

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : Hydraulique

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

ASSAINISSEMENT

DE LA VILLE DE OUARGLA

4 PLANCHES

Proposé Par :

Etudié par :

Dirigé par :

SETHYAL

F. Ould amrouche

Mr Nakib

PROMOTION : Juin 88

P-40



-* DEDICACES *-

Je dedie cet humble travail en signe de respect et de reconnaissance:

- A mes parents pour leurs sacrifices consentis a mon egard.
- A mes freres et soeurs
- a tous mes amis

-* REMERCIMENTS *-

Je tiens à exprimer ma sincère reconnaissance à tous
ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma formation.

ERRATUM

Page 9, ligne 16: Lire estimation du nombre d'habitants au lieu de etismation.

page 52, ligne 11: lire si q est en M^3/s au lieu de M/s

ligne 14: lire le volume s'exprime en M^3 au lieu de M

page 54, ligne 8: lire $D = \sqrt{Q}$ au lieu de $D = Q$

ligne 9: lire Q : debit a transiter en M^3/s

page 56, ligne 2: lire $H = H_t + H_s$ au lieu de $H = H_t + H_g$

ligne 10: lire Q debit en M^3/s au lieu de M/s

page 64, ligne 8: lire Q et W coordonnees du point p'' au lieu de coordonnees du point p'

ligne 11: lire $Q = 321$ l/s au lieu de 361 l/s

ligne 12: lire $W = 6.48$ m au lieu de 5.48 m

CHAPITRE I. INTRODUCTION ET PRESENTATION

1. Introduction	2
2. Presentation du theme	2
3. Presentation de Ouargla	3
3.1 Situation géographique	3
3.2 Climatologie	3
3.3 Pluviometrie	3
3.4 Topographie	4
3.5 Hydrographie	5
4. Les equipements collectifs	5

CHAPITRE II. DEMOGRAPHIE

1. Demographie	9
2. Estimation du nombre d'habitants	9

CHAPITRE III. EVALUATION DES BESOINS EN EAU

1. Dotation	11
2. Estimation des besoins en eau	11
2.1 Zone nord	11
2.2 Zone sud	12
3. Recapitulatif des besoins	15
3.1 Recapitulatif des besoins (zone nord)	15
3.2 Recapitulatif des besoins (zone sud)	16
4. etude des problemes poses par la variation des debits ..	16
5. Estimation des besoins pour chaque zone	17

CHAPITRE IV. PRINCIPE DE CONSTRUCTION DU RESEAU

1. Types d'eaux à evacuer	19
---------------------------------	----

2. Choix du systeme	19
2.1 Qualite des eaux de ruissellement	20
2.2 Constitution du sol	20
3. Principe de construction du reseau d'assainissement	20

CHAPITRE V. CALCULS DES DEBITS A EVACUER

1. Debits des eaux usees	23
2. debits des eaux pluviales	25
2.1 Coefficient de ruissellement	25
2.2 Intensite moyenne de precipitation	26
2.3 Choix de la periode de retour d'insuffisance	28
2.4 Calcul de l'intensite moyenne de precipitation	28
2.5 Calcul des debits pluviaux	29

CHAPITRE VI. PLAN DE CALCUL DU RESEAU

1. Shema du reseau	32
2. Plan de calcul du reseau	32
3. Determination des diametres des canalisations	33
3.1 Bases de calcul	33
3.2 Determination des diametres des troncons	34

CHAPITRE VII. CALCULS HYDRAULIQUES

1. Calculs des debits progressifs dans les differents troncons compte tenu des debits a infiltrer	36
2. Dimensionnement du reseau	40
3. Fonctionnement du reseau	45

CHAPITRE VIII. POMPES

1. POMPES	51
1.1 Pompes centrifuges	51
1.2 Baches d'aspiration	52
2. choix des pompes	52
2.1 Duree de pompage	54
2.2 Etapes de calcul	54
3. Point de fonctionnement des pompes	58
4. Fonctionnement des stations de pompage I et II	65
5. Station de relevement final	66
5.1 Choix du type de vis	66
5.2 Fonctionnement de la station	67
5.3 Determination du rendement de la station	68

CHAPITRE IX. DEVERSOIRS D'ORAGE

1. Deversoir d'orage	72
2. Dimensionnement des deversoirs d'orage	72

CHAPITRE X. CONDUITES ET STATION D'EPURATION

1. Conduites et ouvrages	7
2. Station d'epuration	7

- PREAMBULE -

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

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

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

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

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

CHAPITRE I

INTRODUCTION ET PRESENTATION

1) INTRODUCTION:

En raison de la croissance demographique et de l'essor économique que connaît la ville de Ouargla, les besoins en eau croient de façon exponentielle, ce qui conduit à un accroissement permanent du volume des rejets; Aussi l'installation d'un réseau d'assainissement et d'une station d'épuration est plus que nécessaire, pour la protection de la santé publique et la sauvegarde de l'équilibre biologique et hydraulique des milieux récepteurs.

2) PRESENTATION DU THEME:

En 1970 la ville de Ouargla fut équipée d'un réseau d'assainissement en système unitaire; Cependant le réseau actuel ne satisfait plus les besoins de la ville, compte tenu de l'absence d'un réseau pluvial adéquat qui éviterait les inondations. D'après le projet étudié en juin 1970, une station d'épuration des eaux usées, a été construite. Elle a été calculée pour traiter une pollution de 80000 équivalents-habitants.

Le présent projet consiste en la rénovation totale du réseau d'assainissement du centre ville et de la zone de Beni-Thour, en prévoyant tous les ouvrages nécessaires pour écouler d'une façon rapide et sans stagnation, les eaux usées et les eaux pluviales à travers un réseau de canalisations jusqu'à la station d'épuration existante.

3) PRESENTATION DE LA VILLE DE QUARGLA:

3.1 situation geographique:

situee a environ 32 degres de la latitude nord, a environ 5 degres de longitude est, et a une altitude de 135 metres, la cuvette de Quargla s'inscrit dans le cours fossile de l'oued Mya, l'un des plus grands de l'est saharien.

La ville de Quargla est distante de:

-189 Kms de Ghardaia

-793 Kms d'Alger par Ghardaia et 779 Kms par Biskra

-1440 Kms de Djanet.

3.2 Climatologie de la region:

Le climat se caracterise par

a) La grande secheresse de l'atmosphere, laquelle se traduit par un enorme deficit de saturation donc par un pouvoir d'evaporation considerable.

b) la tres faible pluviosite.

c) La violence des vents qui sont parfois accompagnes de sable et notamment en mars, avril et mai, ou le vent de sable de sud-est est assez frequent.

A Quargla, il fait chaud pendant toute l'annee, sauf en decembre et janvier ou la temperature est plus douce.

3.3 Pluviometrie:

La pluviometrie est tres faible dans la region, des precipitations orageuses peuvent cependant etre enregistrees provoquant des crues d'oued, et mettant en danger un habitat traditionnel

a base d'argile, et sensible a l'erosion.

Pour Ouargla les chiffres sont les suivants:

Moyenne annuelle: 43 mm

Maximum: 89 mm

Minimum: 0 mm

3.4 Topographie:

La ville de Ouargla est situee entre 132 et 138 metres d'altitude au dessus du niveau de la mer, et ce sur une distance de deux kilometres; C'est une region pratiquement plate. Cependant, la carte topographique laisse apparaitre deux grands bassins versants, l'un qui comprend une partie du centre ville et qu'on a appele la zone nord, et l'autre qui comprend le reste du centre ville ainsi que le quartier de Beni-Thour, et qu'on a appele la zone sud.

3.5 Hydrographie:

La cuvette de Ouargla est situee a l'extremite nord de oued Mya. Cet oued peut couler en crues violentes et breves lors de pluies abondantes. Mais l'eau s'infiltrer rapidement dans les alluvions du lit, long de 150 Kms, ponctue de chotts et de dayas; Elle alimente ainsi, la nappe d'infero-flux dont l'importance comme ressource hydraulique peut etre non negligeable. Une carte isopieze de la nappe phreatique dans la cuvette de Ouargla, etablie en 1976 par la direction departementale des travaux publics, montre que l'eau se trouve souvent a moins d'un metre du niveaudu sol, et ce sur l'ensemble du site. Ces dernieres annees plusieurs projets ont ete etudies et ensuite executes pour le rabattement de cette nappe phreatique.

4) LES EQUIPEMENTS COLLECTIFS:

Selon le plan directeur d'urbanisme, les infrastructures existantes et projetees sont:

A) Equipements scolaires:

Nombre	Denomination	Unite	Quantite
09	Ecoles primaires	Eleves	3710
02	C.E.M	"	1600
02	C.F.P.A	"	300
01	Internat primaire	"	80
01	Ecole gardienne	"	160
01	Ecole paramedicale	"	200
01	Ecole normale	"	400
01	C.F.A	"	300

B) Equipements sanitaires:

Nombre	Denomination	Unite	Quantite
02	Polycliniques	M ²	10000
01	Hopital de daïra	Lit	234
01	Hopital de wilaya	"	600
01	Clinique des yeux	"	14
01	Centre Casorec	M ²	5500
01	Labo de sante	M ²	7500

C\ Equipements culturels et cultuels:

Nombre	Denomination	Unite	Quantite
01	Cinema	Place	700
01	Musee saharien	M ²	7000
01	Maison de jeune	M ²	1750
05	Mosquees	M ²	6100

D\ Equipements sportifs:

Nombre	Denomination	Unite	Quantite
01	Stade	M ²	16000
01	Salle omnisports	"	1000
03	Hammams	"	700
01	Piscine communale	"	2000

E\ Equipements commerciaux:

Nombre	Denomination	Unite	Quantite
03	Hotels	M ²	40500
04	Banques	"	3400
01	Agence S.N.T.V	"	300
02	Marches	"	3500
02	Galeries algeriennes	"	4300

FA Equipements municipaux:

Nombre	Denomination	Unite	Quantite
01	Wilaya	M ²	5400
01	Daira	"	2800
01	A.P.C	"	1200
01	Kasma F.L.N	"	1375
01	Dir. Finances	"	1600
03	P.T.T	"	8800
01	Palais de justice	"	5500
01	Police	"	2400
02	Gendarmeries	"	19900
01	Protection civile	"	7000
02	Inspections academiques	"	8000
01	D.H.W	"	4500

CHAPITE II

DEMOGRAPHIE

1) DEMOGRAPHIE:

Malgré la politique d'espacement des naissances entreprise par l'état, le taux d'accroissement en Algérie reste important c'est pour cela, et en commun accord avec la S.Et.Hy.Al, on prend un taux de 3.5 % pour l'accroissement de la population de la ville de Ouargla.

La croissance démographique liée à l'essor économique, et à l'élevation du niveau de vie de la population, sont cause essentielle de l'accroissement des besoins en eau, d'où l'évaluation de la population à l'horizon 2010 considérée dans la présente étude.

D'après les renseignements tirés du P.U.D, le nombre d'habitants en 1987 est reparti comme suit:

Zone nord : 5600 habitants

Zone sud : 23295 habitants

2) ÉTISIMATION DU NOMBRE D'HABITANTS:

L'évolution démographique dans notre pays suit la loi des accroissements géométriques, donnée par la relation des intérêts composés:

$$P_n = P_0 (1+t)^n$$

ou P_n : population future à l'horizon voulu

P_0 : population à l'année de référence

t : taux d'accroissement de la population

n : nombre d'années séparant les horizons

La répartition de la population en l'an 2010 sera comme suit:

Zone nord: P_{2010} = 12358 habitants

Zone sud: P_{2010} = 51391 habitants

CHAPITRE III

EVALUATION DES BESOINS EN EAU

1) DOTATION:

Tenant compte de l'évolution du niveau de vie, et de l'accroissement démographique, on adoptera la dotation suivante:

HORIZON 2010 : Dotation 250 l/j/hab

2) ESTIMATION DES BESOINS A L'HORIZON 2010:

2.1 Zone nord:

a/ Besoins domestiques:

Nombre d'habitants	Dotation l/j/hab	Consommation journalière en M ³ /j
12358	250	3089.5

b/ Besoins scolaires:

Denomination	Nombre d'élèves	Dotation l/j/élève	Consommation M ³ /j
05 écoles primaires	2050	50	102.5
01 C.E.M (internat)	700	80	56
02 C.F.P.A (inter.)	300	80	24
01 école gardienne	160	30	4.8
01 C.F.A (internat)	300	80	24
			211.3 M ³ /j

c/ Besoins sanitaires:

Denomination	Nombre de lits ou surface	Dotation l/j/unité	Consommation M ³ /j
01 Polyclinique	6000 M	10	60
01 Hopital de daïra	234 lits	500	117
01 Hopital de wilaya	600 lits	500	300
			477 M ³ /j

d/ Besoins socio-culturels et culturels:

Denomination	Nombre de clients ou surf.	Dotation l/j/unite	Consommation M ³ /j
01 Cinema	700 places	05	3.5
01 Musee saharien	7000 M ²	04	28
02 Mosques	3000 M ²	10	30
			61.5 M ³ /j

e/ Besoins commerciaux:

Denomination	Nombre de clients ou surf	Dotation l/j/unite	Consommation M ³ /j
01 Hotel	60 lits	150	09
02 Banques	1800 M ²	03	5.4
01 galerie algerienne	2100 M ²	05	10.5
			24.9 M ³ /j

f/ Besoins municipaux:

Denomination	Surface M ²	Dotation l/j/M	Consommation M ³ /j
01 Kasma F.L.N	680	05	3.4
01 Gendarmerie	8900	05	44.5
			47.9 M ³ /j

2.2 Zone sud:

a/ Besoins domestiques:

Nombre d'habitants	Dotation l/j/hab	Consommation M ³ /j
51391	250	12847.75

b/ Besoins scolaires:

Denomination	Nombre d'eleves	Dotation l/j/elev	Consommation M ³ /j
04 ecoles primaires	1660	50	63
01 C.E.M (internat)	800	80	64
01 internat primaire	80	80	6.4
01 ecole paramedicale (internat)	200	80	16
01 ecole normale(int)	400	80	32
			181.4 M ³ /j

c/ Besoins sanitaires:

Denomination	Nombre de lits ou surface	Dotation l/j/unite	Consommation M ³ /j
01 Polyclinique	4000 M ²	10	40
01 clinique des yeux	14 lits	500	7
			47 M ³ /j

d/ Besoins socio-culturels et cultuels:

Denomination	surface M ²	Dotation l/j/M	Consommation M ³ /j
01 Maison de jeunes	1750	04	7
03 Mosques	3100	10	31
			38 M ³ /j

e/ Besoins sportifs:

Denomination	Surface M ²	Dotation l/j/M ²	Consommation M ³ /j
01 stade	16000	04	64
01 salle omnisports	1000	10	10
03 hammams	700	50	35
01 piscine communale	2000	/	100
			209 M ³ /j

f/ Besoins commerciaux:

Denomination	Nombre de clients ou surf.	Dotation l/j/unite	Consommat. M ³ /j
02 Hotels	90 clients	150	13.5
02 Banques	1600 M ²	03	4.8
01 Agence S.N.T.V	300 M ²	03	0.9
02 Marcheas	3500 M ²	05	17.5
01 Galerie algerienne	2200	05	11
			47.7 M ³ /j

g/ Besoins municipaux:

Denomination	Surface M ²	Dotation l/j/M	Consommation M ³ /j
01 Wilaya	5400	10	54
01 Daira	2800	10	28
01 A.P.C	1200	10	12
01 Direction de finances	1600	05	8
03 P.T.T	8800	05	44
01 Palais de justice	5500	05	27.5
01 Commissariat de police	2400	10	24

g/ Besoins municipaux: (suite)

Denomination	Surface M ²	Dotation l/j/M ²	Consommation M ³ /j
01 gendarmerie	11000	05	55
01 Protection civile	7000	05	35
02 Inspections academique	8000	05	40
01 D.H.W	4500	05	22.5
			350 M ³ /j

3) RECAPITULATIF DES BESOINS:

En raison de l'augmentation de la consommation dans le temps, due au progres de l'hygiene, et en raison des fuites dues aux robinets non ou mal fermes, on est contraint de prevoir une majoration de compensation sur le debit journalier. Cette majoration sera de l'ordre de 25%

3.1 Recapitulatif des besoins: (zone nord)

Nature des besoins	Consommation journ. M ³ /j	Majoration 25%	Total apres majoration M ³ /j
Domestique	3089.5	772.38	3861.88
Scolaire	211.3	52.83	264.13
Sanitaire	477	119.25	596.25
Culturels et cultuel	61.5	15.38	76.88
Commerciaux	24.9	6.23	31.13
Municipaux	47.9	11.98	59.88
			4890.15 M ³ /j

3.2 Recapitulatif des besoins: (zone sud)

Nature des besoins	Consommation journ. M ³ /j	Majoration 25%	Total apres majoration M ³ /j
Domestiques	12847.75	3211.94	16059.69
Scolaires	181.4	45.35	226.75
Sanitaires	47	11.75	58.75
Culturels et cultuel	209	52.25	261.25
Sportifs	38	9.5	47.5
Commerciaux	47.7	11.93	59.88
Municipaux	350	87.5	437.5
			17151.07 M ³ /j

4) ETUDE DES PROBLEMES POSES PAR LA VARIATION DES DEBITS:

Les differentes consommations mensuelles, journalieres et horaires, sont les causes principales de la variation du debit. Pour le calcul du debit maximal a transiter dans le reseau d'assainissement, il convient d'affecter le debit moyen d'un coefficient de pointe p.

Coefficient de pointe p:

Pour la determination du coefficient de pointe p, plusieurs estimations ont ete proposees; Dans notre cas, on peut faire une estimation globale liee au debit moyen dans tout le reseau. Dans son ouvrage "Les eaux usees dans les agglomerations", Gomella propose la formule suivante:

$$p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{q_m}}$$

ou:

q : debit moyen en l/s, et $q > 10 \text{ M}^3/\text{h}$

Le debit dans tout le reseau est $Q = 21970.28 \text{ M}^3/\text{j}$

Donc le debit moyen sera:

$$q_m = \frac{Q}{24 \times 3600} = 21970.28 / 86400 = 254.29 \text{ l/s}$$

$$q_m = 254.29 \text{ l/s} = 915.44 \text{ M}^3/\text{h}$$

$$\text{et donc } p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{254.29}} = 1.65$$

5) ESTIMATION DES BESOINS POUR CHAQUE ZONE:

Pour estimer les besoins en eau de chaque zone, on doit trouver la consommation specifique par habitant q .

$$q = \frac{\text{debit moyen journalier}}{\text{nombre d'habitants}}$$

on aura alors pour la zone nord:

$$q_{\text{nord}} = \frac{4890150}{12357} = 395.74 \text{ l/j/habitant}$$

et pour la zone sud:

$$q_{\text{sud}} = \frac{17151070}{51391} = 333.74 \text{ l/j/habitant}$$

CHAPITRE IV

PRINCIPE DE CONSTRUCTION DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT

1) TYPES D'EAUX A EVACUER:

Le centre ville et la zone de Beni-Thour ne disposent pas d'industries, aussi les seules eaux a evacuer seront:

- Les eaux de ruissellement (les eaux de pluies, eaux de lavage et les eaux de drainage)
- Les eaux usees d'origine domestique (les eaux menageres et les eaux vannes)

2) CHOIX DU SYSTEME:

Nous ne pouvons pas adopter le systeme unitaire, du fait qu'il, n'existe aucun oued a proximite de la ville, ou on pourrait deverser l'excédent des eaux pluviales.

Nous ne pouvons pas non plus adopter le systeme separatif pour deux raisons:

- 1/ le reseau existant est en systeme unitaire, on ne peut donc pas refaire les evacuations de toutes les habitations.
- 2/ Le terrain etant plat, le systeme separatif nous obligerait a relever les eaux pluviales, et donc a realiser des stations de relevement qui travailleront au maximum six heures par annee.

Pour toutes ces raisons, nous avons adopte un systeme pseudo-separatif en prevoyant un certain nombre de puits perdus le long des conduites, afin d'infiltrer dans le sol et dans la nappe le surplus des eaux pluviales, en s'assurant que cette solution ne presente aucun risque de pollution pour la nappe.

2.1 Qualite des eaux de ruissellement:

La pollution des eaux de ruissellement est variable dans le temps, plus forte au debut d'une precipitation qu'a la fin par la suite des aires balayees par l'eau. La zone a assainir ne disposant d'aucune industrie, les eaux ne sont polluees que par les matieres qu'elles entrainent, en provenance des trottoirs et chaussees (mazout, bitume, etc).

2.2 Constitution du sol:

Sur 68 metres de profondeur, le sol a Duargla est un melange de calcaire blanc lacustre et de sable; C'est un terrain permeable qui a les caracteristiques des terrains utilises pour l'epuration des eaux usees par epandage, et qui se fait par des processus biologiques qui s'operent naturellement dans le sol. On peut donc conclure que l'infiltration des eaux pluviales ne presente aucun danger de pollution pour la nappe.

3) PRINCIPE DE CONSTRUCTION DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT:

Les lignes topographiques laissent apparaitre deux grands bassins versants, l'un qu'on a appele la zone nord et l'autre qu'on a appele la zone sud. Chaque grand bassin est divise en bassins d'apports partiels, dont chacun est drainé par egout qui deverse dans le collecteur principal.

On projetera donc la realisation de deux collecteurs principaux en se fixant les objectifs suivants:

- Le reseau d'evacuation projete doit eviter au maximum les contres inclinai^sons.

- Eviter les longueurs des canalisations inutiles.
- Eviter les profondeurs des tranchées couteuses en terrassant.
- Les canalisations doivent toujours suivre le point bas du bassin d'apport, conduisant les eaux par la voie la plus courte jusqu'au point du rejet.

CHAPITRE V

CALCULS DES DEBITS A EVACUER

1) DERIVS DES EAUX USEES:

L'évaluation de la quantité d'eau évacuée journalièrement s'effectuera à partir de la consommation par habitant, correspondant aux plus fortes consommations journalières de l'année. En tenant compte que toutes les eaux utilisées ne sont pas rejetées au réseau, il sera admis que l'eau évacuée, n'est que 80 % de l'eau consommée; On aura alors,

$$Q_u = 0.8. d. S.q.p$$

ou:

- Q_u : débit des eaux usées
- d : densité de la population de la zone d'influence
- S : surface de la zone d'influence
- q : consommation spécifique
- p : coefficient de pointe

Nous aurons alors pour chaque bassin partiel le débit suivant:

N. du bassin	surface ha	densité hab/ha	coefficient de pointe p	debit des eaux usees en l/s
01	6.10	100	1.65	3.69
02	5.53	160	"	5.35
03	5.49	100	"	3.32
04	2.73	100	"	1.65
05	10.09	160	"	9.76
06	10.38	80	"	5.02
07	8.53	230	"	11.86
08	6.28	230	"	8.73

On
 $q = 4.58/10^{-3}$
 $l/s/hab$

N. du Bassin	surface ha	densite hab/ha	coefficient de pointe p	debit des eaux usees en l/s
09	9.78	230	1.65	13.60
10	8.08	240	"	11.72
11	9.73	80	"	3.97
12	12.50	110	"	7.01
13	15.70	170	"	13.61
14	15.99	100	"	8.15
15	10.04	230	"	11.77
16	6.56	230	"	7.69
17	11.49	110	"	6.44
18	4.67	240	"	5.71
19	10.30	150	"	7.88
20	11.04	230	"	12.95
21	11.70	260	"	15.51
22	10.15	230	"	11.90
23	9.71	230	"	11.39
24	8.90	230	"	10.44
25	6.44	230	"	7.55
26	12.74	200	"	12.99
27	15.40	300	"	23.56
28	10.62	300	"	16.24
29	8.20	260	"	10.87
30	12.74	280	"	18.19
31	12.51	280	"	17.86
32	8.66	230	"	10.16
33	8.68	230	"	10.18

2) DEBITS DES EAUX PLUVIALES:

Pour la détermination des débits pluviaux, on appliquera la méthode dite **R**ationnelle, où le débit Q est donné, en litre par seconde par la formule:

$$Q = C i A$$

avec:

C : coefficient de ruissellement

i : intensité maximale de la pluie en l/s/ha

A : aire d'apport en hectares

2.1 Coefficient de ruissellement:

Le coefficient de ruissellement d'une surface donnée, est le rapport du volume d'eau qui ruisselle de cette surface, au volume d'eau tombé sur elle; Il dépend de l'inclinaison, du genre, et de la densité de la surface à drainer.

En principe, le coefficient de ruissellement est déterminé de la manière suivante:

$$C = A / A'$$

avec:

A : surface totale du bassin

A' : surface totale des parties revetues

✕ Pour notre part, vu l'impossibilité de déterminer avec certitude la surface des parties revetues de chaque bassin, on a jugé bon d'affecter le coefficient de ruissellement à chaque bassin élémentaire, suivant la densité de la population.

D'après ~~le~~ l'ouvrage intitulé "cours d'assainissement urbain",
édité par l'université de Stuttgart, les coefficients donnés
pour chaque densité sont:

densité de la population (hab/ha)	moyenne arithmétique	coefficient de ruissellement C
0 - 30	20	0.23
30 - 60	50	0.20 - 0.27
60 - 150	100	0.25 - 0.34
150	150	0.4
150 - 200	170	0.30 - 0.45
250	250	0.6
300	300	0.62
300 - 400	350	0.5 - 0.6; 0.8
400 - 600	500	0.6 - 0.7; 0.9
500 - 700	600	0.7 - 0.9

Ces chiffres étant applicables en Europe, on est obligé de les réduire du fait du pouvoir d'évaporation considérable qui existe dans la région de Ouargla.

2.2 Intensité moyenne de précipitation:

Une précipitation pluviale est caractérisée par son intensité et sa durée, les pluies les plus intenses étant les plus courtes.

Pour le calcul de l'intensité de pluie dans la région étudiée, nous nous sommes basés sur les formules appliquées au niveau de l'A.N.R.H

En donnant les notations suivantes:

\bar{P}_j : pluie journaliere maximale annuelle moyenne en mm.

$P_j\%$: pluie journaliere maximale annuelle de frequence donnee

$P\%(t)$: pluie maximale annuelle de duree t et de frequence
donnee (en mm)

t : duree de la pluie en heures

Cv : coefficient de variation de la serie pluviometrique

b : exposant climatique de la station

Z : variable reduite de Gauss (tabulee dans les livres de
statistiques)

On aura alors les relations et resultats suivants:

1/ Pluie journaliere maximale annuelle de frequence donnee:

Les pluies journalieres maximales annuelles suivent une loi de
distribution statistique log normale

Le calcul d'une pluie de frequence donnee se fait ainsi

$$P_j\% = \frac{\bar{P}_j}{\sqrt{Cv^2 + 1}} \text{Exp} (Z (\sqrt{\text{Ln}(Cv^2 + 1)}))$$

La variable Z est tiree du tableau suivant

frequence en %	temps de retour en ans	variable de Gauss Z
50	02	0.00
20	05	0.84
10	10	1.28
02	50	2.05

2/ Pluie de durée t et de fréquence donnée (%):

Ces pluies s'expriment ainsi

$$P\%(t) = 1.13 \times P_j\% \times (t / 24)^b$$

2.3 Choix de la période de retour d'insuffisance du réseau:

Le choix de la période de retour d'insuffisance pour laquelle il est envisagé de calculer le réseau, est le résultat d'un compromis entre le coût de sa construction et de son entretien, et le degré de protection recherché.

Dans notre cas, vu qu'on est en présence d'un terrain plat, on avait envisagé une période d'insuffisance de retour de dix ans, afin d'éviter le danger à un habitat traditionnel à base d'argile; Mais le débit des eaux pluviales ayant été jugé trop élevés par la S.E.T.Hy.A1, nos calculs se feront avec une période de retour d'insuffisance de deux ans.

2.4 Calcul de l'intensité moyenne de précipitation:

D'après les renseignements recueillies au niveau de l'A.N.R.H, la station pluviométrique de Ouargla a relevé les valeurs suivantes:

$$\bar{P}_j = 16.5 \text{ mm}$$

$$C_v = 0.36$$

$$b = 0.31$$

On a alors:

$$P_j\% = \frac{16.5}{\sqrt{(0.36)^2 + 1}} \text{Exp} \left(\sqrt{(0.36)^2 + 1} \right) = 22.01 \text{ mm}$$

Pour déterminer la durée de chute t , on se basera sur la règle donnée dans le livre de Gomella et qui dit ceci: "la pluie qui provoque l'apport maximal de ruissellement Q , en provenance d'un bassin donne, se confond avec celle dont la durée de précipitation est égale au temps de concentration de ce bassin".

En général, le temps de concentration est évalué à 15 minutes.

On aura alors:

$$P(15 \text{ Mn}) = 1.13 \times 22.01 \times (0.25 / 24)^{0.31} = 6.04 \text{ mm}$$

et donc,

$$i = \frac{6.04 \times 10^4}{15 \times 60} = 67 \text{ l/s/ha}$$

2.5 Calcul des débits des eaux pluviales:

Les débits des eaux pluviales pour chaque bassin, sont répartis dans le tableau qui suit:

N. du bassin	surface ha	densité hab/ha	coefficient C	intensité l/s/ha	débit l/s
01	6.10	100	0.15	67	61.30
02	5.53	160	0.2	"	74.10
03	5.49	100	0.15	"	55.18
04	2.73	100	0.15	"	27.44
05	10.09	160	0.2	"	135.21
06	10.38	80	0.1	"	69.55
07	8.53	230	0.3	"	142.88
08	6.28	230	0.3	"	126.23

$t = t_1 + t_2$
 $t = \frac{L}{V}$

N. du bassin	surface ha	densite hab/ha	coefficient C	intensite l/s/ha	debit l/s
09	9.78	230	0.3	67	196.58
10	8.08	240	0.3	"	162.41
11	9.73	80	0.1	"	65.19
12	12.50	110	0.15	"	125.62
13	15.70	170	0.2	"	210.38
14	15.99	100	0.15	"	160.70
15	10.04	230	0.3	"	201.80
16	6.56	230	0.3	"	131.86
17	11.49	110	0.15	"	115.47
18	4.67	240	0.3	"	93.87
19	10.30	150	0.2	"	138.02
20	11.04	230	0.3	"	221.90
21	11.70	260	0.35	"	274.36
22	10.15	230	0.3	"	204
23	9.71	230	0.3	"	195.17
24	8.90	230	0.3	"	178.89
25	6.44	230	0.3	"	129.44
26	12.74	200	0.25	"	213.39
27	15.40	300	0.4	"	412.72
28	10.62	300	0.4	"	284.62
29	8.20	260	0.35	"	192.29
30	12.74	280	0.4	"	341.43
31	12.80	280	0.4	"	343.0
32	5.76	230	0.3	"	96.48
33	5.78	230	0.3	"	96.81

CHAPITRE VI

PLAN DE CALCUL DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT

1) HEMA DU RESEAU:

Des canalisations ont été tracées pour chaque aire, avec des sections aptes à ramasser, et canaliser les eaux de pluie ainsi que les eaux usées.

Le schéma comporte deux collecteurs principaux, desquels l'un part du sud de Beni-Thour, suit en parallèle la route nationale, et arrive à la station d'épuration. L'autre part du nord du centre ville, parcourt le boulevard "colonel Si El Haoues", et la rue du 17 octobre, pour arriver à la station d'épuration.

Les conditions plano-altimétriques de la ville, n'ont pas permis de canaliser les eaux usées, sans prévoir des stations de relevement.

Les réseaux des zones des deux collecteurs principaux, constituent deux ensembles indépendants. Les eaux de chaque zone sont recueillies par un système de conduites secondaires, qui suivent pour la plupart, le tracé des routes existantes, ou prévues par le plan d'urbanisme.

2) PLAN DE CALCUL DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT:

Compte tenu de la faible importance des débits des eaux usées par rapport à ceux des eaux pluviales, les ouvrages seront calculés comme étant ceux du système séparatif. Ainsi le débit de dimensionnement pour chaque tronçon, sera le débit cumulé des eaux pluviales transitant à travers ce tronçon.

3) DETERMINATION DES DIAMETRES DES CANALISATIONS:

3.1 Bases des calculs:

Connaissant dans la section le debit à evacuer, la formule de base de l'ecoulement libre est:

$$Q = S \times V$$

avec :

Q : debit en M³/s

S : section transversale de l'ouvrage occupée par l'eau

V : vitesse d'ecoulement de l'eau en M/s

Pour le calcul de la vitesse V, on retiendra la formule de Chezy

$$V = C \sqrt{R I}$$

V : en M/s

C : coefficient pour lequel on peut adopter celui donne par la formule de Bazin,

$$C = \frac{87}{1 + (G / \sqrt{R})}$$

dans laquelle G est un coefficient d'ecoulement, fonction de la nature de la paroi, et de celle des eaux transportees.

I : pente de l'ouvrage en metre par metre

R : rayon hydraulique

Eu egard aux depots qui peuvent se former, le coefficient G a ete pris egal a 0.46, d'ou:

$$C = 60 R^{1/4}$$

$$V = 60 R^{3/4} I^{1/2}$$

R = 0.22

C'est sur cette base qu'a été établi l'abaque de Bazin avec lequel, tous nos calculs se feront.

3.2 détermination des diamètres des tronçons:

On fixe la pente minimale à adopter, ainsi que les conditions auxquelles le réseau devra satisfaire pour être auto-cureur. En fonction de la valeur de la pente tirée de la topographie du lieu, et de celle du débit Q déjà calculé, on tire le diamètre du tronçon considéré, la vitesse à pleine section (V_{ps}), et le débit à pleine section (Q_{ps}) à partir de l'abaque de la formule de Bazin (réseaux pluviaux en systèmes séparatifs, canalisations circulaires).

On calculera le rapport des débits ($R_q = Q/Q_{ps}$), et en fonction de ce dernier, on déterminera le rapport des hauteurs ($R_h = H/H_{ps}$) ainsi que celui des vitesses ($R_v = V/V_{ps}$), et ce à partir du deuxième abaque de la formule de Bazin (variations des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage, canalisations circulaires). Ensuite on pourra calculer les deux paramètres:

- la hauteur de remplissage $H = D \times R_h$

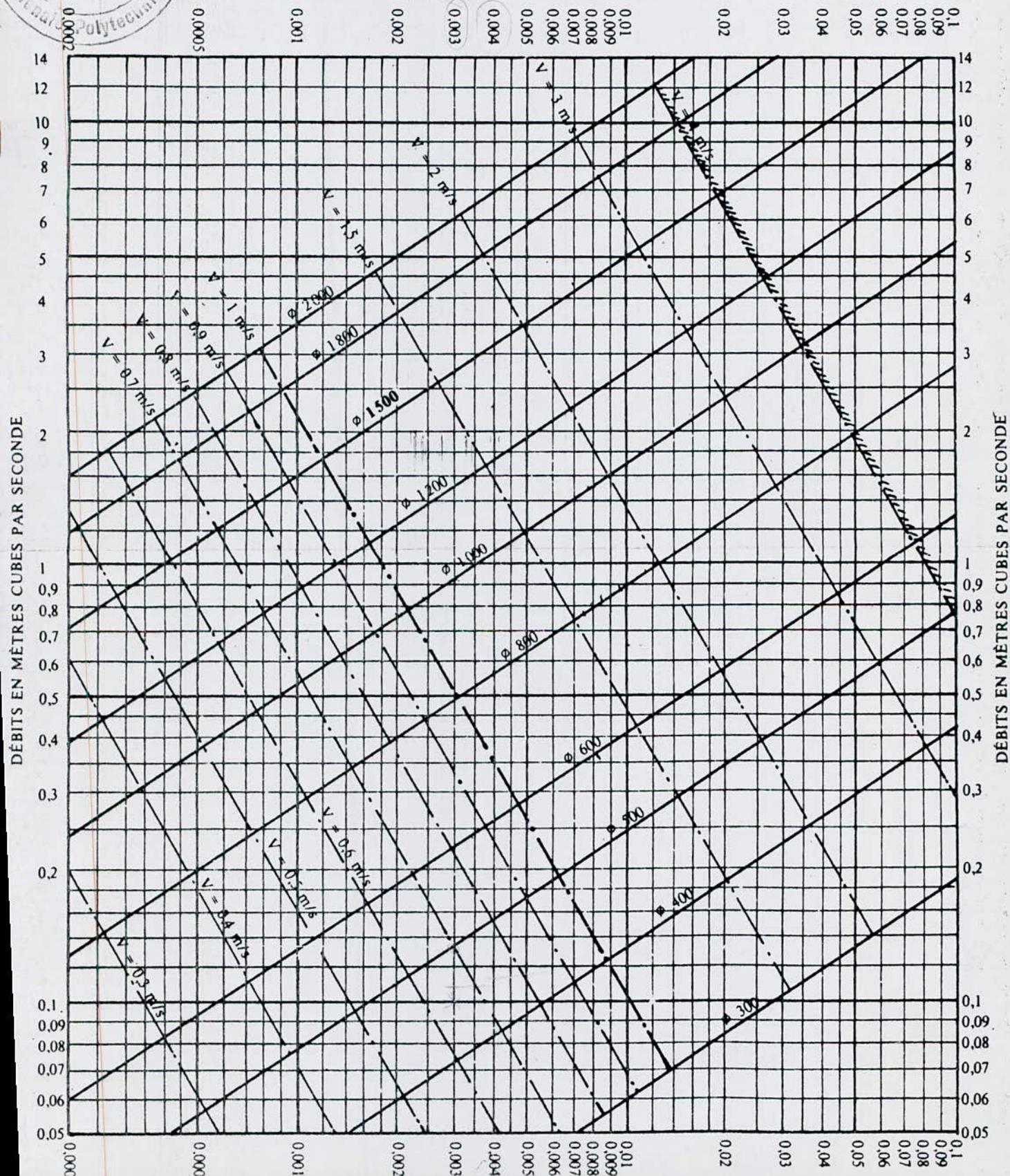
- la vitesse réelle $V = R_v \times V_{ps}$

$$R_v = \frac{V}{V_{ps}}$$



ANNEXE VII

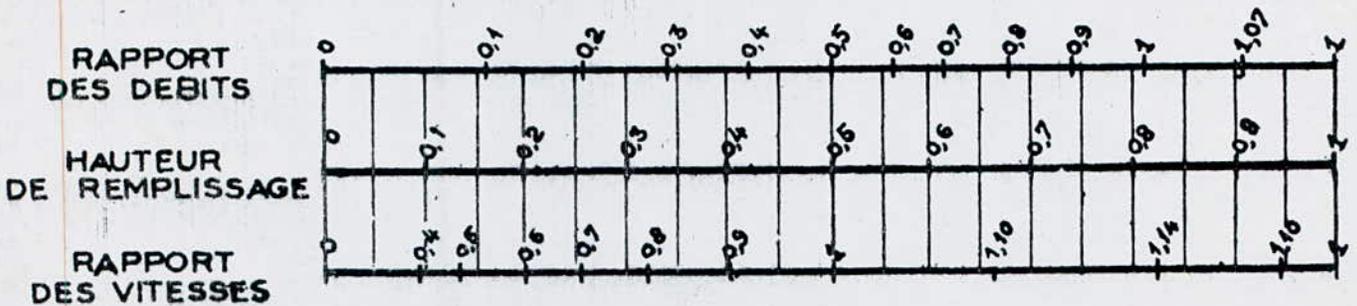
RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF
(Canalisations circulaires – Formule de Bazin)



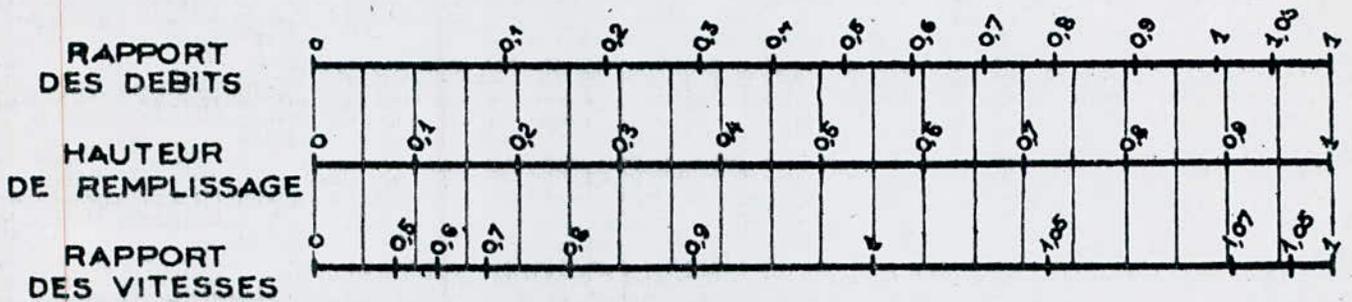
ANNEXE X

**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



CHAPITRE VII

CALCULS HYDRAULIQUES

1) CALCULS DES DEBITS PROGRESSIFS DANS LES DIFFERENTS TRONCONS
COMPTE TENU DES DEBITS A INFILTRER DANS LE SOL:

Comme il a été dit précédemment, on infiltrera à chaque fois dans le sol, le surplus des eaux pluviales.

La dotation étant supérieure à 200 l/s, les eaux usées ne seront pas très concentrées, c'est pourquoi, la dilution minimale dans chaque conduite sera prise égale à 3, c'est à dire trois fois le débit maximum par temps sec.

L'infiltration se fera à chaque fois que la vitesse d'autocurage n'est plus vérifiée.

Les tableaux qui vont suivre, nous donnent la quantité d'eau pluviale à infiltrer et le débit restant dans la conduite.

*Conséquence
de l'infiltration
- économiquement cad (peu d'eau).*

Tronçon	Debit eaux usées (Cumulés)			Debit des eaux Pluv. (Partielles)	Debit à infiltrer		Debit restant l/s	Debit total dans le tronçon l/s
	moyen l/s	de Pointe l/s	3 Q.P. l/s		N° du Nœud	Debit l/s		
1 - 2	1,76	2,91	8,73	40,12	2	31,39	8,73	40,12
2 - 3	3,04	5,02	15,06	28,93				37,66
3 - 4	5,27	8,71	16,13	51,15				88,81
4 - A	5,27	8,71	26,13	11,11	A	73,87	26,13	99,92
5 - A	3,24	5,35	16,05	74,18	A	57,95	16,05	74,18
6 - 7	5,91	9,76	29,28	135,09	7	105,72	29,28	135,09
8 - 7	2,01	3,32	9,96	25,73	7	45,14	9,96	55,01
7 - 9	8,93	14,73	44,19	58,31	7	23,81	44,19	68,27
9 - 10	16,11	26,59	79,77	72,04	9	37,23	79,77	116,23
10 - B	16,11	26,59	79,77	70,94	10	71,23	79,77	150,71
11 - 12	5,24	8,65	25,95	129,54	B	103,05	25,95	129,54
12 - 13	8,24	13,60	40,80	32,06	12	27,20	40,80	58,01
13 - B	8,24	13,60	40,80	10,71	B	126,07	40,80	68,72
14 - C	5,29	8,73	26,19	65,14	C	53,07	11,91	65,14
15 - 16	2,41	3,97	11,91	56,99	16			68,90
16 - 17	4,41	7,27	21,81					

Tronçon	Debit eaux uses (Cumulees)			Debit des eaux Pluv. (Partielles)	Debit d'infiltrer		Debit restant ℓ/s	Debit Total ds le tronçon ℓ/s
	moyen ℓ/s	de Paerte ℓ/s	3 Q.P. ℓ/s		N° du Nœud	Debit ℓ/s		
17-18	6,65	10,98	32,94	70,17	18	105,06	32,94	139,07
18-19	14,90	24,59	73,77	154,12	19	113,23	73,77	187,06
19-I	14,90	24,59	73,77	45,93	I	45,93	73,77	119,7
20-21	5,41	8,93	26,79	171,06	21	145,21	26,79	171,06
21-22	10,82	17,86	53,58	80,72	22	50,32	53,58	107,51
23-22	6,16	10,16	30,48	42,14	22	65,52	30,48	95,72
22-24	16,98	28,02	84,06	53,87				84,35
24-II	23,15	38,20	114,6	97,18	II	67,56	114,60	181,53
25-26	9,30	15,35	46,05	269	26	249,95	46,05	269
26-27	14,28	23,56	70,68	144,36	27	120,32	70,68	190,41
28-27	11,02	18,19	54,57	341,43	27	286,43	54,57	341,43
27-29	31,89	52,62	157,86	192,29	29	160,14	157,86	317,54
29-III	41,73	68,86	206,58	284,62	III	196,08	206,58	402,48
30-31	4,94	8,15	24,45	139,28				139,28
31-32	4,94	8,15	24,45	121,42	32	135,55	24,45	160,70
32-33	12,07	19,92	59,76	201,80	33	167,24	59,76	226,25

Tronçon	Debit eaux usées (cumulées)			Debit des eaux pluv. (partielles)	Debit à infiltrer		Debit restant ℓ/s	Debit total ds le tronçon ℓ/s
	moyen ℓ/s	de pointe ℓ/s	3Q.P. ℓ/s		N° du Nœud	Debit ℓ/s		
33 - IV	16,73	27,61	82,83	131,86	IV	109,12	82,83	191,62
34 - 35	7,87	12,99	38,97	213,39	35	174,03	38,97	213,39
35 - 36	11,47	18,92	56,76	100,77	36	73,24	56,76	139,74
36 - 37	14,2	23,43	70,29	78,12	37	64,59	70,29	134,88
37 - V	18,77	30,98	92,94	129,44	V	107,20	92,94	199,72
38 - 39	3,90	6,44	19,32	115,47	39	95,68	19,32	115,47
40 - 39	4,77	7,88	23,64	138,02	39	113,36	23,64	138,02
39 - VI	12,14	20,03	60,09	93,87	VI	77,68	60,06	136,83
41 - 42	3,31	5,47	16,41	110,30	42	92,59	16,41	110,30
42 - 43	6,90	11,39	34,17	85,13	43	67,83	34,17	101,54
43 - 44	12,26	20,24	60,72	169,97	44	143,42	60,72	204,14
44 - 45	14,11	23,29	69,87	194,08	45	185,71	69,87	234,80
45 - 46	23,51	38,80	116,4	137,23	46	90,60	116,40	207,1
47 - 46	7,85	12,95	38,85	221,90	46	182,15	38,85	221,90
46 - VII	43,39	71,6	214,8	137,18	VII	79,65	214,18	292,43
48 - VIII	7,09	11,72	35,13	162,41	VIII	128,25	36	162,41

2) DIMENSIONNEMENT DU RESEAU:

Après avoir déterminé le débit véhiculé par chaque tronçon d'égout, on fixe la pente minimum en tenant compte des conditions suivantes:

- La couverture minimale au dessus de la génératrice supérieure doit être supérieure à 0.80 m.
- Afin d'éviter l'érosion par les matières transportées, la vitesse maximum ne doit pas dépasser 4 m/s.
- Pour assurer l'autocurage, la vitesse minimum doit être de 0.3 m/s pour le débit de pointe des eaux usées (débit atteint au moins une fois par jour).

Les diamètres des différents tronçons ainsi que les pentes sont données dans les tableaux qui vont suivre.

pente max ?
nappe phréatique

Tronçon	longueur (m)	Débit (m ³ /s)	Cote du terrain		cote du radier		pente (‰)	Diamètre (mm)
			Amont	Aval	Amont	Aval		
17-18	225	0,138	136,6	135,3	133,6	131,9	7,55	500
18-19	260	0,187	135,3	134,8	131,9	130,54	5,23	500
19-I	95	0,120	134,8	134,2	130,54	130,30	2,52	500
20-21	200	0,171	135,1	134,9	133,78	131,70	10,40	500
21-22	200	0,107	134,9	133,6	131,70	130,60	5,50	400
23-22	165	0,096	134,8	133,6	133,48	130,60	17,45	400
22-24	150	0,085	133,6	134,2	130,60	130,15	3,00	500
24-II	200	0,182	134,2	134,1	130,15	129,65	2,50	600
25-26	215	0,269	135,2	134,4	133,5	132,07	6,65	600
26-27	115	0,191	134,4	135,4	132,07	131,40	5,82	500
28-27	275	0,341	136	135,4	134,4	131,50	10,54	500
27-29	250	0,318	135,4	134,9	131,40	130,90	2,00	800
29-III	170	0,402	134,9	134,6	130,90	130,56	2,00	800
30-31	240	0,140	136,7	135,8	135,2	131,84	14,00	400
31-32	85	0,160	135,8	135,4	131,84	131,42	4,94	500
32-33	210	0,226	135,4	134,8	131,42	130,70	3,42	600

Tronçon	longueur (m)	Débit (m ³ /s)	cote du terrain		cote du radier		pente (‰)	Diamètre (mm)
			Amont	Aval	Amont	Aval		
33-IV	240	0,191	134,8	134,66	130,70	130,00	2,91	600
34-35	285	0,213	135,2	134,6	133,50	130,65	10,00	500
35-36	210	0,139	134,6	134,2	130,65	130,2	3,00	500
36-37	160	0,134	134,2	134	130,02	129,70	2,00	600
37-V	160	0,200	134	133,9	129,70	129,18	3,25	600
38-39	300	0,116	134,6	134,2	133,18	130,00	10,6	400
40-39	295	0,138	132,8	134,2	131,48	129,80	5,69	500
39-VI	275	0,137	134,2	133,7	129,80	129,25	2,00	600
41-42	165	0,110	133,9	133,7	132,58	130,93	10,00	400
42-43	230	0,102	133,7	132,9	130,93	130,12	3,52	500
43-44	200	0,204	132,9	132,4	130,12	129,52	3,00	600
44-45	150	0,234	132,4	132,6	129,52	129,07	3,00	600
45-46	215	0,207	132,6	133,4	129,07	128,43	2,97	600
47-46	300	0,222	134,1	133,4	132,60	128,60	13,33	500
46-VII	255	0,292	133,4	133	128,43	127,92	2,00	800
48-VIII	250	0,162	133,9	133,20	132,48	129,98	10,00	500

	Tronçon	Longueur (m)	Débit (l/s)	Altitude du terrain (m)		Altitude du radier (m)		Pente ‰	φ (mm)	observations
				Amont	Aval	Amont	Aval			
collecteur sud	I - II	200	73,77	134,20	134,10	130,00	129,20	4,00	400	station de relevement 1
	II - SR1	136	188,37	134,10	134,40	129,20	128,86	2,50	600	
	SR1 - III	595	188,37	134,40	134,60	132,68	130,50	3,66	600	
	III - IV	225	394,95	134,60	134,66	130,50	129,80	3,11	800	
	IV - V	325	477,78	134,66	133,90	129,80	129,00	2,46	800	
	V - VI	140	570,72	133,90	133,70	129,00	128,44	4,00	800	
	VI - SR2	150	630,81	133,70	133,00	128,44	127,64	5,33	800	
	SR2 - VIII	345	844,99	133,00	133,20	131,08	129,78	3,76	1000	
VIII - SEP	350	880,12	133,20	132,00	129,78	128,03	5,00	1000	Relevement final	
collecteur nord	A - B	780	42,18	135,10	134,80	131,45	129,65	2,30	400	Relevement final
	B - C	490	162,75	134,80	133,6	129,65	128,65	2,04	600	
	C - SEP	350	188,94	133,6	132,00	128,65	127,95	2,00	600	

3) FONCTIONNEMENT DU RESEAU:

Les tableaux qui vont suivre nous donnent toutes les conditions de fonctionnement du reseau.

L'examen de ces tableaux montre:

- que les canalisations ne sont nulle part en charge;
- que la vitesse de l'eau est acceptable dans tous les troncons;
- que la vitesse fixee pour l'autocurage (0.3 m/s) est respectee.

Tronçon	Longueur (m)	Débit max.	ϕ (mm)	Pente	Vitesse (m/s)	% de remplissage en hauteur	hauteur tranchée		Débit min.	Vitesse minimum
							Amont	Aval		
1-2	275	0,040	300	7,38	0,80	0,68	1,22	2,75	0,003	0,31
2-3	200	0,038	300	6,25	0,73	0,69	2,75	2,5	0,005	0,35
3-4	285	0,089	400	5,96	0,92	0,72	2,5	4,00	0,008	0,41
4-A	125	0,1	500	2,00	0,86	0,76	4,00	3,85	0,008	0,24
5-A	265	0,074	400	11,62	1,17	0,52	1,32	4,00	0,005	0,34
6-7	275	0,135	500	8,29	1,21	0,60	1,42	4,00	0,01	0,40
8-7	225	0,055	300	13,68	1,06	0,68	1,22	4,00	0,003	0,34
7-9	165	0,068	400	2,42	0,61	0,81	4,00	4,20	0,015	0,39
9-10	245	0,117	500	3,67	0,84	0,68	4,20	4,00	0,026	0,52
10-B	200	0,151	600	3,00	0,86	0,64	4,00	4,80	0,026	0,42
11-12	210	0,129	400	10,00	1,24	0,80	1,50	3,40	0,008	0,42
12-13	110	0,058	400	6,00	0,85	0,54	3,40	4,16	0,013	0,47
13-C	125	0,068	400	3,52	0,71	0,72	4,16	4,80	0,013	0,58
14-C	205	0,126	400	12,19	1,56	0,74	2,70	4,90	0,008	0,58
15-16	160	0,065	300	12,50	1,17	0,74	1,22	2,40	0,004	0,41
16-17	200	0,068	400	6,00	0,88	0,60	2,40	3,00	0,007	0,36

Tronçon	Longueur (m)	Débit max	ϕ (mm)	Pente ‰	Vitesse (m/s)	% de remplissage en hauteur	hauteur tranchée		Débit min ?	Vitesse minimum
							Amont	Aval		
17-18	225	0,138	500	7,55	1,16	0,60	3,00	3,40	0,01	0,43
18-19	260	0,187	500	5,23	1,05	0,85	3,40	4,26	0,024	0,53
19-I	45	0,120	500	2,52	0,72	0,80	4,26	3,90	0,024	0,45
20-21	200	0,171	500	10,40	1,37	0,60	3,20	3,20	0,009	0,32
21-22	200	0,107	400	5,50	0,88	0,90	3,00	3,00	0,017	0,54
23-22	165	0,096	400	17,45	1,78	0,53	3,00	3,00	0,010	0,73
22-24	150	0,085	500	3,00	0,73	0,58	4,05	4,05	0,028	0,50
24-II	200	0,182	600	2,50	0,81	0,72	4,45	4,45	0,038	0,49
25-26	215	0,269	600	6,65	1,31	0,71	2,33	2,33	0,015	0,41
26-27	115	0,191	500	5,82	1,11	0,81	4,00	4,00	0,023	0,54
28-27	275	0,341	500	10,54	1,59	0,68	3,90	3,90	0,018	0,46
27-29	250	0,318	800	2,00	0,90	0,68	4,00	4,00	0,052	0,46
29-III	170	0,402	800	2,00	0,93	0,81	4,04	4,04	0,068	0,54
30-31	240	0,140	400	14,00	1,45	0,74	1,50	3,96	0,008	0,49
31-32	85	0,160	500	4,94	1,01	0,76	3,98	3,98	0,008	0,31
32-33	210	0,226	600	3,42	0,96	0,76	3,98	4,10	0,019	0,43

Tronçon	Longueur (m)	Debit max	ϕ (mm)	Pente (‰)	Vitesse (m/s)	% de remplissage en hauteur	hauteur tranchée		Débit min.	Vitesse minimum
							Amont	Avant		
33-IV	240	0,191	600	2,91	0,89	0,77	4,10	4,66	0,027	0,45
34-35	285	0,213	500	10,00	1,44	0,71	1,70	3,95	0,012	0,49
35-36	210	0,139	500	3,00	0,79	0,85	3,95	4,18	0,018	0,40
36-37	160	0,134	600	2,00	0,72	0,64	4,18	4,30	0,023	0,38
37-V	160	0,200	600	3,25	0,83	0,72	4,30	4,72	0,031	0,42
38-39	300	0,116	400	10,60	1,24	0,72	1,42	4,20	0,006	0,39
40-39	295	0,138	500	5,69	1,04	0,67	1,32	4,40	0,007	0,30
39-VI	275	0,137	600	2,00	0,72	0,64	4,40	4,45	0,020	0,35
41-42	165	0,110	400	10,00	1,24	0,71	1,32	2,77	0,005	0,33
42-43	230	0,102	500	3,52	0,80	0,63	2,77	2,78	0,011	0,37
43-44	200	0,204	600	3,00	0,89	0,74	2,78	2,88	0,020	0,54
44-45	150	0,234	600	3,00	0,90	0,85	2,88	3,53	0,023	0,41
45-46	215	0,207	600	2,97	0,89	0,76	3,53	4,97	0,038	0,52
47-46	300	0,222	500	13,33	1,56	0,68	1,50	4,80	0,012	0,49
46-5R2	255	0,292	800	2,00	0,88	0,64	4,97	5,08	0,071	0,55
48-VII	250	0,162	500	10,00	0,96	0,71	1,42	3,22	0,011	0,35

Trançon	longueur (m)	debit max elis	φ (mm)	pente ‰	vitesse max (m/s)	% de remplissage en hauteur	hauteur tranche (m)		debit min. (l/s)	vitesse min. (m/s)	observations
							Amont	Aval			
I - II	200	136	73,77	4,00	0,76	0,73	4,20	4,90	24,59	0,55	vitesse d'auto- curage ven./te
II - SR1	136	188,37	188,37	2,50	0,82	0,75	4,90	5,54	62,79	0,59	11
SR1-III	595	188,37	188,37	3,66	0,97	0,65	4,72	4,10	62,79	0,69	11
III - IV	225	394,95	394,95	3,11	1,10	0,67	4,10	4,86	131,65	0,79	11
IV	325	477,78	477,78	2,46	0,99	0,92	4,86	4,90	159,26	0,79	11
V	140	570,72	570,72	4,00	1,29	0,83	4,90	5,26	190,24	0,98	11
VI	150	630,81	630,81	5,33	1,49	0,80	5,26	5,36	210,27	1,12	11
VI - SR2	345	844,99	844,99	3,76	1,44	0,70	1,92	3,42	284,87	1,02	11
SR2-VIII	350	880,12	880,12	5,00	1,65	0,67	3,42	3,97	293,59	1,17	11
VIII - SEP	350	188,94	188,94	2,00	0,75	0,83	4,95	4,05	63,00	0,56	11
A - B	780	42,18	400	2,30	0,61	0,58	3,65	5,15	14,08	0,37	vitesse d'auto- curage ven./te
B - C	490	162,75	600	2,04	0,75	0,73	5,45	4,95	54,27	0,54	11
C - SEP	350	188,94	600	2,00	0,75	0,83	4,95	4,05	63,00	0,56	11

CHAPITRE VIII

POMPES

1) POMPES:

L'utilisation des pompes centrifuges pour le relevement des eaux d'égout, doit tenir compte des suggestions imposees;

Risque d'obturation, encrassement et usure rapide.

L'utilisation des pompes a vis d'Archimede, pourrait eliminer tous ces inconvenients, mais cela necessiterait la realisation d'ouvrages genie-civils assez couteux et encombrants.

Aussi pour le relevement des eaux d'égout en plein ville, on utilisera des pompes centrifuges, et pour le relevement final qui est effectue hors de la ville, on utilisera des pompes a vis d'Archimede.

1.1 Pompes centrifuges:

On a deja cite les inconvenients des pompes centrifuges, mais des palliatifs sont apportees par des mesures telles que suppression des ailettes de diffuseur, roues sans flasques, turbines a effet vortex, ou turbine a canal unique, bagues d'etancheite a rattrapage de jeu ou amovibles, etc.....

Ces pompes ainsi amenees peuvent relever des eaux chargees de corps etrangers, dont le diametre est fonction de la section d'aspiration; Elles demandent a etres protegees par des grilles dont l'ecartement des barreaux est determine par la section de passage de la turbine, donc en definitive du debit.

Le systeme d'installation prevu, et le plus repandu actuellement, est le systeme ou il est mis en place, des pompes submersibles installees dans la bache meme d'aspiration, ce qui nous evitera les desamorces.

1.2 Bache d'aspiration:

L'arrivee des eaux d'egout s'effectuant a debit variable, alors que le debit des pompes centrifuges est constant, il est indispensable que les eaux soient recueillies dans une bache d'aspiration jouant le role de volant.

La capacite de la bache d'aspiration doit etre aussi reduite que possible, de facon a limiter les depenses d'infrastructures, mais par contre, il faut eviter les demarrages trop frequents des engins de relevement; Une cadence acceptable etant de 4 a 5 demarrages par heure.

Si q est en M /s, le debit de l'egout, t l'intervalle en secondes entre deux demarrages successifs de la pompe, et n le nombre d'engins de relevement de memes caracteristiques; Le volume V de la bache d'aspiration s'exprime en M par la formule:

$$V = \frac{ts}{4 \times n} \times q$$

L'intervalle de temps a choisir entre deux demarrages successifs, est essentiellement fonction de la nature du materiel.

Il s'echelonne entre 6 et 15 minutes. Dans notre cas, on prendra 6 minutes, de facon a limiter la profondeur vu la presence de la nappe phreatique.

En general, q est pris egal au debit pluvial dans l'egout de la periode de retour choisie; Mais vu qu'il ne pleut pas trop souvent, on calculera la bache d'aspiration avec le debit par temps sec, et on prévoira un niveau de declenchement automatique de la pompe devant travailler en temps de pluie.

Application numerique:

Station de relevement I:

t = 6 mn = 360 secondes

n = 2 pompes

q = 0.063 M³/s

$$V = \frac{360}{4 \times 2} \times 0.063 = 2.83 \text{ m}^3$$

On prendra un volume de 3.5 M³

Station de relevement II:

t = 6 mn = 360 secondes

n = 3 pompes

q = 0.282 M³/s

$$V = \frac{360}{4 \times 3} \times 0.282 = 8.46 \text{ M}^3$$

On prendra un volume de 10 M³

2) CHOIX DE POMPES:

Le choix d'une pompe s'effectue en choisissant le type normalise de pompe, dont les caracteristiques se rapprochent le plus des donnees a respecter:

- Debit a refouler, hauteur d'elevation et rendement.

Pour notre part nous avons decide de choisir des pompes a axe horizontal au niveau des deux stations

2.1 Duree de pompage:

Vu la necessite d'evacuer le maximum d'eau usee, nous avons opte pour un fonctionnement continu des stations de pompages, c'est a dire 24 heures sur 24 heures. Pour cela, chaque station sera equipee de pompes jumellees travaillant en intermitance.

2.2 Etapes de calcul:

La formule de Bonnin donne un diametre approximatif,

$$D = \sqrt[3]{Q}$$

Q : debit a transiter en M³/s

Le nombre de Reynolds est donne par la formule:

$$R = \frac{V \times D}{\nu}$$

V : vitesse moyenne d'ecoulement

ν : viscosite cinematique

D'apres l'equation de continuite, on peut determiner la vitesse d'ecoulement de l'eau dans la conduite,

$$Q = V \times A \qquad V = \frac{4 \times Q}{\pi \times D^2}$$

La nature du regime d'ecoulement, est fonction du nombre de Reynolds et de la rugosite absolue. Ayant ces deux parametres on peut determiner le regime d'ecoulement, tout en se referant au diagramme de Moody.

En regime turbulent rugueux, le coefficient de frottement est

donne par la formule de Nikuradze:

$$F_n = (1.14 - 0.86 \ln \frac{\epsilon}{D_h})^{-2}$$

ou:

D_h : diametre hydraulique

ϵ : rugosite absolue

En regime transitoire, le coefficient de frottement est donne par la formule de Colebrook:

$$F_c = (0.86 \ln (\frac{\epsilon}{D_h} + \frac{2.51}{R \cdot \sqrt{F_c}}))^{-2}$$

Pour la determination des pertes de charges, on utilisera la methode de Darcy-Weisbach.

Les pertes de charges lineaires sont exprimes par la formule suivante:

$$H_1 = F \frac{L_g \cdot V^2}{D \times 2 g}$$

F : coefficient de frottement

L_g : longueur geometrique

V : vitesse moyenne d'ecoulement

D : diametre de la conduite

Les pertes de charges singulieres sont exprimees par une longueur equivalente (L_{eq}), occasionnant une perte de charge lors du passage d'un debit Q , de sorte que:

$$H_s = F \frac{L_{eq} \times V^2}{2 g \times D}$$

Les pertes de charges totales sont:

$$H_t = H_g + H_s$$

Nous avons estime la longueur equivalente a 15 % de la longueur geometrique:

$$L_t = L_g + L_{eq}$$

donc:

$$L_t = 1.15 L_g$$

D'apres l'equation de continuite, on a:

$$Q = V \cdot A \quad \text{d'ou} \quad V = \frac{Q}{A}$$

Q : debit en M /s

A : section de la conduite en M²

Par consequent:

$$H_t = \frac{1.15 F \times L_g \times Q^2}{2 g \times A^2}$$

Station de relevement I:

Par temps sec:

Q = 63 l/s H_g = 4.92 M L_g = 5.50 M D = 250 mm

debit Q l/s	vitesse V M/s	nombre de Reynolds	coefficient F	Ht (m)	Hmt (m)
40	0.815	203750	0.023558	0.0045	4.925
50	1.018	254500	0.023365	0.0071	4.926
63	1.284	321000	0.023201	0.0112	4.931
70	1.426	356500	0.023137	0.0138	4.933
80	1.630	407500	0.023064	0.0170	4.937

Par temps de pluie:

$Q = 126 \text{ l/s}$ $H_g = 4.92$ $L_g = 5.50 \text{ m}$ $D = 300 \text{ mm}$

Debit Q l/s	Vitesse V M/s	nombre de Reynolds	coefficient F	Ht M	Hmt M
80	1.132	339600	0.0222642	0.0092	4.929
100	1.415	424500	0.02208925	0.014	4.934
126	1.783	534900	0.0219738	0.022	4.942
140	1.981	594300	0.0219288	0.028	4.948
160	2.264	679200	0.0218779	0.036	4.956

Station de relevement II:

Par temps sec

$Q = 282 \text{ l/s}$ $H_g = 5.44 \text{ m}$ $L_g = 6 \text{ m}$ $D = 400 \text{ mm}$

debit Q l/s	vitesse V M/s	nombre de Reynolds	coefficient F	Ht m	Hmt m
100	0.796	318400	0.0209551	0.004	5.44
200	1.592	636800	0.0205109	0.018	5.46
282	2.245	898000	0.0203750	0.036	5.48
400	3.184	1273600	0.0202758	0.071	5.51
500	3.980	1592000	0.0202270	0.112	5.55

Par temps de pluie:

Q = 563 l/s

Hg = 5.44 m

Lg = 6m

D = 600 mm

debit Q l/s	vitesse V M/s	nombre de Reynolds	coefficient F	Ht m	Hmt m
300	1.061	636600	0.0188310	0.0074	5.447
400	1.415	849000	0.0186780	0.013	5.453
563	1.992	1195200	0.0185415	0.025	5.465
600	2.123	1273800	0.0185205	0.029	5.469
700	2.476	1485600	0.0184747	0.039	5.480

3) POINT DE FONCTIONNEMENT DE LA POMPE:

Le point de fonctionnement de la pompe, est donne par l'intersection de la caracteristique de la pompe (Hp), et celle de la conduite (Hc).

Pour chaque debit a relever, nous avons choisi une pompe submersible de type FLYGT dont les caracteristiques sont donnees dans les pages suivantes.

Pour la conduite de refoulement des eaux usees de la SR1, l'intersection de Hc et de Hp, donne un point p' qui correspond a un debit de 64 l/s. Ce dernier n'etant pas trop eloigne du debit desire (63 l/s), on peut garder la pompe telle qu'elle.

Pour la conduite de refoulement des eaux usees de la SR2, l'intersection donne un point p' qui correspond a un debit de 361 l/s et a une hauteur de 5.48 m. Le point p' etant trop

eloigne du debit desire (282 l/s), ceci pourrait entrainer une marche en cavitation de la pompe.

En vue de rapprocher ces debits, plusieurs solutions sont possible

- variante 1:

Accepter la caracteristique de la pompe telle qu'elle, le debit releve sera superieur a celui desire, et la duree de pompage sera diminuee.

Le volume entrant est:

$$Q = 282 \text{ l/s} = 10152 \text{ M}^3/\text{h}$$

$$V = Q \cdot T = 10152 \times 24 = 24364.8 \text{ M}^3$$

Le temps de remplissage se reduit a:

$$T = \frac{24364.8}{1299.6} = 18.74 = 19 \text{ heures}$$

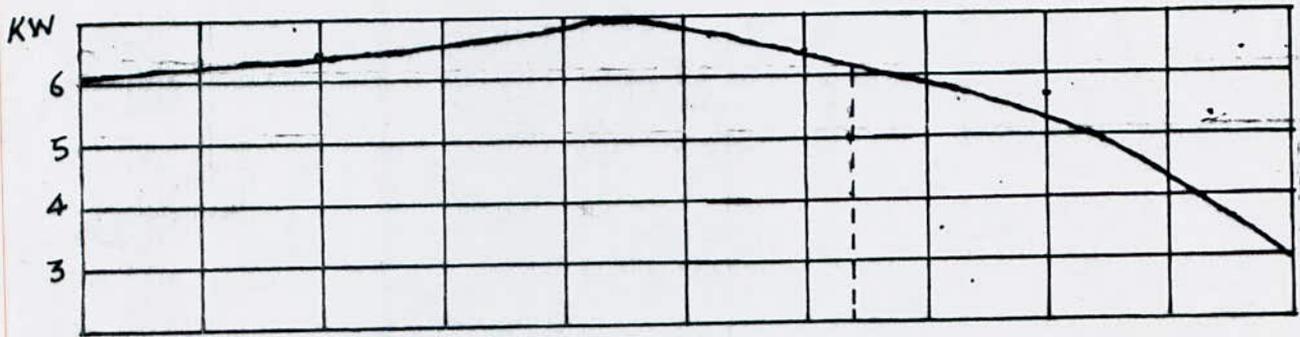
la puissance absorbee ne changera pas, et d'apres la caracteristique P(Q),

$$P = 29.06 \text{ kW}$$

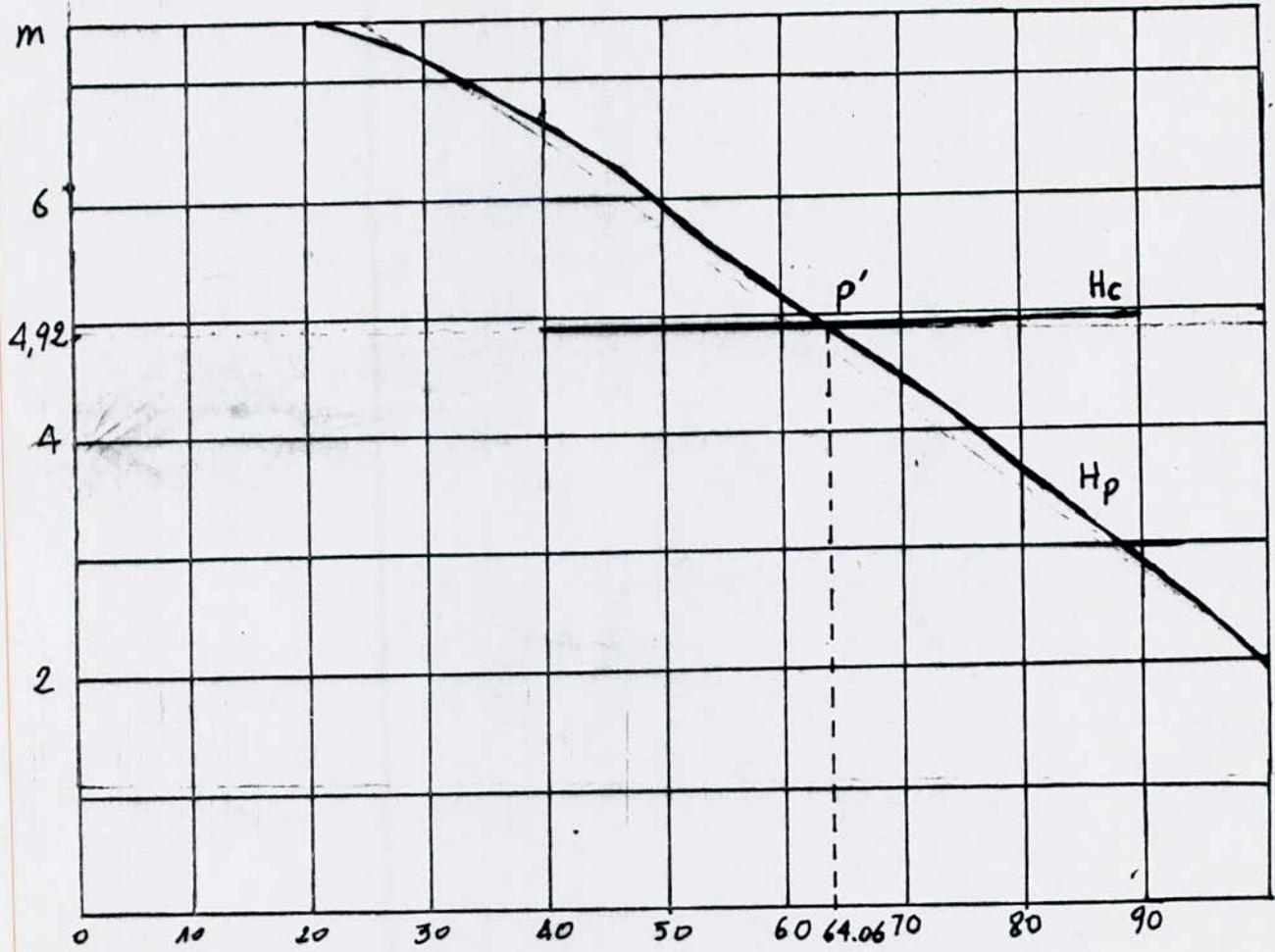
- variante 2:

La deuxieme variante consiste a vanner sur le refoulement; Dans ce cas, la consommation d'energie augmente. En effet, le vannage va creer une perte de charge qui va engendrer un gaspillage d'energie, donc cette solution presente aussi des inconvenients.

Groupe electropompe submersible
TYPE FLYGT
SERIE 3126 / LL 410
 $\eta = 50\%$ vitesse = 1450 tr/min



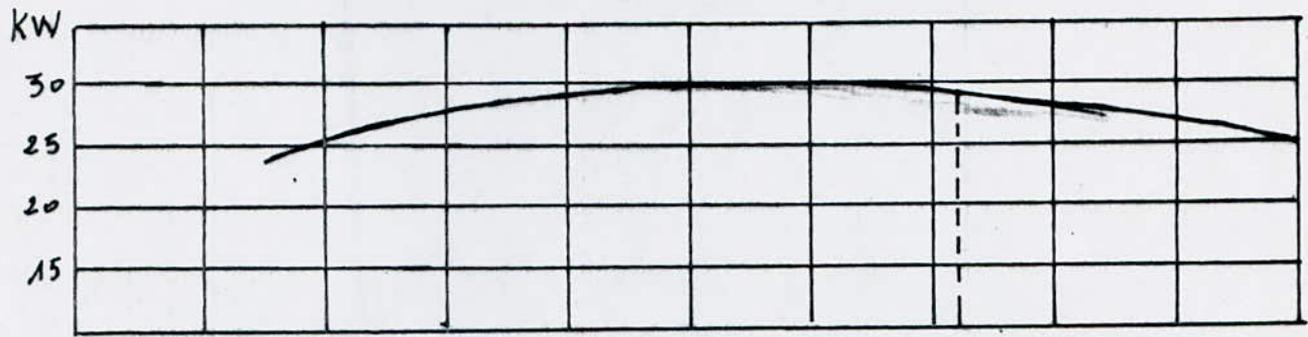
PUISSANCES



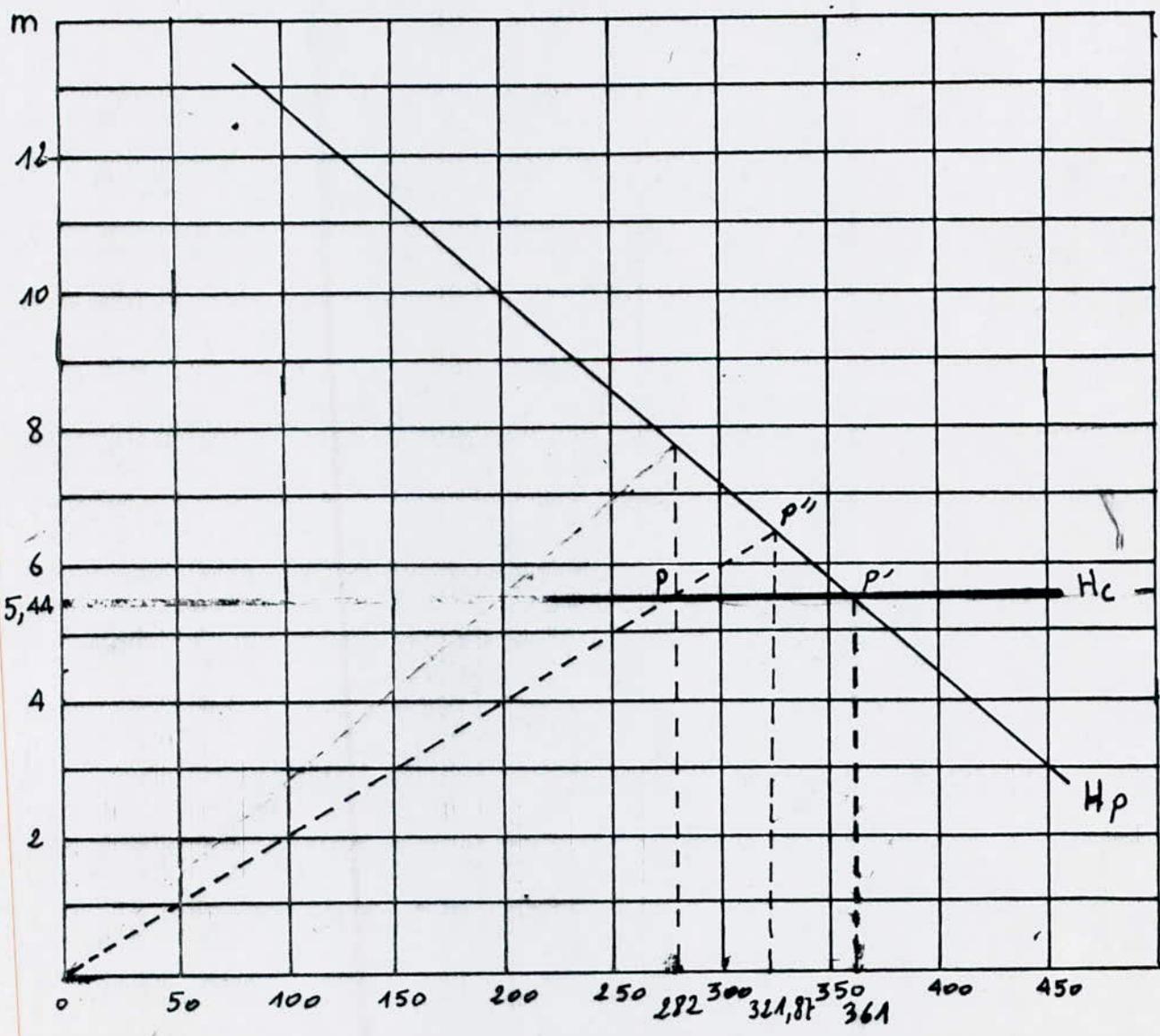
HAUTEURS MANOMETRIQUES TOTALES

2/2

Groupe electropompe submersible
TYPE FLYGT
SERIE 3300 / LT 614
 $\eta = 70\%$ vitesse = 650 tr/mn

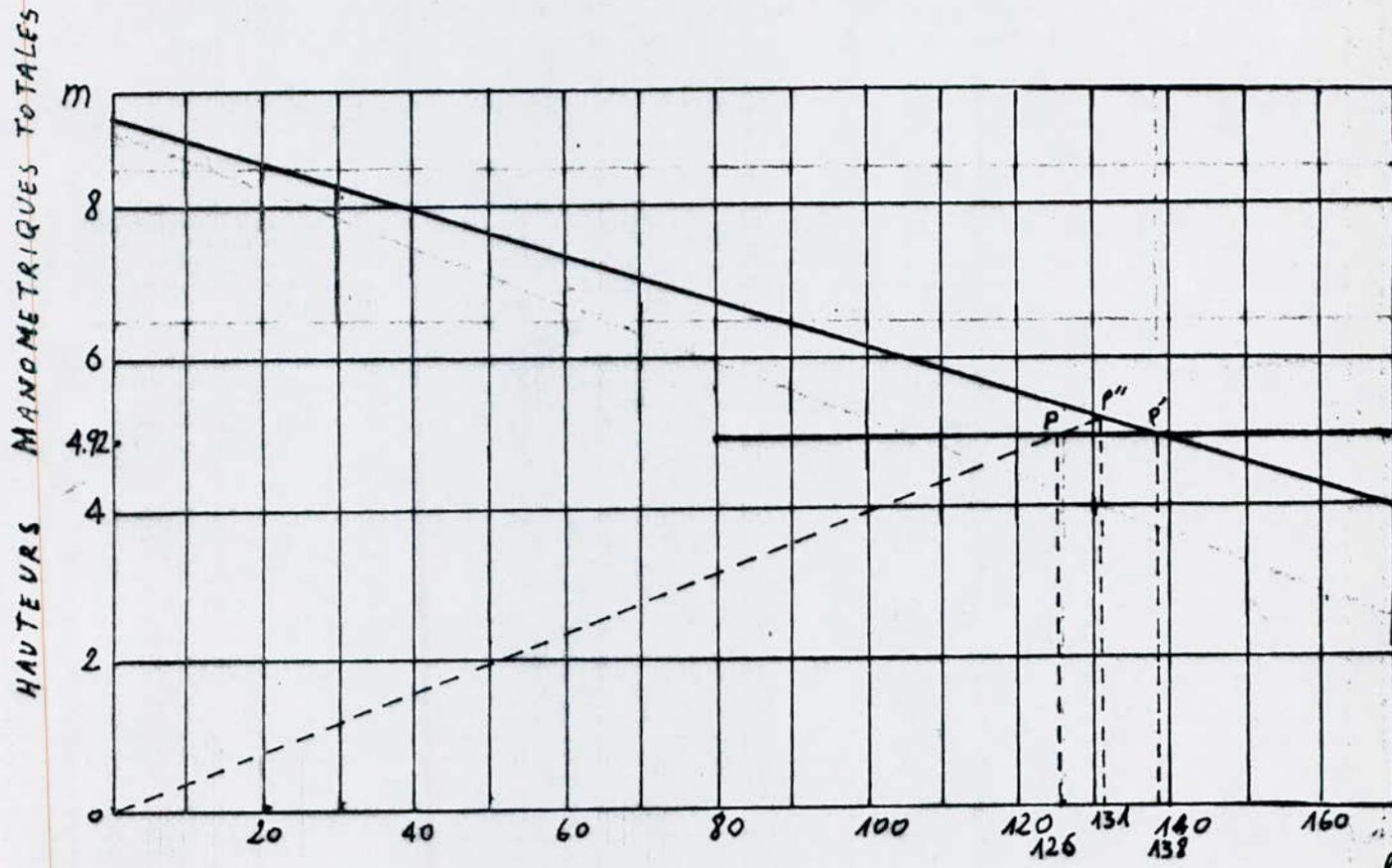
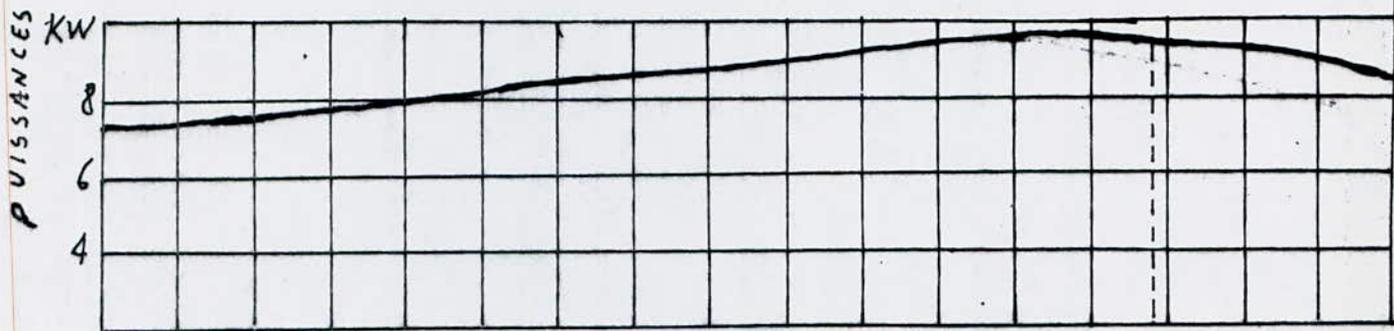


PUISSANCES

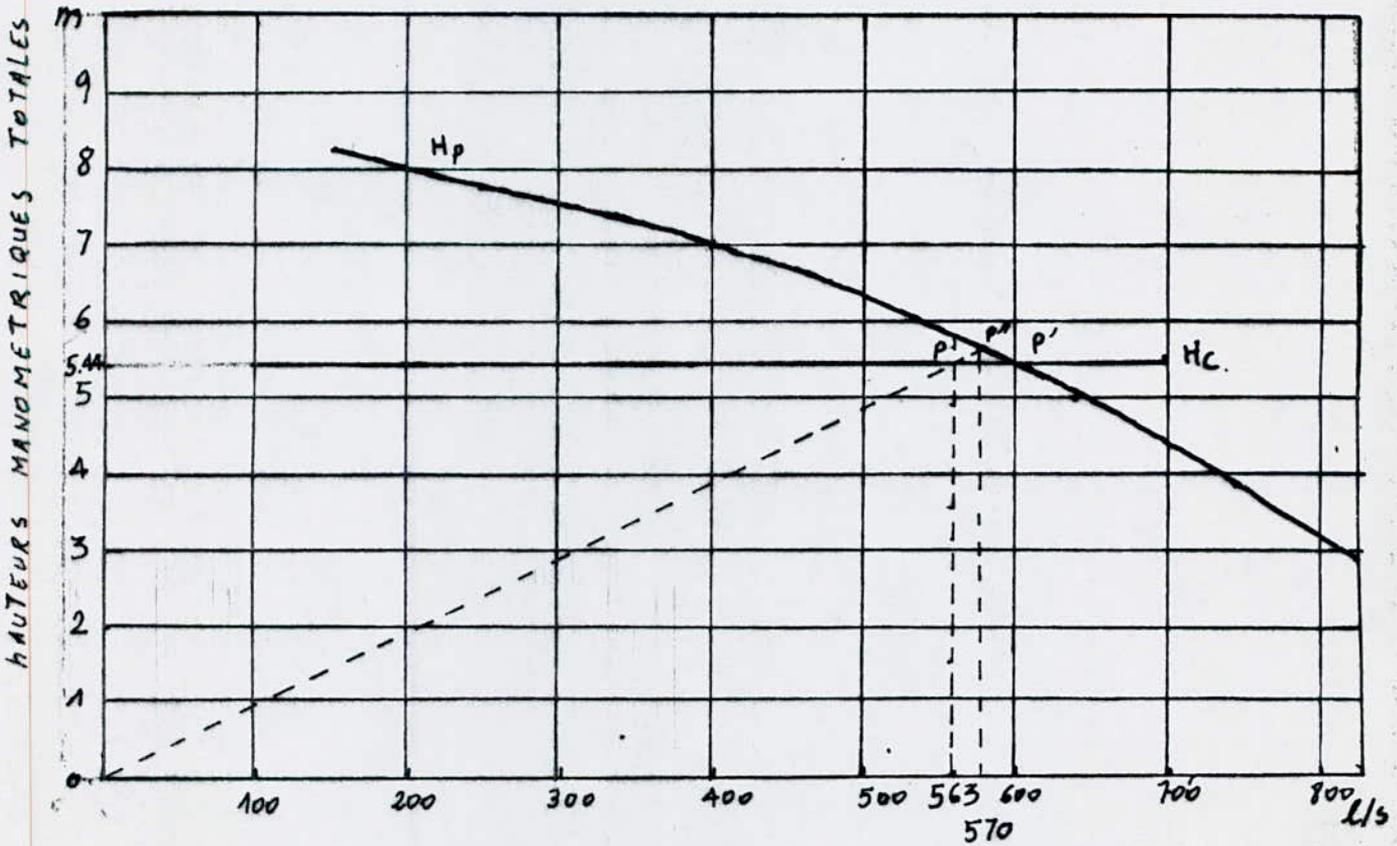
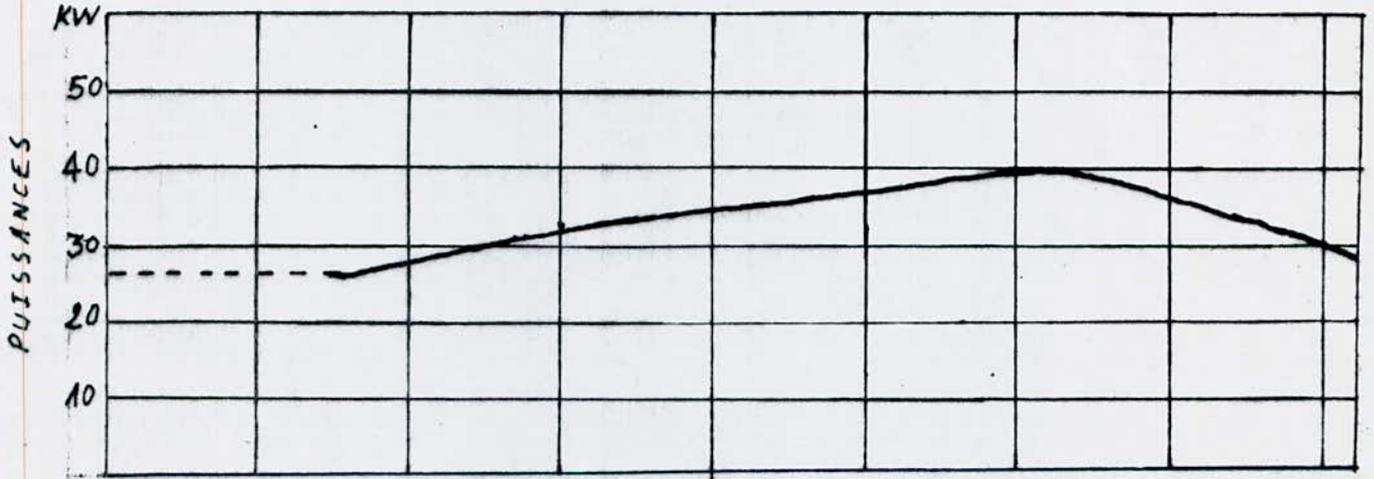


HAUTEURS MANOMETRIQUES TOTALES

Groupe electropompe submersible
TYPE FLYGT
SERIE 3152 / LT 610
 $\eta = 83\%$ vitesse = 950 tr/mn



Groupe electropompe submersible
TYPE FLYGT
SERIE 3600/LT 520
 $\eta = 81\%$ vitesse: 490 tr/mn



- variante 3:

Cette solution consiste au rognage de l'impulseur de façon à avoir une nouvelle caractéristique $H(Q)$ qui passera par le point désiré p .

Pourcentage de rognage:

m : coefficient de rognage

q et h : coordonnées du point p

Q et W : coordonnées du point p' .

$$m = \sqrt{\frac{q}{Q}}$$

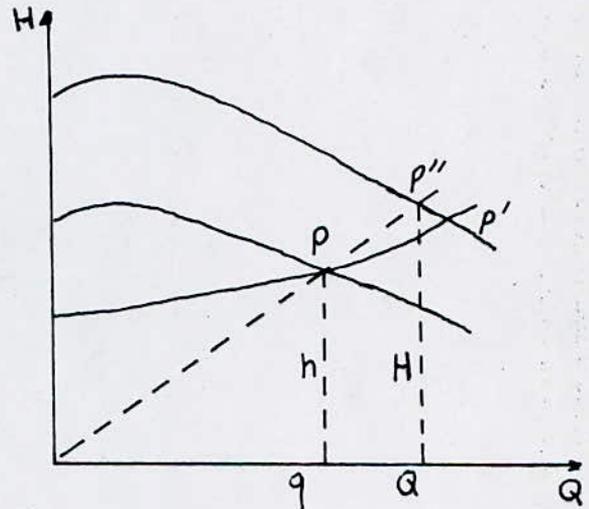
Avec: $q = 282 \text{ l/s}$

$Q = 361 \text{ l/s}$

$h = 5.47 \text{ M}$

$W = 5.48 \text{ M}$

$$m = \sqrt{\frac{282}{361}} = 0.94$$



Le pourcentage de rognage sera donc:

$$1 - 0.94 = 0.06 = 6 \%$$

Si le rognage n'est pas trop poussé, le rendement est le même

Donc avec un rendement de 70%, la puissance consommée sera:

$$P = \frac{g \cdot Q \cdot H_r}{\eta} \quad \text{avec } H_r : \text{ hauteur de relevement}$$

$$\text{donc } P = \frac{9.81 \times 0.282 \times 5.47}{0.70} = 21.62 \text{ kW}$$

- conclusion:

On optera pour la troisieme variante, etant donne qu'elle est la plus economique.

Pour les pompes devant travailler en temps de pluie, les calculs nous ont amene aux resultats suivants:

Pour la SR1, le rognage sera de 2%, et la puissance absorbee sera de 7.35 kW au lieu de 9.40kW.

Pour la SR2, le rognage sera de 1%, et la puissance absorbee sera de 37.36 kW au lieu de 39 kW.

Finalement, on aura

Station de relevement I:

2 electropompes: $Q = 64$ l/s, Hmt = 4.93 m

1 electropompe : $Q = 126$ l/s Hmt = 4.94 m

Station de relevement II:

3 electropompes : $Q = 282$ l/s Hmt = 5.48 m

1 electropompe : $Q = 563$ l/s Hmt = 5.46 m

4) FONCTIONNEMENT DES STATIONS I ET II:

Chaque station de relevement est equipee des electropompes immergees dont une de reserve, des tableaux electriques et de commande, de deux transformateurs dont un de reserve, et des relais places dans les tableaux et qui seront commandes par des

flotteurs places dans la bache d'aspiration.

Sur la conduite d'arrivee des eaux d'agout, sera placee une grille pour retenir d'eventuels corps solides, et qui pourraient endommager les electropompes.

A l'interieur de chaque station de relevement, sera place un groupe electrogene de la potentialite necessaire, avec demarrage automatique, dans le cas d'un manque d'energie electrique.

5) STATION DE RELEVEMENT FINAL:

Les collecteurs principaux des zones nord et sud, se joignent en un regard situe a une altitude de 127.95 m. La station d'epuration etant a une cote de 132 m, il est donc necessaire de relever les eaux jusqu'a cette cote pour pouvoir les deverser a travers les grilles.

La station d'epuration etant situee hors des limites du perimetre urbain, nous avons opte pour les pompes a vis d'Archimede du fait des avantages qu'elles peuvent offrir, et qui peuvent etre resumes ainsi:

- Supression de la fosse d'aspiration
- relevage de toutes les matieres vehiculees par l'eau
- Elimination de la crepine et aucun danger d'obsturation
- Consommation electrique proportionnelle au debit releve

5.1 Choix du type de vis:

Il est propose des pompes a vis d'archimede de type SPANNS

couramment utilisees dans le pays, et dont les debits approximatifs sont donnees par le tableau suivant:

Diametre en mm	Debit en l/s
380	25
560	50
650	75
750	100
900	150
1000	200
1200	300
1350	400
1500	500
1600	600
1800	800
2000	1100

Ce type de vis peut etre livre jusqu'a un debit de 6000 l/s

5.2 Fonctionnement de la station:

La commande des pompes sera automatique, les niveaux d'eau se verifieront par un systeme de flotteurs.

Le fonctionnement de la station peut se resumer comme suit:

Nous prevoirons deux pompes a vis d'archimede, l'une relevera les eaux usees, et l'autre entrant en fonction automatiquement en temps de pluie. Nous prevoirons egalement une troisieme

pompe de secours.

Les debits a relever relever sont:

par temps sec

zone nord; $Q_{ts} = 63 \text{ l/s}$

zone sud; $Q_{ts} = 293.59 \text{ l/s}$

donc le debit total; $Q_s = 356.59 \text{ l/s}$

Le diametre de la vis esra de 350 mm

Par temps de pluie:

zone nord; $Q_{tp} = 188.94 \text{ l/s}$

zone sud; $Q_{tp} = 880.12$

donc le debit total; $Q_p = 1069.06 \text{ l/s}$

Le diametre de la vis sera de 2000 mm

La pompe de secours aura un diametre de vis de 2000 mm

5.3 Determination du rendement de la station:

On entend par rendement de la station de relevement, le rendement total de tout l'appareillage, determine grace au monogramme represente a la page suivante (etabli pour les pompes de type SPANNS uniquement).

a> par temps sec:

La pompe peut relever un debit $Q_{max} = 400 \text{ l/s}$

$$\frac{Q_s}{Q_{max}} = \frac{356.59}{400} = 0.89 \text{ soit } 89 \%$$

D'après le monogramme $\eta_s = 75 \%$

et donc la puissance consommée

$$N_s = \frac{g \cdot Q_s \cdot H_r}{\eta_s} = \frac{9.81 \times 0.356 \times 4.05}{0.75} = 18.89 \text{ kW}$$

H_r : Hauteur de relevement

b) par temps pluvial:

La pompe peut relever un débit $Q_{\max} = 1100 \text{ l/s}$

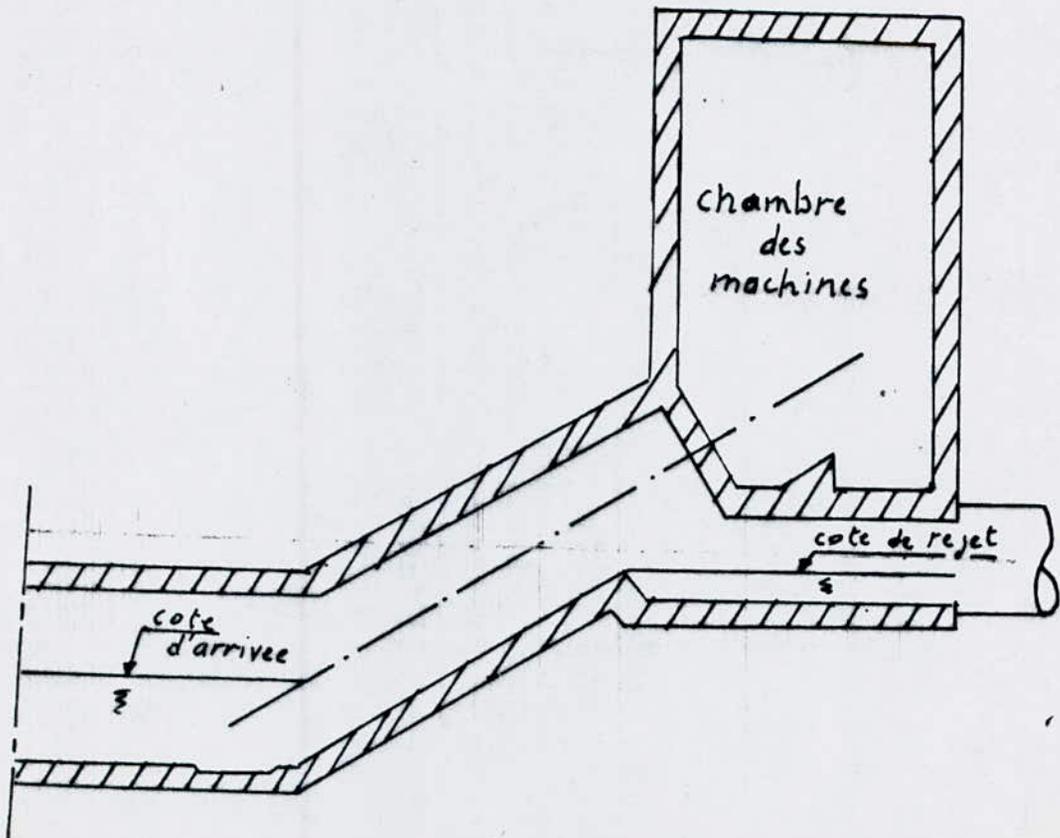
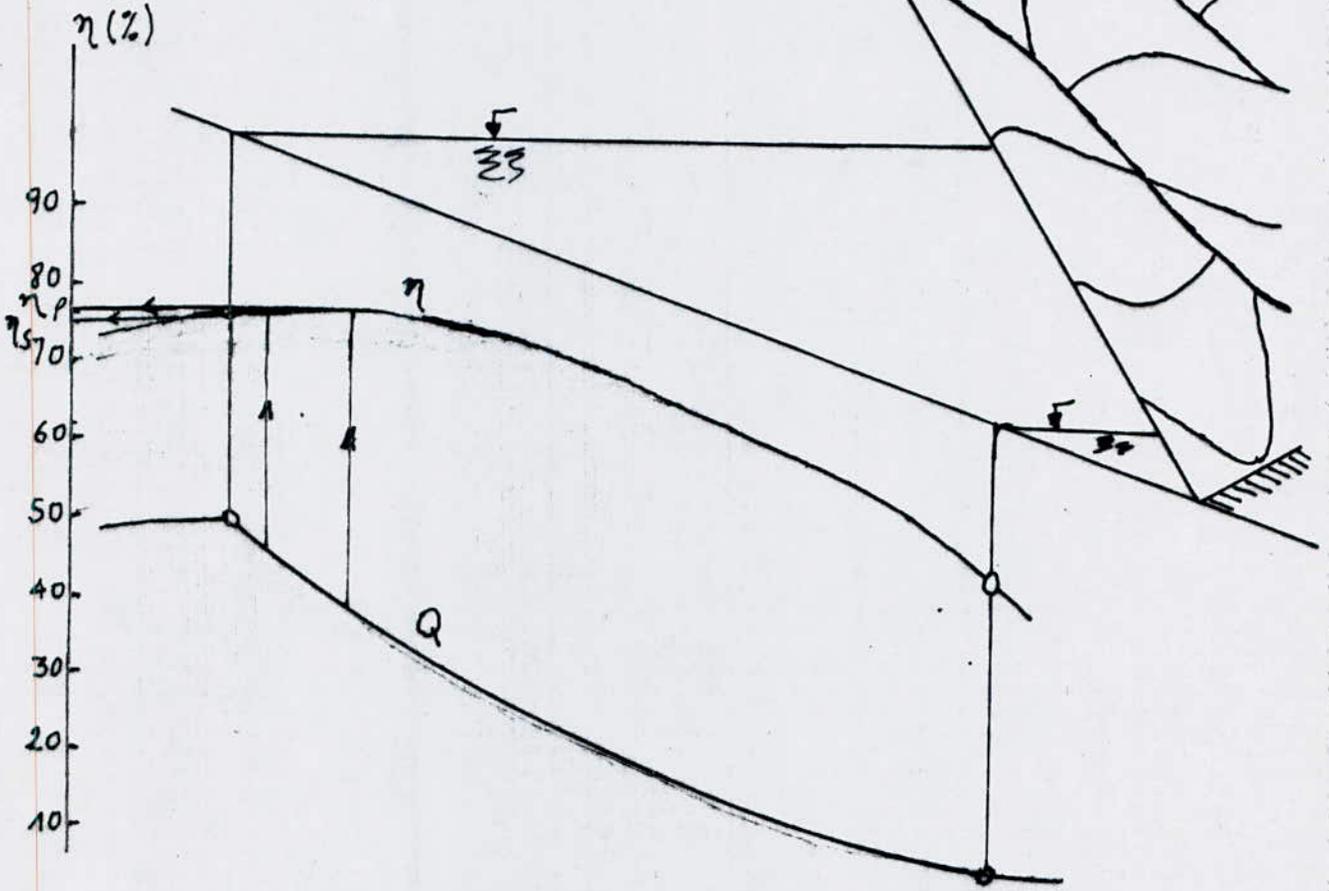
$$\frac{Q_p}{Q_{\max}} = \frac{1069.59}{1100} = 0.97 \text{ soit } 97 \%$$

On trouve $\eta_p = 76 \%$

et donc la puissance consommée

$$N_p = \frac{g \cdot Q_p \cdot H_r}{\eta_p} = \frac{9.81 \times 1.069 \times 4.05}{0.76} = 56.65 \text{ kW}$$

Determination du rendement
de la station de relevement final



CHAPITRE IX

DEVERSOIRS D'ORAGE

1) DEVERSOIR D'ORAGE:

Pour les raisons qu'on a évoqué précédemment, on a décidé d'infiltrer à chaque fois, l'excès des eaux pluviales dans le sol. Pour cela, nous utiliserons la méthode la plus employée pour la séparation des eaux dans le réseau des canaux, et qui consiste en la réalisation de deversoirs d'orages.

2) DIMENSIONNEMENT D'UN DEVERSOIR D'ORAGE:

Les dimensions d'un deversoir d'orage sont:

- la hauteur du seuil de déversement
- la longueur du seuil de déversement

Hauteur du seuil de déversement:

Le tuyau d'arrivage au deversoir d'orage a pour caractéristiques:

- le diamètre D en mm
- la hauteur d'eau H en mm
- Le débit à pleine section Q_{ps} en M^3/s
- le débit par temps de pluie Q_{tp} en M^3/s
- le débit maximum par temps sec Q_{ts} en M^3/s

on appelle Q_{ev} , le débit à évacuer vers la station d'épuration et Q_i le débit à infiltrer dans le sol.

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

On calcule le rapport $\frac{Q_{tp}}{Q_{ps}} = R_{q1}$

A l'aide de l'abaque de la formule de Bazin, on détermine R_{h1}

a partir de Rq1; La hauteur d'eau H sera

$$H = D \times Rh1 \text{ (mm)}$$

La hauteur du seuil de deversement est calculee avec Qev

$$\frac{Q_{ev}}{Q_{ps}} = Rq2; \text{ et a partir de Rq2 on tire Rh2 (abaque)}$$

$$Hsd = D \times Rh2$$

Longueur du seuil de deversement:

La formule appliquee pour le calcul du debit deverse au niveau des deversoirs est:

$$Q_u = \frac{2}{3} \mu \cdot L \sqrt{2g} h_o^{3/2}$$

Qu : debit deverse en M / s

L : longueur du seuil de deversement

μ : coefficient du debit qui depend de H

$$h_o = \frac{H - Hsd}{2}$$

Donc la longueur du seuil de deversement est:

$$L = \frac{3}{2} \frac{Q_i}{\mu \sqrt{2g} h_o^{3/2}}$$

En general, μ est pris entre 0.5 et 0.7 (on prendra 0.6)

Toutefois, il faut affecter a la longueur L, un coefficient de securite compris entre 1.5 et 1.75.

Finalement,

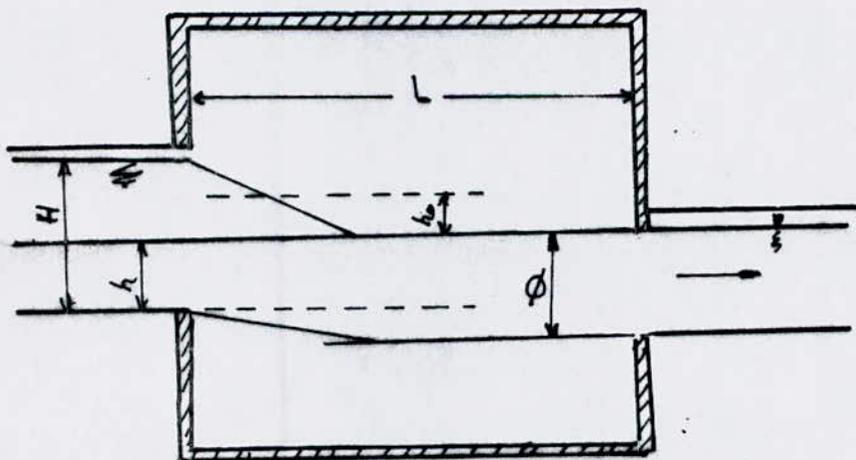
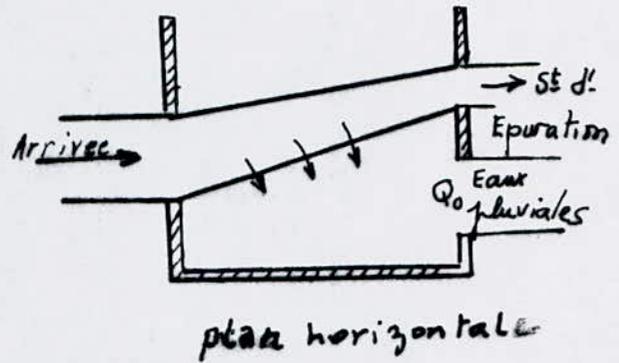
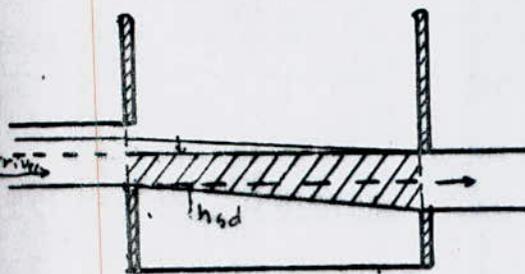
$$L = 1.5 \times \frac{3}{2} \times \frac{Q_i}{0.6 \sqrt{2g} h_o^{3/2}}$$

Les caractéristiques des différents deversoirs d'orages, sont dressés dans les tableaux qui suivent:

N. du noeud	tronçon d'arrivée	Qtp l/s	Qev l/s	Qi l/s	H mm	Hsd mm	L M
2	1 - 2	40.12	8.73	31.39	204	72	1.56
7	6 - 7	135.09	29.28	105.72	300	110	3.05
7	8 - 7	55.01	9.96	45.14	340	66	0.75
9	7 - 9	68.27	44.19	23.81	324	232	2.04
10	9 - 10	116.23	79.77	37.23	340	265	4.34
12	11 - 12	129.54	25.95	103.05	320	104	2.45
16	15 - 16	65.14	11.91	53.09	222	72	2.18
18	17 - 18	139.07	32.94	105.06	300	120	3.29
19	18 - 19	187.06	73.77	113.23	425	210	2.71
21	20 - 21	171.06	26.79	145.21	300	80	3.36
22	21 - 22	107.51	53.58	50.32	360	212	2.10
22	23 - 22	95.72	30.48	65.52	212	96	3.93
26	25 - 26	269	46.05	249.95	426	132	3.74
27	26 - 27	190.41	70.68	120.32	405	200	3.09
27	28 - 27	341.43	54.57	286.43	408	108	4.16
29	27 - 29	317.54	154.86	160.14	544	328	3.81
32	31 - 32	160.70	24.45	135.55	380	110	2.30
33	32 - 33	226.25	59.76	167.24	456	168	2.58
35	34 - 35	213.39	38.97	174.03	355	110	3.43
36	35 - 36	139.74	56.76	73.24	425	225	1.95
37	36 - 37	134.88	70.29	64.59	384	246	2.98

N. du noeud	troncon d'arrivee	Qtp l/s	Qev l/s	Qi l/s	H mm	Hsd mm	L M
39	38 - 39	75.47	19.32	95.68	288	88	2.51
39	40 - 39	138.02	23.64	113.36	335	95	2.30
42	41 - 42	110.30	16.41	92.59	284	72	2.25
43	42 - 43	101.54	34.17	67.83	315	140	2.19
44	43 - 44	204.14	60.72	143.42	444	180	2.52
45	44 - 45	234.80	69.87	185.71	510	210	2.69
46	45 - 46	207.10	116.40	90.60	456	312	3.94
46	47 - 46	221.90	38.85	182.15	340	110	3.95
I	19 - I	122	73.77	46	400	205	1.27
II	24 - II	208	114.60	67.56	432	212	1.55
III	29 - III	400	206.58	196.08	648	223	3.00
IV	33 - IV	202	82.83	109.12	462	287	3.56
V	37 - V	230	92.94	107.20	432	262	3.65
VI	39 - VI	182	60.06	77.68	384	178	1.97
VII	46 - VII	400	214.18	79.65	512	317	2.19
VIII	48 - VIII	202	36	128.25	355	109	2.51
A	4 - A	110	26.13	73.87	380	128	1.39
A	5 - A	140	16.05	57.95	208	89	3.32
B	10 - B	203	79.77	71.23	384	114	1.21
B	13 - B	77	40.80	27.20	288	79	0.67
C	14 - C	142	26.19	100.04	296	111	3.00

SCHEMA du DEVERSOIR d'ORAGE



CHAPITRE X

CONDUITES ET STATION D'EPURATION

CONDUITES ET OUVRAGES:

Le reseau d'assainissement, en analogie avec la partie existante, sera constitue par des tuyaux en amiante-ciment du type assainissement.

Le choix a ete dicte par la nature du terrain dans lequel les conduites seront posees, et qui presente un degre de salinite tres eleve.

Il faut aussi considerer les autres avantages de ce type de canalisation, et qui peuvent se resumer comme suit:

- bon ecoulement et donc coefficient de rugosite tres bas;
- bonne resistance mecanique, en particulier a l'ecrasement;
- resistance a la corrosion exterieure et interieure;
- bonne resistance a l'abrasion;
- longueurs possibles de chaque tuyau, et poids assez reduit;
- bonne impermeabilite et flexibilite des joints.

Le montage des joints est du type a manchon, avec garniture caoutchouc, qui garantit une bonne securite, flexibilite et impermeabilite.

La surface interieure des tuyaux en amiante-ciment est tres polie; On evite ainsi la sedimentation et la formation des croutes a l'interieur des tuyaux.

Le long des canalisations, on prevoira des regards de visite distants entre eux d'environ 40 metres, ainsi que des regards de deviation.

Du fait qu'il ne pleut pas trop souvent, et que Ouargla soit situee dans le sud, on prevoira des bouches d'egout selectives avec decantation, ceci afin d'eviter de trop surcharger la station d'epuration.

2) STATION D'EPURATION:

Dans le chapitre "generalites", nous avons fait remarquer que dans la ville de Ouargla, existe une station d'epuration construite par la maison "PANELLI", et qui correspond a une population de 80000 habitants.

La population actuelle, interessee par le reseau d'assainissement, est de 29000 habitants; Il est evident que la station d'epuration existante est largement suffisante, non seulement actuellement, mais aussi pour une periode d'au moins 15 ans, vu l'accroissement de la population actuelle.

Description de la station d'epuration:

population (hab)	80000
volume total des eaux usees (M /j)	18100
volume total multiplie par le coefficient saisonnier 1.3 (M ³ /j)	23500
volume d'eaux usees de l'industrie (M /j)	4700
volume de calcul (M ³ /j)	28200
volume de calcul (M ³ /h)	1200
demande biochimique en oxygene a l'entree. conc. DBO 5 (kg/m)	0.35
DBO 5 a la sortie (kg/m ³)	0.03
NH4 - arrivee (mg/l)	22.6
NH4 - sortie (mg/l)	9.4

Le systeme de traitement, est le systeme de boues activees par aeration artificielle - Epuration biologique complete.

Les ouvrages que comporte la station sont:

- 1/ Grille a nettoyage automatique.
- 2/ dessableur.
- 3/ decanteur primaire.
- 4/ bassin d'aeration a boues activees.
- 5/ decanteur secondaire.
- 6/ concentration de boues.
- 7/ sechage de boues
- 8/ emission des eaux epurees.

Les eaux epurees sont conduites par un fosse a ciel ouvert, au chott situe a l'est de la ville; Par la suite, elles seront envoyees dans un autre chott, situe a 15 km au nord de la ville, ou elles seront utilisees pour l'irrigation.

- BIBLIOGRAPHIE -

- 1- Les eaux usees dans les agglomerations urbaines
ou rurales (tomes I et II) H. Guerre
C. Gomella
- 2- Les reseaux d'assainissement : Calculs, Applica-
tion et perspectives Bourrier
- 3- Hydraulique urbaine A. Dupont
- 4- Memento technique de l'eau Degremont
- 5- Cours d'assainissement urbainUniversite d
Stuttgart

CHOTT

DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DÉPARTEMENT D'HYDRAULIQUE

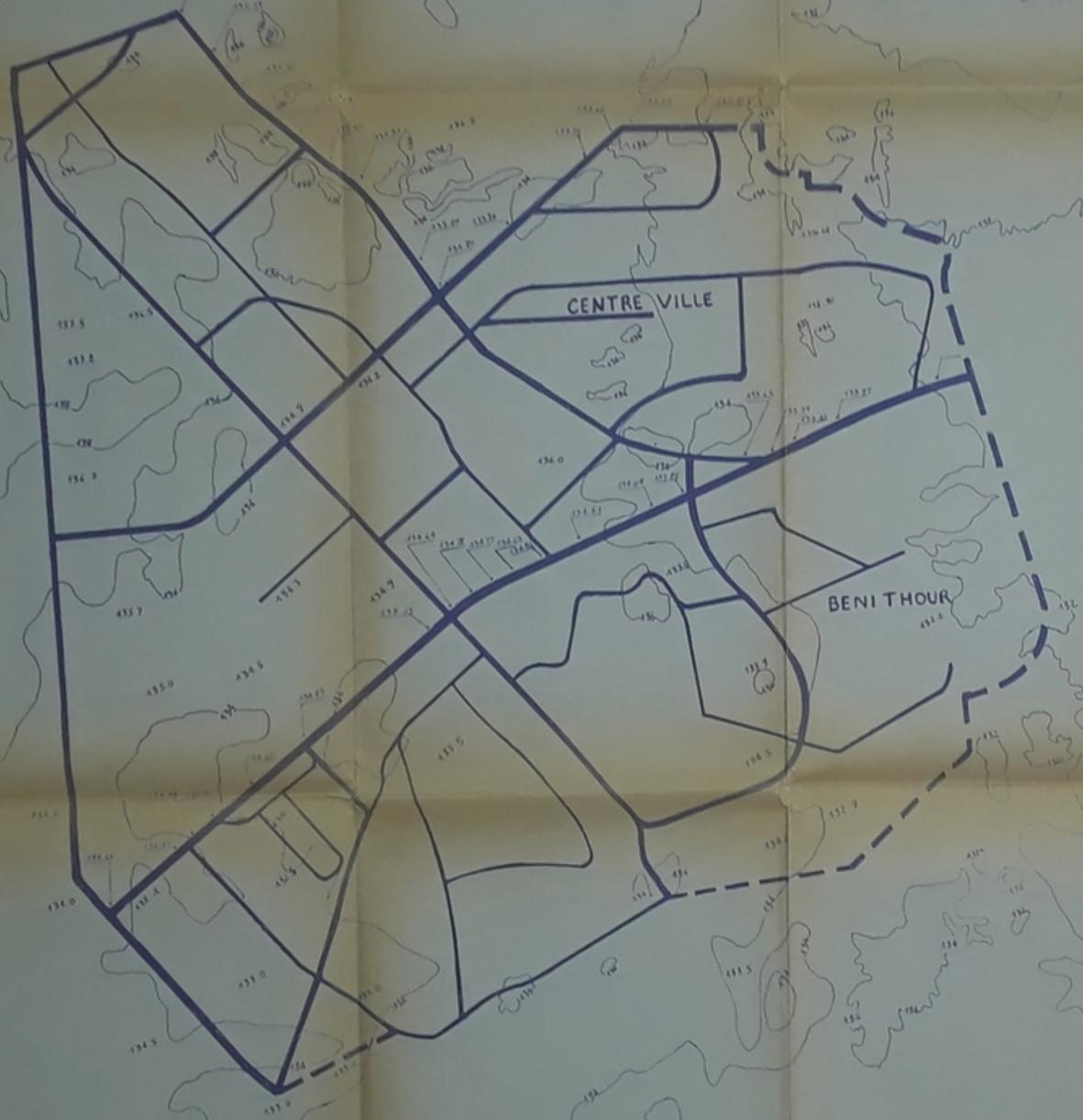
PH 028 98

-1-



ASSAINISSEMENT
DE LA VILLE DE OUARGLA

TITRE DU DESSIN	RELEVÉ TOPOGRAPHIQUE
DRESSÉ PAR	OULD AMROUCHE FARID
CONTROLÉ PAR	NAKIB
N° DE PAGE	1
ECHELLE	1/5000

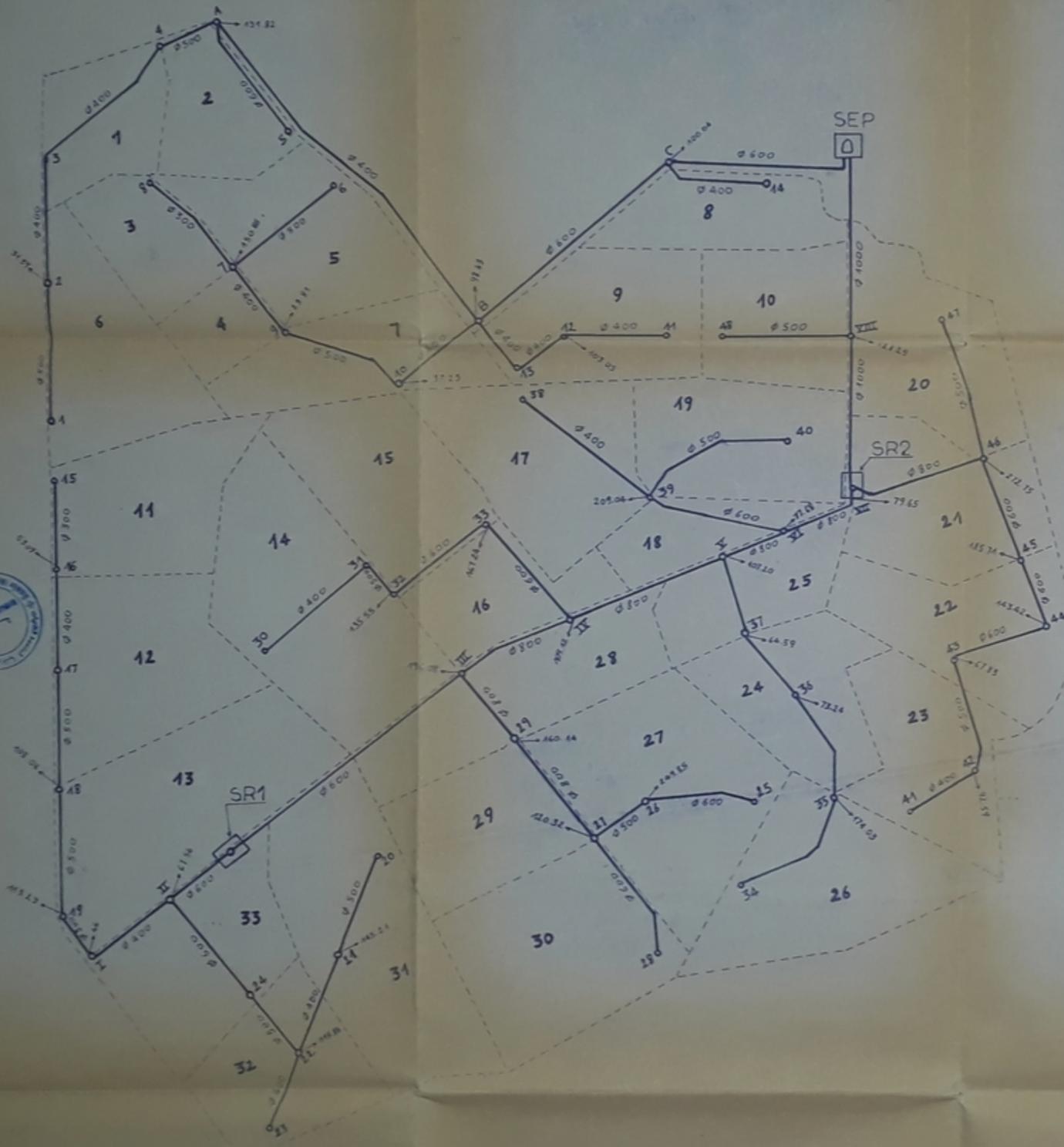


PH 02788
 -2-



ASSAINISSEMENT DE LA VILLE DE OUARGLA

TITRE DU DESSIN	SCHEMA DU RESEAU
DRESSE PAR	OULD AMROUCHE FARID
CONTROLE PAR	NAKIB
N° du plan	Echelle
2	1/5000



LEGENDE

- REALISATIONS DU PROJET
- 5 LIMITE ET BORNES DU RESEAU DE BASSIN
- 39 FONTS DE REVERS AUX PROFILS
- Ø 400 DIAMETRE DES TUBES EN —
- STATION DE RELEVEMENT
- 10 DEBIT A INFILTRER DANS LA NAPPES D'U
11.23



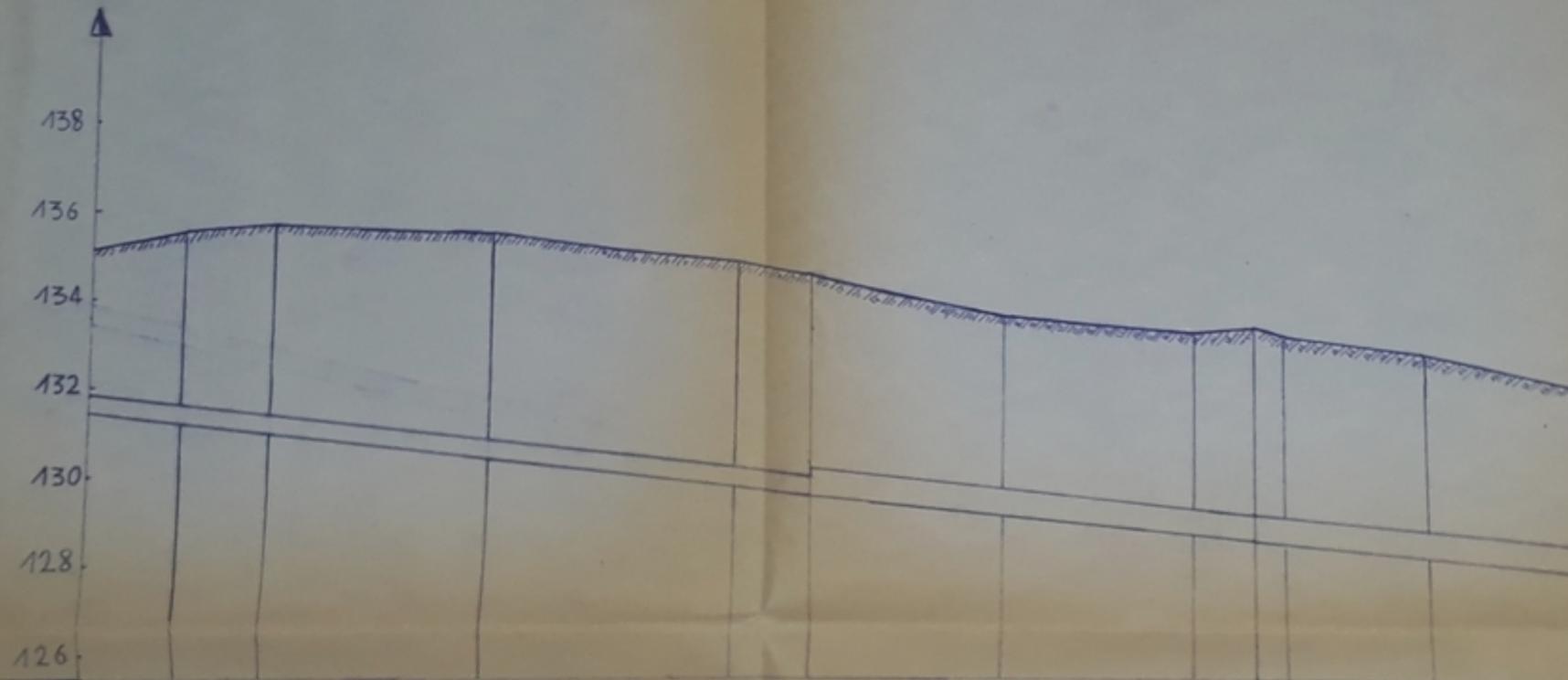
PH 028 85

-3-



ASSAINISSEMENT DE LA VILLE DE OUARGLA

TITRE DU DESSIN	PROFIL EN LONG DU COLLECTEUR ZONE NORD
DRESSE PAR	OULD AMROUCHE FARID
CONTROLE PAR	NAKIB
N° DU PLAN	Echelle: HAUTEUR: 1/100 LONGUEUR 1/5000
3	



Tronçon	A	B	C	SRF
Altitude du terrain (m)	135.48	135.56	135.72	135.60
Altitude du radier (m)	132.45	132.45	132.45	132.45
Longueur partielle (m)	780	490	350	
Longueurs cumulées (m)	0.00	780	1270	1620
Pente du radier (m/m)	0.00230	0.00204	0.00200	
Diamètre (mm)	400	600	600	



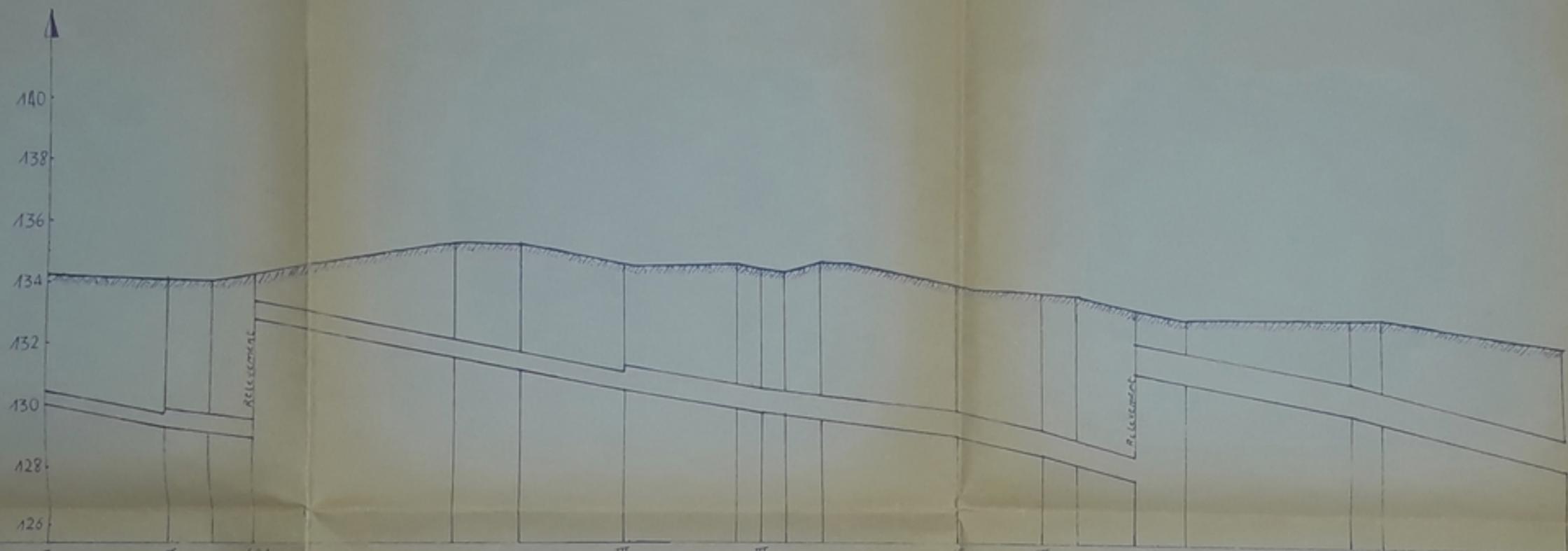


PH 028 88

- 03 -

ASSAINISSEMENT DE LA VILLE DE OUARGLA

TITRE DU DESSIN	PROFIL EN LONG DU COLLECTEUR ZONE SUD
DRESSE PAR	OULD AMROUCHE FARID
CONTROLE PAR	NAKIB
n° du plan 4	Echelle: HAUTEUR: 1/100 LONGUEUR: 1/5000



Tronçon	I	II	SR1	III	IV	V	VI	SR2	VII	SR3						
Altitude du terrain (m)	134.20	134.10	134.00	134.60	134.65	134.66	134.54	134.62	134.70	135.65	135.70	135.65	135.06	132.87	132.00	132.00
Altitude du radier (m)	130.00	129.50	129.00	128.60	128.25	127.90	127.60	127.25	126.90	126.55	126.20	125.85	125.50	125.15	124.80	124.45
Longueur partielle (m)	200	136		595	225	325	140	150	345	350						
Longueurs cumulées (m)	0.00	2.00	3.36	9.31	11.56	14.81	16.21	17.71	21.16	24.66						
pente du radier (m.p.m)	0.00400	0.00250		0.00366	0.00311	0.00246	0.00400	0.00533	0.00376	0.00500						
Diamètre (mm)	400	600		600	800	800	800	800	1000	1000						



