

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

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية  
المكننة  
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
BIBLIOTHÈQUE

Département : HYDRAULIQUE

## PROJET DE FIN D'ETUDES

### SUJET

ALIMENTATION EN EAU POTABLE ET  
ASSAINISSEMENT DE LA ZONE URBAINE  
LA MONTAGNE (W - D'ALGER)

3 PLANS

Proposé par :  
C.N.E.R.U.

Etudié par :  
M. REMAOUN  
M. MEFTAH

Dirigé par :  
M. BOUACHE

Promotion : Juin 1985





## DÉDICACES.

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

- A la mémoire de mon cher et regretté père.
- A ma très chère mère.
- A mes frères et sœur.
- A mes tantes, à mon oncle et ma grand-mère
- A tous mes amis, surtout à HADDOUCHE. H et BERRIAH .B.

MEFTAH. M.

# DEDICACES

Je dedie ce modeste travail  
en signe de respect et de reconnaiss-  
-ance

A. mon pere .et ma mere pour leur  
sacrifice a mon egard

A mes freres , Soeur , Ainsi que toute  
ma famille .

A . tous mes Amis

REMAON.

Abhamed

## REMERCIEMENTS

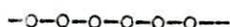
NOUS REMERCIONS MONSIEUR BOUACHE qui a dirigé avec une grande patience ce mémoire, nous lui exprimons tout notre gratitude et notre profond respect.

- Nous remercions également nos amis pour leur soutien moral, et l'ambiance agréable qu'ils ont créé autour de nous; les, HAMICHE, BENTCHIKOU, HEROUANI.

- Nos remerciements vont également à Helle  
EHAOU HASSIBA pour l'aide technique et pour sa patience

- Et que tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce mémoire soient vivement remerciés.

# O M M A I R E



## P R E M I E R E      P A R T I E

CHAPITRES	Pages
<u>CHAPITRE I</u>	
I.1 - PRESENTATION DU PROBLEME .....	1
. Situation géographique	
. Situation climatique	
. Situation topographique	
. Evolution de la population .....	2
I.2 - ETUDES DES BESOINS EN EAU .....	2 à 10
<u>CHAPITRE II - RESERVOIRS</u>	
II.1 - CALCUL DU VOLUME DU RESERVOIR .....	11
1) Méthode analytique	
2) Méthode graphique .....	13
3) Calcul du diamètre .....	13
<u>CHAPITRE III</u>	
III.1 - Réseau de distribution .....	16
. Introduction	
III.2.1.1. - Etude de la rugosité .....	16 à 18
III.2.1.2. - Calcul de la conduite et des pertes .....	18 à 19
de charges	

# I O M M A I R E

-o-o-o-o-

1ère Partie

(SUITE I)

## CHAPITRES

### CHAPITRE III

	Pages
III.2.1.3. - Tronçon (I - 1) .....	19
III.2.1.4. - Tronçon (I - 12) .....	20
III.2.2. - Méthode graphique .....	21
III.2.3. - Calcul de la côte du radier .....	23
III.3 - DETERMINATION DES DEBITS AUX NOEUDS (HORIZON 2015) .....	24
III.3.1 - Calcul des débits soutirés .....	24 à 26
III.3.2 - Calcul du réseau de distribution .....	26 à 30
III.3.3 - Calcul des pressions au sol .....	30
III.3.3.1. - Méthode de calcul .....	30 à 32
III.4 - CHOIX DU TYPE DES TUYAUX .....	32
<u>CHAPITRE IV</u> - ORGANES ET ACCESSOIRES .....	33
1) Robinets - Vannes .....	33
2) Ventouses	
3) Bouches d'incendie	
4) Réducteurs de pression	
5) Robinets de décharge .....	34

.../...

# 0 M M A I R E

-o-o-o-o-

## 1ère Partie (Suite II)

	Pages
<u>CHAPITRE V</u>	
V.1 - POSE DES CONDUITES EN TRANCHEE .....	35
V.2 - TRAVERSEE DES ROUTES .....	36
V.3 - DESINFECTION DES CONDUITES .....	36
 <u>CHAPITRE VI</u>	
VI.1 - PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LA CORROSION .....	37
VI.2 - PROTECTION EXTERNE .....	37
VI.3 - PROTECTION INTERNE .....	38

# C H A P I T R E I

## I.1 - PRESENTATION DU PROBLEME

- . Situation géographique
- . Situation climatique
- . Situation topographique
- . Evolution de la population

## I.2 - ETUDES DES BESOINS EN EAU

SCHEMA (I)

# I N T R O D U C T I O N

-o-o-o-o-o-

## I.1 - PRESENTATION DU PROBLEME :

Dans le cadre de la restructuration de certains tissus d'Alger (Casbah, Hussein-Dey ...) et vu le déficit en logement que vit la Région d'Alger, causé par la croissance démographique, le C.N.E.R.U. (Centre National d'Etudes et de Recherches Appliquées en Urbanisme) prévoit la construction d'une ZHUN (Zone d'activités) de 1 263 logements avec une densité moyenne d'occupation de 06 personnes par logement, ce qui nous donne une population de 7 578 habitants.

Cette ZHUN sera opérationnelle à partir de l'an 1990.

Notre présent projet a pour but l'alimentation en eau potable et l'assainissement de cette ZHUN, située au Sud-Est d'Alger à l'altitude 60 mètres et qui a pour nom "La Montagne".

### SITUATION GEOGRAPHIQUE :

La Zone urbaine "La Montagne" se trouve dans la Wilaya d'Alger située exactement à la latitude Nord à 36° 42' 42" et longitude Est 3° 6' 10".

Elle est entourée par les localités de Birkhadem à l'ouest, de Hussein-Dey au Nord et de Baraki au Sud, sa limite Est est constituée par le lit de l'Oues El-Harrach.

### SITUATION CLIMATIQUE :

Les pluies sont assez abondantes, Alger reçoit en moyenne 762 mm d'eau par an, mieux réparties sur 144 jours.

Pour le régime thermique nous avons des moyennes de 12° 5 en Janvier et de 25° 5 en tout pour la Région, c'est donc un climat assez humide.

.../...

SITUATION TOPOGRAPHIQUE :

La Zone urbaine "La Montagne" a une morphologie de collines, présente des replats vers le sommet, disséquées par trois principaux talwegs d'orientation Nord-Ouest et Sud-Est.

L'altitude varie entre 49 Mètres pour la colline dite "La Montagne" (cette dernière présente un sommet à forme relativement plat).

A 56 mètres pour la colline du domaine Mustapha Ben BOULAIID, située à l'Ouest, les versants à forme convexe présentent des pentes de l'ordre de 9 %.

EVOLUTION DE LA POPULATION :

L'évolution démographique suit la loi des accroissement géométriques.

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

- où
- P<sub>n</sub> : Population future (pour l'an 2015)
  - P<sub>o</sub> : Population de l'année de référence (l'an 1990)
  - n : Nombre d'années séparant les deux horizons
  - r : Taux d'accroissement annuel de la population.

Dans notre cas

$$r = 3,2 \%$$
$$P_n = 7\,578 \left(1 + \frac{3,2}{100}\right)^{25} = 16\,656 \text{ habitants}$$

ETUDE DES BESOINS EN EAU :

\* Estimation des besoins

Dans notre cas, les besoins en eau potable sont évalués pour deux horizons 1990 et 2015.

Les consommations moyennes journalières sont adoptées selon l'importance de la population et en fonction des ressources disponibles.

A - Besoins en eau pour l'horizon 1990 :

a) Besoins domestiques :

Année	Habitants	Dotation l/jour/hab.	Consommation m3 / Jour
1 990	7 578	180	1 364,04

b) Besoins scolaires :

Nature d'établissement	Nombre d'élèves	Dotation l/J/Hab.	Consommation m3 /J
2 écoles primaires	800	80	64,0
1 C.E.M.	600	80	48,0

c) Besoins socio-culturels et sportifs :

Equipements	Capacité	Dotation	Consommation Moyenne m3/J
Mosquée	1 200 fidèles	45 l/J/f	54,0
Maternité urbaine	40 lits	200 l/J/lit	8,0
Crèche	900 m2	5 l/J/m2	4,5
Cinéma	200 places	10 l/J/pl.	2,0
Zone de sport	9 000 m2	2 l/J/m2	18,0

d) Besoins municipaux, commerciaux et autres :

Equipements	Capacité	Superficie (m <sup>2</sup> )	Dotation	Consommation m <sup>3</sup> /J
Bureaux Administratifs et autres	1 874 Employés	-	50 l/J/empl.	93,7
Antenne APC	-	500	10 l/J/m <sup>2</sup>	5,0
Antenne Police	-	600	10 l/J/m <sup>2</sup>	6,0
S.M.N.G.A.	-	300	5 l/J/m <sup>2</sup>	1,5
Terminus de bus	-	4 000	2 l/J/m <sup>2</sup>	8,0
2 restaurants	130 repas par jour	-	50 l/J/repas	6,5
1 Hôtel	-	6 000	10 l/J/m <sup>2</sup>	60,0
3 cafés	-	-	1 200 l/J/caf	3,6
3 gargotiers	-	-	1 200 l/J/g.	3,6
2 boulangeries	-	-	1 200 l/J/b.	2,4
2 douches + Hammam	-	-	-	50,0

B - Besoins en eau pour l'an 2015a) Besoins domestiques :

Année	Habitants	Dotation l / J / Hab.	Consommation m <sup>3</sup> / J
2 015	16 656	180	2 998,08

b) Besoins scolaires :

Nature de l'établissement	Nombre d'élèves	Dotation l/J/classe	Consommation m <sup>3</sup> /J
4 écoles primaires	1 800	80	144 (36 m <sup>3</sup> /J)
1 C.E.M. + Internat	1 100	80	88

c) Besoins socio-culturels et sportifs :

Equipements	Capacité	Dotation	Consommation m <sup>3</sup> /J
Mosquée	1 200 fidèles	45 l/J/f.	54,0
Maternité urbaine	50 lits	200 l/J/lit	10,0
Crèche	900 m <sup>2</sup>	5 l/J/m <sup>2</sup>	4,5
Cinéma	200 places	10 l/J/pl.	2,0
Zone de sport	9 000 m <sup>2</sup>	2 l/J/m <sup>2</sup>	18,0

d) Besoins municipaux et autres :

Equipements	Capacité	Superficie (m2)	Dotation	Consommation m3/Jour
Bureaux	200 employés	-	50 l/J/empl.	100,0
Antenne APC	-	500	10 l/J/m2	5,0
Antenne Police	-	600	10 l/J/m2	6,0
S.N.N.G.A.	-	300	5 l/J/m2	1,5
Terminus bus	-	4 000	2 l/J/m2	8,0
2 restaurants	130 repas/Jour	-	50 l/J/r.	6,5
1 Hôtel	-	6 000	10 l/J/m2	60,0
3 cafés	-	-	1 200 l/J/c.	3,6
3 gargotiers	-	-	1 200 l/J/g.	3,6
2 boulangeries	-	-	1 200 l/J/b.	2,4
2 douches + Hammam	-	-	-	50,0

Le tableau récapitulatif suivant montre les différents besoins pour les 2 horizons 1990 et 2015.

Année	Types de Besoins					Consommation Totale m3/J
	Domestiques	Scolaires	Socio-Culturels et Sportifs	Municipaux et Autres		
1990	1 364,04	112,00	86,5	240,3		1 802,84
2015	2 998,08	232,00	88,5	246,6		3 565,18

En prenant une majoration de 20 % qui tient compte des fuites dans le réseau et du gaspillage, nous avons donc le débit total journalier.

Année	Consommations Totales m3/j	Majoration de 20 % m3/J	Consommations Totales majorées l/s
1990	1 802,84	360,57	2 163,41 m3/J = 25,04 l/s
2015	3 565,18	713,04	4 278,22 m3/J = 49,52 l/s

VARIATIONS DES DEBITS :

Les problèmes posés par les variations des débits sont :

- a) Les variations annuelles : dépendent du niveau de vie de la population.
- b) Les variations mensuelles : selon l'importance des villes.
- c) Les variations journalières : selon le jour de la semaine.
- d) " " horaires : qui représentent les variations les plus importantes aux heures de pointe.

Le débit, appelé par les consommateurs, varie considérablement et présente des maximums appelés pointes.

Le réseau doit donc répondre à la demande exceptionnelle.

En raison de ces variations, nous appliquons au débit moyen des coefficients correspondants afin d'obtenir le débit de pointe du jour le plus chargé de l'année.

Ce coefficient de pointe  $K_p$  est le produit de deux autres coefficients  $K_o$  et  $K_j$ , qui sont respectivement le coefficient horaire et journalier.

Et d'après les statistiques faites par A. DUPONT,  $K_p$  varie entre 1,15 et 4,30.

$$* K_o = \frac{\text{Consommation max. horaire}}{\text{Consommation moyenne journalière}}$$

D'après les normes russes :

$$K_o = \alpha \cdot \beta$$

$$1,2 \leq \alpha \leq 1,4$$

et  $\beta$  est donné suivant le nombre d'habitants (voir le tableau suivant).

Nombre d'Habitants	1 000	2 500	6 000	10 000	20 000
$\beta$	2,00	1,60	1,40	1,30	1,20

Après interpolation, nous trouvons  $\beta = 1,36$  pour 1990.

et

$$\beta = 1,23 \text{ pour l'an 2015}$$

puis nous prenons  $\alpha = 1,21$

$$\text{d'où } K_o = 1,36 \times 1,21 = 1,645 \text{ pour l'an 1990}$$

$$K_o = 1,23 \times 1,21 = 1,5 \text{ pour l'an 2015}$$

$$* K_j = \frac{\text{Consommation max. Journalière}}{\text{Consommation moyenne Journalière}}$$

pour des villes d'importance moyenne

$$\text{Pour l'an 1990 : } K_p = 1,645 \times 1,2 = 1,990$$

$$\text{Pour l'an 2015 : } K_p = 1,5 \times 1,2 = 1,8$$

CONSOMMATION JOURNALIÈRE MAX. ET Q DE POINTE :

$$Q_j^{\text{max}} = K_j \cdot Q_j^{\text{moy}} \quad \text{avec} \quad Q_j^{\text{max}} : \text{débit maximum journalier}$$

$$Q_p = K_p \times Q_j^{\text{moy}} \quad Q_j^{\text{moy}} : \text{débit moyen journalier}$$

$$Q_p : \text{débit de pointe}$$

Année	Consommation Moyenne Journalière (m <sup>3</sup> /J)	Consommation max. Journalière (m <sup>3</sup> /J)	Débit de Pointe (l/s)
1990	1 802,84	2 163,41	41,523
2015	3 565,18	4 278,24	74,275

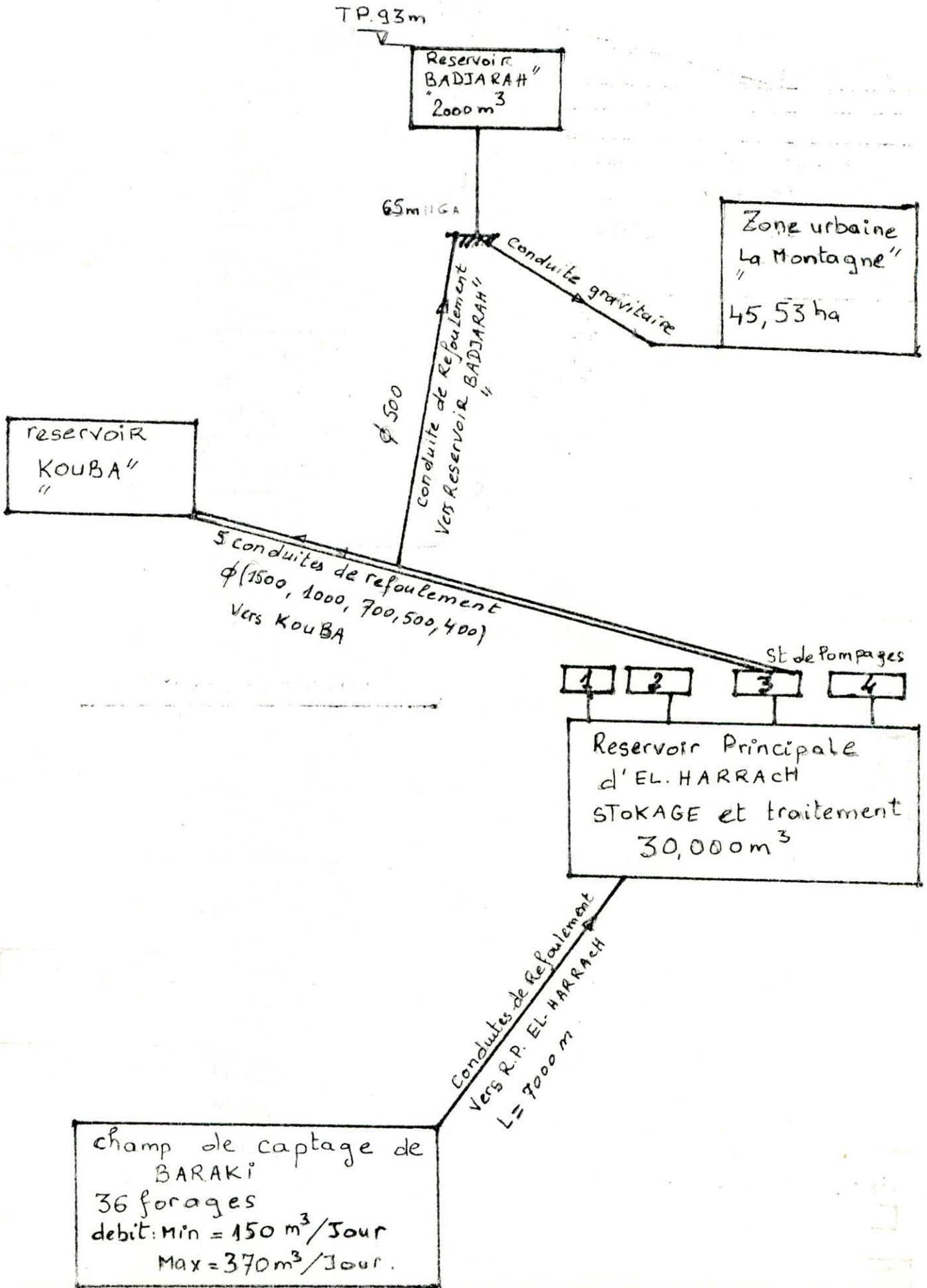
(1) D'après l'étude des besoins en eau pour la Zone "La Montagne", nous avons trouvé le débit nécessaire pour satisfaire la demande en eau jusqu'à l'an 2015.

Il ne reste plus que l'alimentation en eau pour cette Zone, à partir des structures existantes susceptibles de satisfaire cette demande.

Nous avons tracé un schéma explicatif.

La solution préconisée qui est la plus avantageuse et économique est de faire un piquage sur la conduite de refoulement (de diamètre 1 500 mm) qui alimente en eau le réservoir de Kouba à partir de la station de pompage numéro 3 du Réservoir principal d'El-Harrach, le piquage se fera par une conduite (Ø 500) qui alimentera le Réservoir de Bachdjarah situé à 88 mètres (Côte du Radier).

- SHEMA -



C H A P I T R E      I I

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

RESERVOIRS

II.1 - CALCUL DU VOLUME DU RESERVOIR

II.1.1. - Méthode analytique

II.2 - METHODE GRAPHIQUE

II.3 - CALCUL DU DIAMETRE

## II - RESERVOIRS

### II.1 - Calcul du volume du réservoir :

On a deux méthodes pour le calcul du volume du réservoir :

- 1) La méthode analytique
- 2) La méthode graphique

#### II.1.1. - Méthode analytique :

$$V_t = \Delta V^+ \text{ max} + \Delta V^- \text{ min.} + V_{ri}$$

$\Delta V^+ \text{ max.}$  : Excès lors des différentes heures de la journée

$\Delta V^- \text{ max.}$  : Insuffisances différentes heures de la journée

$V_{ri}$  : Volume de réserve d'incendie, estimé à  $120 \text{ m}^3$   
pour une intervention de 2 heures.

$\Delta V$  = Volume apport - Volume consommé

Volume apport =  $V \text{ max. journalier}$

$$\text{Volume consommé} = V_{app.} + \frac{ah \cdot 24}{100}$$

Tous les calculs sont au tableau (II.1)

Et d'après ces calculs, on trouve :

$$\begin{aligned} |\Delta V^+ \text{ max.}| &= 556,18 \text{ m}^3 \\ |\Delta V^- \text{ max.}| &= 263,82 \text{ m}^3 \end{aligned} \implies V_T = 940 \text{ m}^3$$

On prend un volume de  $1\ 000 \text{ m}^3$

$\Delta t =$ $1h$	Qh	Volume en m <sup>3</sup>		V. rapport	Volume consommé	$\Delta V^+$	$\Delta V^-$
		Q. $\Delta t$	Q. $\Delta t \cdot q_h \cdot \frac{24}{100}$				
0-1	1,50	178,26	64,173	178,26	64,17	114,09	
1-2	1,50	"	64,173	356,52	128,34	228,18	
2-3	1,50	"	64,173	534,78	192,51	342,27	
3-4	1,50	"	64,173	713,04	256,68	456,36	
4-5	2,50	"	106,956	891,30	363,64	527,66	
5-6	3,50	"	149,738	1069,56	513,38	556,18	
6-7	4,50	"	192,520	1247,82	705,90	541,92	
7-8	5,50	"	235,303	1426,08	941,20	484,88	
8-9	6,25	"	267,39	1604,34	1208,59	395,75	
9-10	6,25	"	267,39	1782,60	1475,98	306,62	
10-11	6,25	"	267,39	1960,86	1743,37	217,49	
11-12	6,25	"	267,39	2139,12	2010,76	128,36	
12-13	5,00	"	213,912	2317,38	2224,68	92,70	
13-14	5,00	"	213,912	2495,64	2438,60	57,04	
14-15	5,50	"	235,303	2673,90	2673,90	0,00	
15-16	6,00	"	256,694	2852,16	2930,59		78,43
16-17	6,00	"	256,694	3030,42	3187,28		156,86
17-18	5,50	"	235,303	3208,68	3422,58		213,90
18-19	5,00	"	213,912	3386,94	3636,50		249,56
19-20	4,50	"	192,52	3565,20	3839,02		263,82
20-21	4,00	"	171,129	3743,46	4000,15		256,69
21-22	3,00	"	128,347	3921,72	4128,50		206,78
22-23	2,00	"	85,564	4099,98	4214,07		114,09
23-24	1,50	"	64,173	4278,24	4278,24		0,00

II.2 - Méthode graphique :

Elle consiste à :

- une représentation de la courbe d'apport
- une représentation de la courbe de consommation.

Le volume est obtenu en sommant, en valeur absolue, les écarts des deux extrêmes par rapport à la courbe d'apport, en plus de la réserve d'incendie.

$$|\Delta V^+ \text{ max.}| + |\Delta V^- \text{ max.}| + V_{ri} = V_R$$

D'après le graphe (II-1), nous trouvons :

$$|\Delta V^+ \text{ max}| =$$

$$|\Delta V^- \text{ max}| =$$

On prend un volume de 1 000 m<sup>3</sup>

II.3 - Calcul du diamètre :

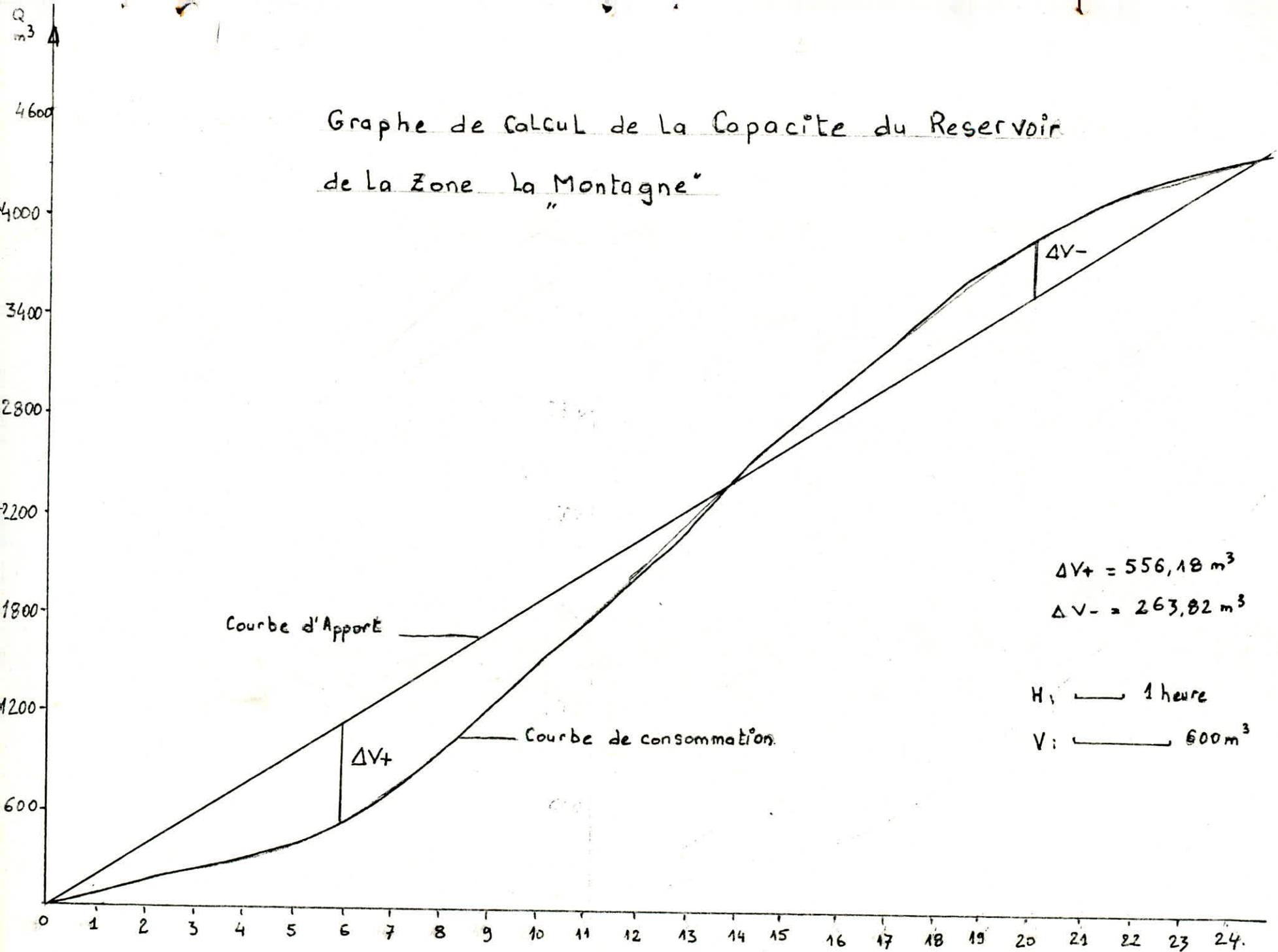
On se donne une hauteur 5 mètres

On choisit une section circulaire

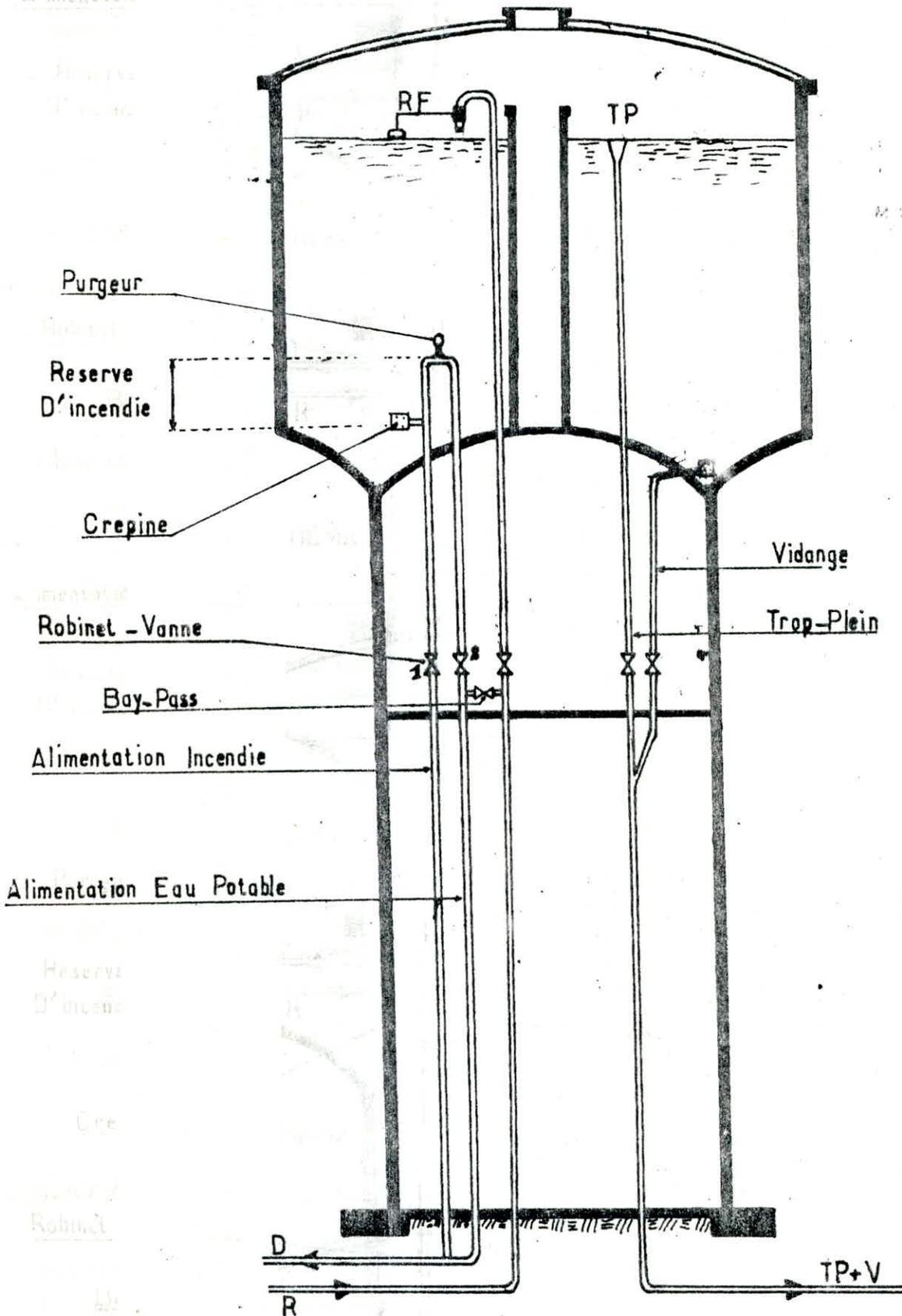
$$S = \frac{\pi D^2}{4} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot V}{\pi \cdot h}}$$

$$D = \frac{4 \cdot 1\,000}{\pi \cdot 5} = 15,96 \text{ m} \approx 16 \text{ mètres}$$

Graphe de calcul de La Capacité du Reservoir  
de La Zone "La Montagne"



# SCHEMA DE FONTAINERIE



## C H A P I T R E   I I I

-o-o-o-o-o-

### III.1 - RESEAU DE DISTRIBUTION

#### . Introduction

III.2.1.1. - Etude de la rugosite

III.2.1.2. - Calcul de la conduite et des pertes de charge

III.2.1.3. - Tronçon (I - 1)

III.2.1.4. - Tronçon (I - 12)

III.2.2. - Méthode graphique

III.2.3. - Calcul de la cote du radier

### III.3. - DETERMINATION DES DEBITS AUX NOEUDS (HORIZON 2015)

III.3.1 - Calcul des débits soutirés

III.3.2 - Calcul du réseau de distribution

III.3.3.- Calcul des pressions au sol

III.3.3.1. - Méthode de calcul

### III.4. - CHOIX DU TYPE DES TUYAUX

### III.1- RESEAU DE DISTRIBUTION :

#### Introduction

La ZHUN de "La Montagne" est traversée par l'Oued Ou Chaiah, qui la divise en deux parties, l'une à l'ouest et l'autre à l'Est.

Pour l'alimentation en eau potable de ces 2 Zones, nous avons choisi la solution suivante :

- . Les 2 Zones Ouest et Est étant reliées aux extrémités par un pont, nous pouvons donc assembler ces 2 Zones en une seule par une grande maille.
- . On aura donc une conduite granitaire à partir du réservoir jusqu'au point de jonction I.
- . Puis, par ce point I, on mènera 2 autres conduites de 600 mètres de longueur chacune, l'une allant vers la Zone Ouest, l'autre vers la Zone Est, puis seront reliées aux extrémités par une conduite traversant par le pont, l'avantage de cette solution, sera le suivant : en cas de panne dans l'une des Zones, on peut toujours alimenter par l'autre Zone la partie non affectée par la panne de la Zone précédente.

#### III.2.1.1. - ETUDE DE LA RUGOSITE :

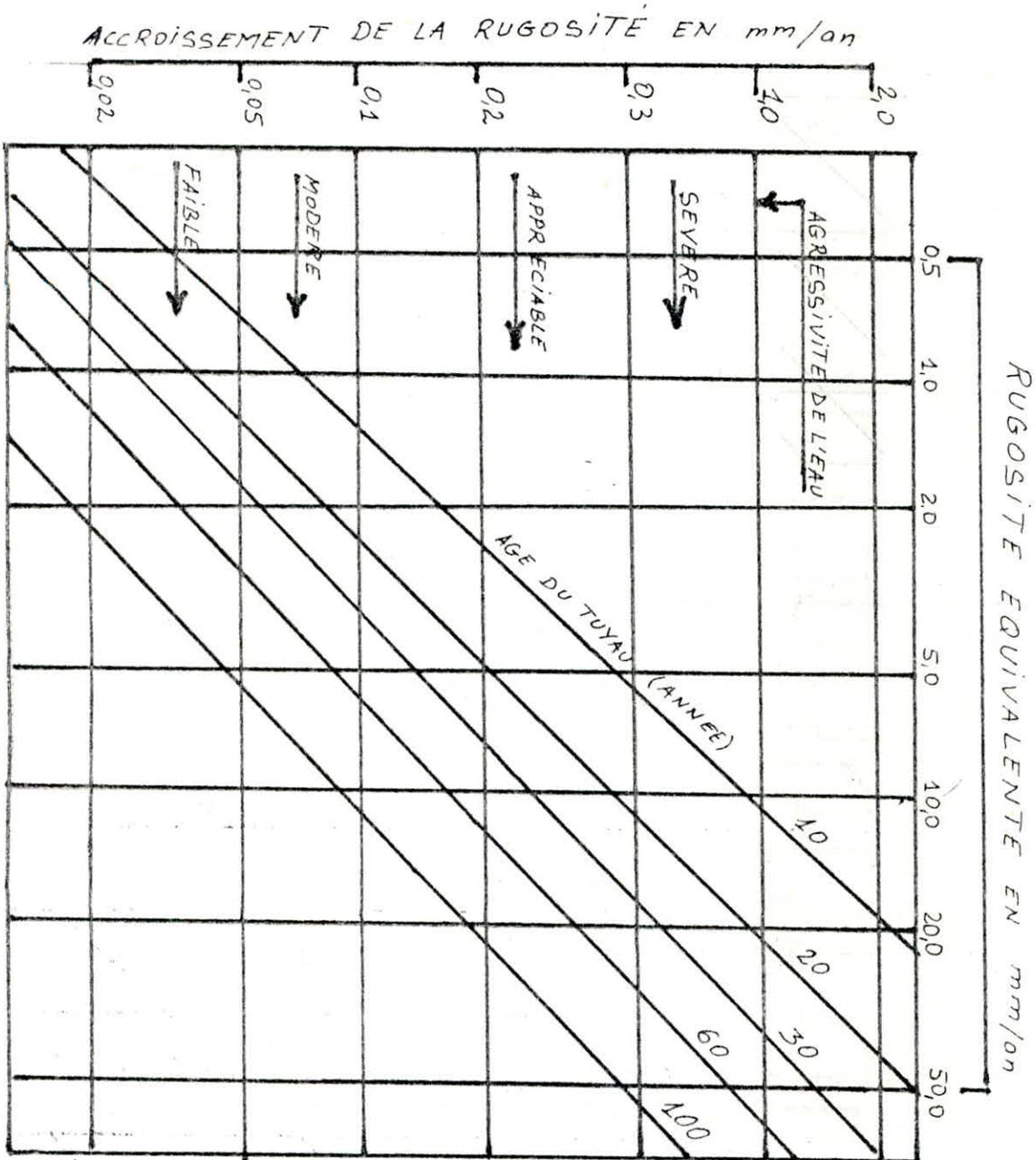
$$\xi = \xi_0 + \alpha t$$

$\xi_0$  = Rugosité absolue à l'état neuf ( $10^{-4}$  mètres pour l'acier)

$\alpha$  = Coefficient de vieillissement.

On choisit  $\alpha$  dans l'abaque de PETER-LAMONT

$\alpha$  en mm/an . Coefficient correspondant à la Zone de faible agressivité de l'eau.



ABAQUE DE PETER - LAMONT

t = temps de service en années

pour notre cas t = 25 ans

d'où  $\alpha = 0,03$  mm/an

$$\xi = \xi_0 + \alpha.t \implies \xi = 10^{-4} + 25 \times 0,03 \cdot 10^{-3} = 8,5 \cdot 10^{-4}$$

$$\underline{\xi = 8,2 \cdot 10^{-4}}$$

III.2.1.2. - Calcul de la conduite et des pertes de charge du tronçon (R-I)

- Calcul du diamètre :

$$Q = 74,275 \text{ l/s}$$

On se propose une vitesse  $V = 1$  m/s

d'après l'équation de la continuité

$$Q = V.A \quad \text{avec } A = \frac{\pi D^2}{4}$$

$$\text{d'où } D = \sqrt{\frac{4.Q}{\pi.V}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,074275}{\pi \cdot 1}} = 300 \text{ mm}$$

$$V \text{ réelle} = \frac{4.Q}{\pi D^2} = \frac{4 \cdot 0,074275}{\pi \cdot (0,3)^2} = 1,05 \text{ m/s}$$

- Calcul des pertes de charge :

On suppose que le régime est turbulent rugueux

( $\lambda = 1$ )

$$J = 0,0828 f/D^5 \cdot Q^2 = 4,865 \cdot 10^{-3}$$

.../...

- Vérification du régime :

$$\frac{\epsilon}{D} = 0,00283$$

$$R = \frac{VD}{V} = \frac{4 \cdot Q}{\pi D \cdot V} = \frac{4 \cdot 0,074275}{\pi \cdot 0,3 \cdot 10^{-6}} = 3,152 \cdot 10^5$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{\epsilon}{D} = 0,00283 \\ R = 3,152 \cdot 10^5 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Régime turbulent rugueux}$$

d'où  $\Delta H_{R-I} = J \cdot L_e = 4,865 \cdot 700 \cdot 1,15 = 3,92$  mètres

III.2.1.3. - Tronçon (I-1)

- Calcul du diamètre :

$$Q = 49,68 \text{ l/s}$$

On se donne  $V = 1 \text{ m/s}$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,04968}{\pi}} \approx 250 \text{ mm}$$

$$V_r = 1,01 \text{ m/s}$$

- Calcul de  $\Delta H_{I-1}$

On suppose que le régime est turbulent rugueux

$$(\lambda = 1)$$

$$J_r = 0,0828 \frac{f}{D^5} \cdot Q^2$$

Tout calcul fait  $J_r = 5,7 \cdot 10^{-3}$

- Vérification du régime :

$$\frac{\epsilon}{D} = 0,0034$$

$$R = \frac{4 \cdot 0,04968}{\pi \cdot 0,25} \cdot 10^6 = 2,53 \cdot 10^5$$

Régime en  
transition

.../...

$$\left. \begin{aligned} \frac{\xi}{D} &= 0,0034 \\ R &= 2,53 \cdot 10^5 \end{aligned} \right\} \xrightarrow{17 \text{ c}} \begin{aligned} \lambda_J &= 1,02 \\ J &= J_g \cdot (\lambda_J)^{5,3} = 6,33 \cdot 10^{-3} \end{aligned}$$

$$\Delta^H_{I-1} = 6,33 \cdot 10^{-3} \cdot 600 \cdot 1,15 = 4,37 \text{ mètres}$$

III.2.1.4. - Tronçon (I-12)

$$Q = 24,59 \text{ l/s}$$

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

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,02459}{\pi}} = 0,177 \text{ mètres}$$

On prend un diamètre normalisé  $D = 200 \text{ mm}$

$$l_g = 600 \text{ mètres}$$

$$v_r = 0,78 \text{ m/s}$$

$$J_r = 4,545 \cdot 10^{-3}$$

- Vérification du régime :

$$\left. \begin{aligned} \frac{\xi}{D} &= 0,00425 \\ R &= \frac{4 \cdot 0,02459}{\pi \cdot 0,2} \cdot 10^6 = 1,565 \cdot 10^5 \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{Régime} \\ \text{en} \\ \text{transition} \end{array}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{\xi}{D} &= 0,00425 \\ R &= 1,565 \cdot 10^5 \end{aligned} \right\} \xrightarrow{17 \text{ c}} \lambda_J = 1,006$$

$$J = J_r \cdot (\lambda_J)^{5,3} = 4,545 \cdot 10^{-3} \cdot (1,006)^{5,3}$$

$$J = 4,6914 \cdot 10^{-3}$$

$$\Delta^H_{I-12} = 4,6914 \cdot 10^{-3} \cdot 600 \cdot 1,15 = 3,23 \text{ mètres}$$

III.2.2. - Méthode graphique :

Elle consiste à tracer la courbe  $\Delta H = f(D)$

Ayant  $\Delta H$  (m), on tire le diamètre graphiquement.

- Mode de calcul :

La conduite étant circulaire pleine, les pertes de charge sont donc évaluées d'après la formule suivante :

$$\Delta H = \frac{0,0828 f \cdot L \cdot Q^2}{D^5}$$

On donne des valeurs à D, qui sont :

100 - 150 - 200 - 250 - 300., et on calcule  $\Delta H$

Le coefficient de frottement f est calculé par la formule de NIKURADSE.

$$f = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\epsilon}{D h})$$

Voir les tableaux (III.1), (III.2) et (III.3)

et le graphe (III.1)

TABLEAU III.1

CALCUL DU DIAMETRE DU TRONCON (R-I)

D (mm)	$\Delta H$ (m)
100	1 339,10
150	155,00
200	33,70
250	10,40
300	4,00

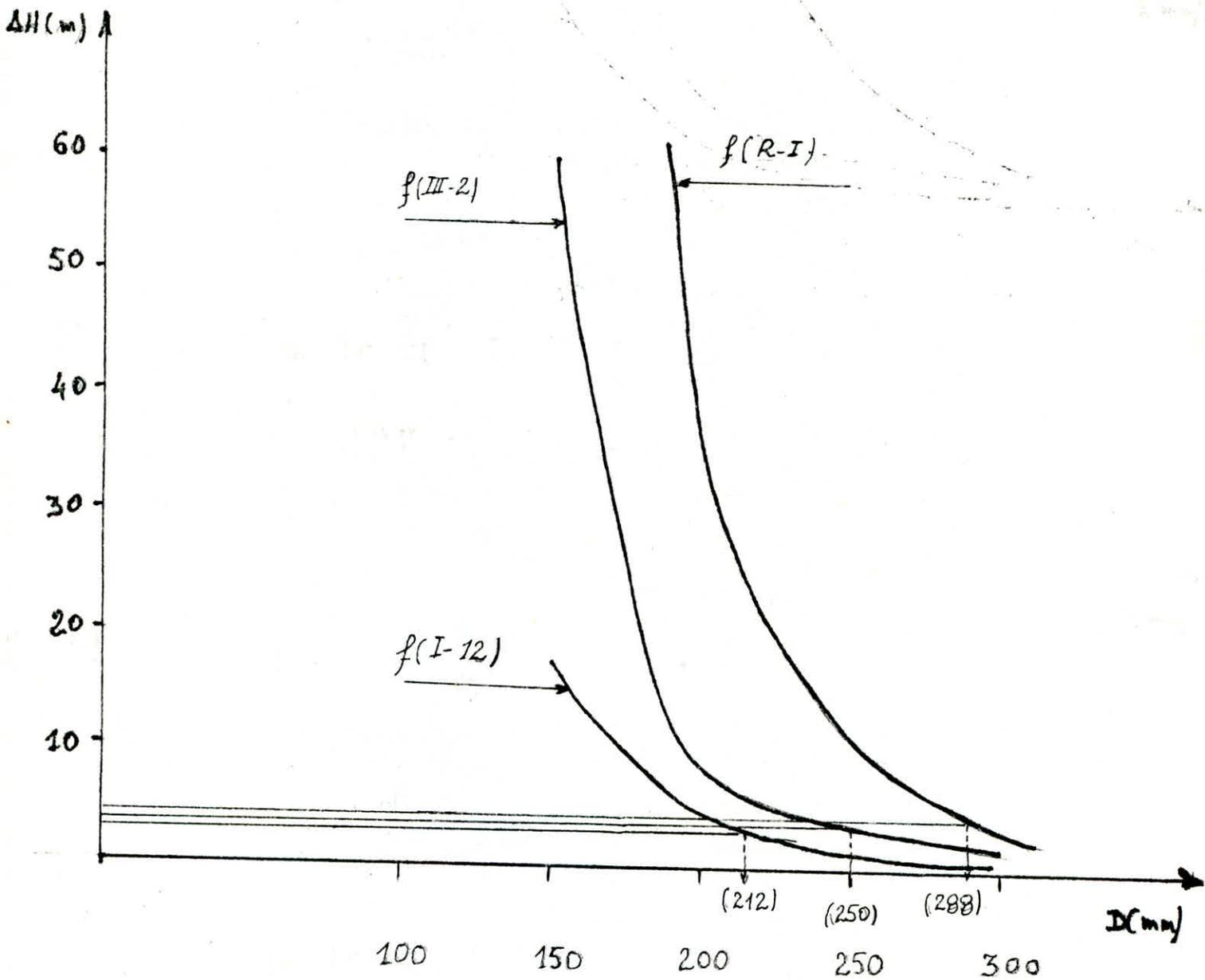
TABLEAU III.2

DIAMETRE DU TRONCON (I-1)

D (mm)	$\Delta H$ (m)
100	513,50
150	59,45
200	12,95
250	3,97
300	1,52

.../...

# Methode Graphique du Calcul du Diametre Economique.



III.2.3. - Calcul de la cote du radier :

$$C_R = C_t + H + hws + PS + hw$$

$C_t$  : Côté du terrain du point le plus élevé.

Le point le plus élevé est le point (1) dont la cote est 62 mètres.

$$H = (R+2) \simeq 10 \text{ mètres}$$

$$PS = 3 \text{ mètres}$$

$$hws = 2 \text{ mètres}$$

$$C_{R \text{ min.}} = 62 + 10 + 3 + 2 = 77 \text{ mètres}$$

$$\text{et } C_R = C_{R \text{ min.}} + hw$$

$$C_R = 77 + \Delta H_{R-I} + \Delta H_{I-1}$$

$$C_R = 77 + 4,37 + 3,92 = 85,29 \text{ mètres}$$

La cote du radier du réservoir existant est égale à 88 mètres.

Donc la cote du radier calculée est au voisinage à la cote imposée.

CALCUL DU DIAMETRE DU TRONCON (I-12)TABLEAU III.3

D (mm)	$\Delta H$ (m)
100	125,80
150	16,95
200	4,52
250	1,50
300	0,20

III.3 - Détermination des débits aux noeuds (horizon 2015)III.3.1. - Calcul des débits soutirés

Pour déterminer le débit soutiré de chaque noeud, on doit déterminer la zone desservie de chaque noeud, et cela par la méthode des médiatrices.

Ayant la densité, le nombre d'habitants et la consommation spécifique à chaque maille, nous déduisons le débit soutiré dans chaque noeud, et le multiplions par le coefficient de pointe ( $K_p = 1,8$ ).

Formules de calcul :

$$d = \frac{N_p}{St} \quad (\text{hab./ha})$$

d : densité de la population

$N_p$  : population

St : Surface totale des mailles

$$q = \frac{Q.\text{moyenne}/\text{Jour}}{N_p} \quad (\text{m}^3/\text{J/ha}) \quad \text{ou} \quad (1/\text{J/ha})$$

q = consommation spécifique

TABLEAU N° III-3

CALCUL DES DEBITS SOUTIRES

NOEUDS	MAILLE	SURFACE EN "Pa"	CONSOUMATI-ON SPECIFIQUE L/S/hab	DENSITE hab/Ha	POPULATION	CONSOUMATI-ON PAR ZONE L/A	CONSOUMATION PAR NOEUD L/A	COEFFECIENT DE POINTE "Kp"	DEBITS SOUTIREE L/A
1	I	3,1	214,04	744,42	2307,71	5,71	5,71	4,8	10,29
2	I	2,9	"	541,11	1569,24	3,887	3,887	"	6,99
3	I	3,1	"	665,838	2064,099	5,113	7,257	"	13,06
	II	1,3		665,838	865,59	2,144			
4	I	2,0	"	423,088	846,176	2,096	4,401	"	7,92
	II	2,2		423,088	930,79	2,305			
5	II	2,35	"	450,782	1059,34	2,624	2,624	"	4,72
6	II	1,85	"	810,81	1500	3,715	3,715	"	6,7
7	III	2,2	"	137,5	302,50	0,749	0,749	"	1,36
8	III	2,6	"	140,98	366,55	0,908	0,908	"	1,63
	IV			501,375	601,65	1,490			
9	IV	1,2	"	502,375	1002,75	2,484	3,974	"	7,15
	IV	2,0		502,375	1002,75	2,484			
10	III	1,05	"	312,657	328,29	0,813	2,036	"	3,67
	IV	1,58		312,657	494,00	1,223			
11	IV	2,5	"	411,304	1028,26	2,547	2,547	"	4,58
12	IV	3,6	"	385,83	1389,023	3,440	3,440	"	6,2

$$N_i = S_i \cdot d$$

$N_i$  : Population dans chaque zone du noeud

$S_i$  : Surface de la zone du noeud

La consommation par noeud sera :

$$Q_i = N_i \cdot q$$

$$d = \frac{16656}{35,53} = 469 \text{ hab./ha}$$

Consommation spécifique :

$$q = \frac{Q \text{ moyenne/Jour}}{N_p} = \frac{3\ 565,18}{16\ 656} = 214,04 \text{ l/J/hab.}$$

Tous les calculs sont dans le tableau numéro III.4

### III.3.2. - Calcul du réseau de distribution :

Le calcul du réseau de distribution (maillé) s'effectue par approximation successive suivant la méthode de HARDY - CROSS, qui repose sur 2 lois :

#### 1ère loi :

En un noeud quelconque du réseau, la somme des débits qui entrent est égale à la somme des débits qui sortent (loi de KIRSCHOFF).

#### 2ème loi :

Le long d'un parcours orienté et fermé, la somme algébrique des pertes de charge est nulle.

La méthode de HARDY-CROSS consiste à fixer d'abord dans chaque maille, une répartition des débits, ainsi qu'un sens supposé d'écoulement (Ex. sens des aiguilles d'une montre) en respectant la première loi.

.../...

- Calcul des pertes de charges totales :

On considère que les pertes de charge singulières sont estimées à 15 % des p. d. c. linéaires

$$\begin{aligned}\Delta H_t &= \Delta H_e + \Delta H_s = \frac{f}{D} \cdot \frac{v^2}{2g} \cdot L_g + 0,15 \frac{f}{D} \cdot \frac{v^2}{2g} \cdot L_g = \\ &= 1,15 \frac{f}{D} \cdot \frac{v^2}{2g} \cdot L_g = \frac{f}{D} \cdot \frac{v^2}{2g} \cdot 1,15 L_g \\ \Delta H_t &= 1,15 L_g \cdot \frac{f}{D} \cdot \frac{Q^2}{A^2} \cdot \frac{1}{2g}\end{aligned}$$

Pour une conduite circulaire

$$\Delta H_t = 1,15 \frac{f}{D^5} \cdot Q^2 \times 0,0828$$

$$\Delta H_t = r \cdot Q^2 = 0,0828 \frac{f}{D^5} \cdot Q^2 \cdot L_e \quad L_e = 1,15 L_g$$

pour les calculs des réseaux, nous avons déterminé le coefficient  $f$  à l'aide de la formule de Colebrook.

$$\Delta H_t = r \cdot Q^2 \quad \text{avec} \quad r = 1,15 L_g \cdot \frac{f}{D^5} \cdot 0,0828$$

$$r = 1,15 L_g \times I_Q \quad \text{avec} \quad I_Q = 0,0828 \frac{f}{D^5}$$

$$r = I_Q \cdot L_e \quad \text{en} \quad (s^2/m^5)$$

Calcul de  $rQ$

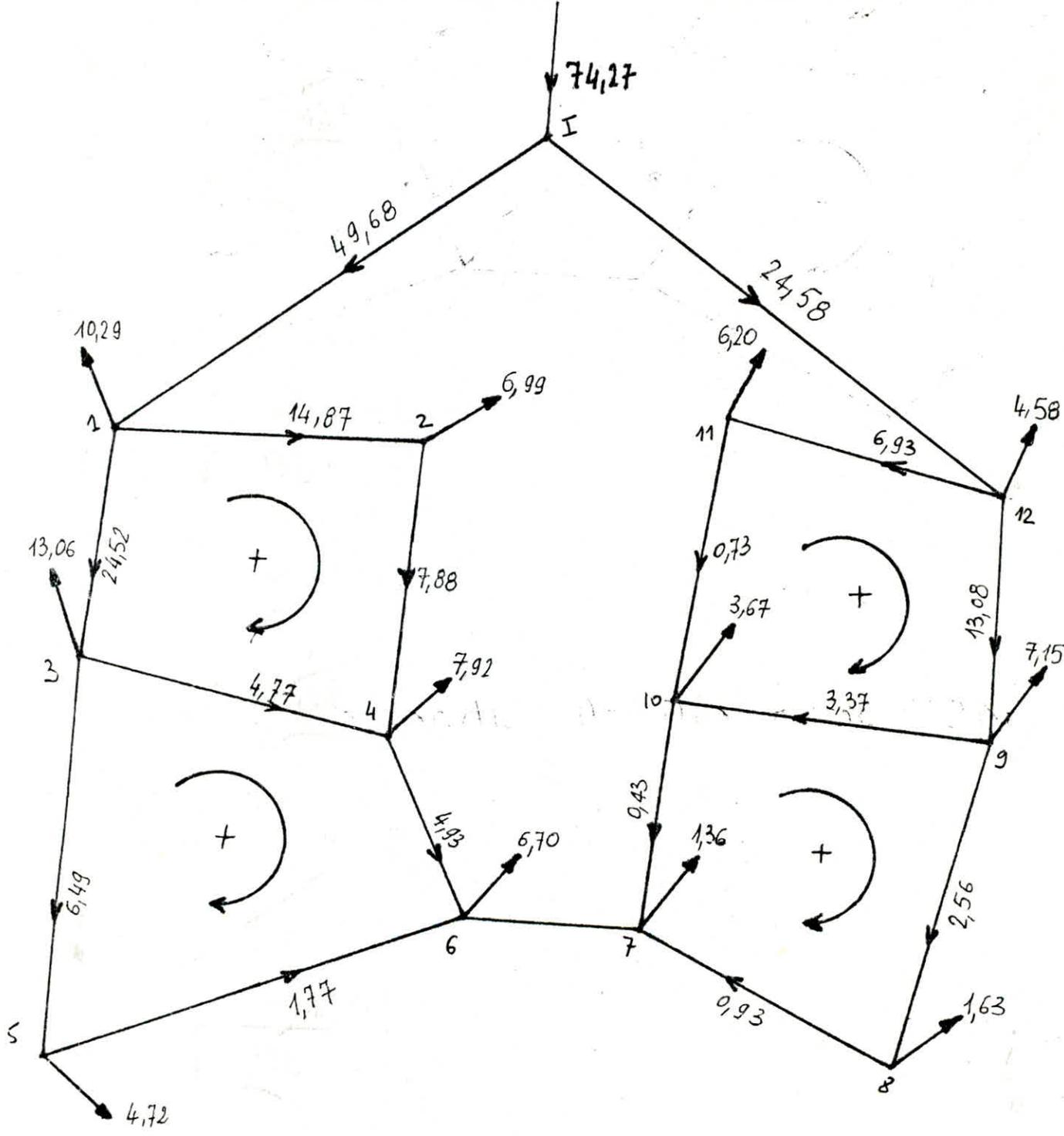
$$rQ = 1,15 L_g = 0,0828 \frac{f}{D^5} \cdot Q \quad \text{en} \quad (s/m^2)$$

Le débit correctif est donné par :

$$\Delta Q = \frac{- \sum_{i=1}^n rQ^2}{2 \left| \sum_{i=1}^n rQ \right|} \quad \Delta Q \quad \text{en} \quad m^3/s$$

Chaque maille est calculée séparément, les corrections apportées au débit sont de 2 types.:

.../...



PLAN DU RÉSEAU DE DISTRIBUTION

# CALCUL DU RESEAU MAILLE "ZONE-OUEST"

N° de la MAILLE	TRANÇON	D (mm)	Le (m)	Q (q/a)	2Q <sup>2</sup>	2ZQ	Correction			2 <sup>ème</sup> Approximation.							
							C.P.M	C.M.A	C.T	Q	2ZQ	C.P.M	C.M.A	C.T	Q		
I	1-2	150	517,5	14,62	3,82	522,44	0,36	-	0,36	14,98	4,01	536,28	-0,11	-	-0,11	14,87	
	2-4	150	448,5	7,63	0,9	236,05	0,36	-	0,36	7,99	0,99	246,57	-0,11	-	-0,11	7,88	
	1-3	200	425,5	-24,77	-4,94	157,14	0,36	-	0,36	-24,41	-4,88	154,29	-0,11	-	-0,11	-24,52	
	3-4	100	448,5	-5,30	-3,60	1387,35	0,36	0,19	0,55	-4,75	-2,89	1217,75	-0,11	-0,11	-0,22	-4,97	
					-0,82	2302,98					+0,23	2154,89					
					$\Delta Q_1 = +0,36 (q/a)$						$\Delta Q_1 = -0,11 (q/a)$						
II	3-4	100	448,5	5,30	3,60	1387,35	-0,19	-0,36	-0,55	4,75	+2,89	1217,75	0,11	0,11	0,22	4,97	
	4-6	100	287,5	5,01	2,15	859,93	-0,19	-	-0,19	4,82	1,99	826,44	0,11	-	0,11	4,93	
	5-6	100	920	-4,69	-0,07	85,86	-0,19	-	-0,19	-4,88	-0,09	96,77	0,11	-	0,11	-4,77	
	3-5	100	402,5	-6,41	-4,93	1536,97	-0,19	-	-0,19	-6,60	-5,22	1583,58	0,11	-	0,11	-6,49	
					+0,75	3870,11					-0,43	3724,54					
					$\Delta Q_2 = -0,19 (q/a)$						$\Delta Q_2 = +0,11 (q/a)$						

# CALCUL DU RESEAU MAILLE "ZONE - EST"

N° de la Maille	TRANÇON	N° de la Maille Adjacente	D (mm)	Le (m)	Q (l/s)	ZQ <sup>2</sup>	2ZQ	Correction			2 <sup>ème</sup> Approximation						
								C.P.M	C.M.A	C.T	Q (l/s)	ZQ <sup>2</sup>	2ZQ	C.P.M	C.M.A	C.T	Q
III	11-10		100	483	-1,63	-0,38	469,23	0,85	-	0,85	-0,78	-0,09	224,54	0,05	-	0,05	-0,73
	11-12		100	230	-7,83	-4,20	1073,36	0,85	-	0,85	-6,98	-3,34	956,84	0,05	-	0,05	-6,93
	9-12		150	414	12,18	2,12	348,18	0,85	-	0,85	13,03	2,43	372,48	0,05	-	0,05	13,08
	10-9	IV	100	230	2,77	0,52	379,72	0,85	-0,02	0,83	3,60	0,89	493,50	0,05	0,28	-0,23	3,37
						-1,93	2270,49				-0,11	2047,36					
						$\Delta Q_1 = +0,85 (l/s)$					$\Delta Q_1 = +0,05 (l/s)$						
IV	10-9	III	100	230	-2,77	-0,52	379,72	0,02	-0,85	-0,83	-3,60	-0,89	493,50	0,28	-0,05	0,23	-3,37
	10-7		100	517,5	-0,73	-0,08	225,16	0,02	-	0,02	-0,71	-0,08	218,99	0,28	-	0,28	-0,43
	8-7		100	126,5	0,63	0,01	47,50	0,02	-	0,02	0,65	+0,02	49,00	0,28	-	0,28	0,93
	9-8		100	379,5	2,26	0,58	7,82	0,02	-	0,02	2,28	0,59	515,70	0,28	-	0,28	2,56
						-0,01	660,2				-0,36	1277,19					
						$\Delta Q_2 = +0,02 (l/s)$					$\Delta Q_2 = +0,28 (l/s)$						

- Correction propre à la maille avec le signe de  $\Delta Q$
- Correction propre aux mailles adjacents avec le signe contraire de  $\Delta Q$

Il suffit donc de faire la somme algébrique de ces corrections pour chaque tronçon et l'ajouter au débit  $Q_i$  pour avoir le débit  $Q_{i+1}$

Les approximations sont poursuivies jusqu'à ce que les valeurs de  $\Delta Q$  soient égales à  $\pm 0,5$  l/s et jusqu'à ce que la somme des pertes de charges sur un contour fermé quelconque, soient inférieures à 0,5 mètres.

. Diamètre des Canalisations :

On prend une vitesse comprise entre (0,5 + 1,5) m/s

$$Q = V.A \implies D = \sqrt{\frac{4 Q}{\pi V}}$$

avec Q : Débit de la première répartition en m<sup>3</sup>/s

On prend les diamètres normalisés de la série suivante :

(100 - 150 - 200 - 250)

III.3.3. - CALCUL DES PRESSIONS AU SOL :

III.3.3.1. Méthode de calcul

La détermination de la pression au sol en un noeud quelconque est obtenue à partir de la côte piezométrique du noeud précédent, diminué des pertes de charge occasionnées le long d'un tronçon, et la côte du terrain du noeud considéré tout en respectant le sens de l'écoulement.

$$P_s = C_p - C_t$$

où  $P_s$  : Pression au sol

$C_p$  : Côte piezométrique

$C_t$  : Côte du terrain

.../...

# DETERMINATION DES PRESSIONS AU SOL

Maille	Trançon	Cote du terrain		P.d.C (m)	Côte piezométrique		Noeud	Pression	vitesse (m/s)	Q (l/s)
		Amont	Aval		Amont	Aval				
I	1-2	62.00	37.50	3.95	79.74	75.76	1	17.71	0.84	14.87
	2-4	37.50	38.53	0.96	75.76	74.80	2	38.26	0.44	7.88
	4-3	38.53	55.20	-3.30	74.80	78.10	3	36.27	0.50	4.97
	3-1	55.20	62.00	-1.90	78.10	80.00	4	22.90	0.78	24.52

II	3-4	55.20	38.53	3.30	78.10	74.80	3	22.90	0.50	4.97
	4-6	38.53	41.10	2.08	74.80	72.72	4	36.27	0.63	4.93
	6-5	41.10	42.40	-0.09	72.72	72.81	6	31.62	0.22	1.77
	5-3	42.40	55.20	-5.05	72.81	77.86	5	30.41	0.83	6.49

III	12-11	13.43	12.50	-3.29	80.4	83.69	12	66.92	0.88	6.93
	12-9	12.50	24.35	+2.44	83.69	81.25	11	71.19	0.74	13.08
	9-10	24.35	25.00	0.78	81.25	80.47	9	56.9	0.43	3.37
	10-11	25.00	13.48	-0.08	80.47	80.55	10	55.47	0.23	0.73

IV	10-7	25.00	42.87	-0.03	80.47	80.50	10	55.47	0.21	0.43
	7-8	42.87	39.40	0.03	80.50	80.47	7	37.63	0.26	0.93
	8-9	39.40	24.35	0.74	80.47	79.73	8	41.07	0.33	2.56
	9-10	24.35	25.00	-0.78	79.73	80.51	9	55.38	0.43	3.37

Remarque :

Vu que la zone "est" se situe à un niveau plus bas que celle de "l'ouest" et que la différence de niveau entre le réservoir et quelques points de cette zone, est très élevée, nous avons trouvé des pressions très grandes dépassant les 50 mètres.

Dans la partie inférieure de cette zone "est", on a quelques vitesses qui sont très petites, ce qui est inévitable. Dans les tronçons (12-11) (12-9), (9-10), (10-11) et (10-7) les pressions sont plus de 55 mètres.

Et dans les tronçons (6-5), (10-11), (10-7), et (7-8), les vitesses sont aux environs de 0,25 m/s, car ces tronçons sont à la fin du R. Distrib.

III.4 - CHOIX DU TYPE DES TUYAUX :

Lors de notre projet toutes les canalisations ont été prises en acier pour diverses raisons.

- . Les tuyaux en acier sont très économiques, solides et résistants.
- . Ils sont disponibles au marché.
- . Ne demandent pas de dispositions spéciales lors du transport et la mise en tranchée.
- . Peuvent être supportés des pressions très élevées, (surtout notre cas).

.../...

## C H A P I T R E    I V

-o-o-o-o-

### IV - ORGANES ACCESSOIRES

- 1) Robinets - Vannes
- 2) Ventouses
- 3) Bouches d'incendie
- 4) Réducteurs de pression
- 5) Robinets de décharge

IV - ORGANES ACCESSOIRES :

La canalisation de "La Montagne" exigera divers organes accessoires, dont les principaux sont :

1) Robinets - Vannes

Ils permettent l'isolement des divers tronçons du réseau, afin de pouvoir effectuer d'éventuelles réparations, et de régler les débits.

Ils sont disposés à chaque noeud.

2) Ventouses

Pour éviter la présence d'air dans les conduites qui peut provoquer des perturbations de l'écoulement et parfois même la détérioration de la canalisation, nous prévoyons des ventouses aux points 1, 3, 5, 6 et 7 qui sont les points les plus hauts.

3) Bouches d'incendie

Vu qu'il n'y a pas d'industries, seulement des agglomérations telles que les écoles, immeubles etc..., nous placerons des bouches d'incendie, espacées de 150 à 200 mètres l'une de l'autre, assurant des pressions plus de 10 mètres.

Elles sont installées aux bordures des trottoirs, et aux points 1 et 3 dont les pressions sont faibles.

4) Réducteurs de pression

Les réducteurs de pression sont utilisés pour permettre l'alimentation d'une partie de basse pression à partir d'un étage à pression sensiblement élevée.

Les pressions des points 12, 11, 9, 10 et 9 qui sont respectivement 66,92 m, 71,19 m, 56,9 m, 55,47 m et 55,38 m, sont très élevées.

Pour cela, on place à ces endroits des réducteurs de pression.

Un réducteur de pression comporte toujours un clapet mobile et un ou plusieurs ressorts de compressions, réglables, agissant sur le clapet dans le sens de l'ouverture.

5) Robinetts de décharge

Ils sont placés au niveau des points 2 et 4 qui sont les plus bas de la zone "ouest", et aux points 11 et 12 de la Zone "Est".

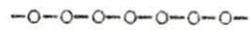
On les place dans ces points les plus bas afin de faciliter le vidange des conduites pouvant être entartrées par des dépôts provenant du sein des eaux usées.

Pour le raccordement divers, on a utilisé :

- Les cônes de réduction permettant le raccordement de différents diamètres.
- Les tés : ils sont placés à chaque ramification.
- Les coudes : permettant le changement de direction.

Voir schéma. (II)

C H A P I T R E V



V.1 - POSE DES CONDUITES EN TRANCHEE

V.2 - TRAVERSEE DES ROUTES

V.3 - DESINFECTIION DES CONDUITES

V.1 - POSE DES CONDUITES EN TRANCHEE :

La pose des conduites s'effectue dans les tranchées de longueur suffisantes afin que l'ouvrier puisse y disposer les tuyaux commodement.

La pose s'effectue par tronçons successifs en commençant par les points les plus hauts de manière à s'assurer, s'il y a lieu d'écoulement naturel des eaux d'infiltration, la largeur de la tranchée est en fonction du diamètre de la conduite, on laissera 30 centimètres d'espace de chaque côté de la conduite  $B = D + 2.0,30$ .

La profondeur du tranchée (H) varie en fonction du diamètre de plus, elle est choisie de façon à protéger la conduite contre les sollicitations des charges mobiles.

$$H = D + h1 + hL$$

où D = Diamètre de la conduite

h1 = hauteur de la génératrice supérieur de la conduite à la surface qui est prise égale à 1 m.

hL = épaisseur du lit de pose, prise égale à 0,20 mètres.

- remblai de la tranchée :

Nous préconisons un remblai de sable en terre tamisée qui sera damé et arrosé par couches jusqu'à 30 cm au delà de la conduite.

V.2 - TRAVERSEE DES ROUTES :

Pour les traversées des routes qui peuvent amener des ruptures et par conséquent, des infiltrations nuisibles à la conduite, comme à la route.

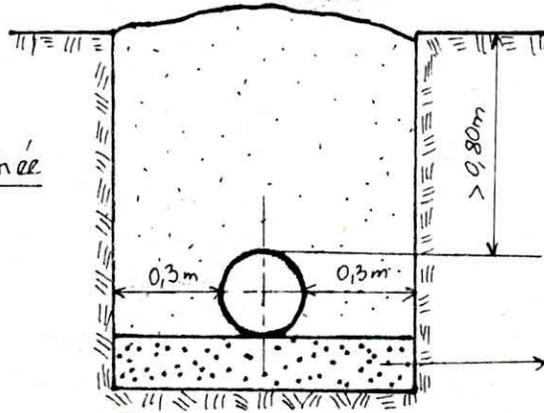
Pour éviter toute dégradation de la conduite dans le cas, où on est contraint à pratiquer une traversée de route, on prévoit une gaine (Buses) de diamètre supérieur , dans laquelle est introduite la conduite dans le but de la protéger des chocs et des vibrations.

V.3 - DESINFECTION DES CONDUITES :

Avant la livraison de l'eau à la consommation publique, il sera recommandé de procéder à la désinfection des conduites suivant les instructions du laboratoire, les eaux doivent être traitées avant d'être distribuées.

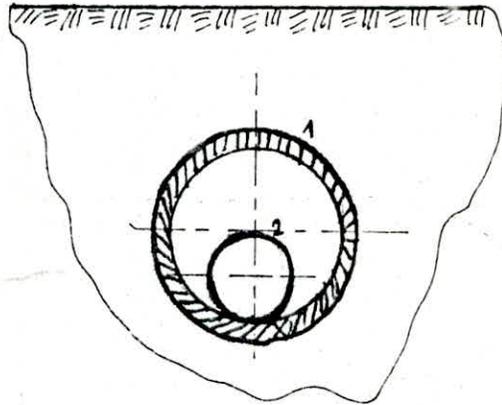
.../...

Pose en tranchée



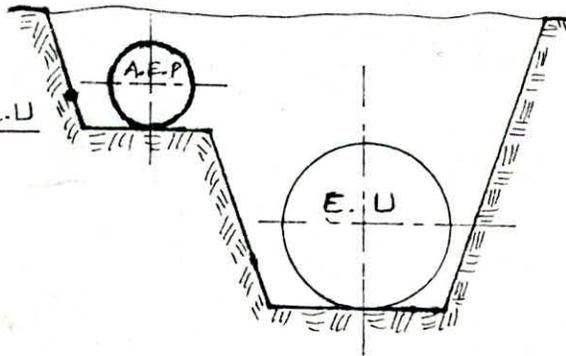
lit de pose purgé de grosses pierres.

Traversée d'une route  
au moyen d'une  
gaine en béton

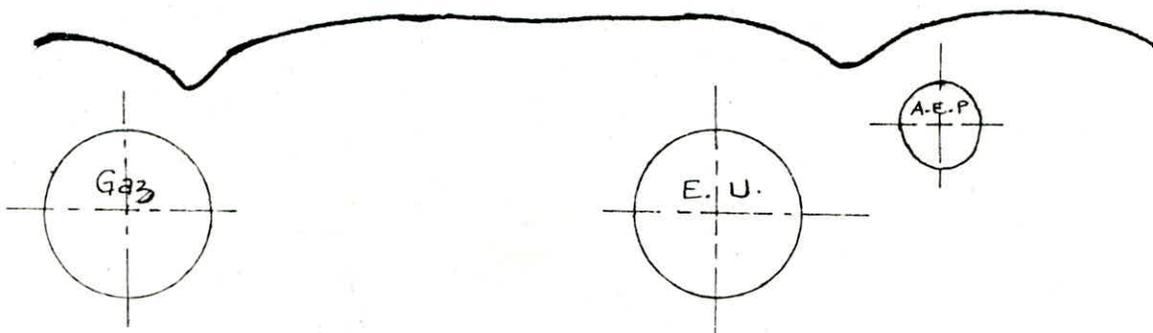


1. Gaine en béton
2. Conduite.

Pose à proximité  
d'une conduite D'E.U



Profil Type de la pose des conduites.



C H A P I T R E VI

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

VI.1 - PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LA CORROSION

VI.2 - PROTECTION EXTERNE

VI.3 - PROTECTION INTERNE

## VI.1 - PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LA CORROSION :

L'utilisation des canalisations en acier (notre cas) représente un nombre considérable d'avantages, cependant, la sensibilité de l'acier à la corrosion nécessite un examen judicieux des causes chimiques et électrochimiques de ce phénomène.

L'acier non protégé, au contact avec l'eau se trouve normalement corrodé.

## VI.2 - PROTECTION EXTERNE :

1) Les conduites doivent être convenablement revêtues d'une enveloppe en laine de verre et de bitume. Cet enrobage doit être continu, de façon à englober les joints et les cônes de raccordement.

2) Protection cathodique :

a) Protection cathodique par soutirage de courant :

Elle consiste, à partir d'une source électrique de courant continu (alternatif redressé), à relier la conduite à la borne négative et mettre une pièce métallique dans un milieu humide après avoir relié à la borne **positive**

b) Protection par anode réactive :

La protection est assurée lorsque le potentiel de la conduite est plus négatif que celui du milieu électrolyte en contact.

Pour provoquer la chute du potentiel de l'acier, on relie la conduite au pôle négatif d'un métal plus électro-négatif que l'acier.

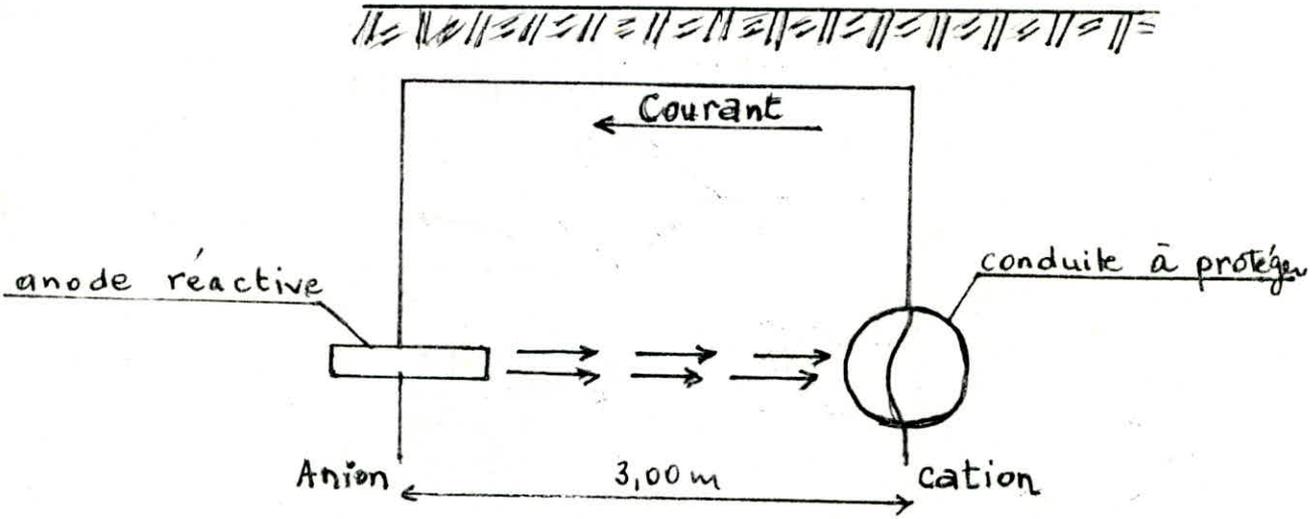
La protection par anode réactive consiste à relier, de place en place, la conduite à une plaque de métal très électro-négatif, de façon à former des piles où la conduite joue le rôle de la cathode.

VI.3 - PROTECTION INTERNE

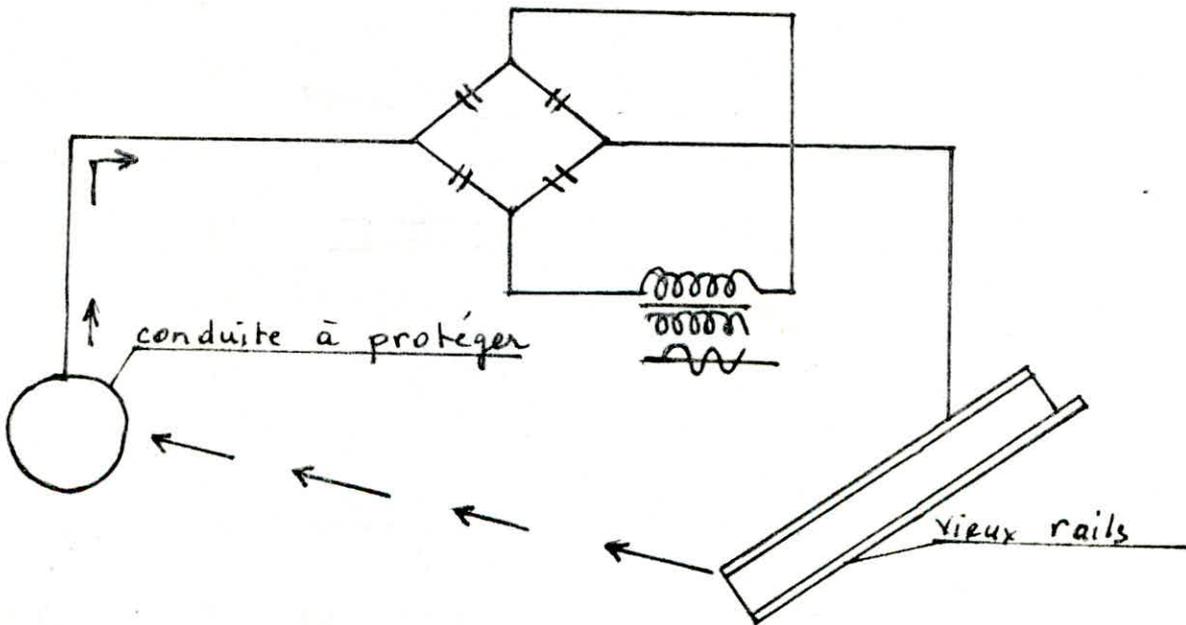
Les eaux naturelles ne sont pas pures, elles contiennent différents éléments chimiques qui peuvent provoquer la corrosion interne des conduites.

Pour remédier aux inconvénients, il est exigé un revêtement intérieur très soigné par un enduit bitumeux, ou par un autre enduit spécial.

# PROTECTION PAR ANODE REACTIVE



# PROTECTION PAR SOUTIRAGE DE COURANT.



# O M M A I R E



## DEUXIEME PARTIE

### ASSAINISSEMENT

CHAPITRES	Pages
<u>CHAPITRE I</u>	
I.1 - Introduction .....	1
I.2 - Présentation du site .....	1
I.3 - Principes de disposition et de construction du réseau .....	1
<u>CHAPITRE II      LES EAUX PLUVIALES</u>	
II.1 - Eaux de ruissellement .....	43
II.2 - Eaux usées .....	44
II.3 - Dimensionnement des collecteurs principaux .....	44 à 52
<u>CHAPITRE III     CALCUL DU DEVERSOIR D'ORAGE</u>	
1) Données de bases .....	53 à 54
2) Calcul du déversement .....	54 à 56
<u>CHAPITRE IV</u>	
IV.1 - Les ouvrages principaux .....	57
2 - Les ouvrages annexes .....	57
2.2 - Les regards de visite .....	57
2.3 - Déversoir d'orage .....	57
2.4 - Dégrilleurs .....	58
2.5 - Bouches d'égouts .....	58

(Suite Sommaire)

2ème Partie

CHAPITRES	Pages
<u>CHAPITRE V</u>	<u>POSTE DE RELEVEMENT</u>
1. But principal de la station de relevage .....	60
2. Choix des pompes .....	60
3. Choix du type de vis .....	61 à 62
4. Caractéristiques de la station .....	63
5. Bassin de retenue .....	64
5.1 - Objet .....	64
5.2 - Type de bassin et disposition d'ensemble .....	64
5.3 - Calcul du volume du bassin .....	64 à 65
5.4 - Dimensionnement du bassin .....	65 à 67
5.5 - Détermination du rendement de la station de relevage .....	68
5.6 - Puissance de la pompe à vis d'Archimède .....	68 à 70
6. Station de relevage .....	71
6.1 - Pompes .....	71
6.1.a - Pompes centrifuges .....	71
6.1.b - La bêche d'aspiration .....	72
6.2 - Choix des pompes .....	73
a) Durée de pompage .....	73
b) Etapes de calcul .....	73 à 75
6.3 - Point de fonctionnement .....	76 à 77
6.3.1 - 1ère variante	
6.3.2 - 2ème variante	

## CHAPITRE I.

### I - INTRODUCTION

L'assainissement est une technique qui consiste à évacuer , par voie hydraulique au plus bas prix et le plus rapidement possible , les eaux des agglomérations et les eaux pluviales dans des conditions satisfaisantes pour la santé publique et la protection de l'environnement.

### I - 2 PRESENTATION DU SITE

Vu que le périmètre d'urbanisme de la ZHUN de la montagne " renferme deux petits bassins limités par Oued-Ouchaia, le premier situé à l'Oued, le second à l'Est, nous avons proposé l'emplacement de deux collecteurs principaux dans le premier bassin .

Ces deux collecteurs vont se rejoindre dans le point 3 formant ainsi un seul collecteur qui sera reconduit vers l'Oued.

Pour le second bassin , nous placeront un seul collecteur principal.

### I - 3 PRINCIPES DE DISPOSITION ET DE CONSTRUCTION DU RESEAU

Nous avons choisi un réseau d'assainissement unitaire .

Ce type de réseau prévoit l'évacuation en commun et dans la même conduite les eaux usées domestiques et les eaux de ruissellement.

Cette évacuation doit se faire généralement par gravité, dans la zone Est la Topographie des lieux nous permet pas d'évacuer les eaux gravitainement , pour ça on fait appelé au station de relevage.

## CHAPITRE II.

### - LES EAUX PLUVIALES -

#### II - 1 EAUX DE RUISSELLEMENT

En raison de l'anisotropie du terrain naturel, les eaux de pluie qui tombent diffèrent par rapport à la proportion qui ruisselle.

Toutes ces eaux seront recueillies par des égouts collecteurs qui longent les rues principales de la ville, excepté la quantité s'évaporait s'infiltrant dans ce sol, de ce fait, il apparait la notion du coefficient de ruissellement.

Coefficient de ruissellement:

C'est le rapport du volume d'eau qui ruisselle d'une surface au volume d'eau tombé sur celle-ci. Dans notre projet, nous avons pris en considération les coefficients de ruissellement des toits, des routes goudronnées, et des terres cultivées.

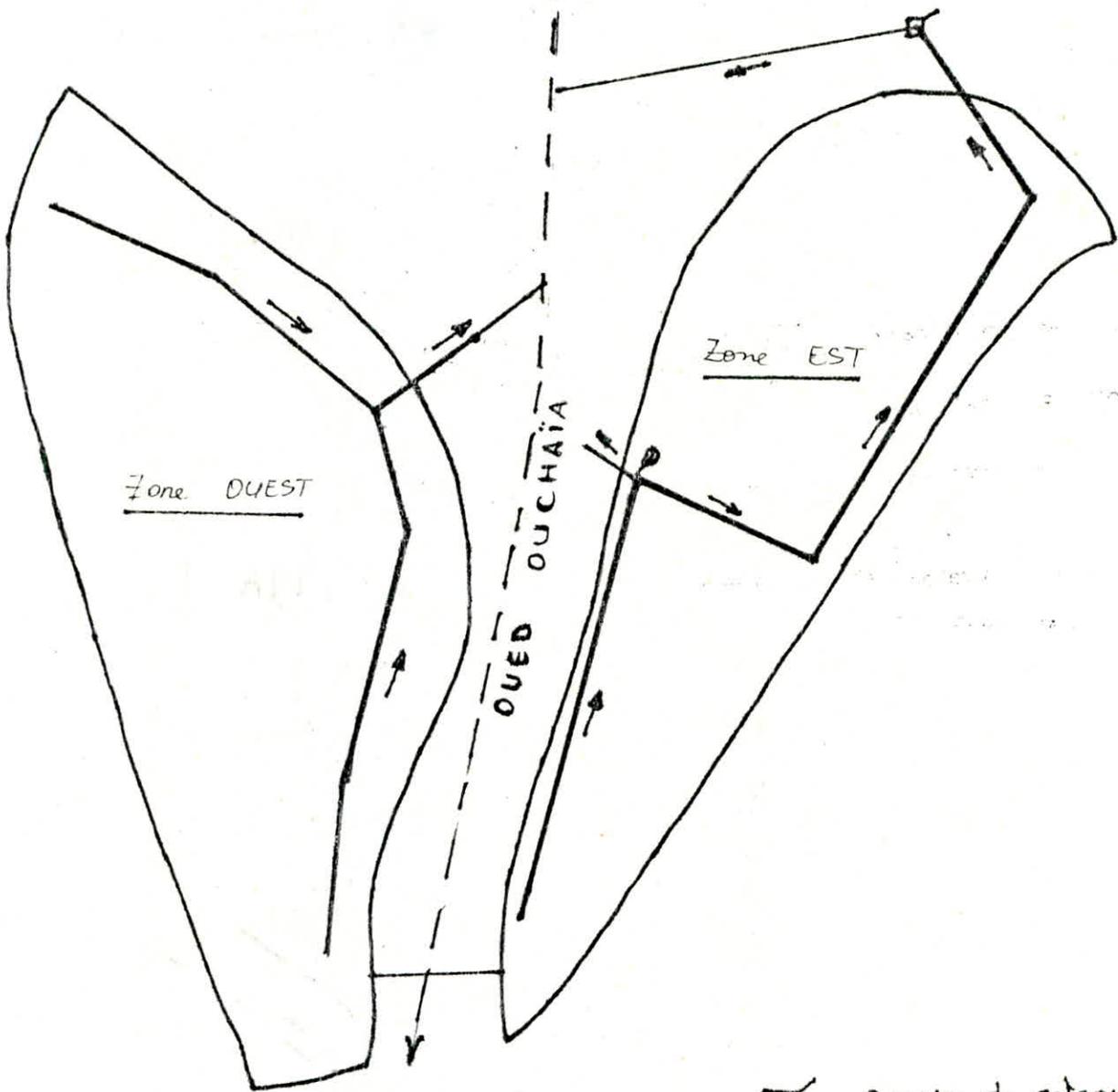
Toits :  $c = 0,9$

Routes Goudronnées : 0,8

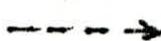
Terres cultivées : 0,2

# PLAN DU RÉSEAU D'ASSAINISSEMENT.

collecteurs principaux.



vers oued  
EL-HARRACH

-  Bassin de retenue
-  Deversoir d'orage
-  collecteur principale
-  collecteur principale de oued ouchaïa.

II.2 - LES EAUX USEES -

En se basant sur les résultats acquis en A.E.P, les débits de pointe de la zone OUEST et de la Zone EST sont respectivement de 49,68 l / s et 24,59 l / s. Ces résultats sont pour l'horizon 2015.

80 % de la consommation en eau potable sera évacuée par le réseau d'égout.

Donc le débit des pointes des eaux usées sera :

- Pour la Zone OUEST

$$Q_u = 49,68 \cdot 0,8 = 39,744 \text{ l/s.}$$

- Pour la Zone EST :

$$Q_u = 24,59 \cdot 0,8 = 19,672 \text{ l/s.}$$

Le calcul du débit spécifique des eaux usées se fait moyennant la formule suivante :

$$q_{sp} = Q_u / L \quad ( \text{e/s. m} )$$

où L est la longueur totale du collecteur .

Et pour le calcul des débits des eaux usées de chaque tronçon, nous multiplions le débit spécifique  $q_{sp}$  par chaque longueur de ce tronçon.

$$Q_{u_i} = q_{sp} \cdot l_i \quad [ \text{l/s} ]$$

- DIMENSIONNEMENT DES COLLECTEURS PRINCIPAUX -

II.3 Methode de calcul . ( voir tableaux ).

Nos calculs sont récapitulés dans un tableau de 26 colonnes réparties comme suit . ( Voir tableaux ).

- Colonne 1 : Numérotation des tronçons
- " 2 : Numéros des points d'apport.
  - " 3 : Aires des bassins versant en (ha )
  - " 4 : Coefficient moyen de ruissellement de chaque bassin
  - " 5 : Intensité de pluie ( Eps./ ha )
  - " 6 : Débits de pluie, obtenus par multiplication des colonnes (3.4.5)
  - " 7 : Débits des eaux usées domestiques (Eps).
  - " 8 : Débits des eaux usées industrielles ( l/ s )
  - " 9 : Débits totaux des eaux usées ( colonne 7 + 8 ) ( l/ s ).
  - " 10 : Comme des eaux usées et pluviales ( l/s )
  - " 11 : Cumul des débits totaux de la colonne 10 ( l/s )
  - " 12 : Longueurs des tronçons ( m ).
  - " 13 : Côtes amont du terrain ( m ).
  - " 14 : Côtes aval du terrain ( m ).
  - " 15 : Côtes amont du radier ( m ).
  - " 16 : Côtes aval du radier ( m ).
  - " 17 : Pentes du radier ( % )
  - " 18 : Diamètres  $\emptyset$  déduits à partir de l'abaque  
( Annexe VII la collecte ) tenant compte des résultats des colonnes 11 et 17. (Mm ).

.../..

- Colonne 19 : Débits en pleine section obtenue d'après l'abaque ( Annexe VII , la collecte ) en fonction des colonnes 17 et 18 / l/s /.
- " 20 : Vitesses en pleine section en (m/s ), déduites de la même façon de celle de la colonne 19.
- " 21 : Rapport des débits d'eaux usées cumulées et des débits en pleine section.
- " 22 : Rapport de la hauteur de remplissage à partir de l'abaque (Annexe X , la collecte ), en fonction de la colonne 21.
- " 23 : Rapport des vitesses , s'obtient de la même façon que la colonne précédente.
- " 24 : Hauteurs de remplissage en (m), le produit des colonnes 18 et 22.
- " 25 : Vitesses en (m) résultant du produit des colonnes 20 et 23.
- " 26 : Ses vitesses de l'eau pour le dixième du débit à pleine section ( d'après l'annexe X, pour un rapport des débits 0,1, le rapport des vitesses est de : 0,6 ).  
Cette colonne se déduit de la colonne 20 multipliée par 0,6.

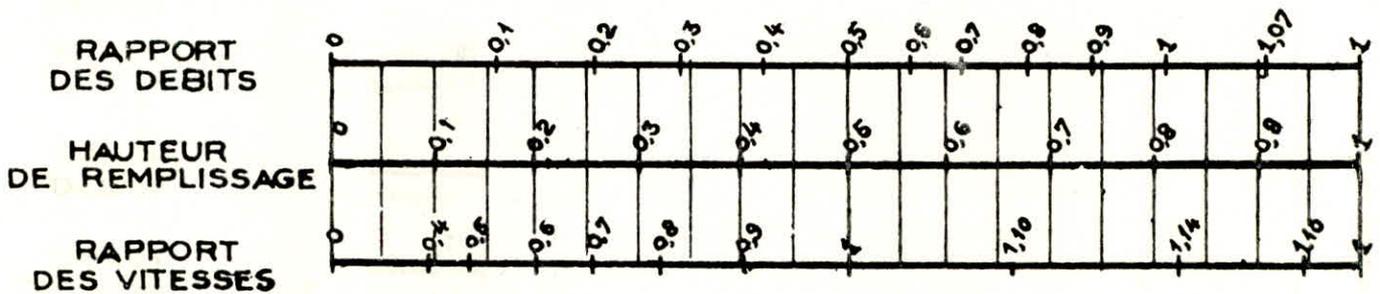
Remarque :

D'après les calculs des tableaux précédents , les vitesses obtenues sont comprises dans la gamme admissible des vitesses (0,6 ÷ 4 m /s ).  
0,6 m /s étant la vitesse fixée pour l'autocurage .  
4 m /s étant la vitesse limite pour éviter la par les matières transportés.

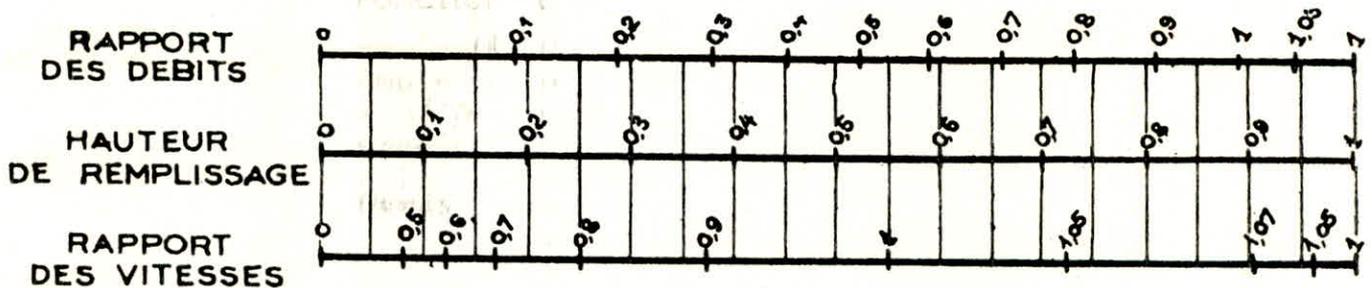
ANNEXE X

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES  
EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE  
(d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires



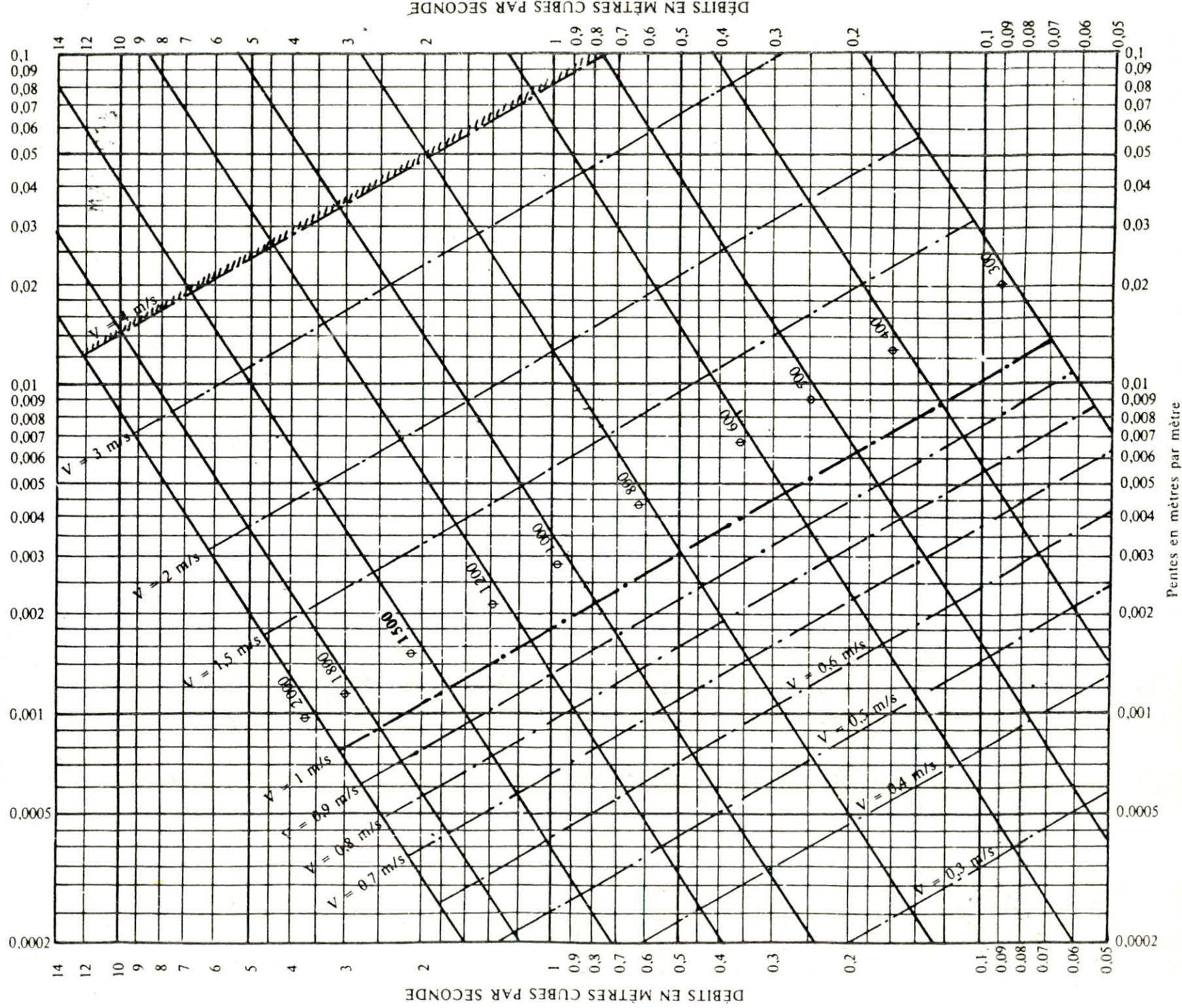
b) Ouvrages ovoïdes normalisés



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

ANNEXE VII

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



## CALCUL DES SURFACES "Zone-Ouest"

Trançons	Longueur L(m)	Point d'Appont	Surfaces				Surfaces réduites			coeff. de Ruissellement "C"		
			BASSINS	Toits	Routes	Restants	Toits	Routes	Restants	0,9	0,8	0,2
1-2	330	1	1,38	-	0,132	1,248	-	0,132	1,248	4	1	4
2-3	120	2	1,52	0,833	0,048	0,639	0,833	0,18	1,887	4	1	4
6-5	250	6	4,9	1,987	0,588	2,325	1,987	0,588	2,325	4	1	4
5-4	120	5	4,1	2,945	0,300	0,855	4,932	0,888	3,180	4	1	4
4-3	270	4	6,90	4,157	0,486	2,257	9,089	1,374	5,437	4	4	4
3-0	150	3	18,80	-	-	-	9,922	2,554	7,324	4	4	4

# Dimensionnement des Collecteurs principaux "Zone Ouest"

Tronçons	Points d'apport	Aires	coefficient de ruissellement "C"	Intensité des pluies	Débits pluvieux $Q_p = C.i.A$	EAUX USÉES			Débits Totaux		Longueur des tronçons	Cotes du sol	
						Domest.	Indust.	Totales	$Q = Q_p + Q_u$	Cumulés		Amont	Aval
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
		ha		l/s/ha	l/s	l/s	l/s	l/s	l/s	l/s	m	m	m
1-2	1	1,38	0,26	180,00	64,584	12,033	—	12,033	76,617	76,617	330	62,00	47,61
2-3	2	4,52	0,84	"	229,824	4,375	—	4,375	234,199	310,816	120	47,60	37,5
6-5	6	4,90	0,55	"	485,10	9,116	—	9,116	494,216	494,216	250	41,10	38,4
5-4	5	4,10	1,41	"	1040,58	4,375	—	4,375	1044,95	1539,166	120	38,53	37,4
4-3	4	6,90	1,496	"	1858,032	9,845	—	9,845	1867,877	3407,043	270	37,15	37,5
3-0 <sub>u</sub>	3	—	—	"	—	—	—	—	—	3717,859	150	37,50	35,0

Côtes du radier		Pentes	Diamètres	Pleine Section		$r_Q = \frac{Q}{Q_{ps}}$	$r_H$	$r_V$	$H = D \cdot r_H$	$V = V_{ps} \cdot r_V$	Vites de l'e pour $9,6 V_f$
Amont	Aval			$Q_{ps}$	$V_{ps}$						
15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26
m	m	%	mm	l/s	m/s	-	-	-	mm	-	m/s
58,00	46,10	36	300	120	1,50	0,64	0,58	1,05	174	1,575	0,94
46,10	36,00	55	400	320	2,00	0,97	0,79	1,135	316	2,95	1,77
39,60	36,03	14,3	800	900	1,81	0,51	0,50	1,00	400	1,81	1,00
36,03	33,15	24,0	1000	2600	3,20	0,59	0,55	1,03	550	3,296	1,97
33,15	32,00	7,9	1500	4500	2,60	0,757	0,63	1,05	945	2,73	2,29
32,00	30,00	13,3	1500	5650	3,50	0,36	0,38	0,88	570	3,08	2,10

# Calcul des Surfaces - "Zone - Est"

Trançons	Longueurs	Points d'Appart	Surfaces				Surfaces réduites			coeff de ruissellement "c"		
			Bassins A.	Toits	Routes	Restantes	Toits	Routes	Restantes			
7-8	170	7	2,05	1,05	0,258	0,742	0,945	0,1034	0,148	0,9	0,8	0,2
8-9	205	8	0,85	0,595	0,080	0,175	0,536	0,032	0,035	"	"	"
9-10	75	9	0,80	0,36	0,030	0,41	0,324	0,012	0,082	"	"	"
10-11	200	10	6,80	1,82	0,384	4,596	1,638	0,154	0,919	"	"	"
11-12	165	11	3,03	0,48	0,22	2,33	0,432	0,088	0,466	"	"	"
12-13	195	12	2,70	1,89	0,145	0,66	1,701	0,058	0,132	"	"	"
13-14	200	13	1,80	1,00	0,080	0,72	0,900	0,032	0,144	"	"	"
14-0	500	14								"	"	"

# Dimensionnement du Collecteur Principale "Zone Est"

Trançons	Points d'Appart	Aires "A" ha	Coeff de ruissellement "C" %	Intensité des PLUIES "I" l/a/ha	Débits Pluviaux Qp = C.I.A l/a	EAUX . USÉES			Débits totaux		longueurs (m)	Côtes SOL	
						Domestique l/a	Industrielle l/a	TOTALES l/a	Qp+Qd+Qu l/a	cumulés l/a		AMONT (m)	AVAL (m)
m)		ha		l/a/ha	l/a	l/a	l/a	l/a	l/a	l/a	(m)	(m)	(m)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
7-8	7	2,05	0,634	180,00	233,946	2,763	-	2,763	236,709	236,709	170	42,87	39,40
8-9	8	0,85	0,746	"	114,138	3,332	-	3,332	117,47	354,179	205	39,40	29,35
9-10	9	0,80	0,772	"	111,168	1,219	-	1,219	112,387	466,566 (36,57)	75	29,35	25,00
10-11	10	6,80	0,421	"	515,304	3,251	-	3,251	518,555	555,125	200	25,00	24,35
11-12	11	3,03	0,354	"	193,071	2,682	-	2,682	195,753	750,878	165	24,35	17,20
12-13	12	2,70	0,721	"	350,406	3,170	-	3,170	354,976	1104,454	195	17,20	13,48
13-14	13	1,80	0,615	"	199,26	3,250	-	3,250	202,51	1306,964	200	13,48	12,50
14-0	14			"						1306,964			

Cotes du radier		Pentes %	D (mm)	Pleine section		$r_Q = \frac{Q}{Q_{ps}}$	$r_H$	$r_V$	$H = D \cdot r_H$	$V = V_{ps} \cdot r_V$	Vitesse Pour $0,6 V_{ps}$
AMONT	AVAL			$Q_{ps}$ ( $\frac{m^3}{s}$ )	$V_{ps}$ ( $\frac{m}{s}$ )						
15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26
40,35	36,90	20,3	500	345	1,57	0,686	0,60	1,06	300	1,664	0,998
34,40	27,65	32,00	500	420	2,30	0,843	0,70	1,12	350	2,576	1,545
25,35	23,00	31,00	300	135	1,80	0,27	0,33	0,8	99	1,44	1,08
23,00	21,85	5,75	800	630	1,60	0,881	0,72	1,12	576	1,792	1,075
21,85	15,20	40,3	600	810	2,92	0,927	0,76	1,13	456	3,299	1,972
15,20	10,98	21,0	800	1160	2,30	0,952	0,77	1,13	616	2,599	1,56
10,98	9,5	7,4	1000	1420	1,85	0,920	0,75	1,09	750	2,0165	1,11

III - CALCUL DU DEVERSOIR D'ORAGE -

1) - Données de Base :

- Diamètre de l'égout collecteur débouchant dans l'ouvrage est de : 500 Mm/
- Pente = 0,456 = 45,6 %
- Débit de temps de pluie = l/s. 466,566
- Débit de temps sec = 7,314 l/s.
- $Q_{T 24} = 4,876$  l/s.
- Débit par temps sec pendant la journée ( petite Ville ) =  $Q_{T 16}$ .

$$Q_{T 16} = Q_{T 24} \times \frac{16}{24} = 7,314 \text{ l/s}$$

Nous avons estimé que quand la silution, sera égale à 5 ( une partie d'eau usée contre quatre parties d'eau pluviale ), est atteinte par rapport de temps sec (  $Q_{T 16}$  ), ces eaux ne sont plus polluantes et peuvent être rejetées sans crainte dans la nature .

a)- Alors le débit allant vers la suite du collecteur principal  $Q_c$  sera égal à :

$$Q_c = 7,314 + 7,314 \cdot 4 = 36,57 \text{ l/s.}$$

Et le débit allant vers la nature  $Q_0$  sera égale à :

$$Q_0 = 466,566 - 36,57 = 429,996 \text{ l/s.}$$

b) - Calcul du niveau d'eau dans le tuyau d'arrivage (  $\emptyset$  500 )

- Par le débit de temps de pluie

$$\frac{Q_T}{Q_V} = \frac{466,566}{530} = 0,88 \quad \text{ht} = 88 \% \quad \text{" ht} = 80 \%$$

La hauteur de remplissage est :

$$0,80 \cdot 500 = 400 \text{ m}$$

- Par 5 fois le débit de temps sec

$$\frac{Q_T}{Q_V} = \frac{36,57}{530} = 0,069 \quad \text{ht} = 10 \%$$

La hauteur de remplissage sera donc

$$0,10 \cdot 500 = 50 \text{ mm}$$

## 2)- CALCUL DU DEVERSEMENT

D'après la formule de KINDSVATER et Carter par les mesures des débits à l'aide de deversoirs rectangulaires à crête Mince .

( Avec ou sans contraction laterale ).

La formule est :  $Q_d = 2/3 \cdot 11 b \cdot \sqrt{2g} h^{1,5}$

$$d'où b = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q_d}{11 \sqrt{2g} h^{1,5}}$$

$$\text{avec } Q_d = 429,996$$

.../...

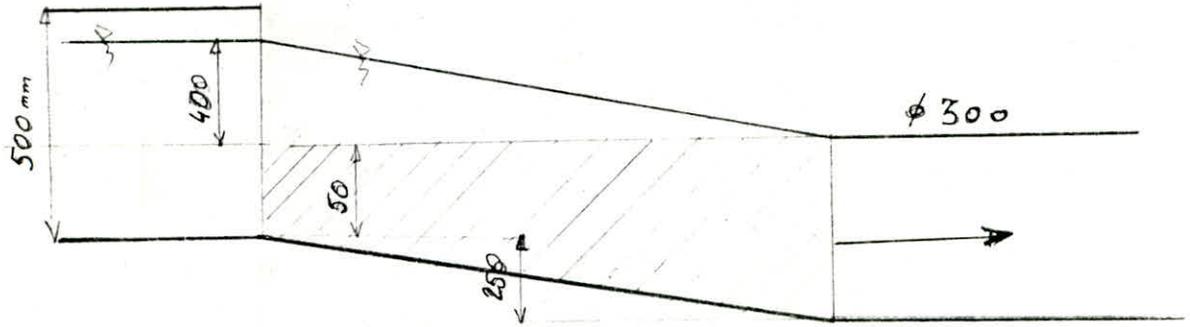
$U = 0,6$  . ( pour le seuil du deversoir ).

$h =$  hauteur deversoir  $400 - 50 = 350$  Mm

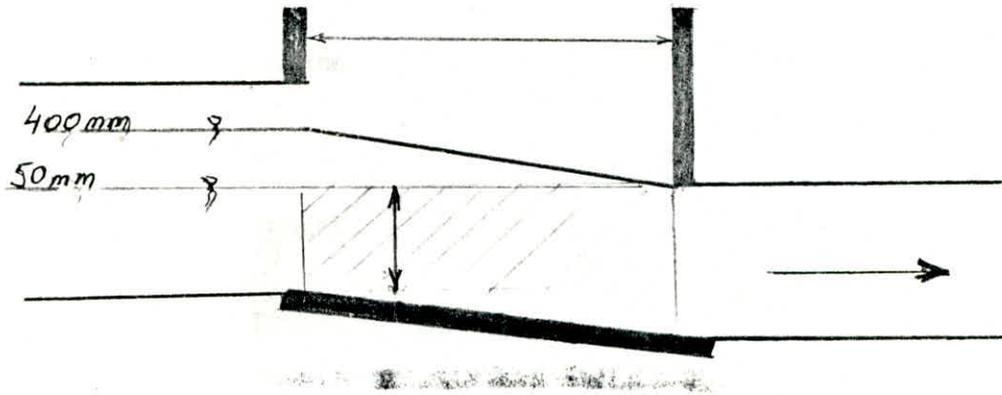
Tout calcul fait  $b = 1,172$ .

Par mesure de sécurité on augmente la valeur de 70 %

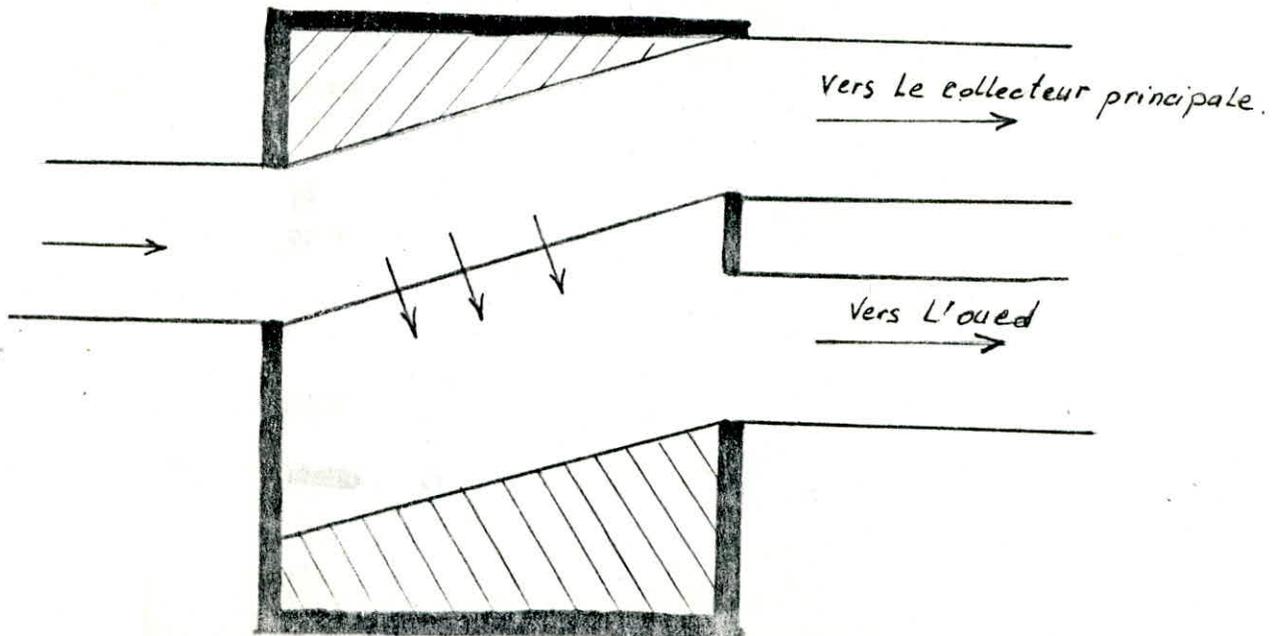
$b = 2$  m.



Coupe transversale du deversoir d'orage



Coupe horizontale du deversoir d'orage



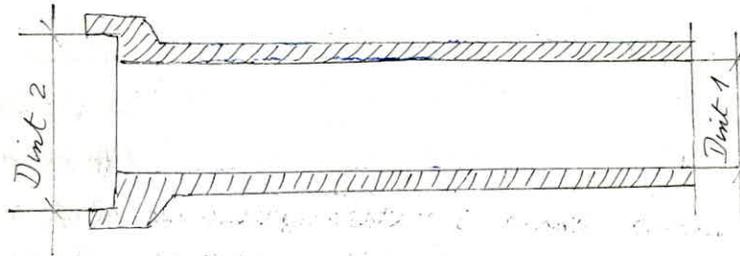
## C H A P I T R E IV

Eléments constitutifs du réseau d'égoûts.

Ses éléments constitutifs du réseau d'égoûts se subdivisent en ouvrages principaux et ouvrages annexes.

### IV - 1 : OUVRAGES PRINCIPAUX

Ils comprennent les tuyaux cylindriques ou ovoïdes préfabriqués normalisés. Pour notre étude, nous avons préconisé des tuyaux cylindriques en béton armé, car ils sont très résistants aux charges permanentes et peuvent avoir des diamètres de 300 à 3000 mm et des longueurs jusqu'à 5 mètres.



a)- Tuyau à enboîtement à épaulement.

### IV - 2 : LES OUVRAGES ANNEXES

#### IV- 2-1 : Les regards de visite .

les divers tronçons des collecteurs seront équipés de regards disposés tous les 50 m, en vue de la surveillance, de la ventilation et du nettoyage du réseau d'assainissement. Comme ils peuvent être placés dans chaque cas de changement de direction, aux points de fonction ou aux points de chute.

Voir Fig IV-2-1

#### IV-2-2 : Les regards de chute

Ce type de regards, nous l'avons utilisé là où les pentes sont considérables. Ces regards sont représentés dans les Fig IV-2- 2 -a et IV-2-2-b

#### IV-2-3 : Deversoir d'orage :

Le déversoir d'orage est un ouvrage destiné à laisser passer, en direction d'un escutoire naturel, une fraction du débit d'orage .

.../..

IV-2-4 : DEGRILLEURS :

Ils sont destinés à retenir les déchets les plus lourds transités par les eaux d'égoûts .

IV-2-5 : BOUCHES D'EGOUTS :

Elles servent à l'absorbtion des eaux de surface des rues et des trottoirs garantissant une meilleure aération du réseau.

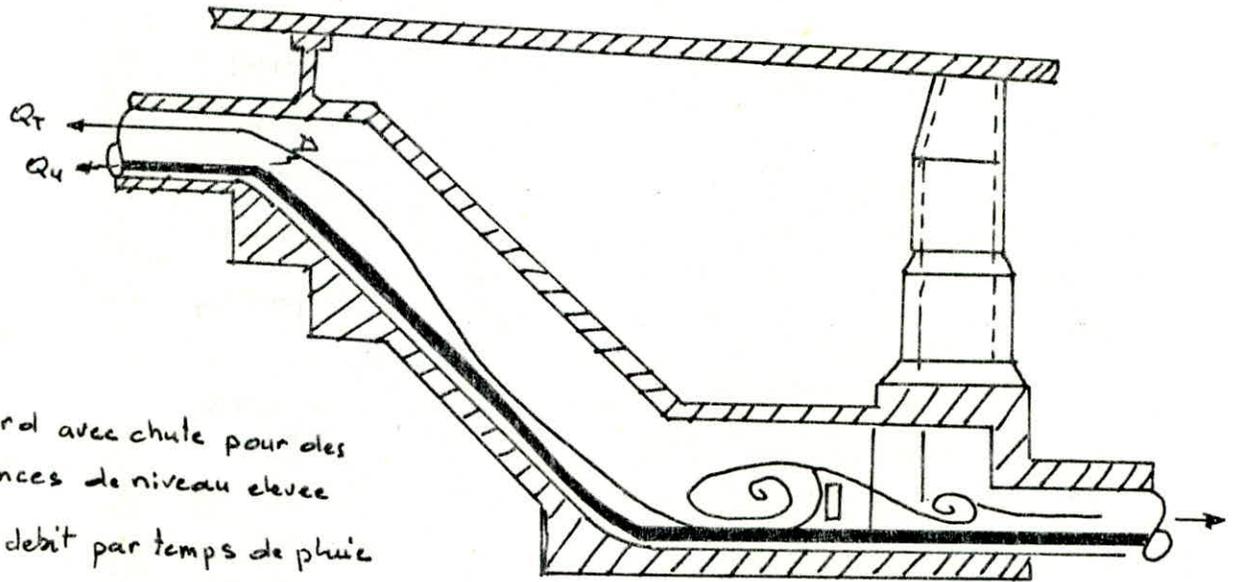


Fig IV.2.2.a

Regard avec chute pour des  
différences de niveau élevée  
-  $Q_r$  = débit par temps de pluie  
 $Q_u$  = débit par temps sec  
■ écoulement par temps sec  
→ " " " pluie

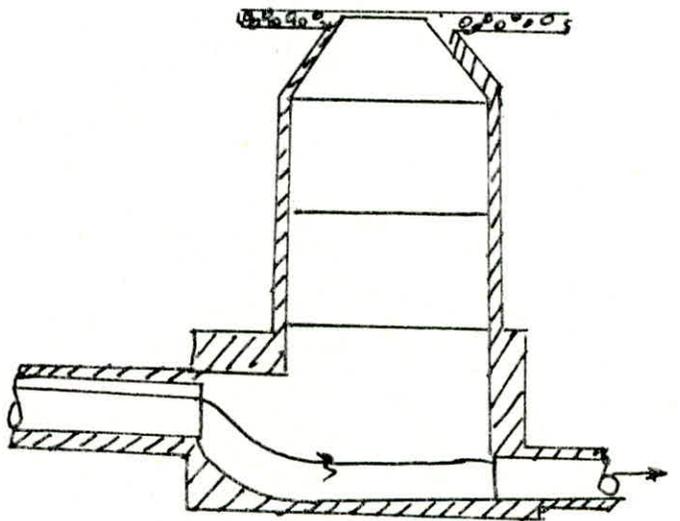


Fig IV.2.2.b.

regard avec différence de  
niveau faible.

- POSTES DE RELEVEMENT -

1 - BUT PRINCIPAL DE LA STATION DE RELEVAGE

La zone urbaine " la montagne " est divisée en 2 Parties par l'OUED -OUCHAIYA. Il y a la " Zone OUEST et la Zone EST .

Pour la Zone EST . Les canalisations de son réseau d'assainissement ont été tracées à contre pente . Vu . La situation Topographique de la Zone qui est irrégulière .

De ce fait, nous devons accumuler toutes les eaux , vers le point n° 12 se trouvant à 12,50 m N.G.A. puis relever ces eaux vers le point 13 se trouvant à 25 m N.G.A. et à la distance de 250 mg du point 12; de la l'écoulement se fera par gravité vers le collecteur principale de OUED-OUCHAIYA à 20 m NGA. et à la distance de 250 m.

IL est donc nécessaire de relever les eaux jusqu'à cette côte pour pouvoir les verser gravitairement dans le collecteur principal . Le relevement des eaux peut s'effectuer à l'aide de pompes à vis d'Archimede ou de Moto-Pompes

2 - CHOIX DES POMPES : Pour le relevement du débit pluvial , il n'est pas rentable d'utiliser des moto-pompes car leur exploitation serait mauvaise, vue la courte durée pendant laquelle elles fonctionneraient à pleine charge , pour ? il est préférable d'utiliser des pompes à vis d'Archimede, celles-ci tendent à et de plus en plus utilisées dans notre pays, pour des postes de relevement des eaux de grande ou de moindre importance.

3- CHOIX DU TYPE DE VIS

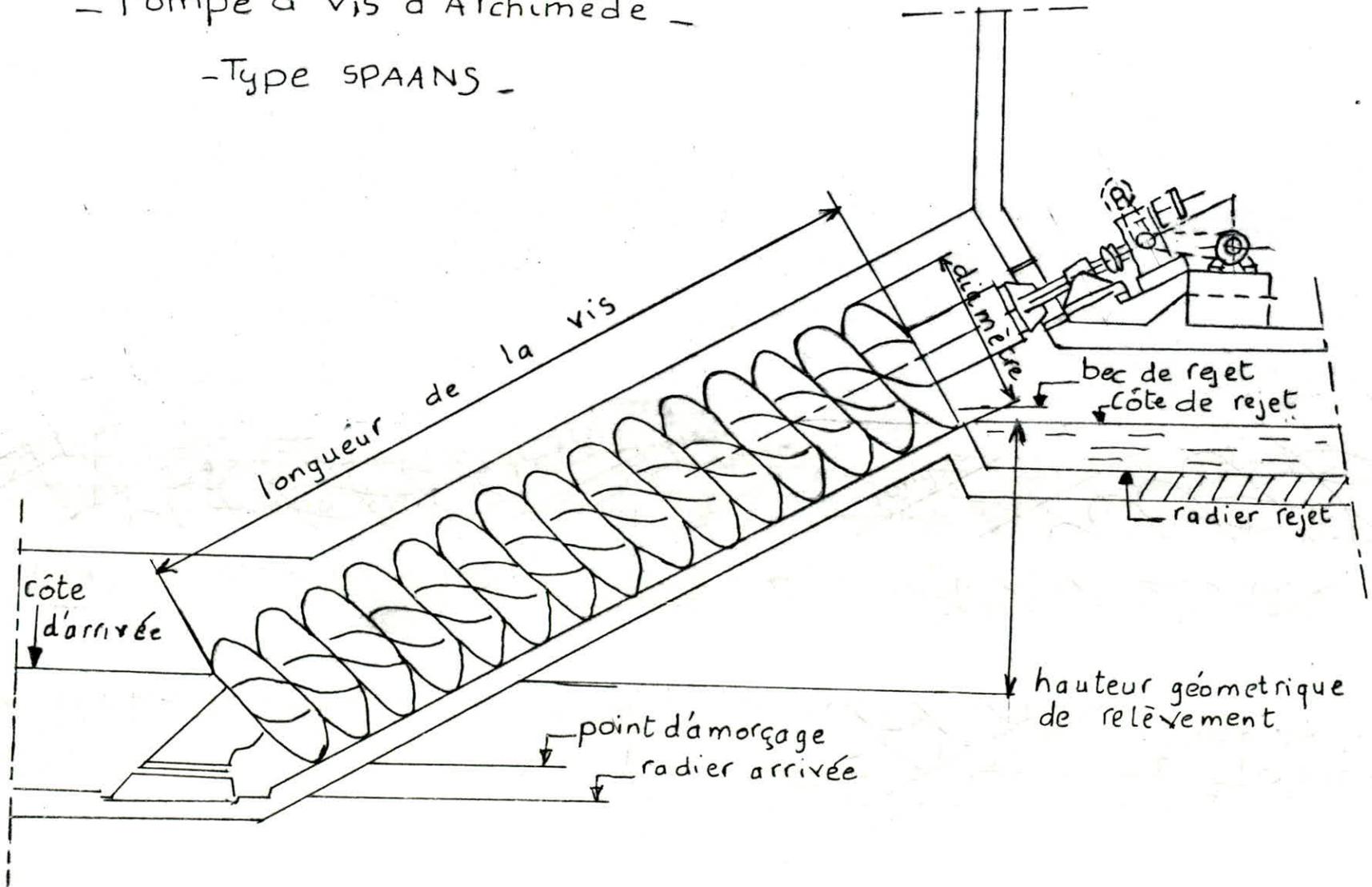
IL est propose des pompes à vis d'Archimede de type SPANNS, couramment utilisées dans le pays, et dont les débits approximatifs sont donnés par le tableau ci-dessous.

DIAMETRES (MM)	DEBITS (L/S)
380.....	25
500.....	50
650.....	75
750.....	100
900.....	150
1000.....	200
1200.....	300
1350.....	400
1500.....	500
1600.....	600
1800.....	800
2000.....	1000

Ce type de vis peut être livré pour les débits allant jusqu'à 6000 l/s.

- Pompe à vis d'Archimède -

- Type SPAANS -



#### 4 - CARACTERISTIQUE DE LA STATION

##### Hauteur de relevage

La hauteur de relevage Maximale  $H_r$  est prise égale à la différence entre la côte de la generatrice supérieure du collecteur principal de la Zone EST et celle du Radier SR.

$$25 \text{ m} - 12,50 = 12,50 \text{ m}$$

La différence étant trop importante 12,50 m, la Hauteur maximum pour une vis d'Archimede est de : 8 m ". puisque nous avons une longueur de 250 m . Nous devons utiliser 2 stations de relevage l'une sera située à la côte 11,50 m la 2°/ à 16,50 m

$$\text{donc } 1^\circ) \quad 16,50 \text{ m} - 11,50 = 5 \text{ m} = H_{rI}$$

$$2^\circ) \quad 21 \text{ m} - 16,50 = 5,50 \text{ m} = H_{rI}.$$

## V - BASSIN DE RETENUE :

### V-5 - 1) OBJET . /

Le but recherché lors de la construction d'un bassin de retenue peut se resumer en une meilleure adéquation entre, un réseau d'égout et son exutoire, et des débits d'orages qui restent par ailleurs exceptionnels. Le bassin de retenue est un bassin d'accumulation d'eaux pluviales. Il sert en effet, de régulateur, accumulant les flots provenant de l'Amont et les restituant vers l'aval progressivement. Ils agissent à la façon des barrages.

### 2) TYPE DE BASSIN ET DISPOSITION D'ENSEMBLE :

L'inutilité d'un bassin en eau, nous amène donc à choisir un bassin de type sec ; ceux-ci sont économiques et généralement vides, sauf pendant la période consécutive à un orage, qui doit pas exéder quelques jours .

Avec les égouts du système unitaire, les bassins contruit en béton sont fermés, le radier est disposé de telle sorte que lorsque l'on videra le bassin après la pluie, les boues éventuellement déposées puissent se trouver convenablement chassées pour l'écoulement de temps sec, il faut disposer une rigole traversant le bassin, il importe que les bassins de retenue fermés comportent une aération.

### V-5) CALCUL DU VOLUME DU BASSIN

Il a été remarqué au cours des observations pluviométrique . Sur le bassin versant de l'OUED-EL-HARRACH est de : 100 m / h . pluie exceptionnelle.

Pour notre cas la pluie pour laquelle, le réseau d'égout à été dimensionné correspond à un débit moyen de 180 l / s / ha.

.../...

Pour une durée de 15 minutes ( plus courte pluie prise en compte ).  
Ce qui correspond à un volume d'eau ruisselant sur une surface de  
100 ha bien imperméabilisée de :

$$V_T = 180 \times 0,9 \times 100 \times 60 \times 15 = 14,58 \text{ m}^3$$

$$V_T = \text{Volume d'apport.}$$

Les eaux véhiculées par les tronçons de canalisation qui deversent dans  
le bassin , d'après les calculs le débit affluent maximum est de :  
 $Q_{\text{aff}} = 1420 \text{ l/s.}$

Au bout de 15 minutes , nous aurons un volume d'eau affluent égale à :  
 $V_{\text{afflu}} = 1420 \times 15 \times 60 \times 103 = 1278 \text{ m}^3.$

Ce volume dimunera après les 15 minutes de temps car l'intensité de la  
pluie sera faible et environs égale à :

$$\dot{q} = 70 \text{ l / s / ha au bout de 30 mn}$$

$$\dot{q} = 30 \text{ l/s/ha au bout de 60 mn}$$

Le volume d'eau affluent au bassin doit être régularisée on se fixe un débit  
de videnge égale environ à la moitié du débit affluent soit :

$$Q_{\text{vid}} = 700 \text{ L / s}$$

$$V_{\text{vid}} = 630 \text{ m}^3.$$

Le volume stocké par le bassin, par temps de pluie , au bout de 15 mn est le  
volume maximum, qui est pris égale à la différence entre le volume affluent  
et le volume évacué.

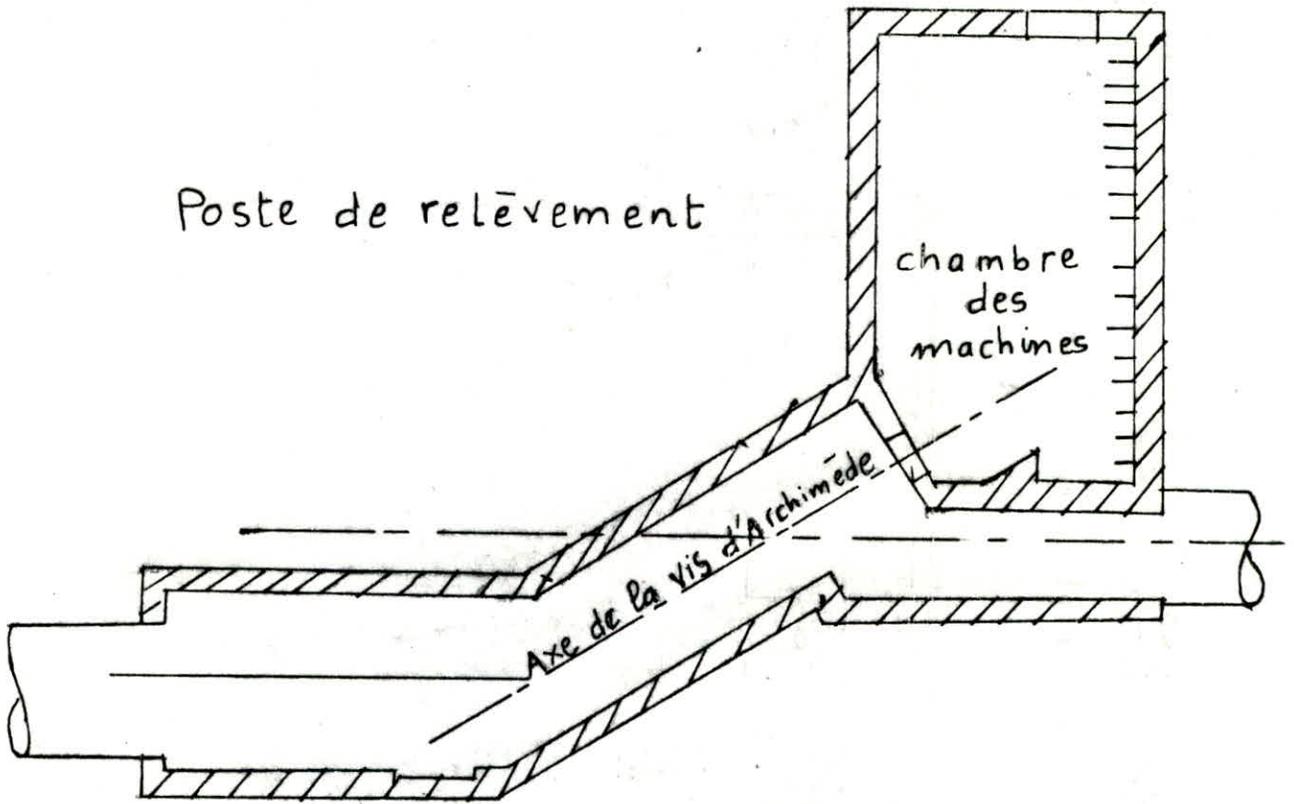
$$V_{\text{stocké}} = 1278 \text{ m}^3 - 630 \text{ m}^3 = 648 \text{ m}^3.$$

#### V-5.4 DIMENSIONNEMENT DU BASSIN :

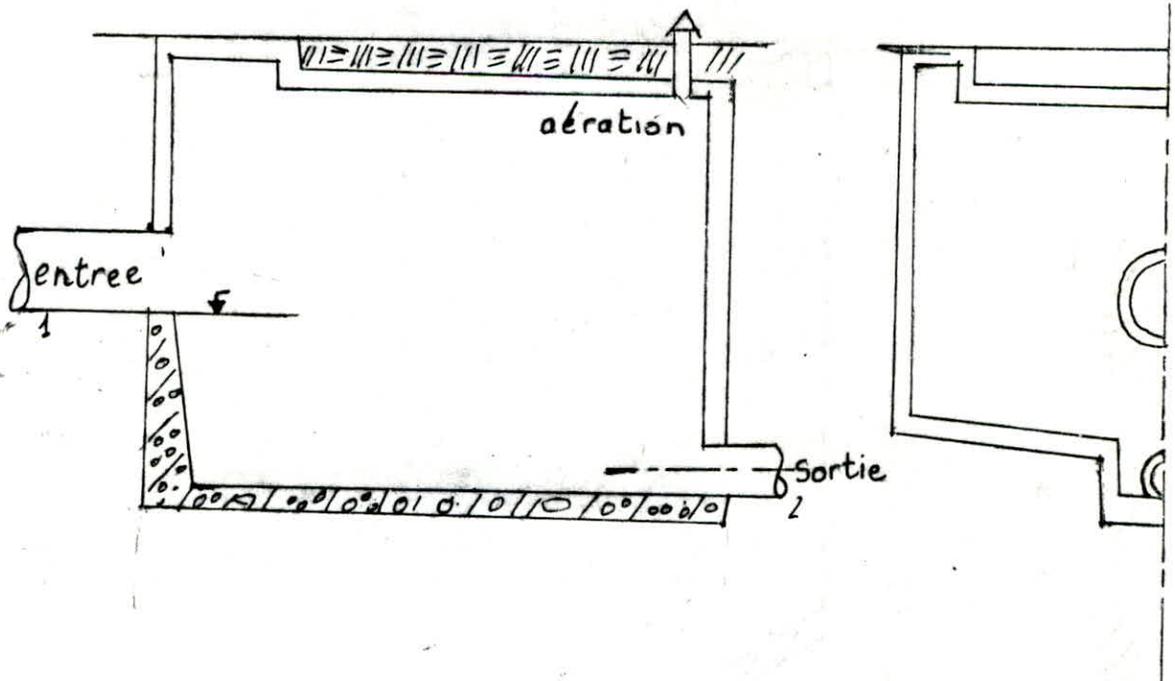
Prenons un bassin rectangulaire de longueur 20 m et largeur 10 m donc : la  
surface du plan d'eau est :

$$S P = 20 \times 10 = 200 \text{ m}^2$$

Poste de relèvement



Bassin de retenue



Suite ../..

Sa hauteur est égale à :

$$H = \frac{V \text{ Stocké}}{S p} = \frac{648}{200} = 3,24 \text{ m}$$

DETERMINATION DU NOMBRE DE POMPES ET DES DIAMETRE A VIS :

Les données du problème sont :

- Le débit à relever par temps sec  $Q_{eu} = 19,667$
- Le débit pluvial écrète à relever  $Q_{'T} = 700 \text{ L/ S.}$

Vis d'Archimede de type " SPOLINE "

2 Pompes à vis de diamètre 1800 mm ( Tableau 1 ) dont une servira de reserve pour les temps pluviaux.

2 Pompes à vis de diamètre 380 mm par temps sec...

### V.5.5. - DETERMINATION DU RENDEMENT DE LA STATION DE RELEVAGE :

Nous entendons par rendement de la station de relevage, le rendement total de tout l'appareillage, déterminons grâce au monogramme représenté à la page suivante.

(établis uniquement pour les pompes à vis d'Archimède de type SPAANS), les rendements NS et NP correspondants respectivement aux temps secs et pluvieux :

a) - Temps secs : pompe de diamètre 380 mm

Le débit maximale qu'elle peut relever 25 L/S = Q Max.

Ainsi  $\frac{Q_{eu}}{Q_{Max}} = \frac{19,667}{25} = 0,78$ , soit : 78 % de sa capacité.

D'après le monogramme on trouve : NS = 74 %

b) - Temps de pluie : pompe de diamètre 1800 mm la capacité maximale 800 L/S = Q Max.

Donc :  $\frac{Q_T}{Q_{Max}} = \frac{700}{800} = 0,875 = 87,5 \%$

Ainsi d'après le monogramme, on trouve NP = 75 %

En ce qui concerne l'après pluie, ce rendement sera plus faible - car la valeur du débit pluvial sera plus petite.

### V.5.6. - PUISSANCE DE LA POMPE A VIS D'ARCHIMEDE :

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

$$N_t = \frac{9,81 \times Q \times H \times r}{2}$$

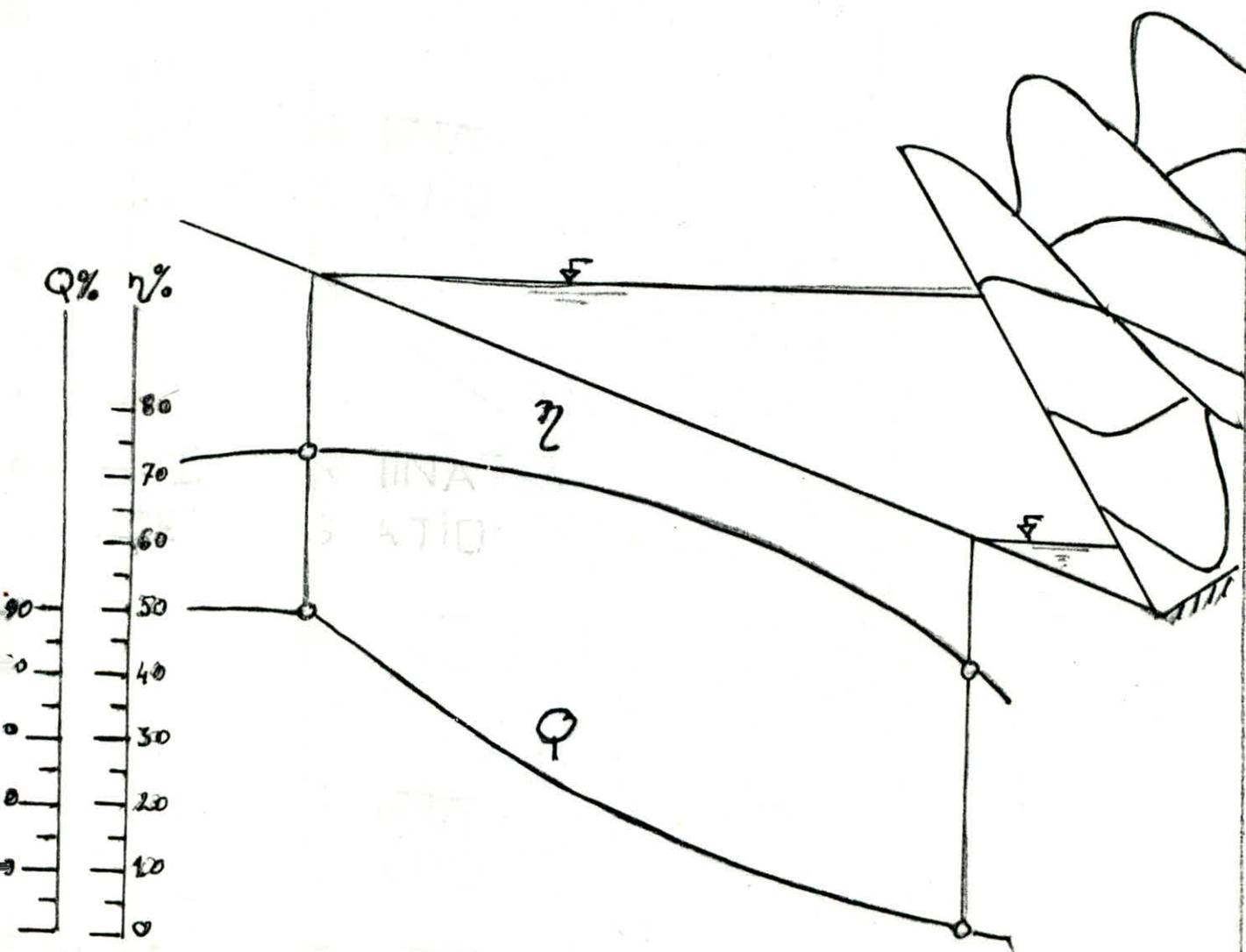
Avec Nt : exprimée en K W

Q = en m<sup>3</sup> / S

H = en ( m )

.../...

# DETERMINATION DU RENDEMENT DE LA STATION DE RELEVAGE $\eta$ %



N est le rendement de la pompe .

La hauteur de relevage = H r = 5 m

$$\text{ainsi pour le temps sec } N = \frac{9,81 \times 0,01966 \times 5 \text{ m}}{0,74} = 1,30 \text{ KW}$$

0,74

Pour les temps pluviaux

$$N \text{ t p} = \frac{9,81 \times 0,7 \times 5 \text{ m}}{0,75} = 45,78 \text{ KW}$$

0,75

Ceci pour la 1° station

POUR LA 2° STATION

$$N \text{ t} = \frac{9,81 \times Q \times H \text{ r}}{2} \quad N \text{ t s} = \frac{9,81 \times 0,01966 \times 55}{0,74} = 1,43 \text{ KW}$$

2

0,74

$$H \text{ r} = 5,50 \text{ m}$$

Pour les temps pluviaux :

$$N \text{ t p} = \frac{9,81 \times 0,7 \times 5,5}{0,75} = 50,358 \text{ KW}$$

0,75

STATION DE RELEVAGE :

1°) - Pompes :

Les pompes pour relevement des eaux d'égout doivent toujours être alimentées en charge pour éviter les désamarrages .

a) - Pompes centrifuges

L'utilisation des pompes centrifuges pour le relevement des eaux d'égout doit tenir compte des suggestions imposées risque d'obturation, en crassement et usure rapide.

Des palhatifs sont apportés par des mesures telles que suppression des ailettes de diffuseur , roues sans flasques , turbines à effet voïtex, au turbine à canal unique , bagues d'étanchéité à rattrapage de jeu ou amoribles arbres sans parties saillantes entourés par des chemises fixes etc.....

Par ailleurs , il a été ménagé des dispositifs d'intervention comm commodes , accès aisé ou roues, possibilités de démontage sans toucher aux canalisations d'aspiration et de refoulement joints mécaniques entre partie hydraulique et partie ondeur

- Ces pompes ainsi aménagées peuvent relever les eaux chargées de corps étrangers dont le diamètre est fonction de la section d'aspiration.

Elles demandent à être protégés par des grilles dont l'écartement des barreaux est déterminée par la section de passage de la turbine donc, en définitive du débit .

Il existe 2 système d'installation :

- Dans un premier système, le plus répondu actuellement il est mis en place des pompes submersibles installés dans la bache même d'aspiration comme c'est mentionné dans la figure (a).
- Dans un second système, les pompes sont installées dans un regard étanche-comme c'est notre cas-voisin de la bache d'aspiration où elles aspirent l'effluent en charge .
- b) - La bache d'aspiration :

L'Arrivée des eaux d'égoût s'effectuant à débit variable alors que le débit des pompes centrifuges des divers types est constant; il est indispensable que les eaux soient recueillies dans une bache d'aspiration , jouant le rôle de volant .

- La capacité de la bache d'aspiration doit être aussi réduite que possible de façon à limiter les dépenses d'infrastructures mais par contre, il faut éviter les démarrages trop fréquents. Des engins de relevement , une cadence acceptable paraissait être de 4 à 5 démarrages à l'heure.

Dans notre cas, on prend 5 démarrages par heure si " " est en  $m^3/s$  , le débit maximale de l'égoût " t " intervalle en secondes entre 02 démarrages successifs de l'engin de relevement et " n " le nombre d'engin de relevement de même caractéristiques le volume v " de la bache de reception s'exprime en  $m^3$  par la formule.

$$V = \frac{t \cdot s}{4 \cdot n} \cdot Q \quad ( m^3 )$$

L'intervalle de temps à choisir entre 2 démarrages successifs de l'engin de relevement est essentiellement fonction de la nature du Matériel.

IL s'echelonne normalement entre 6 et 15 Minutes , on prend dans notre cas 6 Minutes, on aura 10 démarrages pour les 2 Pompes jumelées

$$V = \frac{360}{4.2} \cdot 1,42 = 63,9 \text{ m}^3$$

$$t = 6 \text{ min} = 360 \text{ s}$$

$$n = 2$$

$$Q = 1,42 \text{ m}^3 / \text{s}$$

## 2°) CHOIX DES POMPES

Le choix d'une pompe s'effectue en choisissant le type normalisé de pompe dont les caractéristiques se rapprochent le plus des données à respecter.

- Débit à refouler , hauteur d'élevation et rendement par notre étude , nous avons choisi, une pompe à Axe horizontale au niveau de la station de relevement.

### a) DUREE DE POMPAGE :

Vu la nécessité d'évacuer le maximum d'eaux usées, nous proposons un fonctionnement continu 24 h / 24 h ; pour cela la station de pompage sera équipé , car une 2 ème pompe qui servira de secours, en cas de la pompe qui fonctionne

### b) ETAPES DE CALCUL

$$D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi v}}$$

$$\text{le reynolds} \cdot r = \frac{v \cdot D}{\nu}$$

Le coefficient de frottement

$$f = (1,14 - 0,86 \lg \frac{z}{D})^{-2} \text{ en regime turbulent rigoureux}$$

$$f_c = \left( -0,86 \lg \left( \frac{Dh}{Dh \cdot 3,7} + \frac{2,51}{R \cdot v \cdot f} \right) \right)^{-2} \text{ en regime transitoire}$$

- Les pertes de charges totales , occasionnées dans la conduite de relevement  
..//..

D'ou

$$\Delta H_e = \frac{1,15 \cdot LG \cdot f \cdot V^2}{2 g \cdot D} = \frac{1,15 \cdot LG \cdot f \cdot Q^2}{2 g \cdot D \cdot A^4}$$

calcul

$$Q = 2556 \text{ m}^3/\text{h} \text{ ----- } 0,71 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_g = 22 \text{ m}$$

par la formule de BONIN, le diametre approximatif :

$$D = \sqrt[4]{Q} = D = \sqrt[4]{0,71} = 0,81 \approx 1000 \text{ mm}$$

$$L = 250 \text{ m} \quad L_t = 1,15 \cdot 250 = 287,5 \text{ m}$$

$$\text{Haut} = SH_e + H_g$$

$$V = \frac{Q \cdot 4}{\pi D^2} \quad \text{---} \quad V = \frac{0,71 \cdot 4}{\pi (1,0)^2} \approx 0,9 \text{ m/s}$$

$$Re = \frac{V \cdot D}{10^{-6}} = 1,506 \cdot 10^6 = 0,9 \cdot 10^6$$

$$f = \left( 1,14 - 0,86 \ln \frac{8,5 \cdot 10^4}{1,0} \right)^{-2} = f = 0,01918$$

$$\Delta H_t = \frac{1,15 \cdot 250 \cdot 0,01918 \cdot (0,9)^2}{19,62 \cdot 1,0} = SH_t = 0,23 \text{ m}$$

$$\text{Haut} = 0,023 + 22 \text{ M} = 22,23 \text{ m}$$

$Q$ (m <sup>3</sup> /R)	$V$ (m/s)	$Re \cdot 10^6$	$f_c$	$J$	$\Delta H_t$ (m)	$H_{mt}$ (m)
1200	0,424	0,424	0,020052	0,0001844	0,05	22,05
1800	0,637	0,637	0,019800	0,0004098	0,12	22,12
2200	0,778	0,778	0,0197060	0,0006093	0,18	22,18
2556	0,9	0,9	0,0196477	0,00082	0,23	22,23
2600	0,92	0,92	0,0196396	0,000848	0,24	22,24

6.3 -- POINT DE FONCTIONNEMENT DE LA POMPE :

Le point de fonctionnement est donné par l'intersection (p) de la caractéristique de la pompe et celle de la conduite

$$S h = f (Q)$$

dans notre cas, le point (p) correspond à un débit de 1 420 l/s et de hauteur 22 m + 0,23 = 22,23 m

(710 l/s = 2 556 m<sup>3</sup>/h), est le point de fonctionnement désiré, en vue de rapprocher ces débits, plusieurs solutions sont envisagées.

1ère Variante :

Accepter la caractéristique de la conduite telle qu'elle est, le débit relevé sera supérieur à celui désiré, et la durée de pompage diminuée.

$$V = Q_d \cdot T = 2\,556 \cdot 24 = 61\,344 \text{ m}^3$$

$Q_d$  étant le débit désiré

Le temps de remplissage se réduit à :

$$T = \frac{V}{Q_p} = \frac{61\,344}{2\,640} = 23 \text{ heures}$$

$Q_p$  Débit donné par l'intersection du point P

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{\rho \cdot Q_p \cdot H_m \cdot t_p}{3\,600 \cdot \eta} = \frac{9,81 \cdot 2640 \cdot 22,2}{3\,600 \cdot 0,71} = 124,94 \text{ KW}$$

2ème Variante :

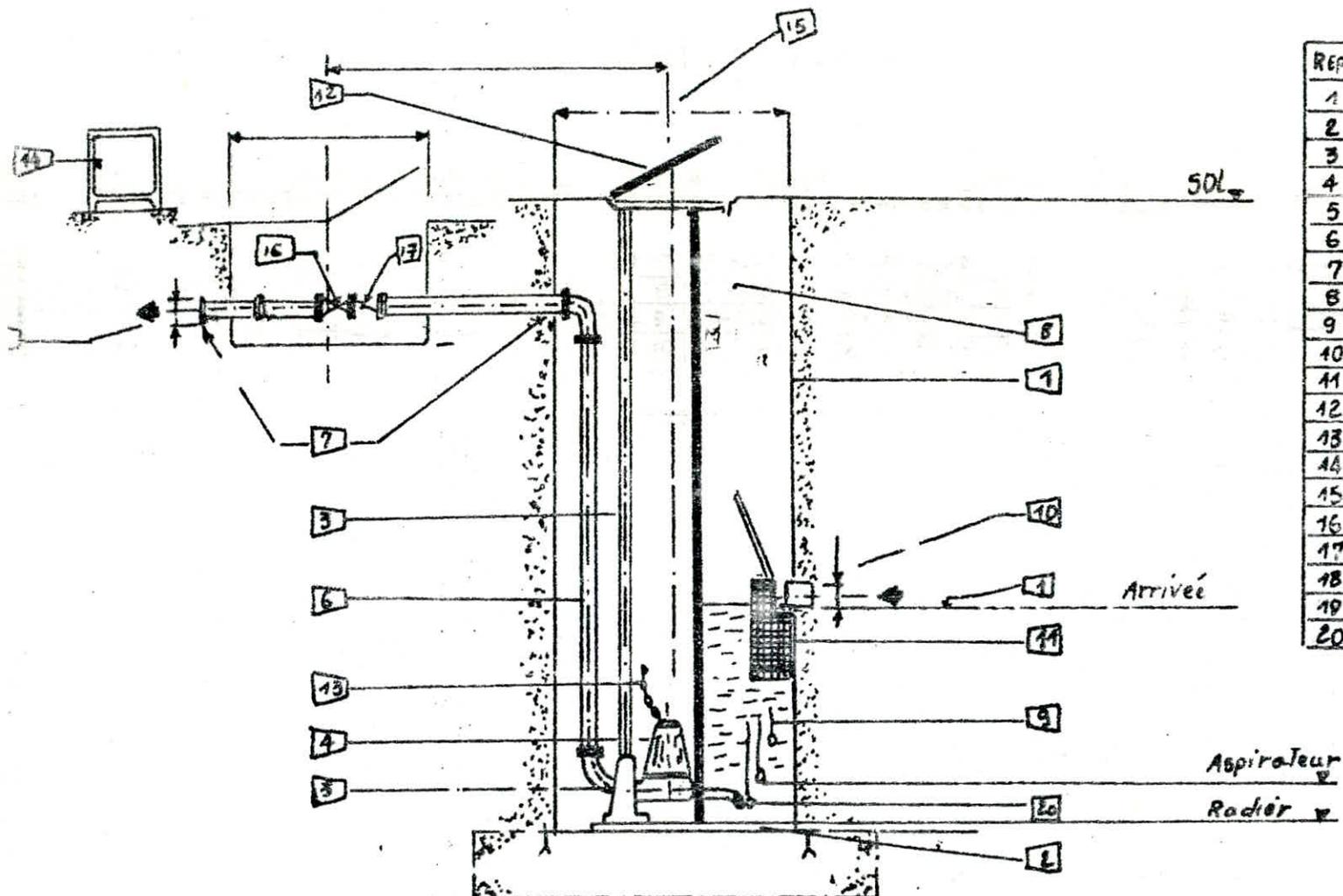
Cette variante consiste à vanner sur le refoulement, dans ce cas, la consommation d'énergie augmente.

Le vannage va créer une perte de charge.

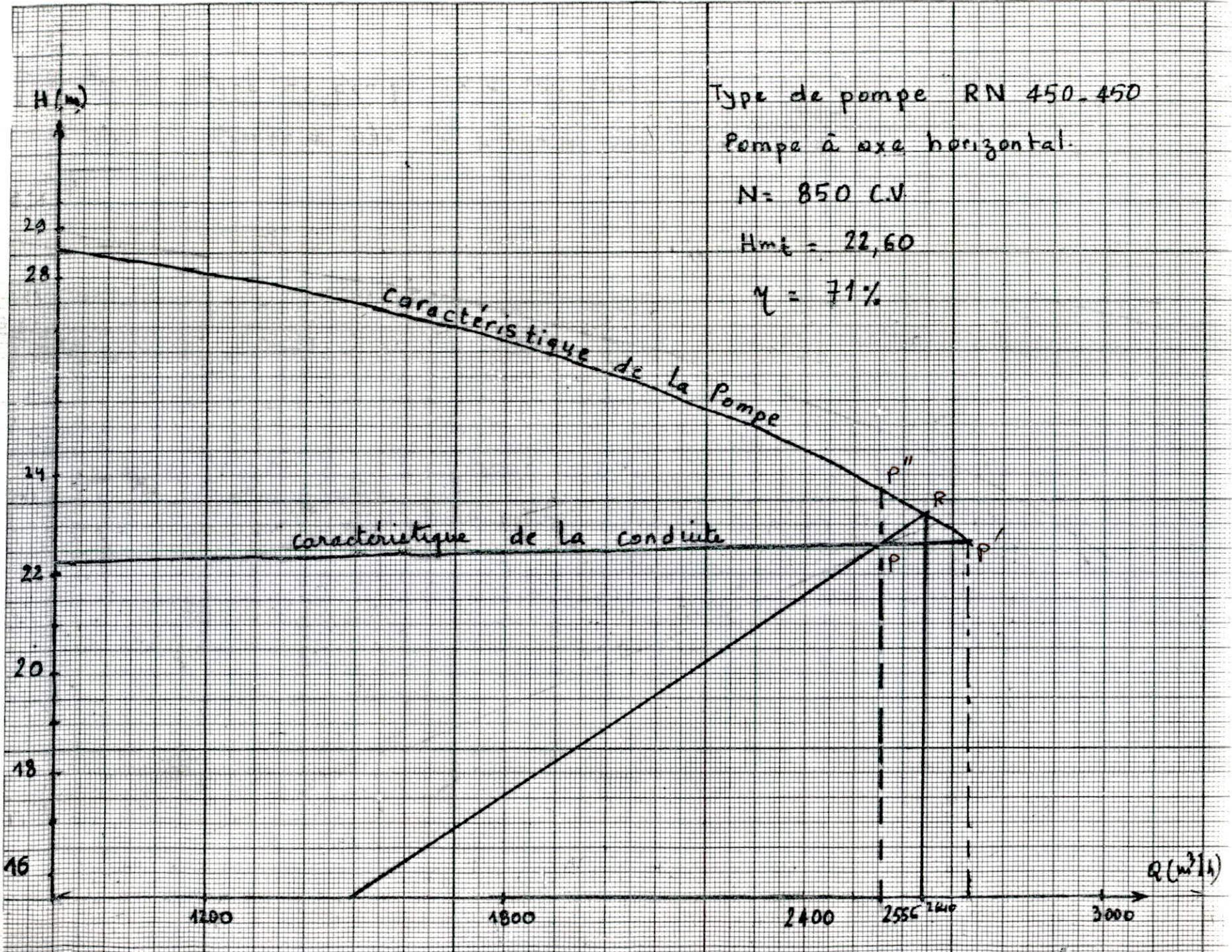
Le temps de pompage est évidemment 24 h/24 h.

Cette perte de charge engendre un gaspillage d'énergie, ce qui nous montre que cette solution présente des inconvénients, donc nous la jetons.

# STATION DE RELEVAGE



REP	DESIGNATION
1	côte du radier
2	1 support pompe
3	2 pied d'assise
4	2 Pompe
5	2 barre de guidage
6	2 conduite de refoul
7	2 sortie refoulement
8	1 bache d'aspiration
9	2 régulateur de niveau
10	1 arrivée des eaux usées
11	1 panier de dégrillage
12	1 trappe d'accès
13	2 chaîne de relevage
14	1 armoire de commande
15	1 câble armoire
16	vanne
17	clapet
18	station
19	conduite de refoul.
20	aspirateur



Type de pompe RN 450-450

Pompe à axe horizontal.

$N = 850 \text{ CV}$

$H_{me} = 22,60$

$\eta = 71\%$

Caractéristique de la Pompe

Caractéristique de la conduite

$Q (m^3/h)$

$H (m)$

1200

1800

2400

2550 2650

3000

16

18

20

22

24

28

28

28

## BIBLIOGRAPHIE

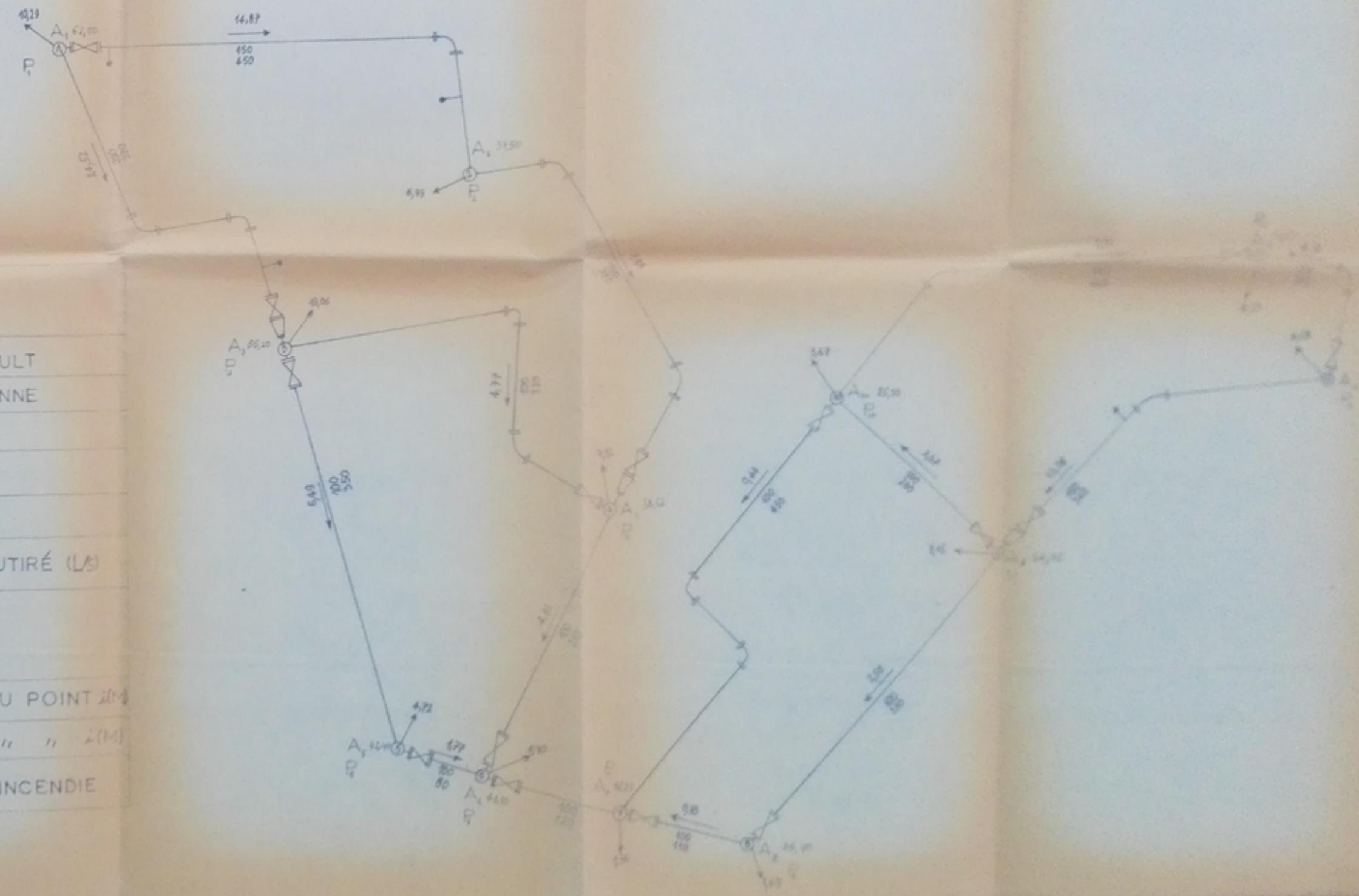


- ◆ A. DUPONT : Edition EYROLLES  
Hydraulique urbaine Tome II
  
- ◆ G. LAPRAY  
Longueur fluïdo-dynamique
  
- ◆ J. BONNIN : Edition EYROLLES  
Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petite  
et moyenne importance
  
- ◆ C. GOMELLA et H. GUERREE - Edition EYROLLES
  - Distribution d'eau dans les agglomérations urbaines et rurales
  - Les eaux usées dans les agglomérations urbaines ou rurales  
(Tome I - La Collecte).

# ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE "LA MONTAGNE"

plan détaillé du réseau de distribution

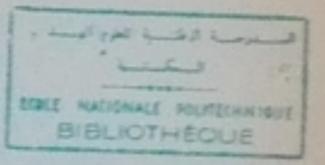
éch: 1/2000



### LÉGENDE

	JOINT GIBOULT
	ROBINET-VANNE
	CÔNE
	TÉ
	COUDE
	DÉBIT SOUTIRÉ (L/s)
$\frac{Q (L/s)}{D (MM) \cdot L (M)}$	
A <sub>i</sub>	ALTITUDE DU POINT i (M)
R	PRESSION " " i (M)
	BOUCHE D'INCENDIE

École Nationale Polytechnique  
Département D'hydraulique



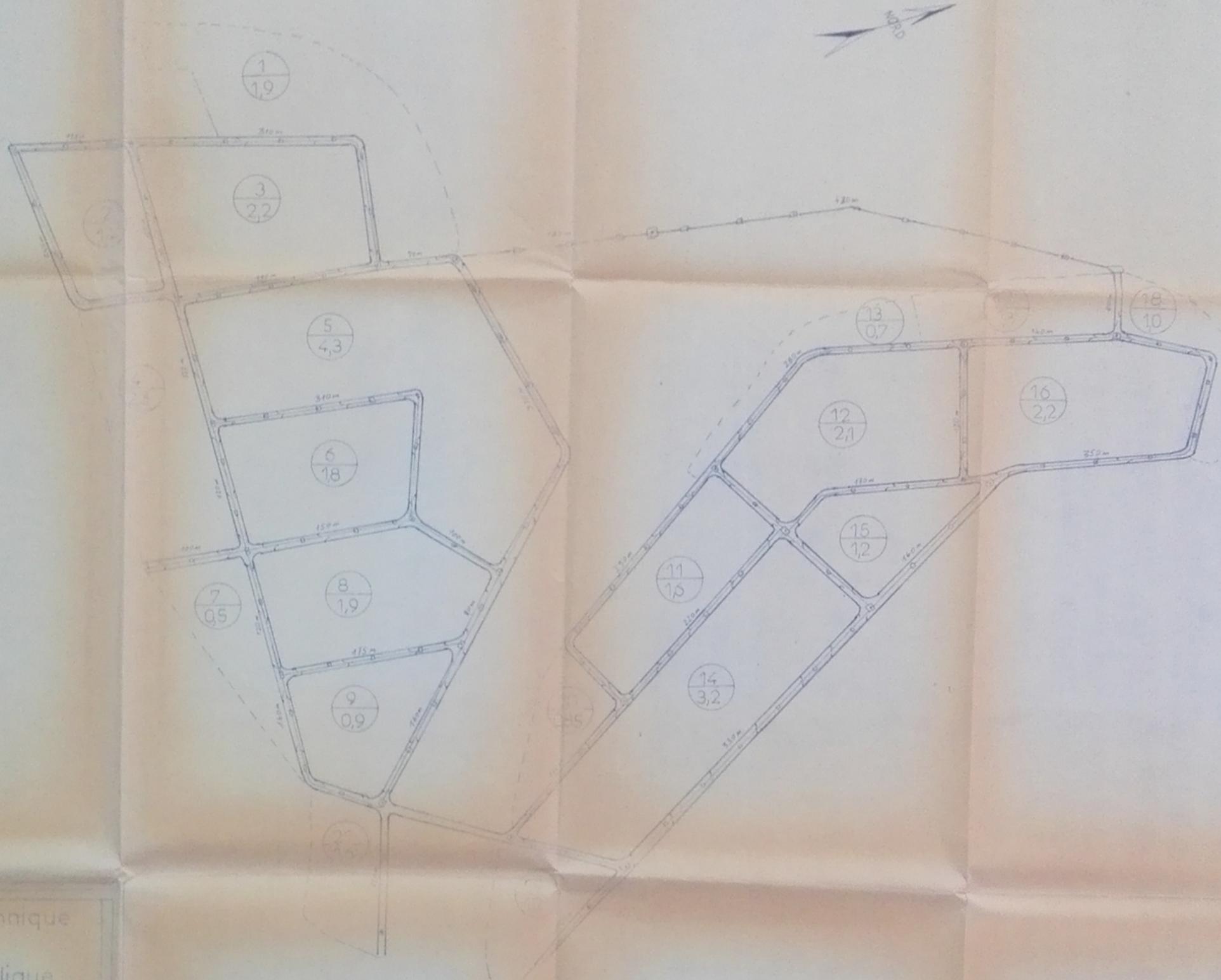
Projet de fin d'études

PROJ 85

ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA ZONE DE "LA MONTAGNE"

ÉTUDE PAR	ÉTUDE PAR	DIRIGÉ PAR
REHAGREH M. EL MEYAR H.		H. BOUKACHE
Plan du réseau de distrib		

# PLAN DU RÉSEAU D'ÉGOUTS



École Nationale Polytechnique  
 Département D'hydraulique

مكتبة  
 المكتبة  
 ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
 BIBLIOTHÈQUE

Projet de fin d'études

PH 03485

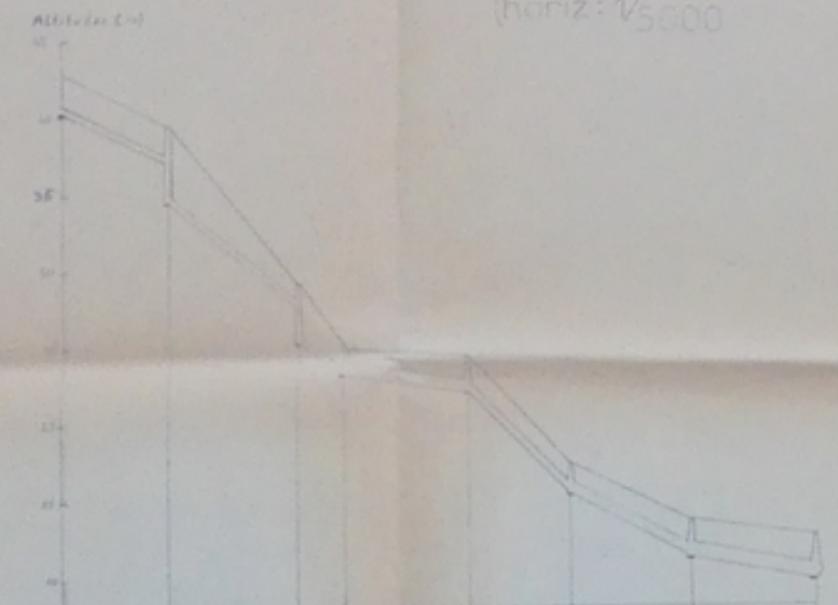
ASSAINISSEMENT  
 DE LA ZONE URBAINE "LA MONTAGNE" (W.D'ALGER)

PLAN DU RÉSEAU D'ÉGOUTS

## Légende

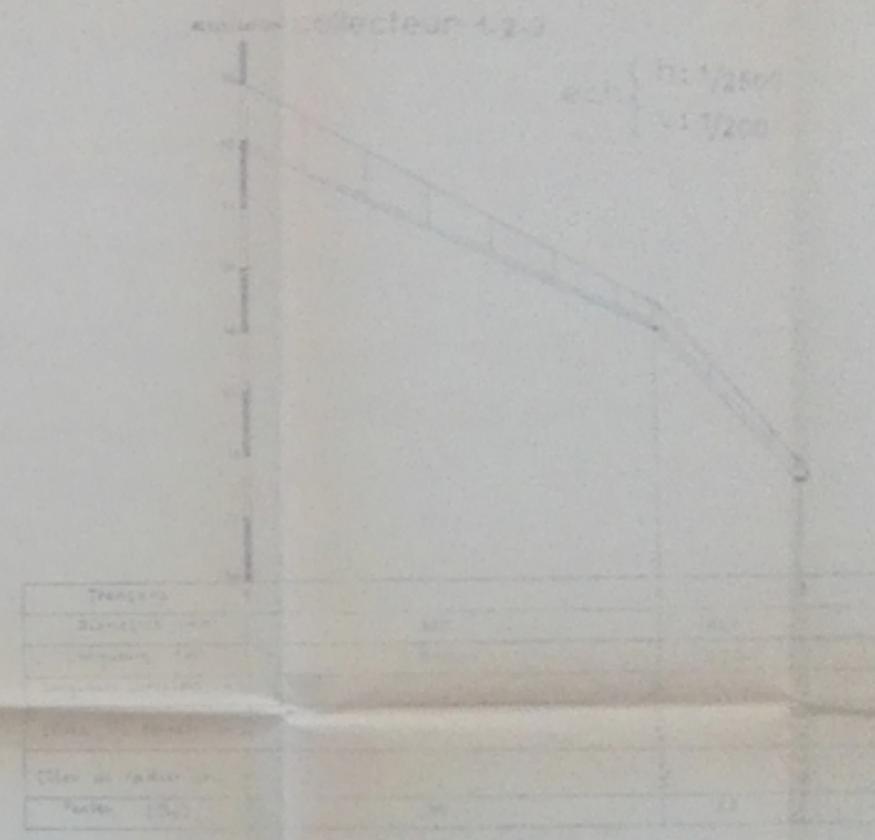
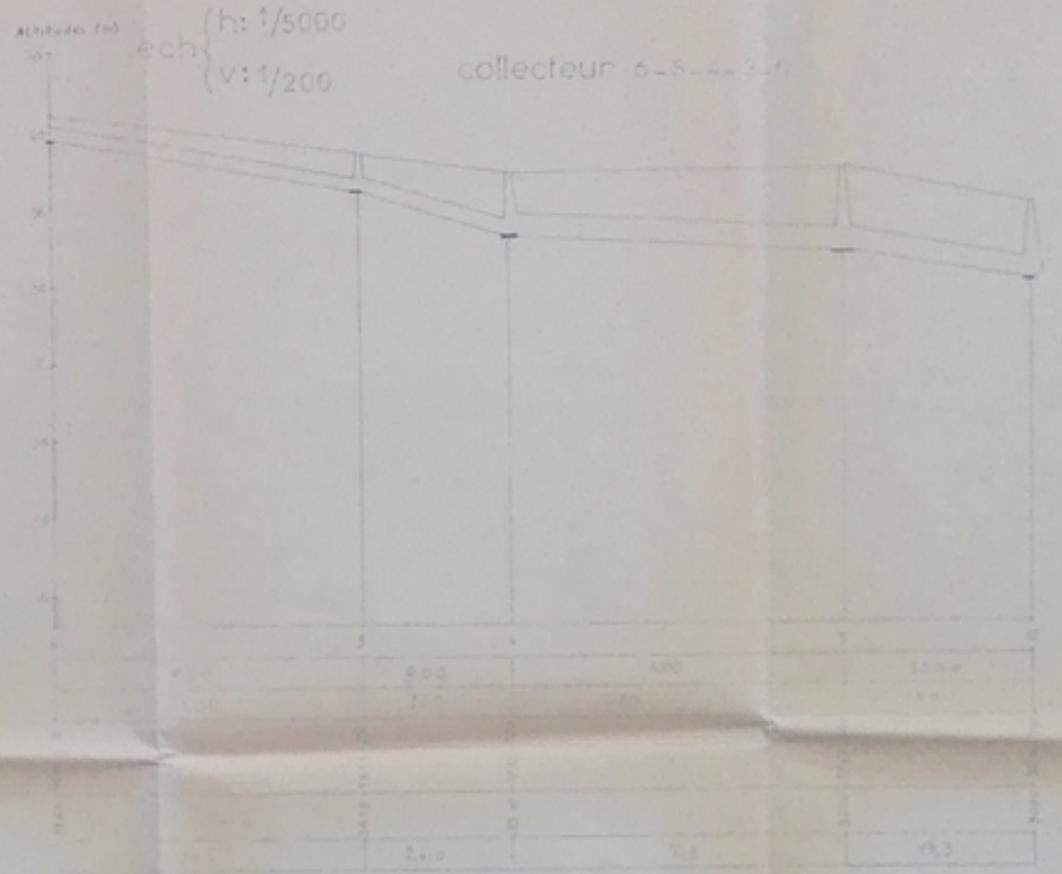
- Limites des bassins d'apport
- ⊙ (with number and fraction) Numéro du bassin d'apport  
Superficie
- regard de visite simple
- Route
- bouche d'égout

PROFIL DU COLLECTEUR PRINCIPAL DE LA ZONE "EST"



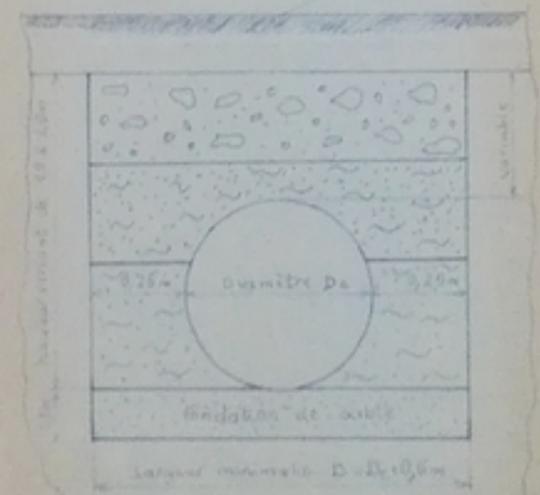
Echelles: (verticale: 1/200, horiz: 1/5000)

Tronçons	7	8	9	10	11	12	13
Diamètres (mm)	500	500	500	600	600	800	1000
Longueurs Partielles (m)	170.00	205	75	200	165	195	200
Longueurs Cumulées (m)		375	580	780	945	1140	1340
Cotes de terrain (m)	40.00	38.00	35.00	32.00	29.00	27.00	25.00
Cote du radier (m)	38.00	36.00	33.00	30.00	27.00	25.00	23.00
Pente du radier ‰	20.8	24.00	11.4	15	17.3	24.0	7.1

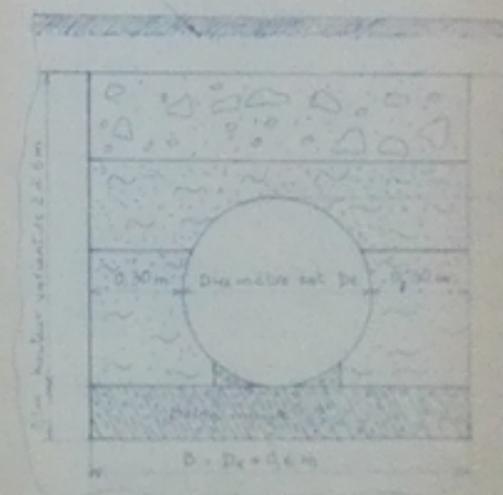


Tronçons	1	2	3
Diamètres (mm)	500	500	500
Longueurs Partielles (m)	150	150	150
Longueurs Cumulées (m)		300	450
Cotes de terrain (m)	35.00	33.00	31.00
Cote du radier (m)	33.00	31.00	29.00
Pente (‰)	13.3	13.3	13.3

REVETEMENT DE LA CHAUSSEE



Pose des canalisations en tranchée



- LÉGENDE
- 1. Couche supérieure de terre déblayée
  - 2. Couche inférieure de terre déblayée
  - 3. Béton
  - 4. Gravier
  - 5. Lits de sable

National Polytechnique  
Département d'hydraulique

BIBLIOTHÈQUE

Projet de fin d'études

PH 0377  
3

ASSAINISSEMENT  
DE LA ZONE URBAINE DE "LA MONTAGNE"

PROJET DE COLLECTEURS PRINCIPAUX  
ET POSE DES CANALISATIONS EN TRANCHÉE N° 3

