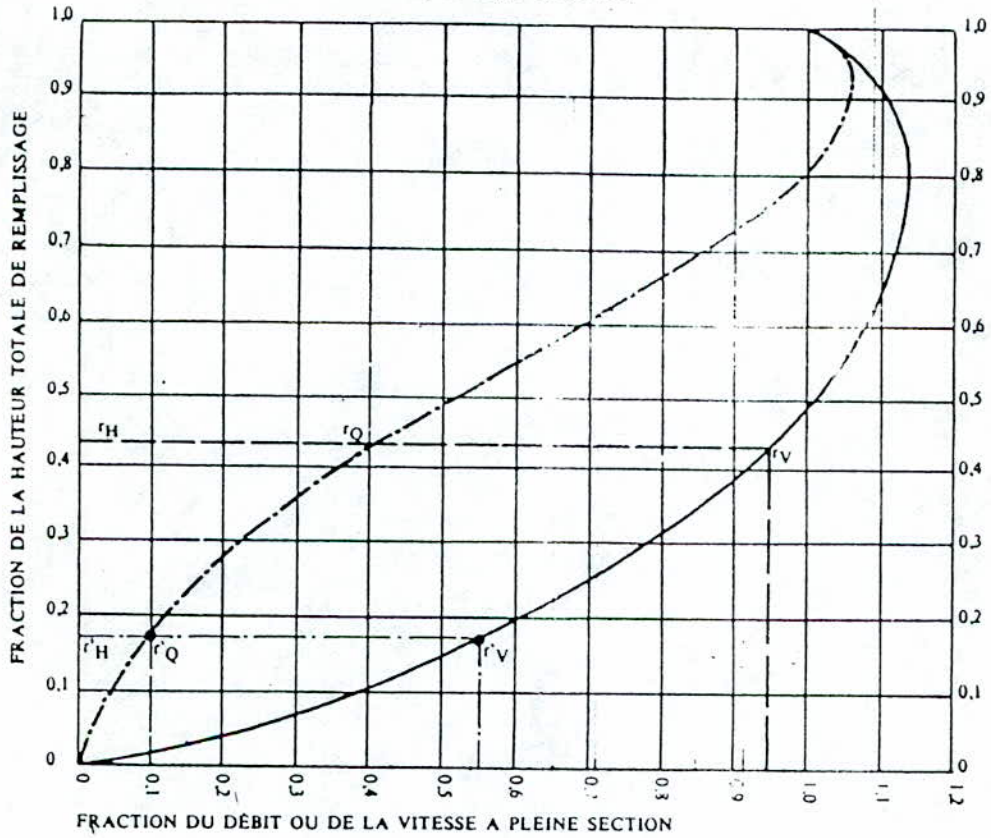
Nota. - La valeur du coefficient de Bazin a été prise égale à 0,46. Lorsque la pose des canalisations aura été particulièrement soignée, et surtout si le réseau est bien entretenu, les débits pourront être majorés de 20 % ($V = 0,30$). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.

Abaque applicable aux canalisations circulaires pour l'évaluation des caractéristiques hydrauliques.

ABAUQUE Ab. 2

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DU REMPLISSAGE

a) Ouvrages circulaires



MODE D'EMPLOI.

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

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

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

Exemples :

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

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

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

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

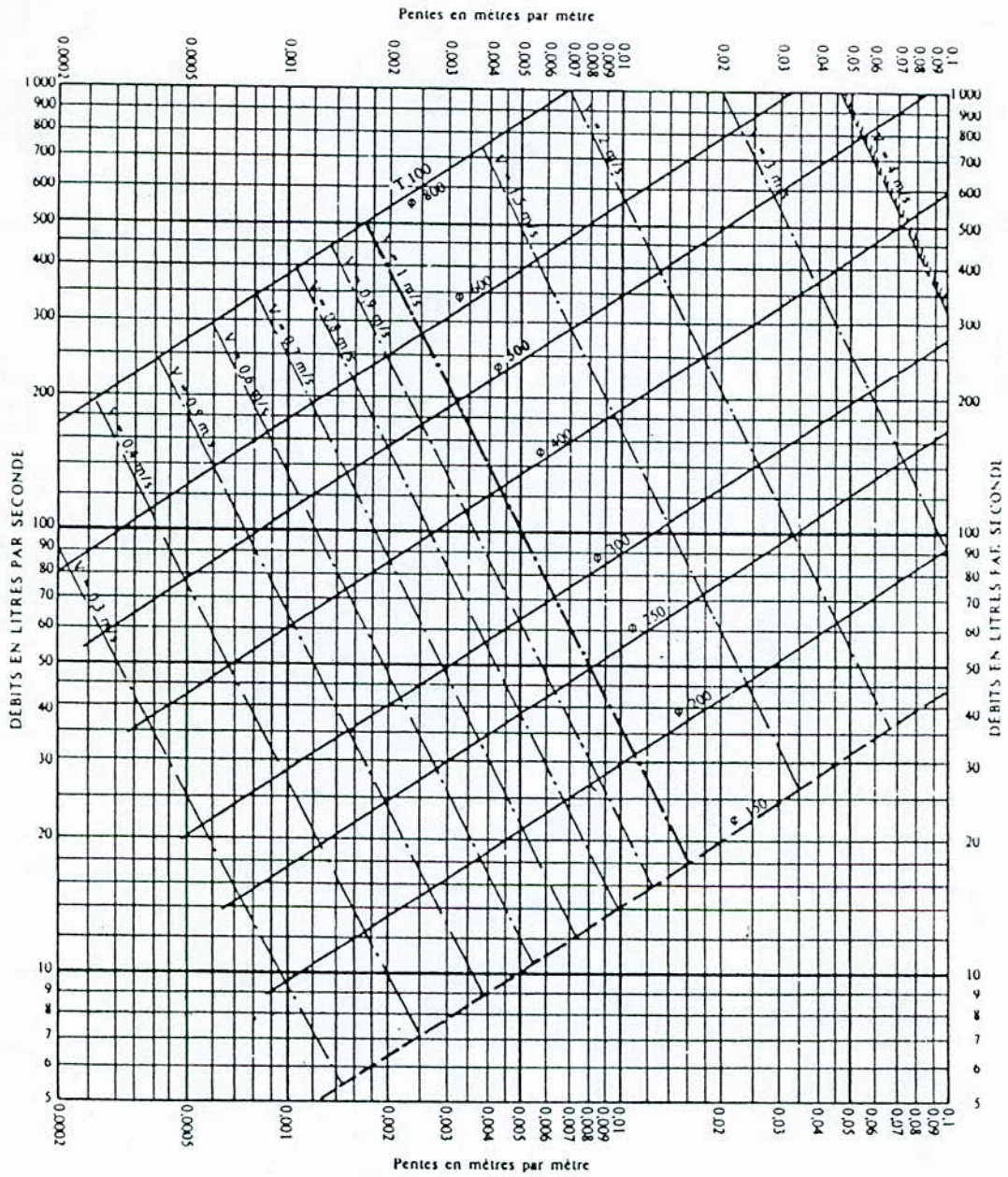
La vitesse maximum ($r_V = 1,14$) est obtenue avec $r_H = 0,80$.

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

— Nomogramme d'évaluation des caractéristiques hydrauliques en fonction du remplissage des ouvrages circulaires.

ABaque N° 3

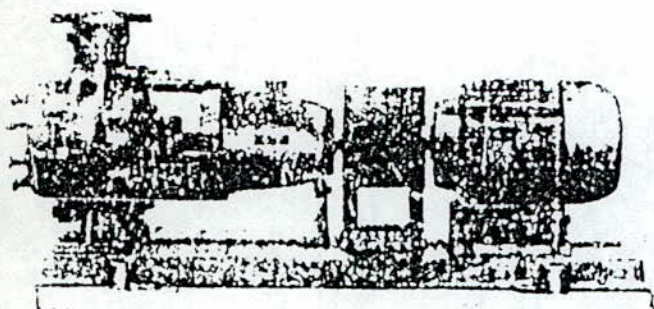
RÉSEAUX D'EAUX USÉES EN SYSTÈME SÉPARATIF



Nota. - La valeur du coefficient de Bazin a été prise égale à 0,25. Lorsque la pose des canalisations aura été particulièrement soignée, et surtout si le réseau est bien entretenu, les débits pourront être majorés de 20 % ($\gamma = 0,16$). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.

Abaque applicable aux canalisations circulaires pour l'évaluation des caractéristiques hydrauliques des eaux usées transportées.

Pompes centrifuges à roue à canaux KWP



Domaines d'emploi

Technique de la protection de l'environnement
Technique des eaux résiduaires
Industrie de l'aluminium-protection des eaux
Industrie du bâtiment - Recyclage
Industrie minière
Industrie chimique
Industrie de la potasse
Industrie alimentaire
Industrie du papier
Industrie du sucre

Fluides véhiculés

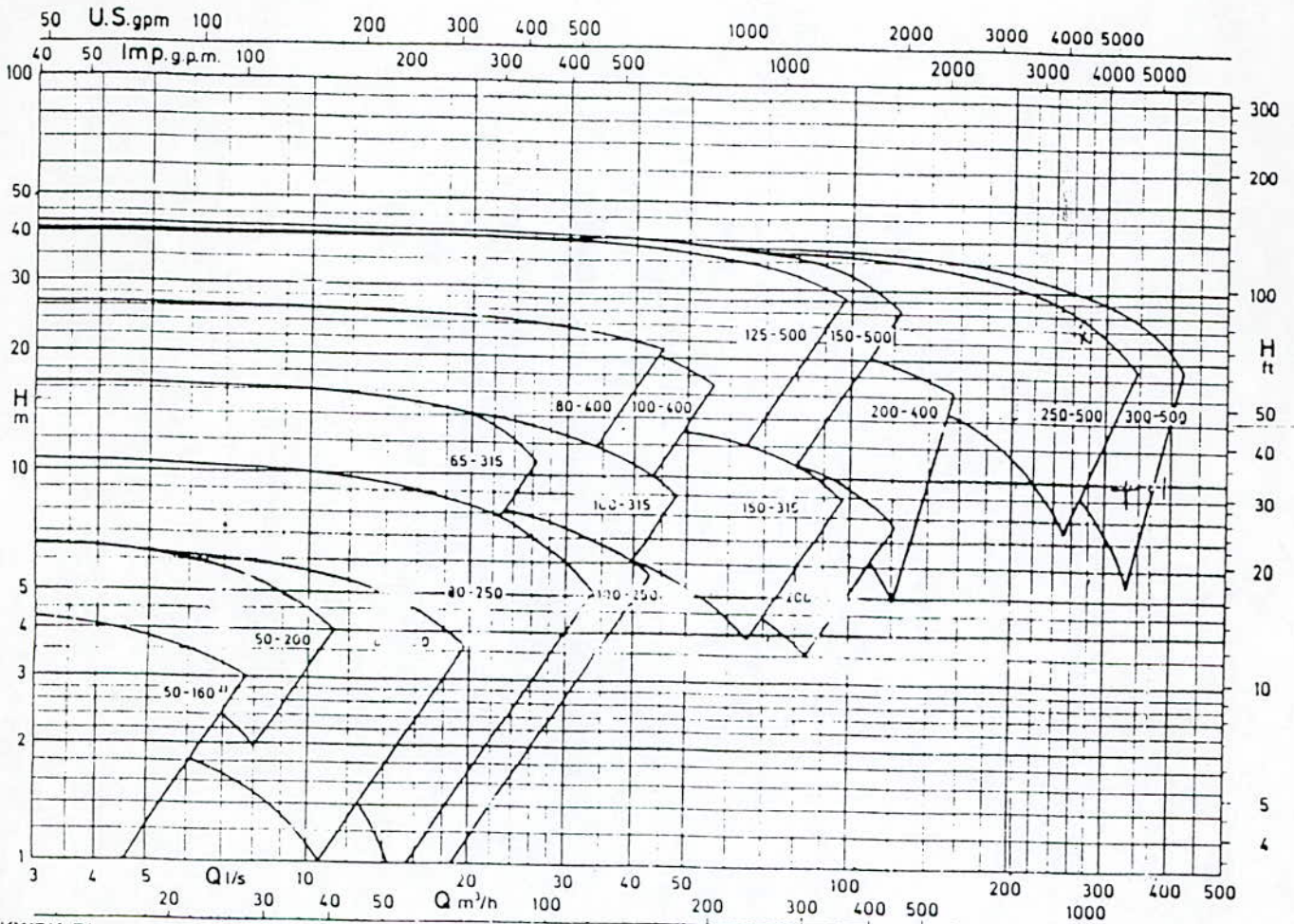
Eaux polluées, eaux résiduaires décantées,
eaux de fouilles, eaux pluviales, eaux résiduaires de
l'industrie chimique, boues activées, boues fraîches et
digérées, boues de bauxite
Extraire
Saumure, lessive
Eau contenant des matières solides
Moût, cellulose (jusqu'à 3 % atp)
et nombreux autres fluides

Caractéristiques du service

Tailles de pompe	DN 50 à 300
Débits	Q jusqu'à 500 l/s (1800 m ³ /h)
Hauteurs d'élévation	H jusqu'à 100 m
Pressions de service	p jusqu'à 10 bar
Températures	t jusqu'à 250 °C

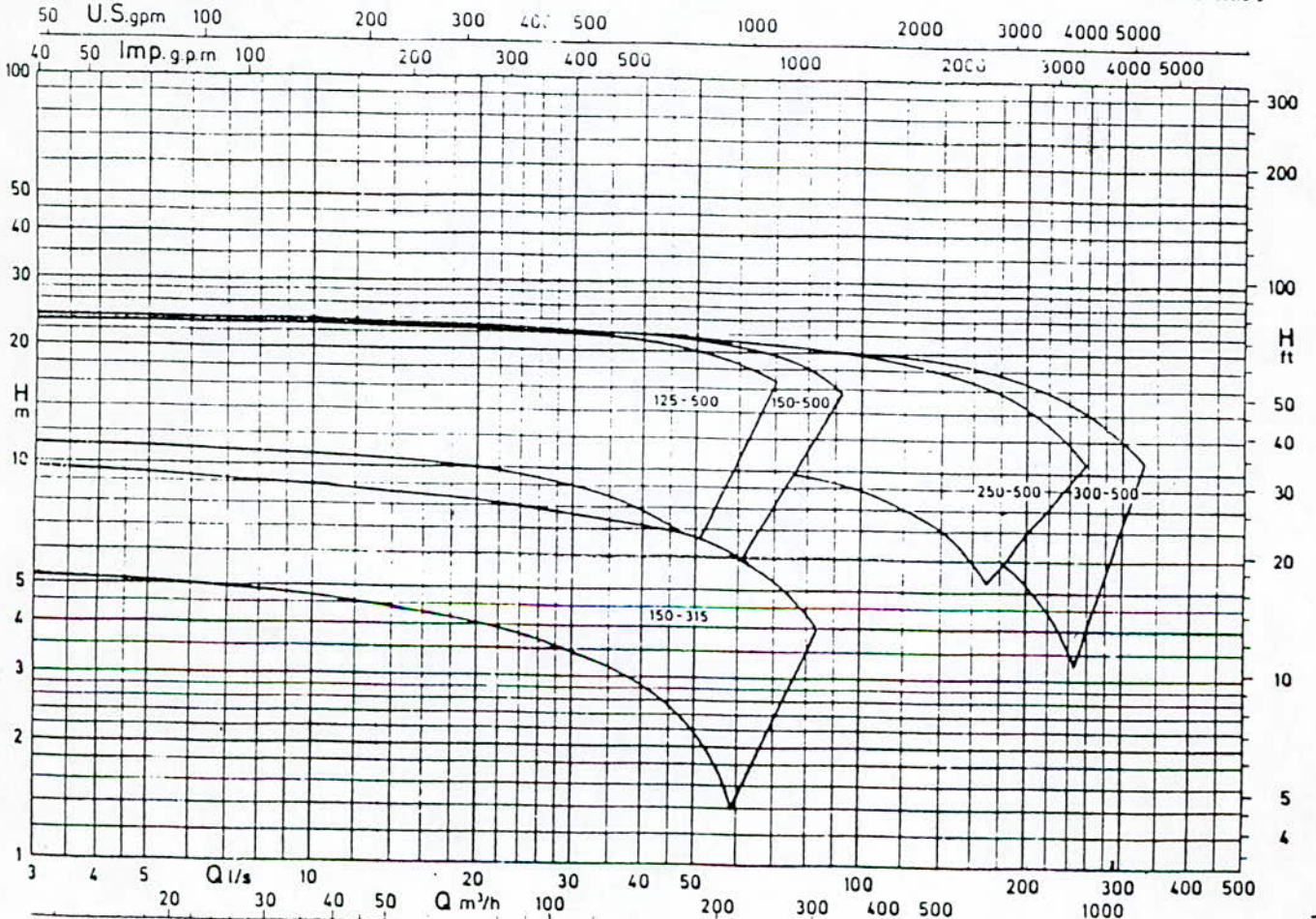


KWPK-Diagramme 960 1/min

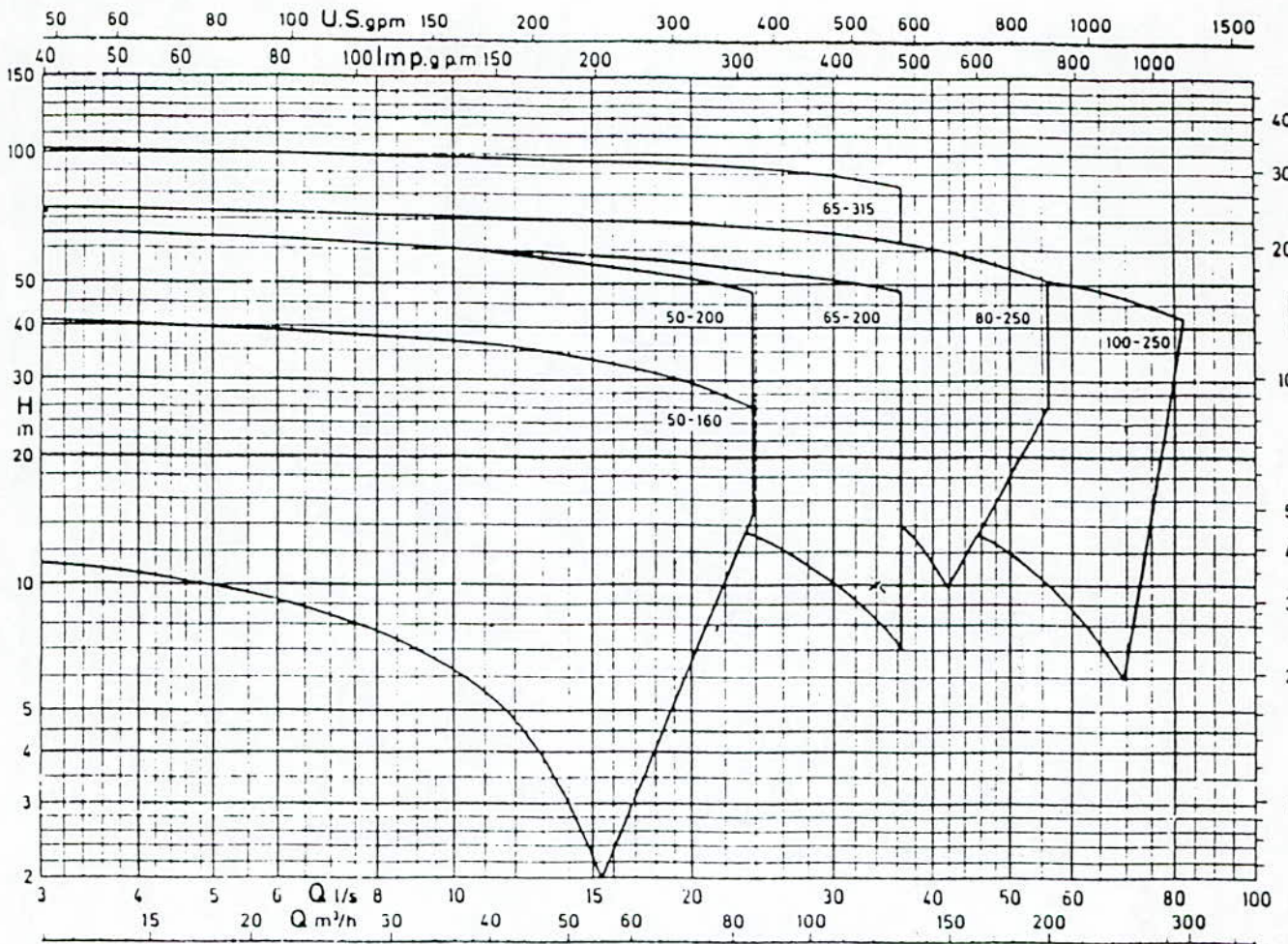


23612 4056/8-1

KWPK-Diagramme 725 1/min

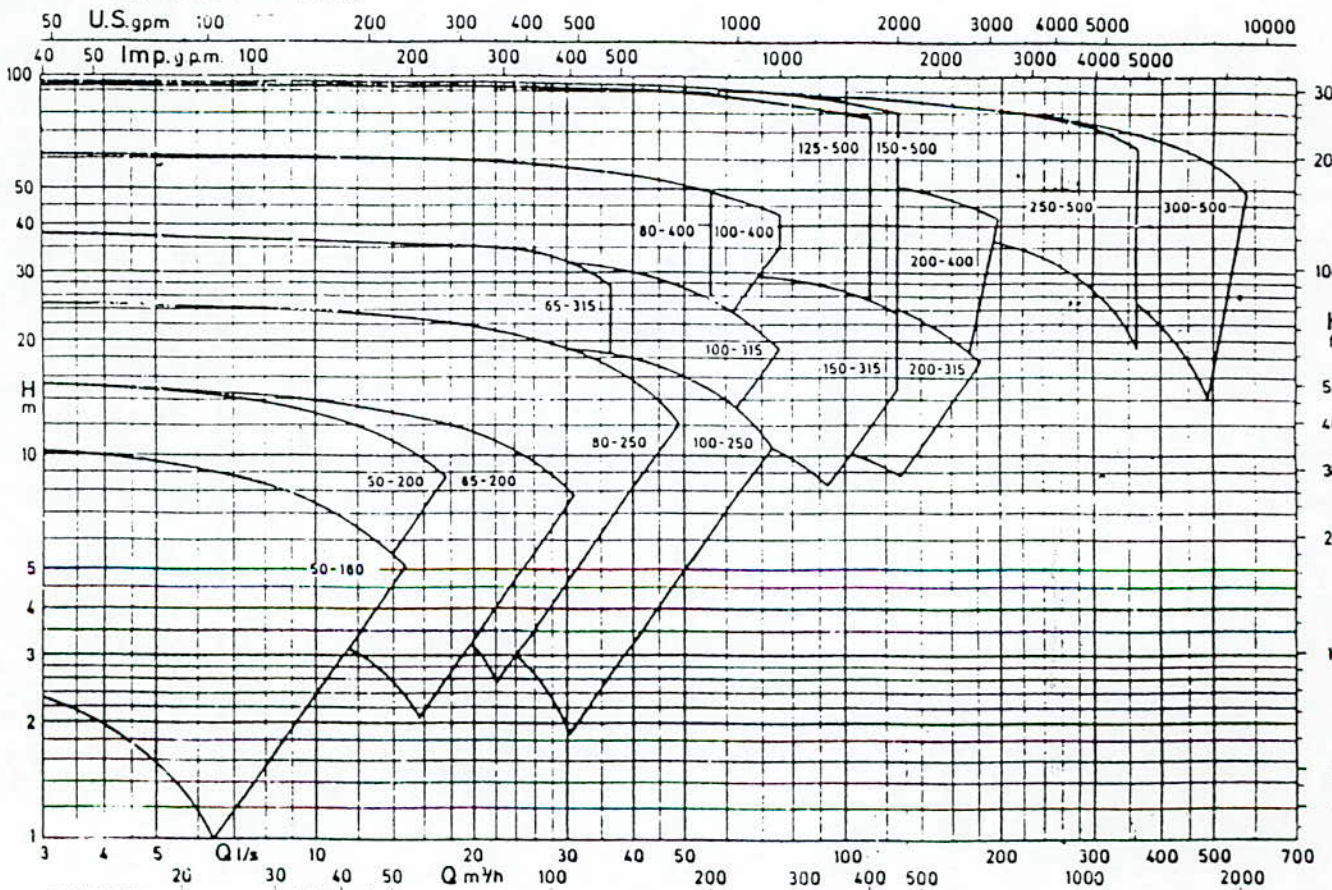


KWPK-Diagramme 2900 1/min

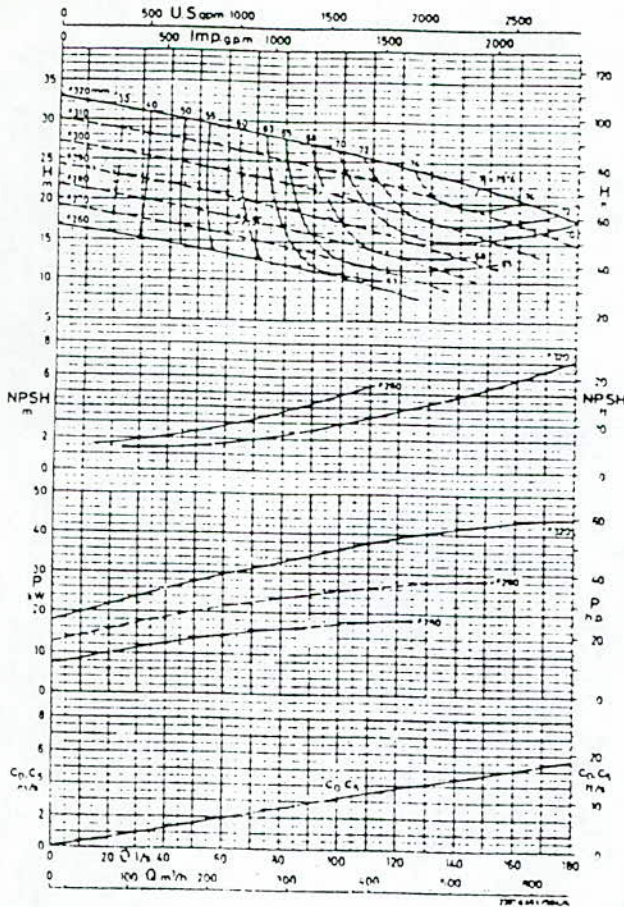


23818 4067/8-1

KWPK-Diagramme 1450 1/min

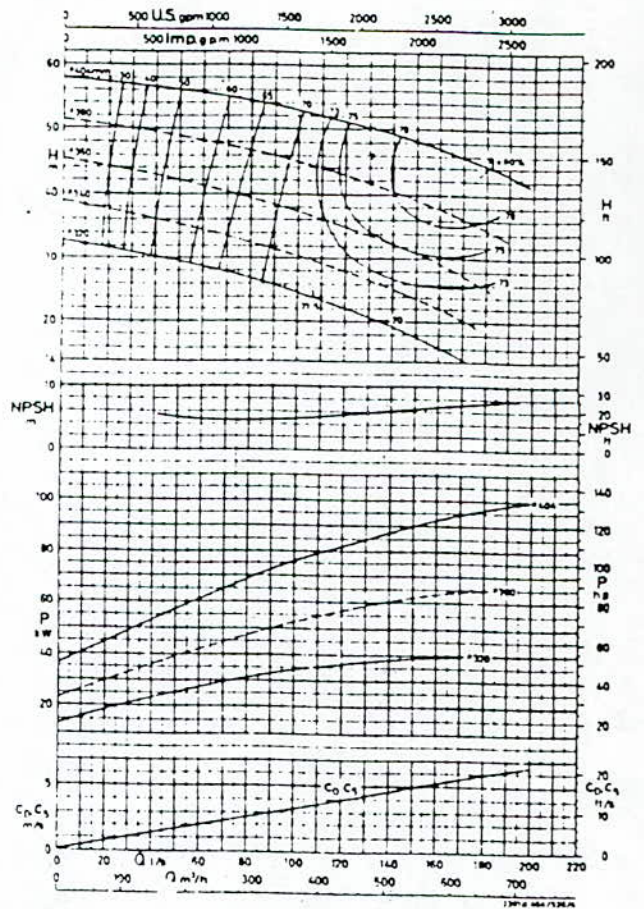


KWPK 200-315



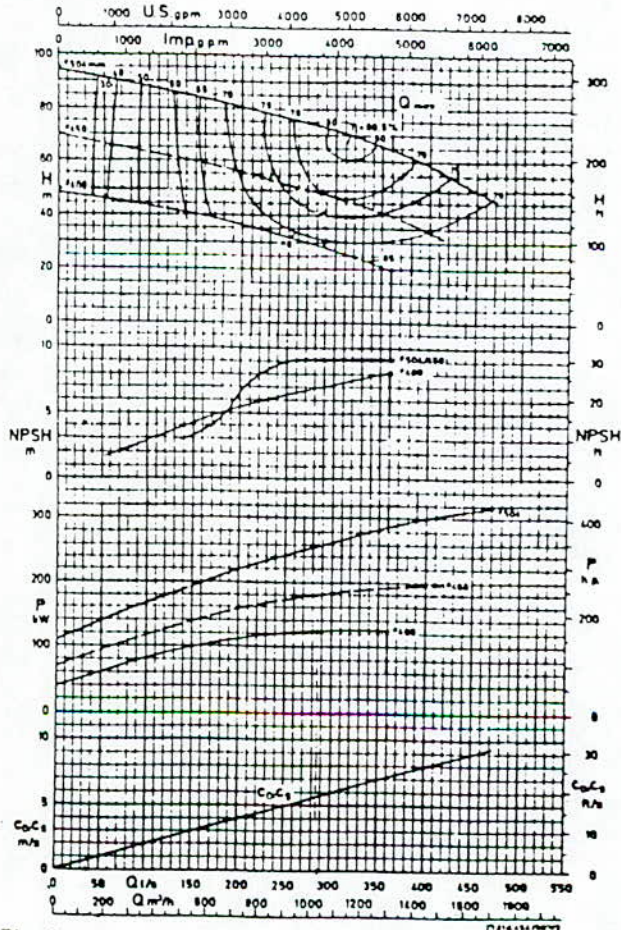
Diamètre de roue 320/260 mm, passage de roue 85 mm Ø

KWPK 200-400



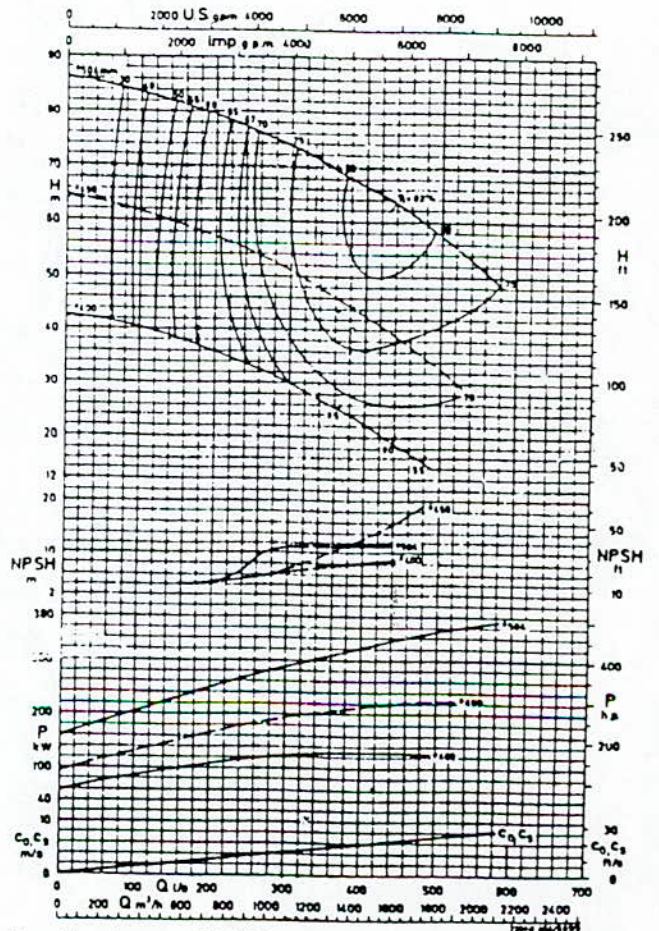
Diamètre de roue 404/320 mm, passage de roue 80 mm Ø

KWPK 250-500



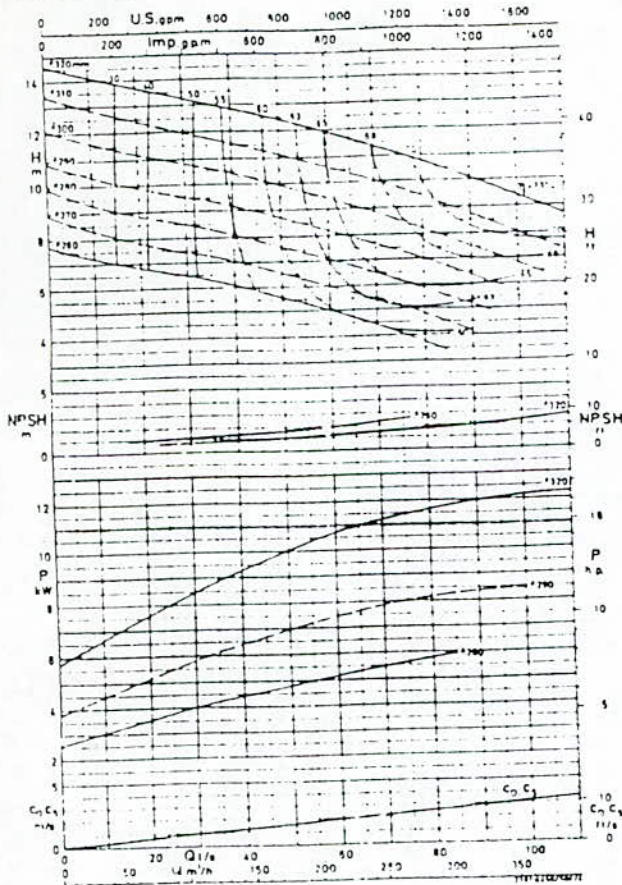
Diamètre de roue 504/400 mm, passage de roue 85 mm Ø

KWPK 300-500



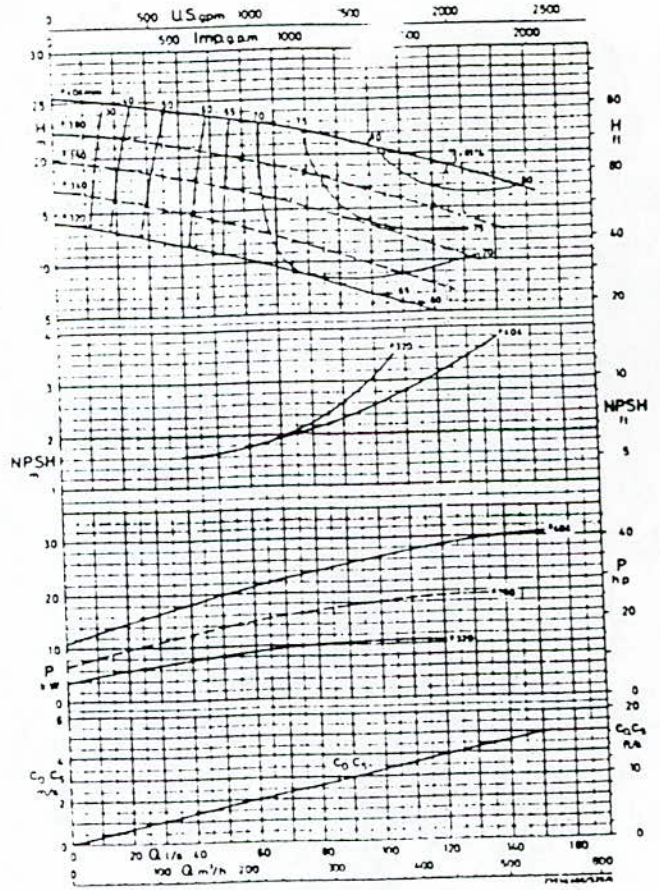
Diamètre de roue 504/400 mm, passage de roue 110 mm Ø

KWPK 200-315



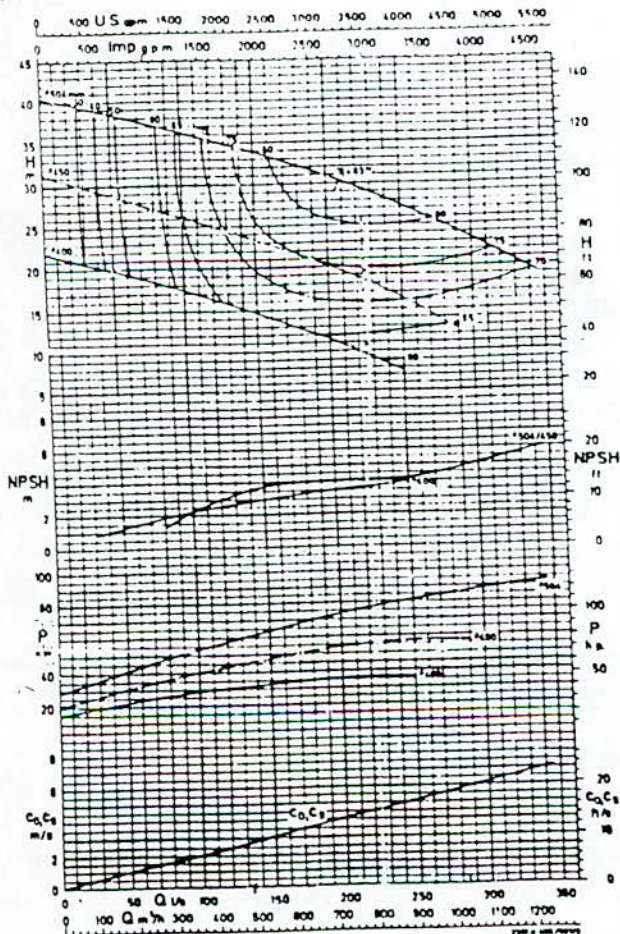
Diamètre de roue 320/260 mm, passage de roue 85 mm \varnothing

KWPK 200-400



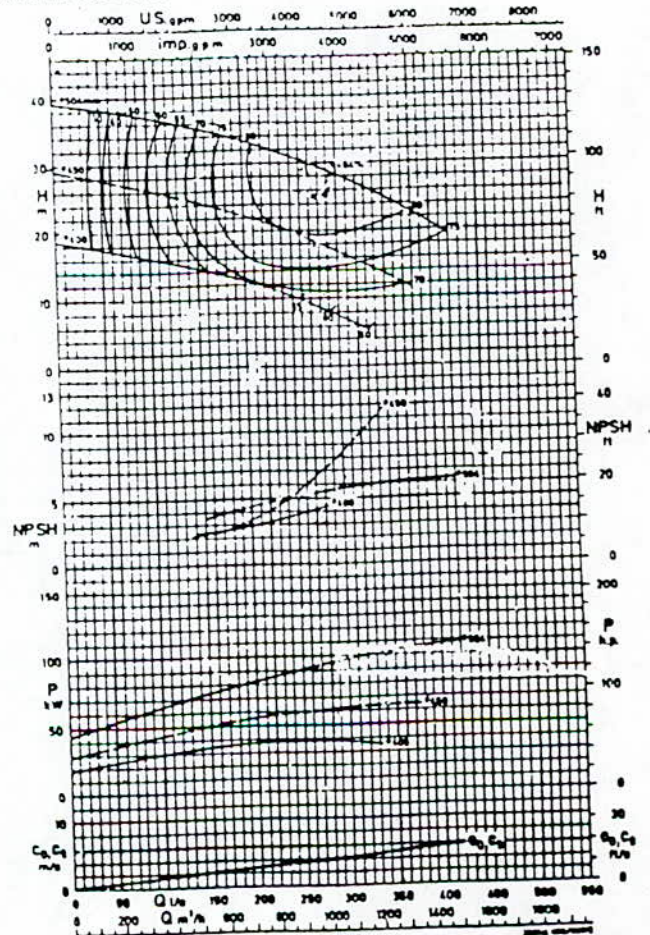
Diamètre de roue 404/320 mm, passage de roue 80 mm \varnothing

KWPK 250-500



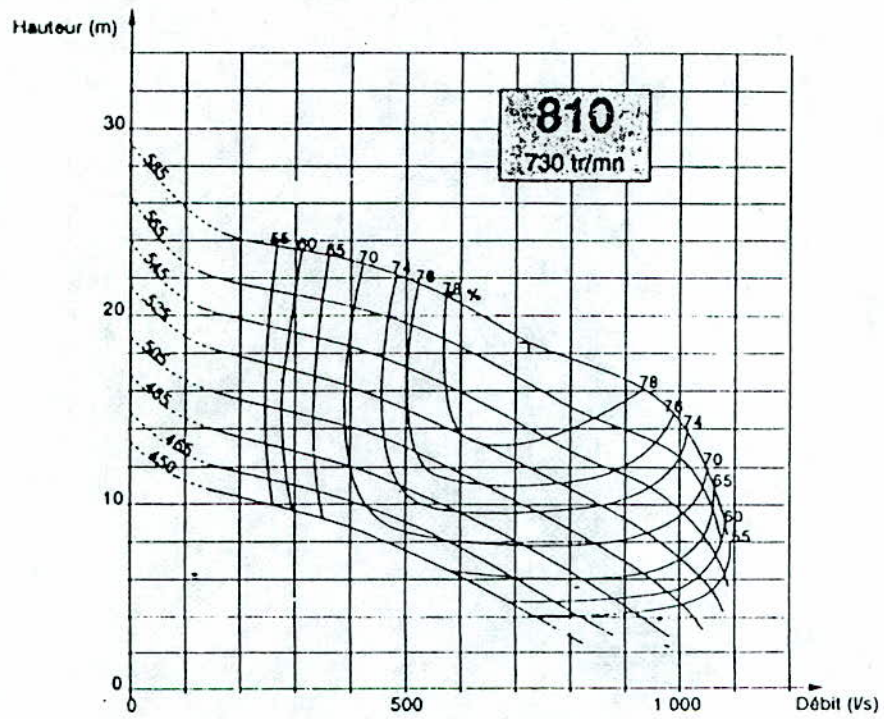
Diamètre de roue 504/400 mm, passage de roue 85 mm \varnothing

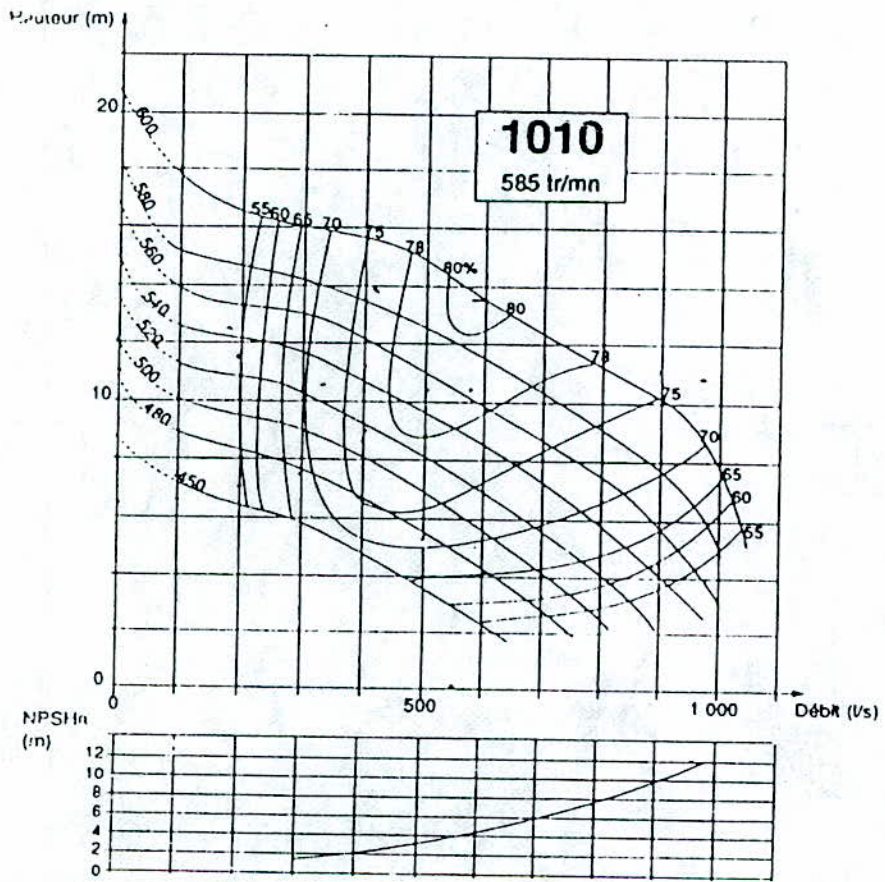
KWPK 300-500

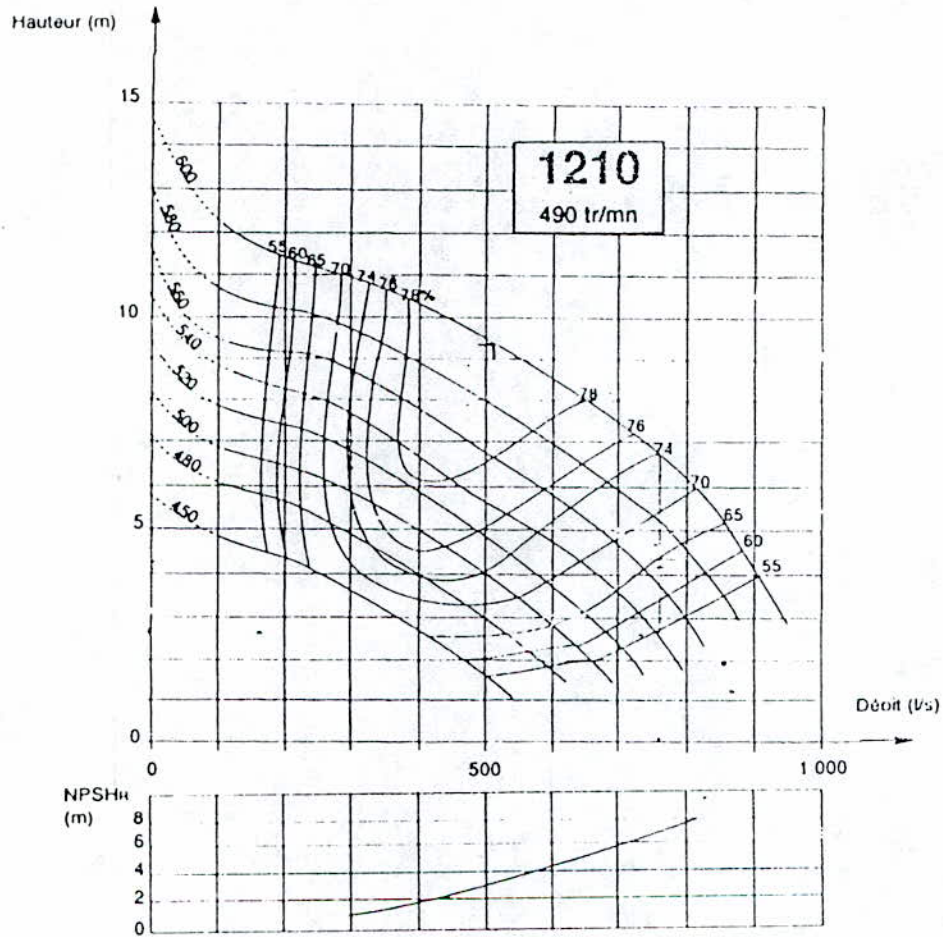


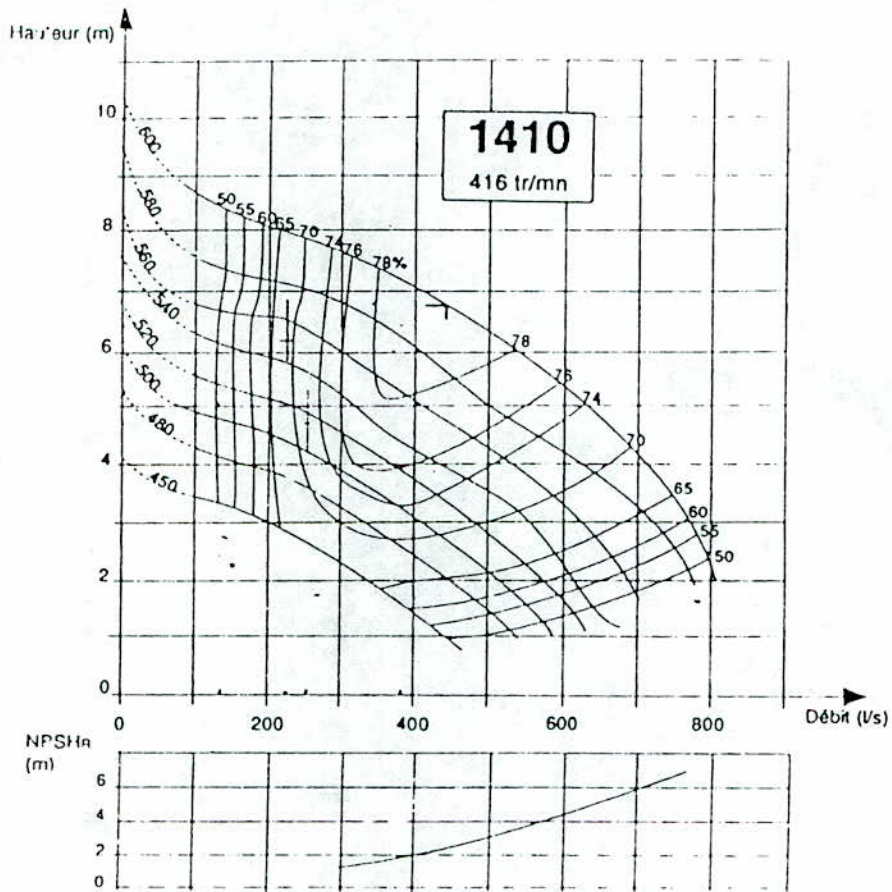
Diamètre de roue 504/400 mm, passage de roue 110 mm \varnothing

Pompes Flygt 3500









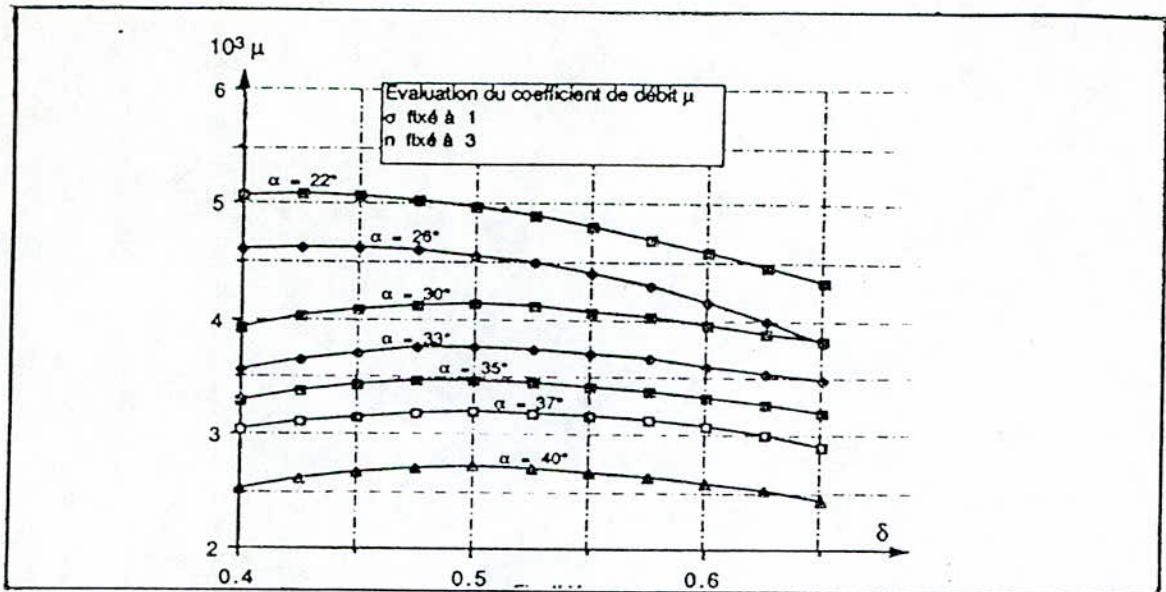


Figure N° 1

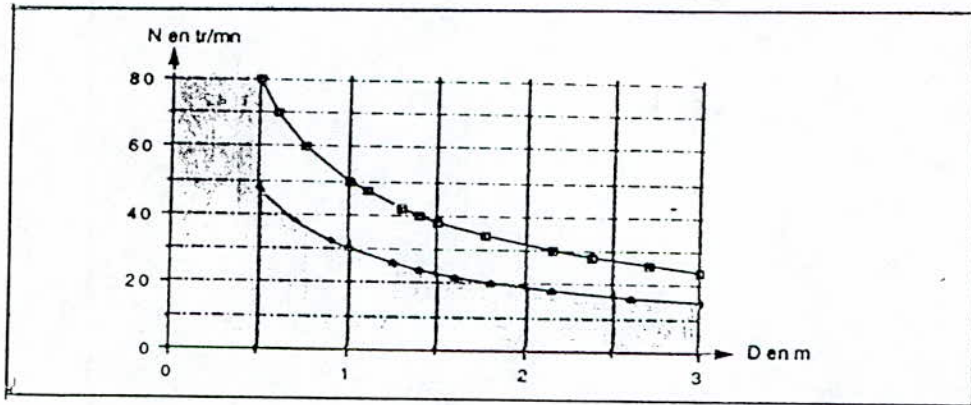


Figure N° 2

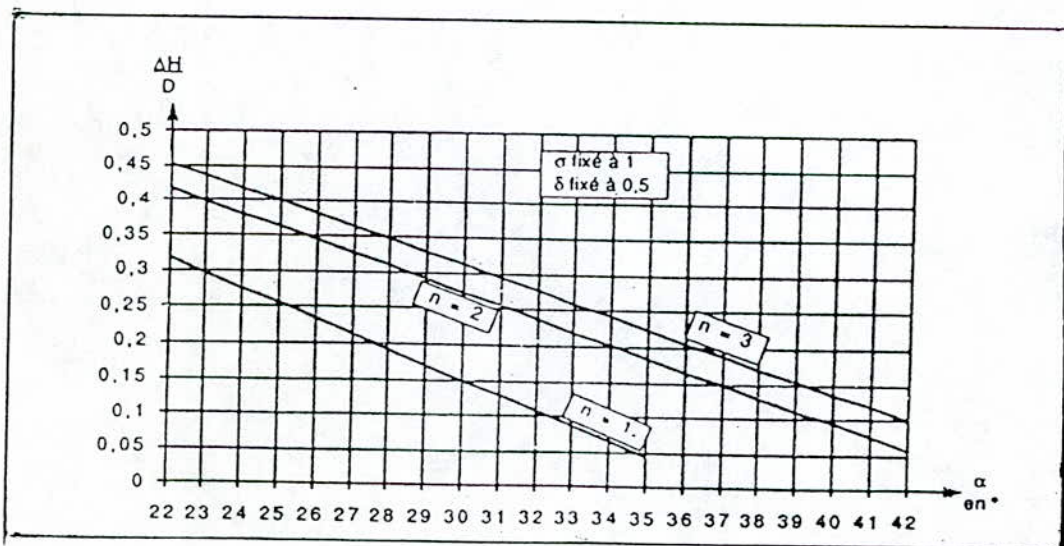


Figure N° 3