

وزارة التعليم والبحث العلمي

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

S U J E T

ALIMENTATION EN EAU POTABLE
ET
ASSAINISSEMENT DE LA ZHUN
DE RAS EL OUED
(W. SÉTIF)

9 PLANCHES

Proposé par :

D.H-W. SETIF

Etudié par :

L.ABACI
M.BENINAL

Dirigé par :

ING. A. BOUDENE
Dr. ING. KETTAB

PROMOTION :



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي
Ministère de l'Enseignement Supérieur

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

en vue de l'obtention du Diplôme d'Ingénieur d'Etat

THEME

ALIMENTATION EN EAU POTABLE
ET
ASSAINISSEMENT DE LA ZHUN
DE RAS EL OUED

Proposé par :

D. H. - W. SETIF

Etudié par :

M. BENINAL

L. ABACI

المكتبة

Dirigé par :

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHÈQUE
ING. O. BOUDENE
Dr. ING. A. KETTAB

Promotion Janvier 1985

L. ABACT

M. BENINAL

Dirigé par M. BOUDENE

Dr Ing KETTAB

—RESUME DU SUJET—


La présente thèse traite l'étude des besoins en eau potable et l'assainissement de la Z.H.U.N de Ras EL-OUED qui s'étale sur une superficie de 63 ha avec une population de 13307 habitants. L'eau est distribuée à partir d'un réservoir qui est alimenté d'une station de pompage située à environ 5 km de la Z.H.U.N.

—SUMMARY OF SUBJECT—

The present thesis deals with the study of drinking water supply and drainage system to Z.H.U.N. in Ras EL-OUED. The Z.H.U.N covers an area of 63 hectares with a population of 13307 the water is distributed from water-tank which is fed by the pumping station situated about 5 km of the Z.H.U.N.

ملخص

يحتوي هذا المشروع على دراسة إيصال المياه الصالحة للشرب والتطهير للمنطقة السكنية الحضرية الجديدة لبلدية رأس الوادي (ولاية سطيف) التي تتسع مساحتها على 63 هكتار وتحتوي على 13307 نسمة، توزع المياه من الخزان الذي يملأ من المنطحة للمياه الموجودة على 5 كلم بالنسبة للمنطقة السكنية،

 E D I C A C E S

- Au terme de toutes ces années de travail
je dédie ce modeste travail en signe de
respect et de reconnaissance à mes parents
qui m'ont aidé par leur affection et présence
accomplir ma mission.

A mes frères et soeurs

A mes amis

Mohamed BENINAL

 E D I C A C E S

A ma famille

A tous ceux qui m'aiment

A tous ceux qui ont souhaités un jour,
que je sois ainsi

ABACI LAYACHI

R E M E R C I E M E N T S

Nous tenons à remercier vivement nos promoteurs :

- Mr BOUDENE Enseignant à l'E.N.P.
- Mr KETTAB Docteur Ingénieur
Chef de département Génie Hydraulique
à l'E. N. P.

Aussi nous tenons à exprimer notre sincère reconnaissance à
à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à notre formation
"Professeurs et assistants".

- Nos remerciements vont également à tout le personnel de la
D.H.W. de Sétif et en particulier Mr AYALI Abdelwahab
Ingénieur et Monsieur BENANI Khaled Ingénieur Topographe.

BENINAL MOHAMED

ABACI LAYACHI

S O M M A I R E

PREMIERE PARTIE A. E. P.

CHAPITRE I

Pages

-- GENERALITES	
1.- INTRODUCTION.....	1
2.- SITUATION GEOGRAPHIQUE.....	1
3.- TOPOGRAPHIE.....	1
4.- CLIMATOLOGIE.....	1
5.- SITUATION DEMOGRAPHIQUE.....	2
6.- SITUATION ACTUELLE (RESSOURCE EN EAU).....	2

CHAPITRE II

- EVALUATION DES CONSOMMATIONS.....	4
- Dotation des équipements.....	5
- a.- La première tranche.....	6
- b.- La deuxième tranche.....	7
- c.- La troisième tranche.....	8
- EVALUATION DE LA CONSOMMATION DE LA Z.H.U.N.....	9

CHAPITRE III

- ETUDE COMPARATIVE.....	10
--------------------------	----

CHAPITRE IV

- ETUDE DES PROBLEMES POSES PAR LA VARIATIONS DES DEBITS.....	11
- TABLEAU RECAPITULATIF DES CONSOMMATIONS.....	12

CHAPITRE V

- ADDUCTION

1.- ETUDE DU TRACE.....	13
2.- TYPE D'ADDUCTION.....	13
3.- CHOIX DU TYPE DU TUYAU.....	14
4.- CHOIX DU DIAMETRE ECONOMIQUE.....	14
5.- CALCUL DU DIAMETRE ECONOMIQUE.....	15

CHAPITRE VI

- DIMENSIONNEMENT DE LA CONDUITE D'AMENEE.....	24
1.- CALCUL DU DIAMETRE.....	24
2.- VERIFICATION PAR LA METHODE CLASSIQUE.....	25

CHAPITRE VII

- RESERVOIRS

1.- ROLES DES RESERVOIRS.....	29
2.- CAPACITE DES RESERVOIRS.....	29
- a.- Capacité du réservoir de la Z.H.U.N.....	30
- b.- Volume d'incendie.....	31
3.- Emplacement des réservoirs.....	32
4.- Equipement des réservoirs.....	32
1. Robinet flotteur.....	33
2.- Distribution.....	33
5.- EVALUATION DU TROP PLEIN.....	33
6.- VIDANGE.....	35
7.- RESERVOIR - D'INCENDIE.....	36
8.- DETERMINATION DE LA COTE DU RADIER.....	37

CHAPITRE VIII

- DISTRIBUTION

VIII.1.- NATURE DU RESEAU DE DISTRIBUTION.....	38
VIII.2.- CALCUL DU RESEAU DE DISTRIBUTION.....	38
VIII.3.- METHODE DE CALCUL.....	39
VIII.4.- CALCUL DES PRESSIONS AU SOL.....	45
VIII.5.- MISE EN SERVICE ET ENTRETIENS DU RESEAU.....	46
a.- Désinfection.....	46
b.- Détection des fuites d'eau.....	46
c.- Désinfection des canalisations.....	46
d.- Réparation.....	46
VIII.6.- DETERMINATIONS DES DEBITS AUX NOEUDS.....	47

CHAPITRE IX

- POMPES.....	49
1.- CHOIX DES POMPES.....	49
2.- TYPE DE POMPE.....	49
a.- Première solution.....	50
b.- Deuxième solution.....	51
c.- Troisième solution.....	51
3.- CONCLUSION.....	53

CHAPITRE X

- PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER.....	54
1. ETUDE DU COUP DE BELIER.....	54
1.- Introduction.....	54
2.- Etude du réservoir d'air.....	54
3.- Calcul du réservoir d'air.....	55
a. Calcul du réservoir d'air arrêt de la pompe.....	55
b. Principe de calcul et formules utilisées.....	56

CHAPITRE XI

- PROTECTION DES CANALISATIONS CONTRE LA CORROSION.....	63
1.- GENERALITES.....	63
2.- LES FACTEURS DE LA CORROSION.....	63
- Remèdes contre la corrosion.....	67
- Protection cathodique par anode.....	67
- Protection par sautirage de courant.....	68
- Protection des conduites au niveau des points hauts et des points bas.....	69

CHAPITRE XII

POSE DES CANALISATIONS.....	70
-----------------------------	----

2ème PARTIE

ASSAINISSEMENT DE LA S.H.U.N.

CHAPITRE I

- GENERALITES.....	74
1.- INTRODUCTION.....	74
2.- TYPE D'EAU A EVACUER.....	74
3.- TOPOGRAPHIE.....	74

CHAPITRE II

- ASSAINISSEMENT	
- GENERALITE.....	76
1.- LE SYSTEME UNITAIRE.....	76
a.- Avantages.....	76
b.- Inconvenients.....	76

2.- PRINCIPE DE BRANCHEMENT.....	77
----------------------------------	----

CHAPITRE III

- DIMENSIONNEMENT DU RESEAU.....	78
a. Intensité.....	78
b. Coefficient de ruissellement.....	79
d. Détermination des débits des eaux usées.....	79

CHAPITRE IV

- OUVRAGES DU RESEAU.....	82
1.- BOUCHE D'EGOUTS.....	82
A. Rôle.....	82
2.- REGARDS DE VISITE.....	82
a.- Rôle.....	82
b.- Espacement et emplacement.....	82

CHAPITRE VII

- INTERPRETATION DU TABLEAU DE CALCUL.....	84
6 CONCLUSION.....	86

1ère P A R T I E

A. E. P. DE LA Z. H. U. N.

CHAPITRE I

GENERALITES

1.- INTRODUCTION

L'objet de notre présente étude, consiste à l'alimentation en eau potable et à l'assainissement de la zone d'habitation urbaine nouvelle de RAS EL-OUED (SETIF).

Vue les grandes transformations qui s'opèrent dans tout le pays et l'explosion démographique croissante, la ville de RAS-EL-OUED n'est pas épargnée de ces phénomènes. Ce qui a fait l'objet de la construction de la Z. H. U. N. au Nord-Est de la ville.

2.- SITUATION GEOGRAPHIQUE

Chef lieu de daïra, la ville de RAS-EL-OUED se situe à 60 Km au Sud-Ouest de SETIF et est reliée à cette dernière par le chemin de wilaya 38. Ce chemin de wilaya est branchée à la R.N. 5 qui constitue l'axe Est-Ouest le plus fréquenté de la région.

La Z. H. U. N. se situe au Nord-Est de la ville, ayant pour superficie 63,86 ha.

- Topographie : Le site de la Z. H. U. N. présente une pente légère dans le sens Sud-Nord (0,5 %). Ce site très favorable à l'urbanisation.

4.- CLIMATOLOGIE

Le climat de RAS-EL-OUED fait partie du climat méditerranéenne à l'étage bioclimatique semi-aride et à sous-étage frais, il se

caractérise par un hiver rigoureux (froid et humide) et par un été chaud et sec.

La pluviométrie se caractérise par une période humide bien tranchée avec une période sèche : hiver froid et assez prolongé et été sec et assez chaud. Les vents dominants sont de direction Sud-Ouest et Nord-Est.

5.- SITUATION DEMOGRAPHIQUE

En dehors des équipements divers, la Z. H. U. N. compte au total 1 901 logements répartis comme suit :

- 1 838 logements collectifs

63 logements individuels (sous forme de lotissement)

La hauteur des constructions est établie au maximum R + 4 pour l'habitat collectif et R + 1 pour l'habitat individuel.

A raison de sept (07) personnes par logements en moyenne, la population est évaluée environ à 1 3307 habitants.

* La Z. H. U. N. sera conçue en trois (03) tranches, et aucune extension n'est prévue

6.- SITUATION ACTUELLE (RESSOURCE EN EAU)

a)- Il existe un puits projeté pour le renforcement de l'A.E.P de RAS-EL-OUED.

Débit du puits domaine = 30 l/s
situé environ à 3 Km de la ville.

b)- Notre Z. H. U. N. sera alimentée à partir d'un forage situé environ à 4 Km.

Avec un débit d'exploitation stable de : $q_F = 35 \text{ l/s}$

Les coordonnées : FORAGE - R'MAIL

X = 715,200 m N.G.A.

Y = 300,900 m N.G.A.

Z = 1 026,48 m N.G.A.

Niveau statistique = 1 006,48 m N.G.A.

Niveau dynamique = 996,48 m N.G.A.

C H A P I T R E II

1.- EVALUATION DES CONSOMMATIONS

Le plans d'aménagement de la Z.H.U.N. est divisé en trois (3) tranches de réalisation. La première tranche est en cours de construction, les autres tranches seront réalisées selon les besoins.

1.a)- La première tranche qui englobe les ilots (5b, 5a, 6a, 6c) sera livrée aux environs de l'année 1990 et comprend:

- Ilot 6a . 300 logts collectifs
- Ilot 6b . 150 logts collectifs

- * Nous aurons ainsi un total de 450 logts soit 3 150 habitants
- * Les équipements sont répartis comme suit :

- Lycée : ilot ; 5 b
- C.F.P : ilot : 5a et 5b
- Stade scolaire : ilot 5b

1.b)- La 2ème tranche de réalisation: Elle est composée par les ilots (3a, 3b, 4a, 4b).

* Elle compte 617 logts collectifs, dont 37 individuels dans l'ilot 3a et 580 logts collectifs ilots (4a, 4b, 3a)

* Nous aurons ainsi 4319 habitants.

Cette tranche comporte les équipements de 1er nécessité des équipements centraux de plus grande importance.

1.c)- Troisième tranche

Habitat: cette tranche compte 834 logts dont 26 individuels à réaliser à travers les ilots (1a, 1b, 2a, 2b, 2c).

* Ainsi nous aurons 5038 habitants. Cette tranche comporte les équipements ordinaires.

Nota: La dotation de chaque tranche et de 150 l/j/hab.

Dotation des Equipements

Tableau n° 4

Désignation	Dotation	Désignation	Dotation
Creche	120 l/j/élève	Cinéma maison des jeunes bibliothèque	4 l/j/m2
Ecole-Maternelle	60 l/j/élève	Mosquée	10 m3/j
E.F.E. - E.F.S.	25 l/j/élève		
Lycée - C.F.P.	100l/j/élève		
Polyclinique Maternité-urbaine	100l/j/lit		
Centre de santé Centre de soins	20l/j/m2		
Pharmacie	5 l/j/m2		
Salle polyvalente commerce	5 l/j/m2		

Evaluation des besoins en eau de la tranche n° 1

Tableau n° 2

Type	Désignation	Nbre	habita nts Surface (m2)	Dotation	Consomma- tion jour- nalière (m3/j)
Population	Habitants	-	3 150	150l/j/hab.	630,00
Scolaire	Lycée	1	1000 élèves	100l/j/élè.	130,00
	C.F.P.	1	300 élèves		
Sportif	Stade Scolaire	1	6200 m2	1 l/j/m2	6,2
Commerce	Commerce de 1er nécessité	1	400 m2	5 l/j/m2	2

= 762 m3/j

Evaluation des besoins en eau de la
tranche n° 2

Tableau n° 3

Type	Désignation	NBRE	Habitants		Contamina- tion jour- nalière (m3/j)
			Surface (m2)	Dotation	
Population	Habitants	-	4 319 hab	1501/j/hab	647,85
Scolaire	Creche	1	100 élèves	120 l/j/élè.	12
	Ecole-mater- nelle	1	200 élèves	60 l/j/élè.	12
	Ecole fonda- mentale EFS	1	2500 élèves	25 l/j/élè.	62,5
		1	1600 élèves	25 l/j/élè.	40
Sanitaire	Maternité U.	1	30 lits	100l/j/lits	3
	Polyclinique	1	40 lits	20 l/j/m2	4
	Centre de soins	1	1500 m2	20 l/j/m2	30
	Centre de santé	1	1500 m2	20 l/j/m2	30
	Pharmacie	1	200 m2	5 l/j/m2	1
Sportif	Salle polyval.	1	600 m2	5 l/j/m2	3
	Aires de jeux	3	3000 m2	1 l/j/m2	3
Culturels	Cinéma	1	1200 m2		4,8
	Maison de jeuns	1	800 m2	4 l/j/m2	3,2
	Bibliothèque	1	900 m2		3,6
Religieux	Mosquée				10 m3/j
Commerce	Commerce 1er nécessité	3	1200 m2		6
	Commerce complé	1	200 m2	5 l/j/m2	1
	S.N.N.G.A.	1	1500 m2		6
	Marché		1500 m2		6

Evaluation des besoins en eau de la
tranche n° 3

Tableau n° 4

Type	Désignation	Nbre	habitants Surface (m ²)	Dotation	Consommation journalière (m ³ /j)
Population	Habitants	-	5838	1501/j/ha	875,7
Scolaire	Crèche	2	240	1201/j/elè.	28,8
	Ecole mater- nelle	2	400	60 1/j/élè.	24
	E. F. E.	2	5000	25 1/j/élè	125
Sportifs	P.E.P.S.	2	5000 m ²	1 1/j/m ²	5
	Aires de jeux	5	5000 m ²	1 1/j/m ²	5
Commerce	Commerce de 1er nécessité	4	1600 m ²	5 1/j/m ²	8
Culturel	Maison de jeune	1	400 m ²	4 1/j/m ²	1,6

= 1073,1 m³/j

Tableau de consommation de toute la
Z. H. U. N.

N° des tranches	Besoins (m ³ / j)
I	762
II	888,95
III	1073,1
	= 2724,05 (m ³ /j)

C H A P I T R E I I I

ETUDE C O M P A R A T I V E

Les ressources disponibles, sont situées dans la région de Ras-El-Oued.

Le Forage (R'Mail)

$$Q = 35 \text{ l/s}$$

Les besoins en eau s'élèvent à 2 724,05 m³/j.

Le débit du forage étant $q = 35 \text{ l/s}$

Soit 3 024 m³/j

Donc le Forage suffira pour couvrir les besoins.

CHAPITRE IV

ETUDE DES PROBLEMES POSES PAR LA VARIATION DES DEBITS

1.- Les problèmes posés par la variation du débit ont trait aux pointes journalières mensuelles et saisonnières.

1.a)- Le coefficient K_j tient compte des pertes d'eau dans le réseau de distribution estimées à 20 % et une majoration de 30 %.

$$\text{On prend } K_j = 1,2$$

1.b)- Le coefficient K_o de l'irrégularité de la consommation horaire est égale au rapport de la consommation maximale horaire sur la consommation moyenne horaire.

$$K_o = \frac{\text{Cous max horaire}}{\text{Cous moyen horaire}}$$

$$\text{On prend } K_o = 2,0$$

1.c)- Le coefficient K_o tient compte des variations horaires du débit.

Le coefficient de pointe " K_p " est le produit des coefficient K_j et K_o soit :

$$K_p = K_o \cdot K_j = 1,2 \times 2 = 2,4$$

La valeur de ce coefficient signifie que le débit desservi en 24 heures pourra être desservi en 10 h. Par la consommation maximale sera dimensionnés le réservoir.

Par la consommation de pointe ajouté à la réserve d'incendie sera dimensionnée la conduite de distribution ainsi que le réseau de distribution.

Tableau récapitulatif des consommation

Consommation moyenne journalière m ³ /j	Consommation moyenne journalière majorée de 20 % m ³ /j	Consommation maximale journalière m ³ /j	Consommation de pointe l/s
2 724,05	3 268,86	3 922,632	90,8

C H A P I T R E V

ADDUCTION

1.- ETUDE DU TRACE

L'étude du trace d'une conduite d'adduction doit tenir compte de certains impératifs que l'on s'efforcera dans la mesure du possible de respecter soit :

- rechercher le profil en long le plus régulier que possible
- éviter les contres - pentes
- réaliser des traces en plan de façon à avoir des coudes largement ouverts évitant ainsi les butées importantes.
- choisir le chemin le plus court entre le point de refoulement et le réservoir d'accumulation et ceci pour des raisons économiques.

Afin de faciliter l'accès aux réservoir et à l'acheminement du matériel le trace suivra si possible les chemins existants (route, piste etc...).

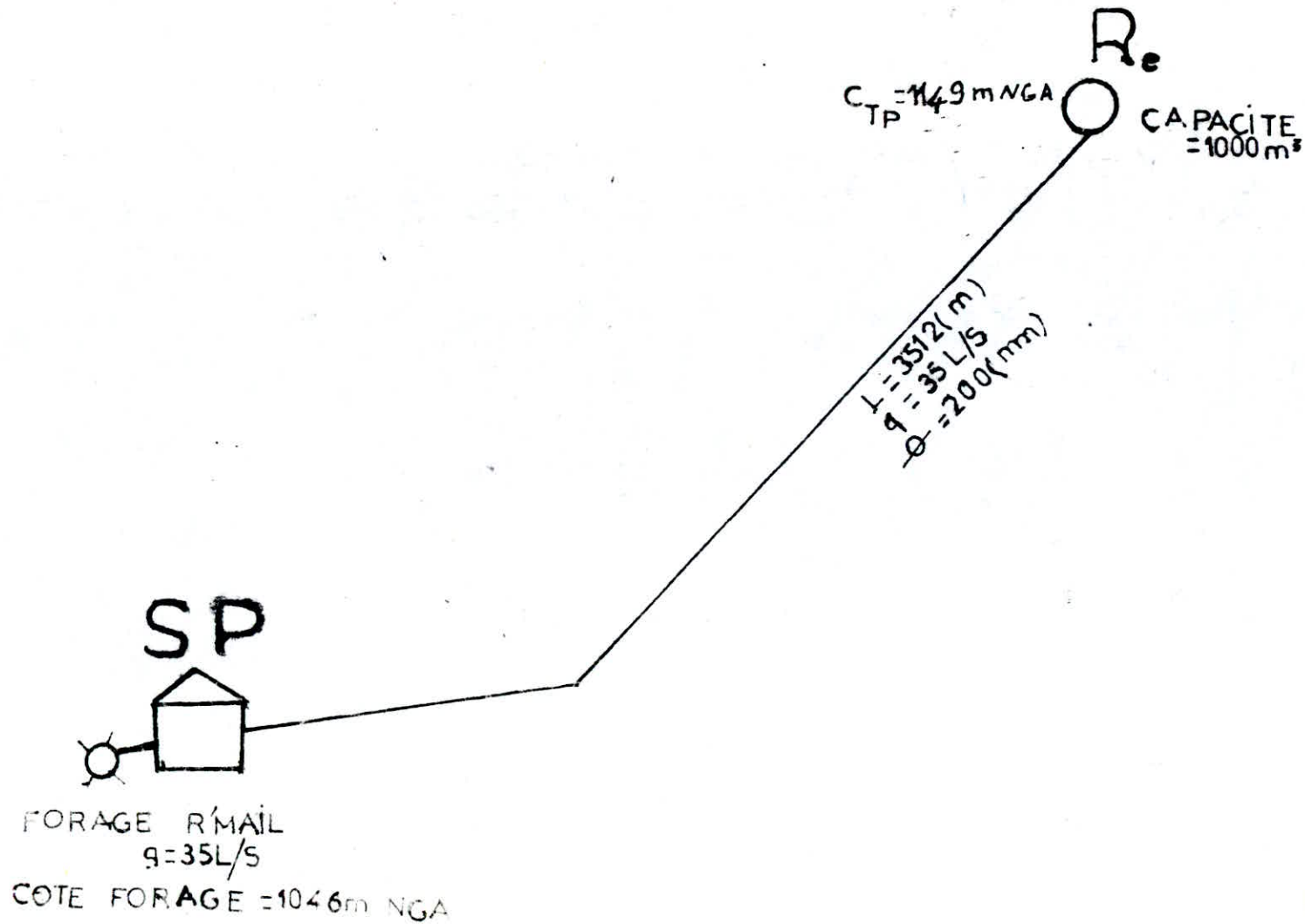
Eviter les forêts, bois et zones marécageuses;

Eviter autant que possible la traversée des obstacles (routes, voies ferré, canaux, oueds etc...) car ça nécessite la construction d'ouvrages spéciaux coûteux.

2.- TYPE D'ADDUCTION

Vu la topographie de la zone, ainsi que la situation du forage. Notre adduction sera du type adduction par refoulement du forage vers le réservoir.

SCHEMA GENERAL D ADDUCTION



3.- CHOIX DU TYPE DU TUYAU

Généralement, les tuyaux les plus utilisés pour l'adduction par refoulement, sont en fonte ou en acier, ensuite viennent les autres types (amiante ciment, tuyaux en béton, à âme tôle, et les tuyaux en P.V.C.).

En ce qui concerne notre étude toutes les canalisations de refoulement ont été prises en acier pour divers raisons:

- Les conduites en acier sont plus économique que celles en fonte;
- Disponibilité sur le marché;
- Peuvent supporter des pressions élevés;
- Elles sont plus longues que les conduites en fonte, et en béton, ce qui diminue le nombre de raccordements et rend la pose plus rapide.

4.- CHOIX DU DIAMETRE ECONOMIQUE

Il est basé sur un calcul technico-économique suivant des étapes différentes.

On détermine le diamètre approximatif par la relation de Bonnin:

$$D = \sqrt{Q}$$

où

- Q : débit à transiter en m³/s
- Q : 35 l/s = 0,035 m³/s
- D : diamètre approximatif en m

Puis on fixe une série de 4 ou 5 diamètres normalisés sur les quelles portera notre étude technico-économique.

D'après la formule de Bonnin on a :

$$D = \sqrt{Q} = \sqrt{35 \cdot 10^{-3}} = 0,1870828 \text{ m}$$

$$D = 0,187 \text{ m}$$

5.- CALCUL DU DIAMETRE ECONOMIQUE

Il est calculé en tenant compte des frais d'exploitations et des frais d'amortissement. La longueur de notre tracé est de 3512 m

$$H_{nt} = H_g + \Delta H_t$$

$$H_g = (TP + 0,5) - ND$$

$$H_g = (1149,00 + 0,5) - 996,48 = 153,02 \text{ m}$$

$$H_g = 153,02 \text{ m}$$

On a : H_{MT} ; hauteur manométrique totale

H_g : hauteur géométrique

ND : niveau dynamique

La perte de charge

$$\Delta H_t = \Delta H_l + \Delta H_s$$

$$\Delta H_l = \text{Perte de charge linéaires}$$

$$\Delta H_s = \text{Perte de charge singulières}$$

Les pertes de charges singulières sont alors estimer à 15 % des pertes de charges linéaires.

donc on a :

$$\Delta H_t = \Delta H_1 + 0,15 \Delta H_1 = 1,15 \Delta H_1$$

$$\Delta H_1 = J.l$$

J : gradient de la perte de charge

L : longueur géométrique (m)

D'après la formule de Darcy : Weissbach

$$J = \frac{f}{D} \frac{V^2}{2g}$$

f : coefficient de frottement

g : accélération de la pesanteur : 9,8 m/s²

D : diamètre (m)

V : vitesse d'écoulement m/s

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{4 Q}{\pi D^2}$$

6.- CALCUL DU COEFFICIENT DE FROTTEMENT f

En premier lieu on le calcul avec la formule de Nikuradzé

$$f_r = \left(1,14 - 0,86 \ln \left(\frac{\xi}{D} \right) \right)^{-2}$$

Par interaction on calcule la valeur exacte du coefficient f par la formule de Colebrook, on prenat comme première valeur celle calculée par Nikurdsé

$$F_e = \left[-0,86 \ln \left(\frac{\epsilon}{D_h \cdot 3,7} + \frac{2,51}{R_e \sqrt{f_c}} \right) \right]^{-2}$$

ϵ = rugosité absolue pris égale à 10^{-4} m
conduite neuve

R = nombre de Reynolds $R = \frac{V D}{\nu}$

ν = viscosité cinématique de l'eau = 10^{-6} m²/s

Puis on calcule le facteur de correction par le gradient de perte de charge

$$j^{5,3} = \frac{f_e}{f_r} \Rightarrow j$$

on a : $\Delta H_l = j \cdot L$

$$\Delta H_t = 1,15 \Delta H_l$$

et on trouve alors $H_{Mt} = H_g + \Delta H_t$

Le calcul a été fait sur machine T.I. 59 en utilisant le programme voir tableau n° 6

PROGRAMME TI59

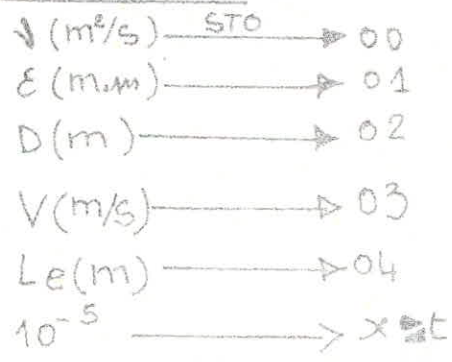
ce programme permet de calculer le Reynolds
 Le gradient de perte de charge, la perte de charge,
 le coefficient de frottement

```

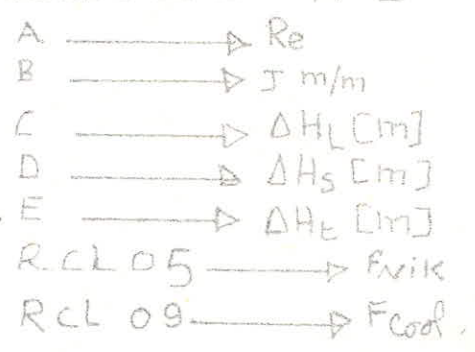
LRN 2nd LbLA 1.14 - .86 x (RCL 01 ÷ RCL 02)
STO 07 Lnx = x2 1/x STO 05 STO 08 RCL 03
x RCL 02 ÷ RCL 00 = STO 06 R/s 2nd
LbLB (RCL 07 ÷ 3.7 + 2.51 ÷ RCL 06 ÷ RCL 08 √x)
Lnx x .86 = x2 1/x STO 09 - RCL 08 = 2nd |x| INV
2nd x>E RCL RCL 09 STO 08 GTO B 2nd LbL
RCL RCL 09 x RCL 03 x2 ÷ 19.6 ÷ RCL 02 = STO 10
R/s 2nd LbL C RCL 10 x RCL 04 = STO 11 R/s 2nd
LbLD RCL 11 x .15 = STO 12 R/s 2nd LbLE RCL 12 + RCL 11
= R/s
    
```

= R/s

EXÉCUTION



RÉSULTATS: appuyer



Borderau des prix des conduites en acier

Tableau n° 5

Diamètre (mm)	Tuyau (m.l) (DA)	Soudure (DA)	Terras- sement (DA)	Pose (DA)	Trans- port et maniten- tion (DA)	Prix de revient au m l (DA)
100	84,44	1,70	50,00	4,00	7,17	143,31
150	104,39	2,61	60,00	8,00	9,93	184,93
200	137,59	4,32	65,00	10,00	12,65	229,56
250	162,32	5,75	67,00	16,00	16,15	267,22
300	216,63	7,30	70,00	20,00	19,14	333,07
350	301,11	9,26	72,00	30,00	25,23	437,60
400	345,17	11,27	75,00	40,00	29,00	500,44
500	432,05	17,22	85,00	60,00	74,18	628,45

TABLEAU N°6

D	Vitesse	R_e 10^5	F_n	F_e	J	D_{HI}	D_{HT}	H_{mT}
150	1,98	2,97	0,0384896	0,02624775	0,0350005	122,9220063	141,36031	294,38031
200	1,11	2,22	0,02378146	0,0247194	0,0077696	27,28683	31,379862	184,39986
250	0,7	1,75	0,02243399	0,02374453	0,00237445	8,3390806	16,678161	169,698
300	0,495	1,585	0,0214162	0,02310127	0,00096265	3,380831	6,761663	159,78166
400	0,2786	1,1144	0,01994579	0,02249786	0,00022273	0,7822435	1,5644870	154,58440

Frais d'exploitation :

$$P = \frac{\gamma Q H_{MT}}{2n} = \frac{9,8 \cdot 0,035}{0,75} H_{MT} + 0,4578 H_{MT}$$

P : Puissance de la pompe

Q : débit à refouler : 25 l/s = 35 10⁻³ m³/s = 0,035 m³/s

n : rendement de la pompe n = 75 %

Energie consommée E : P. 24. 365 (KW/an)

Prix de l'énergie P E = E. e.

e : tarif de l'énergie e = 0,19 DA / Kw h.

Tableau n° 7

D (mm)	H _{MT} (m)	P(Kw)	E = P.24,365	Prix de l'énergie
150	294,38	134,767	1186560,4	224306,47
200	184,399	84,418	739500,47	140505,09
250	169,698	77,6877	600544,64	129303,48
300	159,782	73,148	640778,23	12 1747,86
400	154,585	70,769	619936,55	

Frais d'amortissement est calculée par la formule :

$$A = \frac{I}{(I + 1)^n - 1} + I \quad I = 8 \% \quad n = 30 \text{ années}$$

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{30} - 1} + 0,08 = 0,08827$$

Tableau n° 88

D(mm)	Prix du mètre	L (m)	Prix de la conduite	Amortisse- ment (DA)
150	184,93	3512	649474,16	5769,123
200	229,56	"	806214,72	71613,984
250	267,22	"	938476,64	83362,471
300	333,07	"	1169741,8	103905,16
400	500,44	"	1757545,3	156117,48

Tableau n° 9

Diamètre (mm)	150	200	250	300	400
Frais d'exploita- tion	224306,47	140505,09	129303,48	121747,86	117787,95
Frais d'amortisse- ment	57691,123	71613,984	83362,41	103905,16	156117,48
Totaux	281997,59	212119,07	212665,89	225653,02	

Conclusion :

Ainsi d'après notre calcul technico-économique nous constatons qu'on obtient un diamètre économique est de 200 mm

et de $H_{MT} = 184,4$

CHAPITRE VI

DIMENSIONNEMENT DE LA CONDUITE D'AMENEE

1.- CALCUL DU DIAMETRE

$$Q = Q_p + Q_i$$

$$Q_p = \text{débit de pointe journalier (l/s)}$$

$$Q_i = \text{Volume d'incendie (l/s)}$$

$$Q = 90,8 + 17 = 107,8 \text{ l/s} = 0,1078 \text{ m}^3/\text{s}$$

On se propose une vitesse de 1,0 m/s d'après l'équation de la continuité :

$$Q = V \cdot A.$$

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

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot V}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,1078}{3,14 \cdot 1}}$$

$$D = 0,3704799 \text{ m}$$

On prend ϕ 400 mm

Vérification de la vitesse

$$V = \frac{4 Q}{D^2} = \frac{4 \cdot 0,1078}{3,14 (0,4)^2} = 0,8578$$

$$V = 0,86 \text{ m/s}$$

La théorie de la longueur de la fluïdo-dynamique nous donne une solution simple et rapide au problème, les caractéristiques de la conduite R - 1 :

$$L = 2092 \text{ m}$$

$$D = 0,4 \text{ m} = 400 \text{ mm}$$

$$V = 0,86 \text{ m/s}$$

$$\xi = 0,001$$

$$Q = 0,1078 \text{ m}^3/\text{s} = 107,8 \text{ l/s}$$

L'application de la théorie de la fluïdo-dynamique pour le profil circulaire plein du paramètre formé :

$$\bar{\xi} = 1$$

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\xi} = 1 \\ D = 0,4 \end{array} \right\} \text{abaque 9} \quad D_0 = 1,539$$

$$\text{or } \lambda = \frac{D}{D_0} = \frac{0,4}{1,539} = 0,259909$$

Détermination

$$\frac{Q}{\sqrt{J}}$$

$$\left. \begin{array}{l} E = 1 \text{ mm} \\ A = 0,1949317 \end{array} \right\} \text{abaque 8 a} \Rightarrow \frac{Q}{\sqrt{J_r}} = 2,21$$

où l'ordre de la formule

$$\frac{Q}{\sqrt{J_r}} = \Lambda^{2,5} (15,46 - 0,601 \ln \frac{E}{\Lambda}) = 2,2120055$$

$$J_r = \frac{Q^2}{(2,2120055)^2} = 2,375 \cdot 10^{-3}$$

$$J_r = 0,002375$$

$$R_e = 3,4300 \ 698 \cdot 10^{-5}$$

$$\frac{10^{-3}}{D_n} = \frac{10^{-3}}{0,4} = 0,0025$$

Diagramme de MOODY

C'est un régime en transition

Puisque l'écoulement est à régime de transition on écrit que

$$J = A_j^{5,3} J_r$$

$$\left. \begin{aligned} R_e &= 3,43 \cdot 10^{-5} \\ \epsilon/D_h &= 0,0025 \end{aligned} \right\} \text{abaque 17c}$$

$$\lambda_J^{5,3} = 1,02$$

$$2,510^{-3} \quad J = \lambda_Y^{5,3} J_r = 1,02 \cdot 2,375 \cdot 10^{-3} = 2,4225 \cdot 10^{-3}$$

$$D_H = j \times 1,15 \lambda_y = 1,15 \cdot 2,422 \cdot 10^{-3} \cdot 2092 = 5,828$$

$$D_H = 5,83 \text{ m}$$

2.- VERIFICATION PAR LA METHODE CLASSIQUE

En utilisant en 1er lieu le coefficient de frottement de Nik

$$f_r = (1,14 - 0,86 \cdot \ln \frac{\epsilon}{D})^{-2}$$

$$f_r = (1,14 - 0,86 \ln \frac{0,002}{0,4})^{-2}$$

$$f_r = 0,025125$$

Colebrook - white en régime de transition donne :

$$f_c = \left[0,86 \text{ m} \left(\frac{\epsilon/D}{3,7} + \frac{2,51}{R \sqrt{f_r}} \right) \right]^{-2}$$

$$f = \left(-0,86 \ln \left(\frac{0,0025}{3,7} + \frac{2,52}{3,4 \cdot 10^{-5} \cdot 0,1585086} \right) \right)^{-2}$$

$$f_c = 0,0316062$$

$$f_c = 0,0257933$$

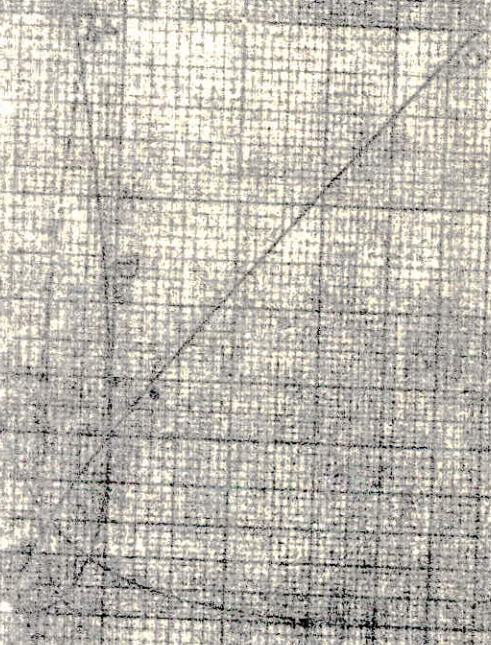
$$f_c = 0,0258373$$

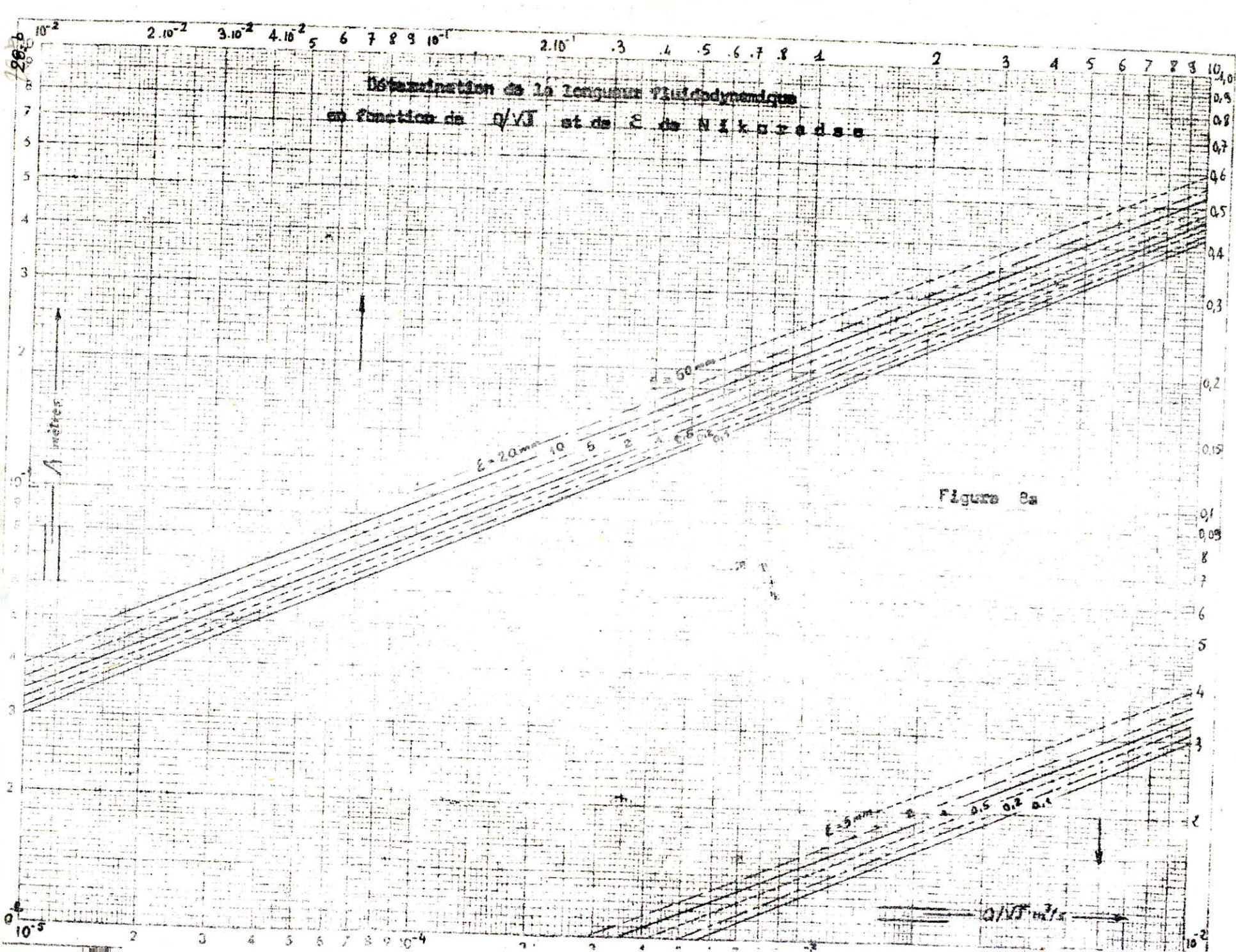
$$f_c = 0,0258369$$

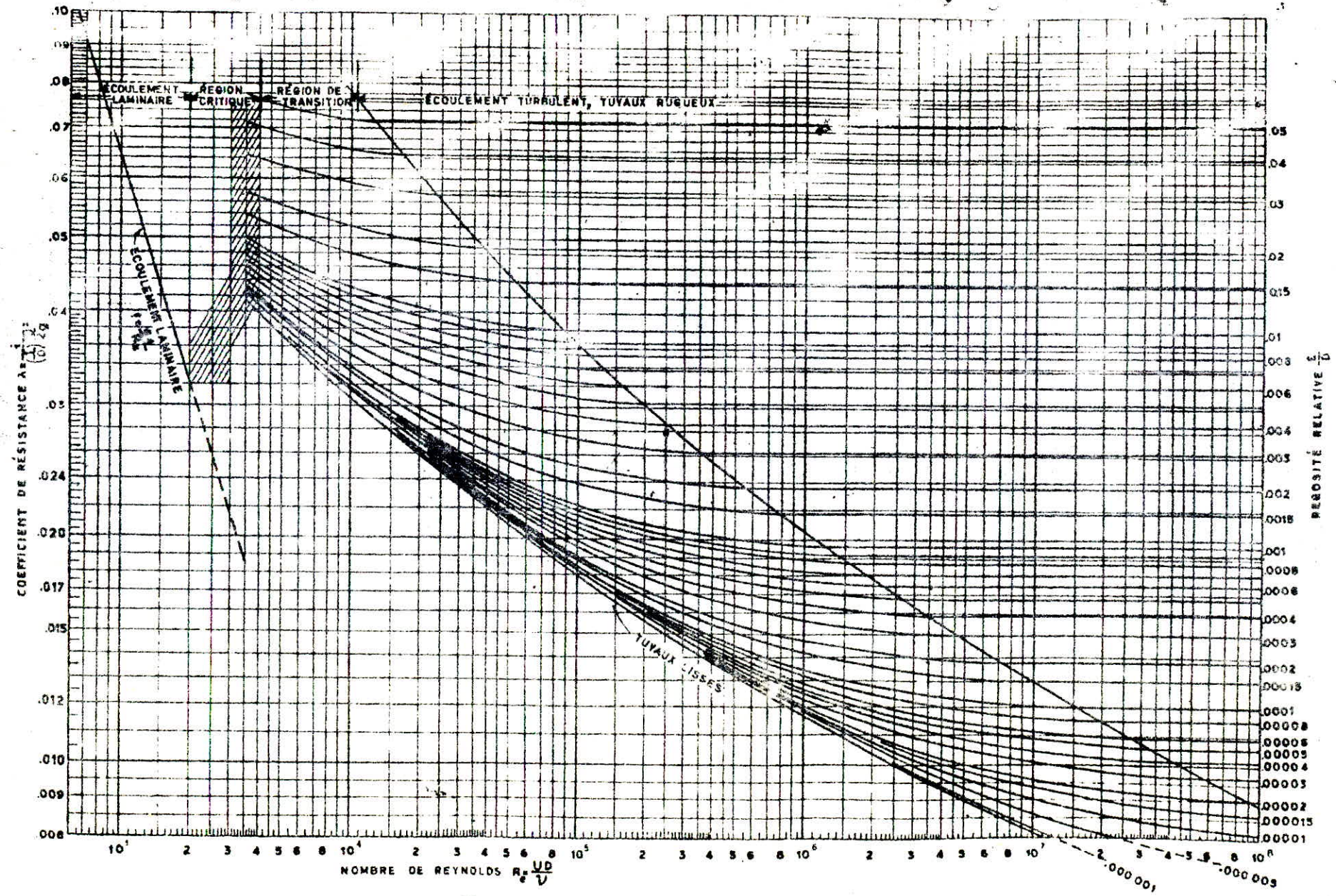
$$\Delta H_t = \frac{f}{D} \cdot L_e \cdot \frac{V^2}{2g} = \frac{1,15 L \cdot f \cdot Q^2}{2 \cdot D^5} \cdot \frac{16}{2g}$$

$$\Delta H_t = \frac{1,15 \cdot 2092 \cdot 0,0258369 \cdot (0,1078)^2 \cdot 16}{2 \cdot (0,4)^5 \cdot 2 \cdot 9,8}$$

$$\Delta H_t = 5,03447 \text{ m}$$

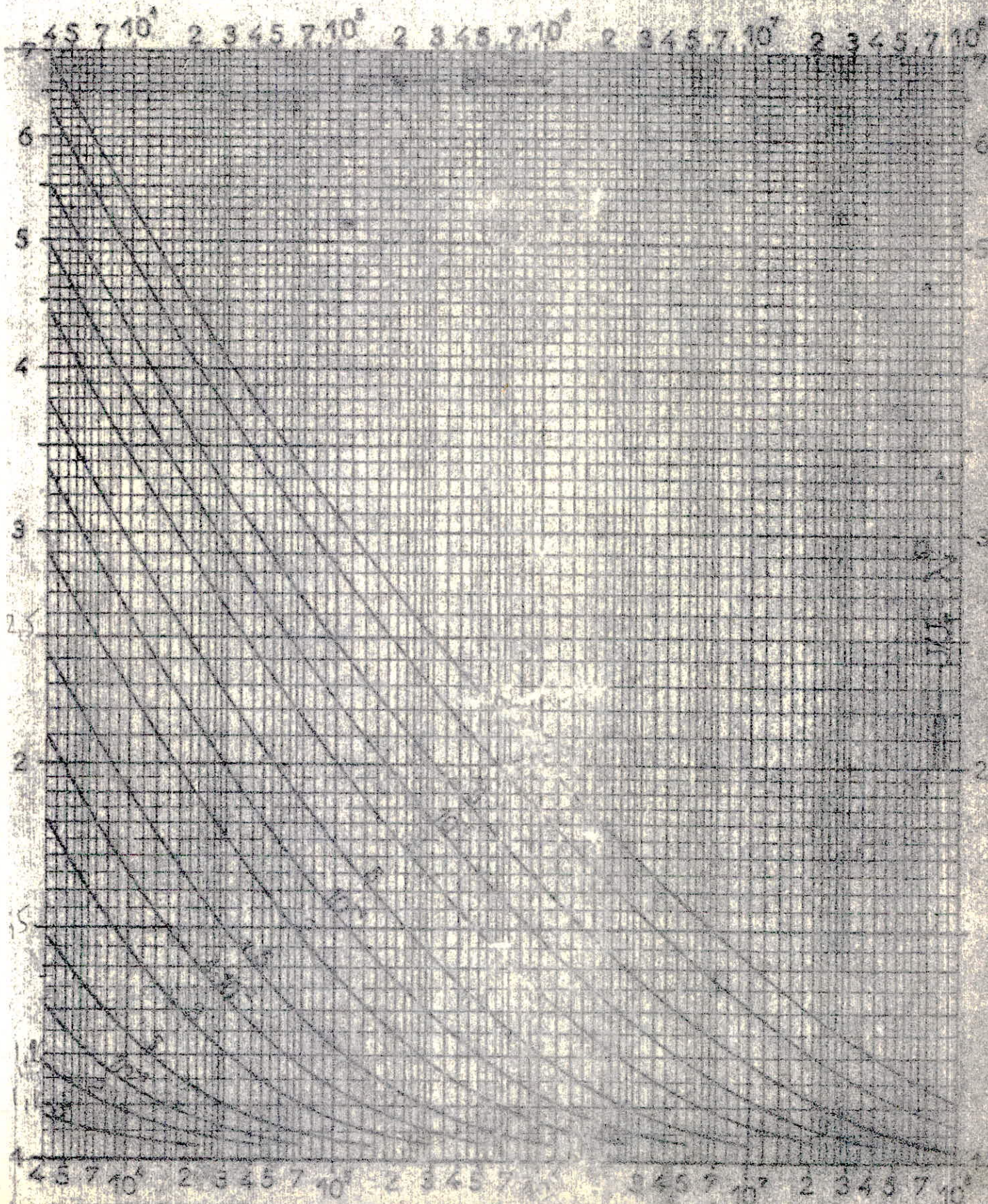






Exemple : $R_c = 3 \times 10^5$; $\frac{E}{D} = 0,0002$; $\lambda = 0,0164$

Détermination du gradient J de la perte de charge en régime de transition



CH A P I T R E V I I

RESERVOIRS

1.- ROLES DES RESERVOIRS

Le rôle des réservoirs à sensiblement varie au cours des ages, seront tout d'abord de réserve d'eau, leur rôle principal fut, ensuite de parer à un incident survenu dans l'adduction.

Les progrès techniques dans la constitution de pose de conduites, les protections automatiques, tendent à transformer les accidents et le rôle des réserves peuvent être présenté comme suit :

- Permettre une marche plus uniforme des pompes;
- Assurer l'alimentation du réseau en cas d'indisponibilité des ouvrages à l'amont;
- Apporter une contribution à l'économie générale du pays, par effacement de la consommation en énergie électrique aux heures de pointe.

2.- CAPACITE DES RESERVOIRS

On sait que les débits sortants du réservoir sont variables selon l'heure de la journée, le jour de la semaine , la saison etc... etc... Sachant que le débit de pointe horaire (détermination du coefficients de pointe horaire) dépend de l'importance de l'agglomération de la localité à alimenter du point de vue population, du mode de vie des moeurs et des différents consommateurs potentiels (industrie, élevage, arrosage).

Vu que notre projet consiste à l'alimentation en eau potable d'une Z. H. U. N. ainsi que le manque des informations dans ce sens, nous avons adopté, pour notre projet une répartition, se rapprochant des indications données par "A. DUPONT" Tome II.

2.a)- Capacité du réservoir de la Z. H. U. N.

* Pour la détermination de la capacité du réservoir, nous avons suivi le principe de calcul suivant.

En 1er lieu : On a déterminer "a" qui est autre que le débit horaire moyen.

$$a = \frac{C_{mj} \times K_j}{24 \text{ h}} = \frac{3922,632}{24} = 163,44 \text{ m}^3$$

$C_{mj} \times K_j$: consommation maximale journalière exprimée en (m³/j)

En 2ème lieu : On a réparti la consommation en plusieurs tranches horaires qui sont les suivantes :

de : 0h à 5 h.....	0,325 a
5 h à 7 h	1 a
7 h à 11 h	2,34 a
11 h à 16 h	0,7 a
16 h à 18 h	1,5 a
18 h à 22 h	0,8 a
22 h à 24 h	0,658 a

* Puis graphiquement (Fig. n°)

On a déterminé la capacité du réservoir :

$$V = M_{ax} (V_a - V_d) + M_{iu} (V_a - V_d)$$

où V_a : Volume apporté

V_d : Volume consommé

donc d'après le graphe (Fig. 42) Le volume du réservoir est de :

$$V = M_{ax} (V_a - V_d) + M_{iu} (V_a - V_d)$$

$$V = 3,375a + / - 1,985 a / = 5,36 a$$

où on a :

$$a = 163,44 \text{ m}^3$$

$$V = 5,36 \cdot 163,44 = 876,04 \text{ m}^3$$

2.b)- Volume d'incendie

En se basant sur les information de A : DUPONT Tome II

- L'engin de base de lutte contre le feu est la motopompe de 60m³/h ainsi que la durée approximative d'extinction d'un sinistre moyen peut être évaluée à 2h . En conséquence la réserve minimale à prévoir est de 120 m³.

- En dernier lieu le volume de notre réservoir sera :

$$V_R = V + V_i = 876,04 + 120 = 996,04 \text{ m}^3$$



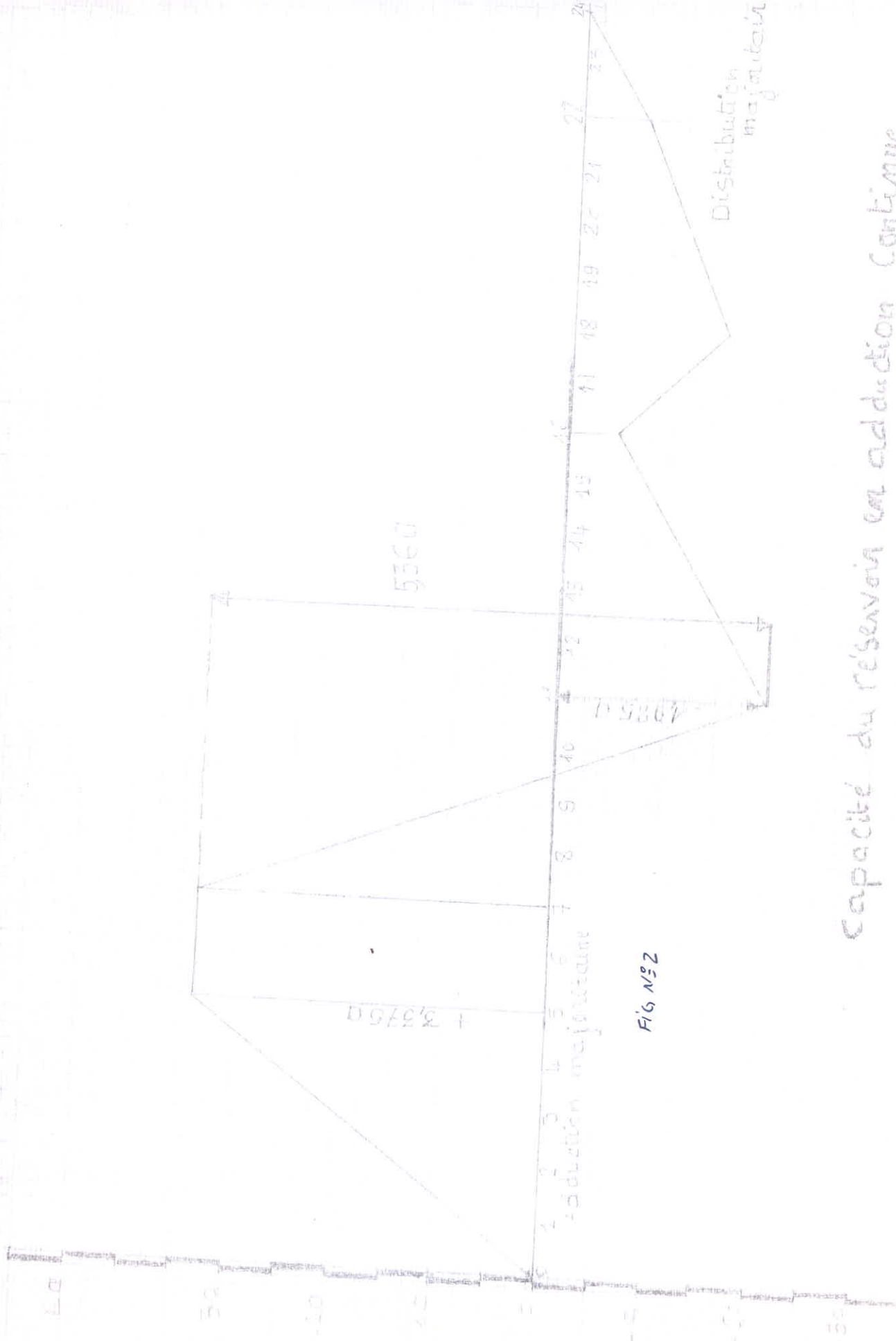
Echelle
 verticale 20m → a [m]
 horizontale 10m → a [h]

Volume apportés		5a	7a	11a		16a	18a		22a	24a
Volume consommés		4,625a $1a \times 2 + 1,625a$	3,625a $1a \times 2 + 1,625a$	12,985a $2,34a \times 4 + 1,985a$		16,485a $1,5a \times 2 + 1,485a$	19,485a $1,5a \times 2 + 0,8a \times 4$		22,685a $0,8a \times 2 + 1,085a$	24a
Différence Vapport - Vconsommé		3,375a	3,375a	-1,985a		-0,485a	-1,485a		-0,685a	0

$d = 10 \times 10^{-3} = 10^{-2} \text{ m}^3$

Fig N° 2

$V = \text{Max}(V_a - V_d) + \text{Min}(V_a - V_d)$
 $V = 3,375a + |-1,985a| = 5,36a = 876,04 \text{ m}^3$
 $V_0 = V + V_i = 876,04 + 120 = 996,04 \text{ m}^3$



capacité du réservoir en addition continue

V : réserve de consommation (m³)

V₁ : volume d'incendie (m³)

On a opté pour un réservoir standard de volume $V_R = 1\ 000\ m^3$

3.- EMBLACEMENT DES RESERVOIRS

L'emplacement du réservoir, doit être choisi de telle façon pour pouvoir satisfaire aux abonnés une pression suffisante au moment de la pointe. En conséquence, l'altitude du radie doit être située à un niveau supérieur à la plus haute côte piézométrique exigée dans le réseau de distribution. (Côte maximale 1125,12 m).

L'adduction gravitaire comme nous l'avons vu se calculait avec un débit d'apport égal au débit journalier nécessaire réparti sur 24 heures, donc avec le débit horaire moyen de distribution "a".

En partant de l'adduction par refoulement, nous avons vu également qu'il était recommandable d'étaler le débit sur 24 heures. En conséquence il arrive au réservoir un débit horaire "a" et un débit horaire 2 "a" peut en ressortir au moment de la pointe. Ces considérations sont déterminante, pour le choix de l'emplacement du réservoir.

4.- EQUIPEMENTS DES RESERVOIRS

Nous préconisons une arrivée par subverse, ceci permettra d'avoir une altitude constante définie par le niveau supérieur de la crosse d'arrivée.

Cette arrivée sera réglée par un robinet à flotteur, dispositif permettant l'arrêt du moteur parcequ'on a une adduction par refoulement.

4.1.- ROBINET FLOTTEUR

Le réservoir sera équipé d'un robinet flotteur pour éviter le déversement d'eau (trop plein). Il s'ouvre lorsque le plan d'eau descend en dessous de ce niveau et se referme progressivement et à mesure de la remontée du plan d'eau jusqu'au niveau maximal.

Par sa fermeture progressive et lente, ce robinet permet d'éviter le coup de belier. Le robinet flotteur sera posé sur le bout de la conduite d'arrivée dans le réservoir.

4.2.- DISTRIBUTION

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0,15 m ou 0,20 m au dessus du radier afin d'éviter l'introduction des boues ou du sable qui pourraient éventuellement se décanter dans la cuve.

Nous prévoyons également un minimum de 0,50 m au dessus de la génératrice supérieure de la conduite en cas d'abaissement maximal au plan d'eau et de ce fait nous évitons la pénétration d'air dans la conduite de distribution.

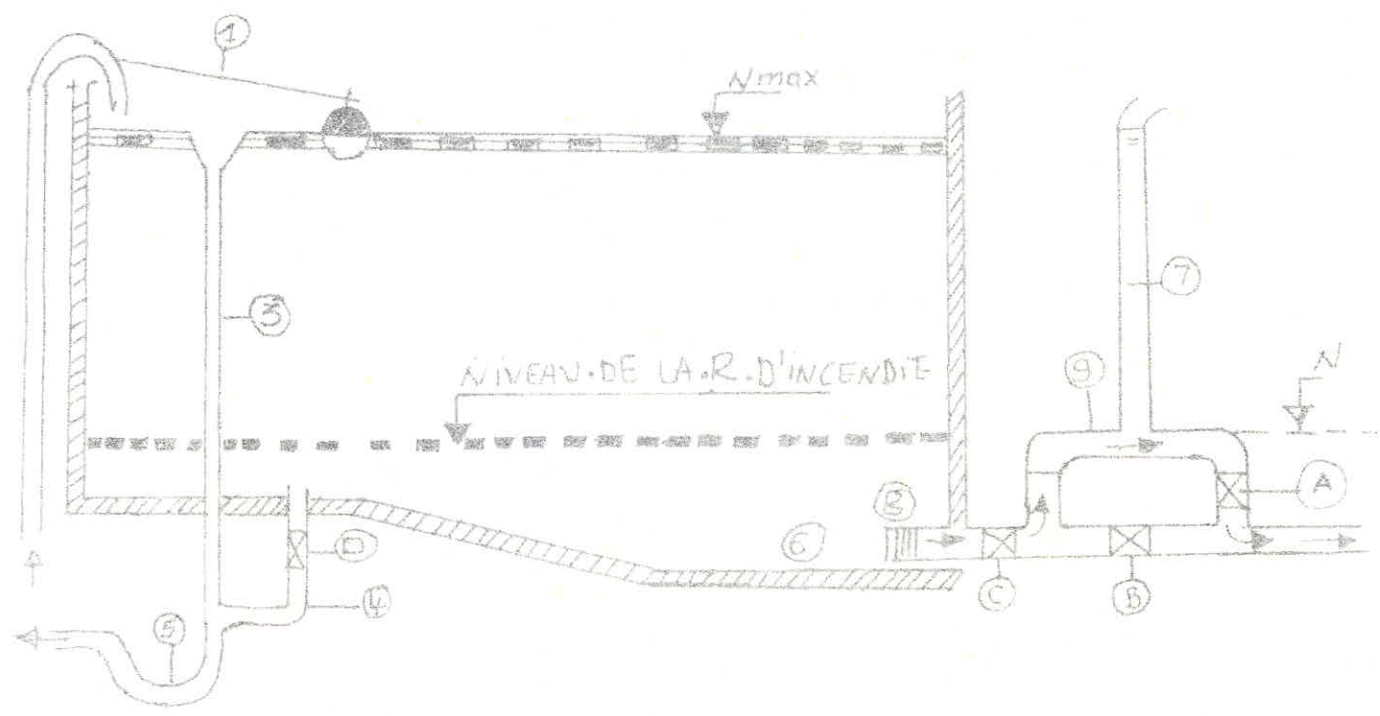
Un robinet vanne sera prévu sur le départ de la conduite pour avoir la possibilité d'isoler le réservoir en cas d'accident.

5.- EVACUATION DU TROP PLEIN

La conduite de trop plein doit être en mesure d'avacuer la totalité du débit qui arrive quand la cuve a atteint son niveau maximal. Elle débouchera à un exutoire.

Or l'exposition de l'eau à la pollution et à l'introduction d'animaux ou de moustiques qui pourraient ainsi pénétrer dans le

EQUIPEMENT DU RESERVOIR



Un siphon ⑨ qui grâce à l'évent ⑦ ouvert à l'air libre, se désamorce une fois que le niveau d'eau descend en N

En cas de service normal le robinet ④ est ouvert, ⑤ est fermé. En cas de sinistre, il suffit d'ouvrir ⑤ et est toujours bon de prévoir un autre robinet -vanne ③ qui permet la réparation de ④ et ⑤ en cas de besoin

- 1 - FLOTTEUR
- 2 - ARRIVÉE D'ADUCTION
- 3 - TROP- PLEIN
- 4 - VILANGE
- 5 - SIPHON TROP PLEIN
- 6 - PUISARD
- 7 - EVENT
- 8 - CREPINE
- 9 - SIPHON
- A, B, C, D ROBINETS-VANNE
- SENS D'ÉCOULEMENT

réservoir est à craindre. Pour cela et pour plus de sécurité on aménagera un joint hydraulique constitué par un siphon qui maintient en eau, le tronçon du trop plein. La section transversale de la conduite sera disposée selon un plan horizontal situé à une distance H au dessus du niveau maximal susceptible d'être atteint dans la cuve et comportera au départ un évasement en forme de tronc de cône dans la plus grande circonstance du rayon R, formera un déversoir à seuil circulaire pour le passage du débit Q sous une lame d'eau H.

Le débit évacuée sera donné par la formule suivante :

$$Q = u \cdot 2 \cdot R \cdot \sqrt{2g \cdot h_d}^{3/2} = 27,023 u \cdot R \cdot h_d^{3/2} \quad (\text{formule de LENCASTRE})$$

Pratiquement les valeurs de u sont peu différentes

$$0,393 < u < 0,415 \quad \text{lorsque} \quad 0,50 > \frac{hd}{R} > 0,20$$

d'où on peut prendre :

$$Q = 11,16 \cdot R \cdot h_d^{3/2} \cdot h_d = 3 \sqrt{\frac{(Q)^2}{11,15 R}} \quad h_d = 0,057 \text{ m}$$

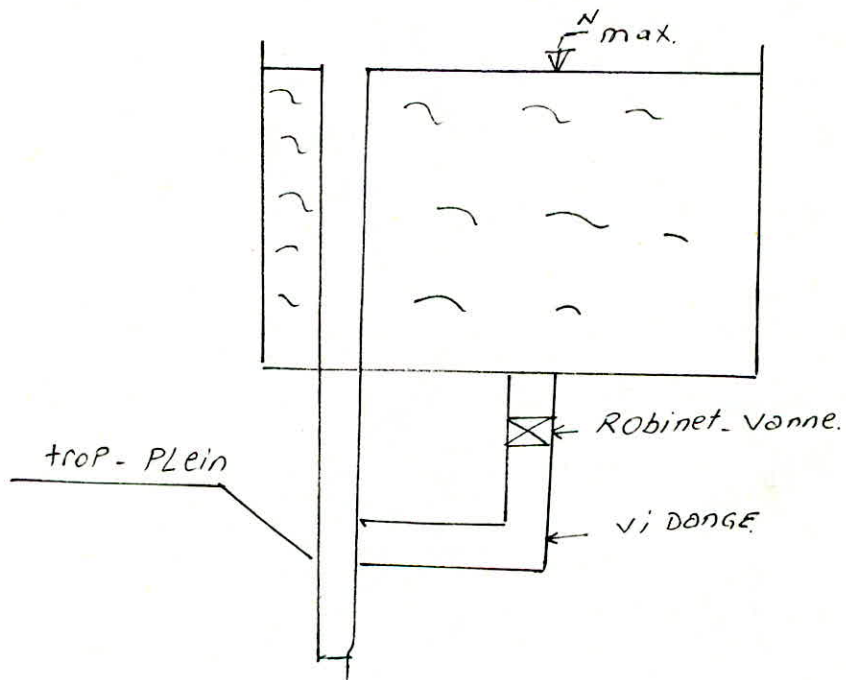
Le calcul de h_d est fait avec le débit d'adduction

$$Q = 0,035 \text{ m}^3/\text{s} \quad \text{et} \quad R = 0,3 \text{ m}$$

6.- VIDANGE

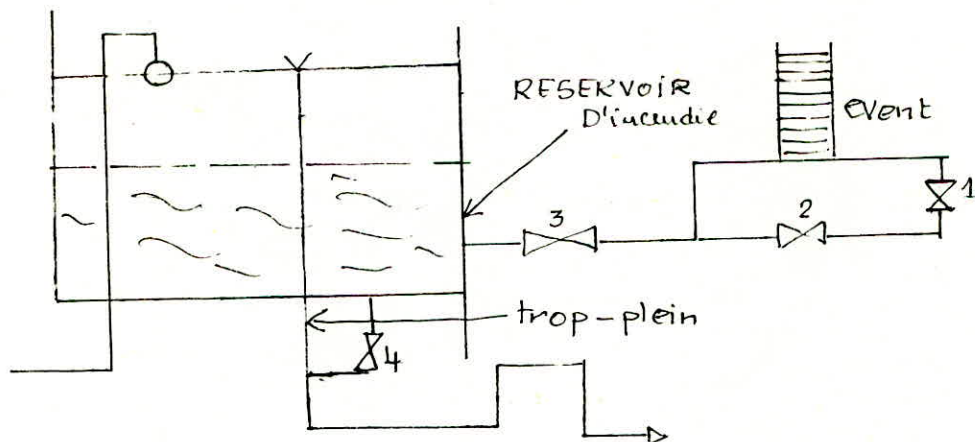
La conduite de vidange part du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation du trop-plein. Elle comporte un robinet-vanne.

(Voir figure suivante)



7.- RESERVOIRE D'INCENDIE

La réserve d'incendie doit être toujours prête en cas de sinistre afin d'éviter d'une part, la stagnation de cette réserve dans la cuve, et d'autre part à ce qu'elle ne passe pas dans la distribution nous préconisons le dispositif suivant



Pendant l'exploitation normale, la vanne 3, est ouverte (cette vanne est en réalité constamment ouverte) sauf si le besoin de réparer les vannes 1 et 2.

- * La vanne 2 sera ouverte en cas d'un sinistre
- * La vanne 4 réserver pour la vidange

8.- DETERMINATION DE LA COTE DU RADIUS DU RESERVOIR ET DU DIAMETRE
DU RESERVOIR

La perte de charge le long de la conduite d'amenée
(gravitaire) est

$$\Delta H_t = 5,83 \text{ m}$$

$$C_{RV} = 1125,12 + D H + 14$$

$$C_{RV} = 1125,12 + 5,83 + 14 = 1145 \text{ m}$$

Le volume du réservoir trouvé étant de :

$V_R = 1000 \text{ m}^3$ en préconisant une hauteur de 4 m pour la
détermination du diamètre.

$$V_R = \frac{\pi D^2}{4} \times H$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot V_R}{\pi \times H}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 1000}{\pi \cdot 4}}$$

$$D = 17,85 \text{ m}$$

C H A P I T R E VIII

DISTRIBUTION

VIII.1.- NATURE DU RESEAU DE DISTRIBUTION

Le réseau de distribution de la Z.H.U.N. (RAS-EL-OUED) est du type maillé suivant les entre-croisements des routes.

- La S.H.U.N. est alimentée par le réservoir sur terre de $1\ 000\ m^3$.

- Le réseau comporte des canalisations qui présentent un diamètre suffisant de façon à assurer le débit maximal avec une pression au sol compatible avec les hauteurs des immeubles. Pour le dimensionnement du réseau on doit tenir compte du débit de pointe (Q_p) et le débit d'incendie (Q_i).

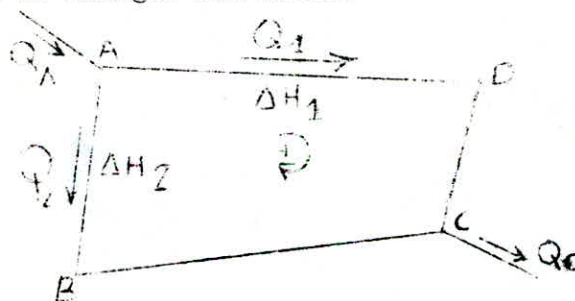
VIII.2.- CALCUL DU RESEAU DE DISTRIBUTION

Par la méthode de Hardy-cross.

- Le calcul du réseau maillé est fait par approximation successive selon la méthode de HARDY-CROSS qui repose sur 2 lois :

1er loi : En noeud quelconque du réseau, la somme des débits qui entrent dans ce noeud est égal à la somme des débits qui en sortent.

2ème loi : Le long d'un parcours orienté et fermé, la somme algébrique des pertes de charges est nulle.



1^{ère} Loi

$$Q_A = Q_1 + Q_2 = Q_c$$

2^{ème} Loi

$$\Delta H_1 - \Delta H_2 = 0$$

VIII.3.- METHODE DE CALCUL

Elle consiste à se fixer en premier lieu, une répartition supposée des débits dans chaque maille, ainsi qu'un sens d'écoulement de diamètres des conduites.

* Ils sont choisis de manière à avoir des vitesses raisonnables se situant entre 0,3 m/s ÷ 1,3 m/s

$$Q = V \cdot A \quad D = \sqrt{\frac{4 Q}{\pi \cdot V}}$$

où Q : débit en m³/s

A : section de la conduite m²

V : vitesse d'écoulement en m/s

CALCUL DES MAILLES

Les pertes de charges :

Elles sont déterminées d'après la formule de DARCY-WELSBACH

$$\Delta H = \frac{F_c L \cdot V^2}{D \cdot 2g}$$

a)- Les pertes de charges singulières

Sont exprimées en fonction d'une longueur équivalente (Ley) occasionnant une perte de charge lors du passage d'un débit

$$\Delta H_S = f \cdot \frac{Ley}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

où : f : coefficient de frottement Ley : longueur équivalente
V : vitesse d'écoulement
D : diamètre de la conduite

b)-- Les pertes de charge dues aux frottement

Elles sont exprimées par la formule :

$$\Delta H_f = f \cdot \frac{L_g}{D} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

où Lg : Longueur géométrique

c)-- Pertes de charges totales

$$\Delta H_t = \Delta H_S + \Delta H_f$$

Généralement on estime la longueur équivalente à 15 % de la longueur géométrique

$$L_{ey} = 0,15 L_g$$

$$L_T = L_g + 0,15 L_g = 1,15 L_g$$

$$\Delta H_t = 1,15 f \cdot \frac{L_g}{D} \cdot \frac{v^2}{2g} = 1,15 f \cdot \frac{L_g}{D} \cdot \frac{Q^2}{A^2 \cdot 2g}$$

En introduisant le concept de la perte de charge débitaire H_Q provoqué lors du passage d'un débit unitaire.

$$\Delta H_Q = \frac{\Delta H_t}{Q^2} = 1,15 f \frac{Lg}{D \cdot \Lambda^2 \cdot 2g}$$

Le gradient de la perte de charge débitaire est égal :

$$J_Q = \frac{\Delta H_Q}{L_e} = \frac{f_c}{2g \cdot D \cdot \Lambda^2} \quad (\text{m}^{-6}/\text{s}^2)$$

Pour un profil circulaire et avec $f_c = 3,14$
 et $g = 9,8 \text{ m/s}^2$ on a :

$$J_Q = 8,28 \cdot 10^{-2} \frac{f_c}{D^5}$$

Pour un régime turbulent rugueux, la perte de charge le long de la conduite est :

$$\Delta H = J \cdot L_e = J_Q \cdot Q^2 \cdot L_e = \Delta H_Q \cdot Q^2$$

$$\Delta H_Q = J_Q \cdot L_e = r$$

alors on a : $\Delta H = r Q^2$

$$\text{avec } r = \Delta H_Q = f_c \frac{l_e}{D \cdot A^2 \cdot 2g} = f_c \frac{L_e}{D \left(\frac{\pi D^2}{4} \right)^2 \cdot 2g}$$

$$r = 0,0828 \frac{f_c \cdot L_e}{5}$$

d)- Calcul du coefficient de frottement

Le coefficient de frottement est calculé à l'aide de la formule de COLEBROOK :

$$f_c = \left[-0,86 \ln \left(\frac{\epsilon}{3,7 D_h} + \frac{2,51}{R \sqrt{f_c}} \right) \right]^{-2}$$

On prend comme première approximation la valeur de f calculé par la formule de NIKURADSE :

$$f_n = \left(1,14 - 0,86 \ln \frac{\epsilon}{D_h} \right)^{-2}$$

On procède par approximations successives jusqu'à ce que on trouve la valeur exacte de f avec laquelle on détermine les pertes de charges finales.

Calcul du du débit correctif :

$$\text{Or } \sum \Delta H = \sum r Q^2$$

Or d'après la 2ème loi cette équation doit être nulle dans chaque circuit fermé.

Soit on a :

Q_0 : débit supposé en première approximation

Q_1 : débit corrigé

ΔQ : le débit de correction

Pour chacun des tronçons on a :

$$Q_1 = Q_0 + \Delta Q$$

donc la somme des pertes de charges sera :

$$\sum \Delta H_T = \sum r Q_0^2 = \sum r (Q_0 + \Delta Q)^2 = 0$$

$$r (Q_0 + \Delta Q)^2 = r (Q_0^2 + 2 Q_0 \Delta Q + \Delta Q^2)$$

Comme

$$\Delta Q^2 = 0 \Rightarrow \sum \Delta H_T = \sum r Q_0^2 + 2 \sum r Q_0 \Delta Q = 0$$

On peut écrire que :

$$\Delta Q = \frac{\sum r \cdot Q_0^2}{2 \left| \sum r \cdot Q_0 \right|} \times 1000 \quad [\text{l/s}]$$

Formules utilisées

$$R = \frac{V \cdot D}{\pi \cdot D \cdot V} = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D \cdot V}$$

$$f_n = (1.14 - 0.86 \lg \frac{\epsilon}{D})^{-2}$$

$$f_c = \left[-0.86 \lg \left(\frac{\epsilon}{3.7 \cdot D} + \frac{2.51}{R \sqrt{f_c}} \right) \right]^{-2}$$

$$r = 0.0828 \frac{f_c \cdot L_e}{D^5}$$

$$\Delta q = \frac{\sum \Delta H}{2 \sum r Q} \cdot 1000$$

Le calcul a été programmé sur calculatrice TI 59 pour les calculs

- R = Nombre de Reynolds
- D = Diamètre..... m
- Q = Débit..... m³/s
- = Viscosité cinématique.....m²/s
- = Rugosité absolue de la conduite..... m
- g = Accélération de la Pesanteur..... m/s²
- f_n = Coefficient de frottement en régime rugueux (NIKURADSE)
- f_c = Coefficient de frottement en régime transitoire (COLBROOK)
- r = Résistance de la conduite..... S⁻² m⁻⁵
- L_e = Longueur équivalente de la conduite..... m
- H_T = (P.D.C.) : Pertes de charges totales..... m
- Q = Débit correctif..... l/s

Programme Pour le calcul du réseau maillage - sur - TI-59

LRN

2nd LBL
A
2nd Sfl9
8
RCL
03
÷
RCL 00
=
2nd Log
x
2
+/-
+
1
.
1
4
=
 x^2
 $\frac{1}{x}$
STO
05
2nd LBL
=
2
.
5
1
x
RCL 00
x
2nd π
x

RCL 04
÷
4
÷
RCL 01
2nd |x|
÷
RCL 05
 \sqrt{x}
+
RCL 03
÷
3
.
7
÷
RCL 00
=
2nd Log
x
2
+/-
=
 x^2
 $\frac{1}{x}$
STO 06
-
RCL 05
=
2nd |x|
INV
2nd $x \gg t$
RCL 06

STO 05
GTO
=
2nd LBL
 x^2
RCL 06
x
8
x
RCL 01
 x^2
÷
2nd π
 x^2
÷
9
.
8
+
RCL 00
 y^x
5
=
STO
07
R/S
x
RCL
02
=
STO 08
SUM
09

R/S
÷
RCL 01
=
STO
10
SUM 11
R/S
2nd LBL
B
RCL 09
R/S
÷
RCL 11
R/S
÷
2
=
+/-
STO 12
RCL 09
+/-
SUM 09
RCL 11
+/-
SUM 11
RCL
12
R/S

1) Introduction

$\phi_i \longrightarrow$ STO 00
 $Q_i \longrightarrow$ STO 01
 $L \longrightarrow$ STO 02
 $\epsilon \longrightarrow$ STO 03
 $D \longrightarrow$ STO 04
précision $\longrightarrow x \gg t$

2) Résultats

Appuyer sur

$\boxed{A} \implies J_i$
 $\boxed{R/S} \implies \Delta H_i$
 $\boxed{R/S} \implies \frac{\Delta H_i}{Q_i}$

Répéter la même chose
Pour tous les "n" tronçons
Puis Appuyer sur

$\boxed{B} \implies \sum_{i=1}^n \Delta H_i$

$\boxed{R/S} \implies \sum_{L=1}^n \Delta H_i / Q_i$

$\boxed{R/S} \implies \Delta Q = \frac{\sum \Delta H_i}{\sum Q_i}$

REMARQUE

a) si $Q_i < 0$ l'introduire avec
le signe (-) \longrightarrow STO 01
et introduire L avec
le signe (-) \longrightarrow STO 02
On aura $\Delta H_i < 0$ et $\frac{\Delta H_i}{Q_i} > 0$

b) ne jamais utiliser la
touche \boxed{CLR}

Chaque maille est calculée séparément et la valeur de Q qui est la correction à apporter au débit supposé initialement.

On distingue deux corrections ::

- Correction propre à la maille considérée avec le signe de ΔQ
- Correction à la maille adjacente (tronçon commun) avec signe contraire de ΔQ .

* Il suffit donc de faire la somme algébrique de ces deux corrections et l'ajouter au débit Q_0 pour avoir le nouveau débit Q_1 .

Les approximations sont poursuivies jusqu'à ce que les valeurs de ΔQ soient voisines de zéro (lorsque $\Delta Q < 0,4 l$) et que la somme algébrique des P.D.C. dans la maille considérée soient inférieurs à 0,5 m.

Pour Les calculs voir planche N° 2

VIII.4.- CALCUL DES PRESSIONS AU SOL

La pression desservie au sol devra être déterminée en tenant compte de la hauteur des Immeubles (existants ou prévus) elle ne devra en aucun cas être inférieure à 10 m pour déterminer la pression en un point, on calcule d'abord la côte piézométrique de ce point qui est égale au niveau préométrique disponible en fin de réseau diminuer des pertes de charge des tuyaux transitant depuis l'origine.

On détermine tout d'abord la côte piézométrique au point de raccordement qui est égal :

$$C_{P_1} = C_R - \Delta H_R - 1$$

de même pour tout le réseau.

Et la pression au sol est déterminée par l'expression suivante :

$$P = C_P - C_T$$

Pour les calculs voir tableau n° 11

VIII.5.- MISE EN SERVICE ET ENTRETIEN DU RESEAU

Les principales opérations effectuées par la mise en service et l'entretien du réseau sont :

- La désinfection
- La détection des fuites d'eau
- La désinscription des canalisations
- La réparation

a)- Désinfection

Les produits coramment employés pour la désinfection sont le permanganate de Potassium ou des dérivées du chlore tels que l'hypochlorithe de sodium ou l'hypochlorite de calcium.

b)- Détection des fuites d'eau

La recherche à la localisation des fuites s'effectue le plus souvent avec des appareils acoustiques, lesquels sont de deux types mécaniques ou électriques.

c)- Désincrustation des canalisations

Les canalisations peuvent être plus au moins obtinées par: des dépôts calcaires constitués par du carbonate de calcium.

- des dépôts organiques (algues, mollusques)
- des dépôts limoneux (sables, boues..)

Leur nettoyage s'effectué par procédé mécanique ou chimique à base d'acide passivé, en général on utilise l'acide chlorhydrique .

d)- Réparation

- elle se divise en deux
- la rénovation des joints
- la rénovation de la canalisation

VIII.6.- DETERMINATION DES DEBITS AUX NOEUDS

Pour déterminer le débit soutiré de chaque noeud on doit délimiter la zone desservie pour chaque noeud.

La Z. H. U. N. de Ras-El-Oued sera composé de 7 mailles, et dans les quelles les densités seront identiques car on a pris une distribution homogène de la population.

* La superficie de chaque noeud sera déterminée par la méthode des médiatrices, et ayant les densités identiques nous trouvons la population possible avec la consommation spécifique et nous déduisons le débit de chaque noeud et on multiplie ce débit par le coefficient de pointe :

$$K_p = 2,4$$

Formules utilisées

$$d = \frac{N_p}{S_t} \quad \text{h ab/ha}$$

d = densité de la population

N_p = Population

S_t = Surface totale des mailles

$$q = \frac{Q_{\text{moy}} - \text{jour}}{N_p} \quad \text{m}^3/\text{J}/\text{hab} \text{ ou } \text{l}/\text{J}/\text{hab}$$

q : consommation spécifique

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 :

$$Q_i = N_i \cdot q$$

Calcul de consommation spécifique de la Z.H.U.N. :

$$q = \frac{Q_{\text{moy jour}}}{N_p} = \frac{3268,86}{13307} = 245,65 \text{ l/j/hab}$$

N.B.: Pour les calculs voir tableau n° 10

TABLEAU N° 10

noeuds	MAILLES	SURFACE DU DOME	CONSUMATION SPECIFIQUE	DENSITES Hab/ha	POPULATION Hab	CONSUMATION PAR POUR	COEF de pointe.	DEBITS SOUTIRÉS
1	I	3,87	245,65	211,89	820	2,33	2,4	5,59
2	I	3,81	-11-	-11-	807	2,29	-11-	5,5
3	I - B - VII	7,4	-11-	-11-	1568	4,46	-11-	10,71
4	I - II	5,91	-11-	-11-	1252	3,56	-11-	8,54
5	II - III	4,29	-11-	-11-	909	2,58	-11-	6,2
6	II III VI VII	7,726	-11-	-11-	1637	4,65	-11-	11,16
7	III IV	3,92	-11-	-11-	830	2,36	-11-	5,66
8	III IV VI VI	8,43	-11-	-11-	1786	5,08	-11-	12,2
9	IV V	5,4	-11-	-11-	1145	3,26	-11-	7,82
10	V	2,28	-11-	-11-	484	2,38	-11-	3,3
11	V VI	5,03	-11-	-11-	1066	3,03	-11-	7,28
12	VI VII	4,73	-11-	-11-	1003	2,85	-11-	6,84
		62,8			13307			90,8

Tableau N° 11

MAILLES	TRANSON	Cotes du terrain		PDC	Cotes Piezometriques		PRESSION
		AMANT	AVAL		AMANT	AVAL	
I	1 - 2	1119,17	1125,12	1,68	1139,17	1137,49	12,37
	2 - 3	1125,12	1115,82	1,18	1137,49	1136,51	20,49
	1 - 4	1119,17	1112,3	-1,73	1139,17	1137,44	25,14
	4 - 3	1112,3	1115,82	-1,13	1137,44	1136,31	20,48
II	4 - 3	1112,3	1115,89	1,13	1137,44	1136,31	20,48
	3 - 6	1115,82	1104,52	1,95	1136,31	1134,26	29,74
	6 - 5	1104,52	1108,75	1,53	1134,26	1135,79	27,04
	5 - 4	1108,75	1112,3	1,54	1135,79	1137,33	25,03
III	5 - 6	1108,75	1104,52	-1,53	1135,79	1134,26	29,74
	6 - 8	1104,52	1101,82	1,16	1134,26	1133,1	31,28
	8 - 7	1101,82	1104,82	-0,93	1133,1	1132,17	30,35
	7 - 5	1101,82	1108,75	-3,68	1132,17	1135,83	27,1
IV	7 - 8	1101,82	1101,92	-0,93	1132,17	1133	31,18
	8 - 9	1101,82	1092,9	2,35	1133	1130,65	37,75
	9 - 7	1109,29	1101,82	-1,45	1130,65	1132,1	30,28
V	9 - 10	1092,9	1087,73	-2,23	1130,65	1128,42	40,69
	10 - 11	1087,73	1098,37	4,51	1128,42	1132,93	34,56
	11 - 8	1098,37	1101,82	0,02	1132,93	1132,95	31,13
	8 - 9	1101,82	1092,9	-2,35	1132,93	1130,6	37,7
VI	11 - 8	1098,37	1101,82	-0,02	1132,93	1132,95	31,13
	11 - 12	1098,37	1107,95	1,48	1132,93	1134,41	26,49
	12 - 6	1107,95	1104,52	-0,27	1134,41	1134,41	29,62
	6 - 8	1104,52	1101,82	-1,16	1134,41	1132,98	31,16
VII	12 - 6	1107,95	1104,52	0,27	1134,41	1134,41	29,62
	6 - 3	1104,52	1115,82	-1,95	1134,41	1136,09	20,27
	3 - 12	1115,83	1107,95	1,67	1136,09	1134,42	26,47

C H A P I T R E IX

P O M P E S

IX.1.- 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'élévation et rendement, nous proposons l'installation d'une seconde pompe de même type pour le secours en cas de panne de la première.

IX.2.- TYPE DE POMPE

Caractéristiques :

$$Q = 0,035 \text{ m}^3/\text{s} = 126 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_{\text{mt}} = 184,4 \text{ m}$$

* Les catalogues JEUNONT - SCHNEIDER, pour les pompes à axe vertical, nous ont permis de choisir le type de pompe qui répond le mieux à ces caractéristiques, il s'agit d'une pompe :

H B 12140 R

$$N = 2\ 850 \text{ tr}/\text{min.}$$

$$n = 0,7$$

$$D_r = 225 \text{ mm}$$

Sur la figure N° nous avons le point P qui représente le point fonctionnement désiré avec un débit $Q = 126 \text{ m}^3/\text{h}$ et $H_{\text{mt}} = 184,4 \text{ m}$.

Q (m^3/s)	Q (m^3/h)	V m/s	Re	F_n	F_c	$J = \frac{8 F Q^2}{g \pi^2 D^3}$	$\Delta H = \delta L$	$\Delta H_c = 1.5 L c$	HMT (m)
0,005	18	0,1592	31840	0,023781	0,0284032	0,0001836	0,644945	0,741681	153,76
0,015	54	0,4775	95500	- -	0,0256674	0,0014929	5,243209	6,029691	112,05
0,025	90	0,7958	159160	- -	0,0250034	0,004039	14,18658426	16,31457	169,34
0,029	104,4	0,9231	184620	- -	0,0248592	0,00549379	18,9781159	21,82483	174,85
0,03	108	0,9549	190980	- -	0,02482882	0,00577544	20,283379	23,32588	176,35
0,031	111,6	0,9868	197360	- -	0,0248002	0,00616066	21,63625	24,881689	177,9
0,033	118,8	1,0504	210080	- -	0,02477337	0,0069637	24,46354	28,13307	181,15
0,035	126	1,1141	222000	- -	0,02470438	0,0077648	27,27021	31,360744	184,38
0,037	133,6	1,1777	235540	- -	0,02465987	0,008725	30,6428	35,23323	188,26
0,038	136,8	1,209	241800	- -	0,0246409	0,009189	32,26844	37,1086	190,13
0,04	144	1,2732	254640	- -	0,0246047	0,0101748	35,73396	41,09406	194,2
0,045	162	1,4324	286480	- -	0,0245286	0,01283855	45,08898	51,85233	204,87

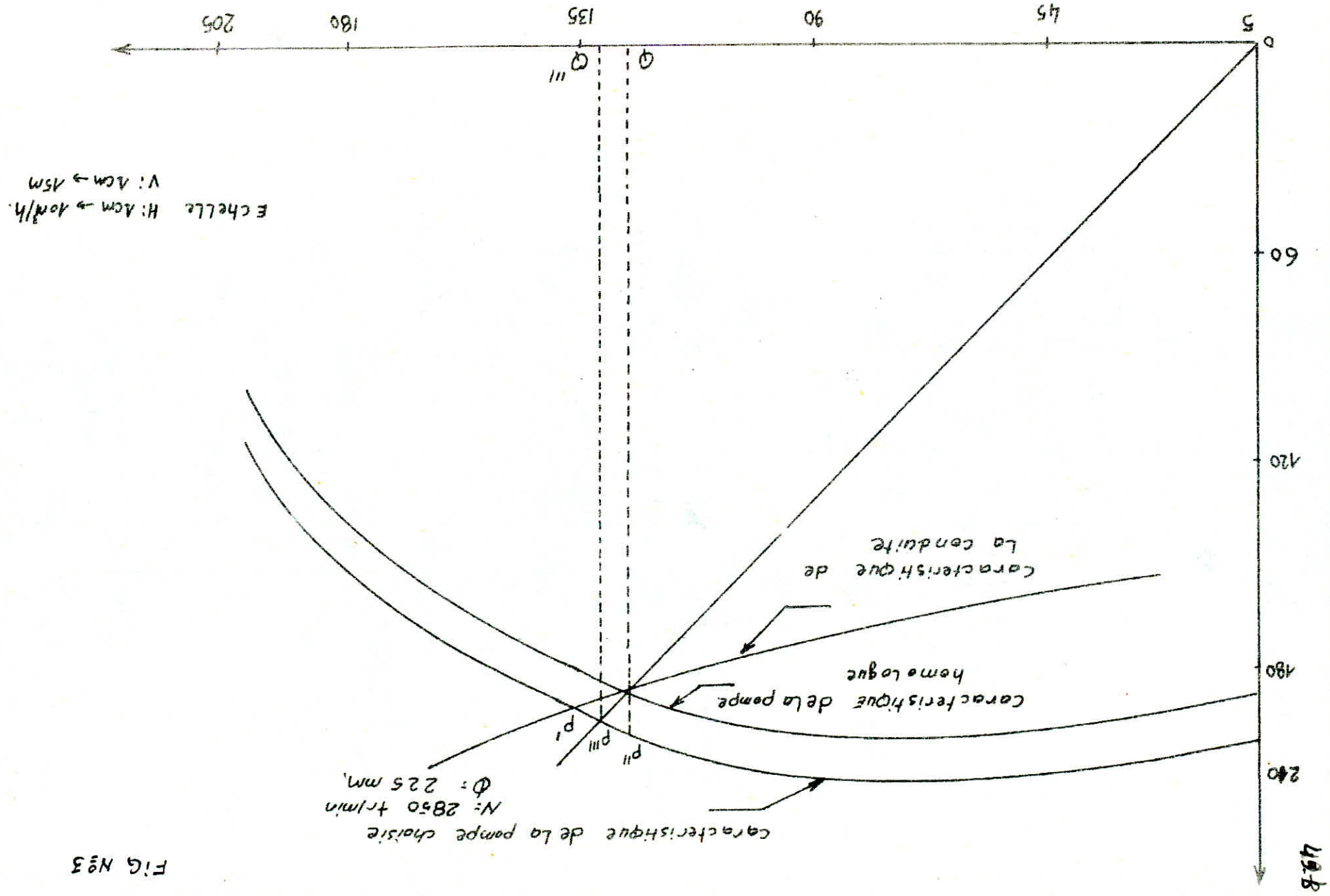


FIG N°3

La courbe (Q / H) passe un peu plus haut que le point P et coupe la courbe caractéristique de la conduite au point P'. voir graphe N°

Vu la différence qui existe entre le point P et P' on étudiera les différentes possibilités afin de la rapprocher.

2.a)- Première solution

Si on gardera le point de fonctionnement P', on devra diminuer le temps de pompage, Pour le point P' on a :

$$Q = 136 \text{ m}^3/\text{h} = 0,03777 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_{\text{mt}} = 189 \text{ m}$$

Pour le point P on a

$$Q = 126 \text{ m}^3/\text{h} = 0,035 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_{\text{mt}} = 184,4 \text{ m}$$

Le volume entrant au réservoir pendant 24 h est de $V = 3\,024 \text{ m}^3$.

Ainsi le temps de pompage se réduira et sera de :

$$t = \frac{3\,024}{136} = 22,235 \text{ h}$$

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$W_p = \frac{9,81 \cdot Q \cdot H}{n} = \frac{9,81 \cdot 0,03777 \cdot 189}{0,7} = 100,041 \text{ KW}$$

Pour prévenir certains imprévus d'exploitation, il sera prudent de majorer la puissance absorbée par la pompe de 10 % pour une puissance W_p supérieure à 20 KW. Donc $W_p = 110,0451$ KW

2.b.)- Deuxième solution

Elle consiste à vannes sur le refoulement pour créer une perte de charge égale à :

$$P'' - P = 193,5 - 184,4 = 9,1 \text{ m}$$

Ce qui provoquera une augmentation de H_{mt} , en gardant le débit désiré, on aura un gaspillage d'énergie dans ce cas soit :

$$W_p = \frac{9,81 \cdot 0,035 \cdot 193,5}{0,7} = 94,91 \text{ KW}$$

avec une majoration de 10 % on obtient :

$$W_p = 104,4 \text{ KW}$$

2.c.)- Troisième solution

Si l'on désire faire passer la courbe (Q'/H') par le point P, la solution consistera à rogner la roue de la pompe.

En conservant la même vitesse de rotation (N) et d'après les relations :

$$\frac{Q'}{Q} = \frac{H'}{H} = \frac{D^2}{D'^2} \quad (1)$$

Le diamètre de la pompe rognée sera D' et devra notamment correspondre au débit Q désiré en posant $D' = mD = d$

où m : coefficient de rognage

L'expression (1) devient :

$$\frac{Q'}{Q} = \frac{H'}{H} = \frac{1}{m^2}$$

Le prolongement de OP coupe la courbe (Q/H) au point P''' .

Ayant les triangles semblables OPQ et $OP'''Q'''$ donnent bien :

$$\frac{Q'''}{Q} = \frac{H'''}{H}$$

où Q''' débit correspondant à point P'''

H''' hauteur du point P'''

Q - débit correspondant au point désiré P

H - correspondant à la hauteur de P

Il suffit de lire la fig

la valeur de Q'''

La valeur de m sera égal à :

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

Pour $Q = 0,035 \text{ m}^3/\text{s} = 35 \text{ l/s}$

$Q''' = 0,0363 \text{ m}^3/\text{s} = 36,3 \text{ l/s}$

$$m = \frac{0,035}{0,0363} = 0,98$$

Le pourcentage de rognage sera donc

$$1 - 0,98 = 0,02 = 2 \% \quad 20 \%$$

Le diamètre de la roue rognée

$$d = D' = m \cdot D = 0,98 \cdot 225 = 220,5 \text{ mm}$$

$$W_p = \frac{9,8 \cdot 0,035 \cdot 184,4}{0,7} = 90,357 \text{ KW}$$

avec une majoration de 10 % la puissance sera :

$$W_p = 99,39 \text{ KW}$$

IX.3.- CONCLUSION

Nous constatons que la puissance absorbée par la pompe obtenue par rognage des roues, est inférieure à celle obtenue par le point de fonctionnement, vu cette différence notable pour le gain d'énergie, nous optons pour la 3ème variante qui consiste au rognage des roues de la pompe avec un pourcentage de 2 %.

Malgré notre proposition d'origine ci-dessus, pour le choix de variante, la première ne doit pas être laissée hors considération, étant donné que pour cette troisième variante (Rognage de la roue) nécessite un temps et que la pompe rognée revient plus chère que la pompe à l'état primitif.

C H A P I T R E X

PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELLIER

X.1.- ETUDE DU COUP DE BELIER

1.1.- INTRODUCTION

Le coup de belier est un phénomène oscillatoire causé par :

- l'arrêt brusque, par disjonction inopinée d'un ou plusieurs groupes électro-pompes alimentant une conduite de refoulement;
- le démarrage d'une pompe;
- la fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne au bout d'une conduite de refoulement.

Donc les conduites de refoulement doivent être examinées et étudiées afin de les protéger contre les coups de belier.

Le coup de belier dont la brutalité est susceptible d'entraîner des ruptures de tuyaux, peut atteindre des valeurs très élevées, et qui sont parfois égales à plusieurs fois la pression de service sur le réseau à basse pression.

Notre but, est d'étudier des moyens propres afin de limiter ce phénomène, pour cela, nous proposons des réservoirs d'air.

1.2.- ETUDE DU RESERVOIR D'AIR (arrêt brusque de la pompe)

L'utilité du réservoir d'air, est de protéger l'installation contre la dépression maximale et la surpression maximale dont les valeurs sont déterminées après avoir fixé, au préalable les caractéristiques du réservoir d'air, c'est à dire, le volume d'air U_0 en régime

normal, ainsi qu'un dispositif d'étranglement.

Pour ce qui est du dispositif d'étranglement, l'expérience montre qu'il y a intérêt à avoir une grande perte de charge au retour de l'eau qu'à son aller.

Pour cela, nous proposons une tuyère qui fonctionnera au retour de l'eau comme un ajutage de BORDA, qui permet, théoriquement d'avoir une perte de charge quatre fois plus grande au retour qu'à l'aller, ceci entraîne un rapide amortissement des oscillation ainsi qu'une réductions du volume d'air dans la cloche.

Pour notre projet, nous avons décider de calculer les caractéristiques du réservoir d'air pour amortir la masse d'eau débitée par le forage et qui reviendra sur la pompe en cas d'arrêt brusque de cette dernière.

1.3.- CALCUL DU RESERVOIR D'AIR

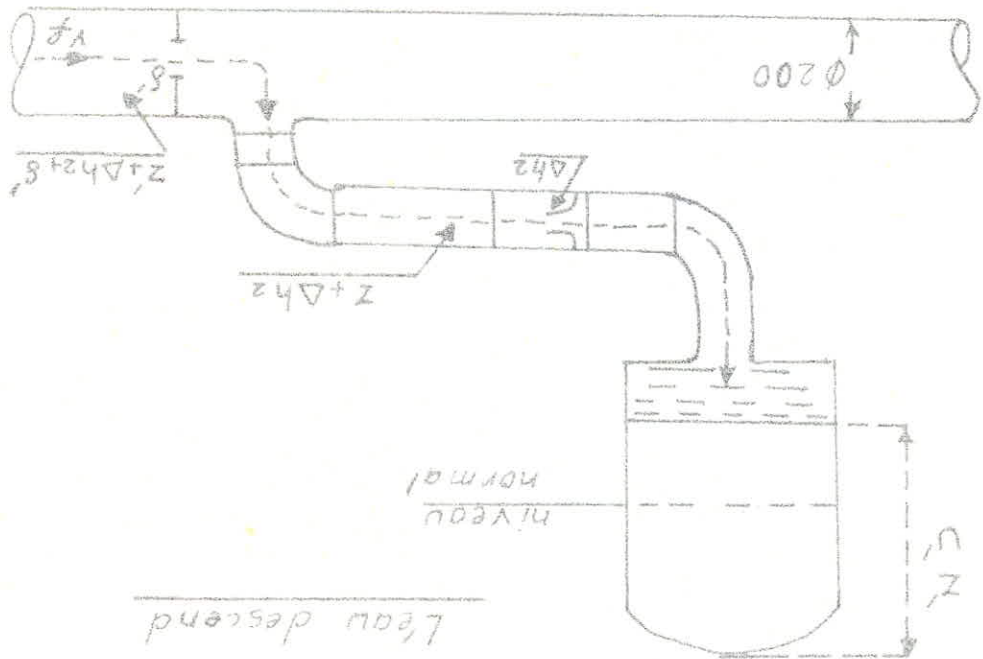
Pour le calcul de ce dernier, nous utiliserons la méthode de BERGERON qui se fait par tatonnements et qui consiste à tracer l'épure de BERGERON afin de déterminer les suppressions et les dépressions maximales.

En se fixant un volume d'air U_0 et en choisissant une vitesse (V_f) qu'on devra repérer sur le graphique après, les calculs, sinon nous supposons une autre vitesse jusqu'à ce qu'elle coïncide avec celle, existant sur le graphique.

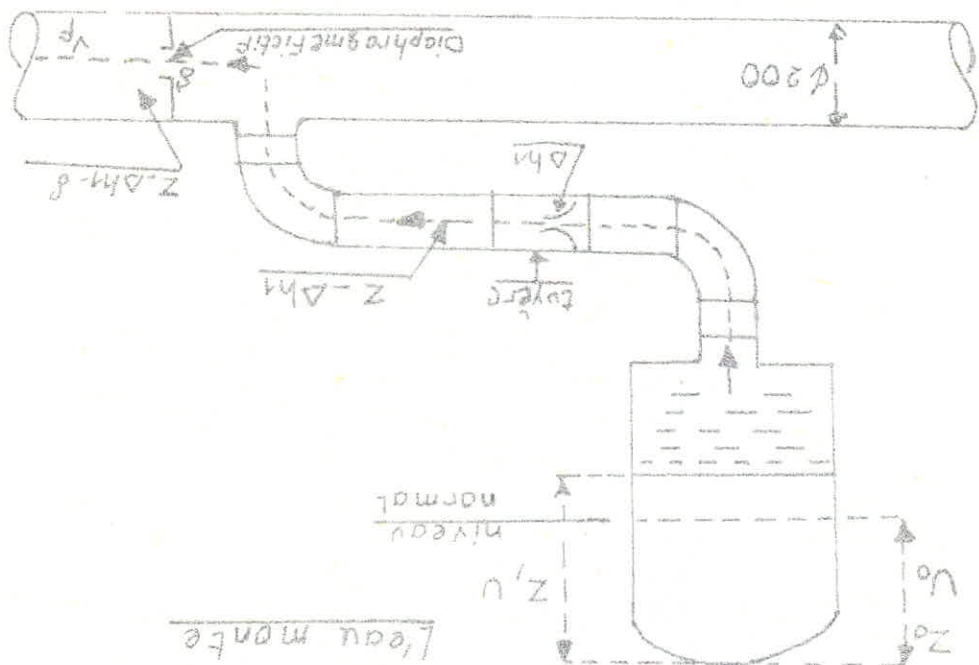
1.3.a.)- Calcul du réservoir d'air - arrêt de la pompe

C'est par l'application de la méthode graphique de BERGERON que va être déterminé le réservoir d'air.

Pertes de charge successives à la descente de l'eau dans le réservoir



Pertes de charge successives à la montée de l'eau dans la conduite



Planche

SCHEMA - DU - RESERVOIR - D'AIR

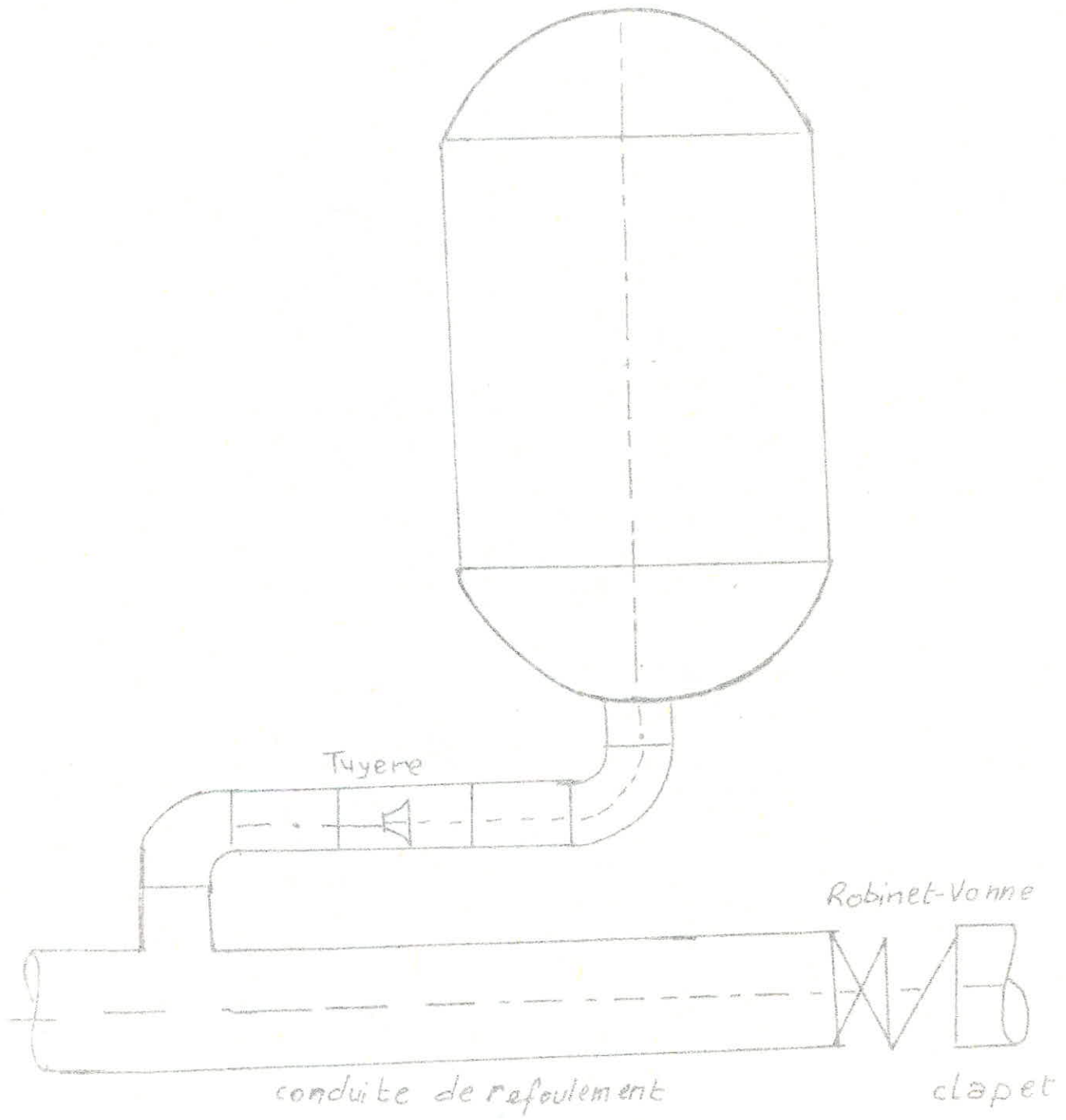


FIG. N° 4

Le réservoir d'air est un anti-belier qui intervient dans la protection de la conduite de refoulement.

1.3.b)- Principe de calcul et formules utilisées

On considère qu'au cours d'un aller - retour d'onde d'intervall de temps.

$$\Theta = \frac{2 L}{a}$$

Θ = interval de temps

L = longueur de la conduite

a = célérité de l'onde m/s

$$L = 3,512 \text{ m}$$

$$\phi = 200 \text{ mm}$$

$$Q = 0,035 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_g = 153,02 \text{ m}$$

Calcul de la section S

$$S = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{3,14 (0,2)^2}{4} = 0,0314 \text{ m}^2$$

Calcul du volume V

$$V = S \cdot L = 0,0314 \cdot 3512 = 110,2768 \text{ m}^3$$

Calcul de la vitesse d'écoulement V_o

$$V_o = \frac{Q}{S} = \frac{0,035}{0,0314} = 1,1146 \text{ m/s}$$

$$V_o = 1,115 \text{ m/s}$$

Calcul de la célérité "a" de l'onde

$$a = \sqrt{\frac{K/P}{1 + \frac{K \phi}{E \cdot e}}}$$

où : $K = 2,15 \cdot 10^9 \text{ Pa}$ (coefficient de compressibilité de l'eau)

$P = 10^3 \text{ Kg} / \text{m}^3$ (masse volumique de l'eau)

$e = 5 \text{ mm} = 5 \cdot 10^{-3} \text{ m}$ (épaisseur de la conduite)

$E = 2 \cdot 10^{11} \text{ Pa}$ (module d'élasticité de l'acier)

$\phi = 0,2 \text{ m}$ (diamètre de la conduite)

$$a = \sqrt{\frac{K/P}{1 + \frac{K \phi}{E \cdot e}}} = \sqrt{\frac{2,15 \cdot 10^9 \cdot 10^{-3}}{1 + \frac{2,15 \cdot 10^9 \cdot 0,2}{2 \cdot 10^{11} \cdot 5 \cdot 10^{-3}}}} = 1226,17 \text{ m/s}$$

Calcul de l'interval de temps .

$$= \frac{2 L}{a} = \frac{2 \times 3512}{1226,17} = 5,73 \text{ s}$$

Le coup; de béliier peut atteindre la valeur maximale

$$h_{\max} = \frac{a \cdot V_0}{g}$$

a . célérité de l'onde m/s

g . accélération de la pesanteur m/s²

V₀ . vitesse d'acoulement m/s

$$h_{\max} = \frac{1226,17 \cdot 1,115}{9,8} = 139,508$$

$$h_{\max} = 139,51 \text{ m d'eau}$$

Au moment de retour de l'onde la surpression peut atteindre :

$$H_g + h_{\max} = 153,02 + 139,51 = 292,53 \text{ m d'eau}$$

la dépression peut atteindre

$$H_g - H_{\max} = 153,02 - 139,51 = 13,51 \text{ m d'eau}$$

Dimensionnement du dispositif d'étranglement

$$D = \frac{\phi}{2} = \frac{200}{2} = 100 \text{ mm}$$

A la montée de l'eau la tuyère ayant un coefficient de débit : 0,92

$$\frac{V_1}{V_f} = \frac{\phi^2}{d^2} = \frac{\phi^2}{(0,92 d)^2} = K \quad 15 < K < 20$$

On prend $K = 19$

$$\frac{V_1}{V_f} = \frac{\phi^2}{(0,92 d)^2} = 19 \quad 19 (0,92 d)^2 = \phi^2$$

ou : V_1 : Vitesse à la montée m/s

V_f : Vitesse découlement m/s

$$d = \phi \sqrt{\frac{1}{(0,92)^2 \cdot 19}}$$

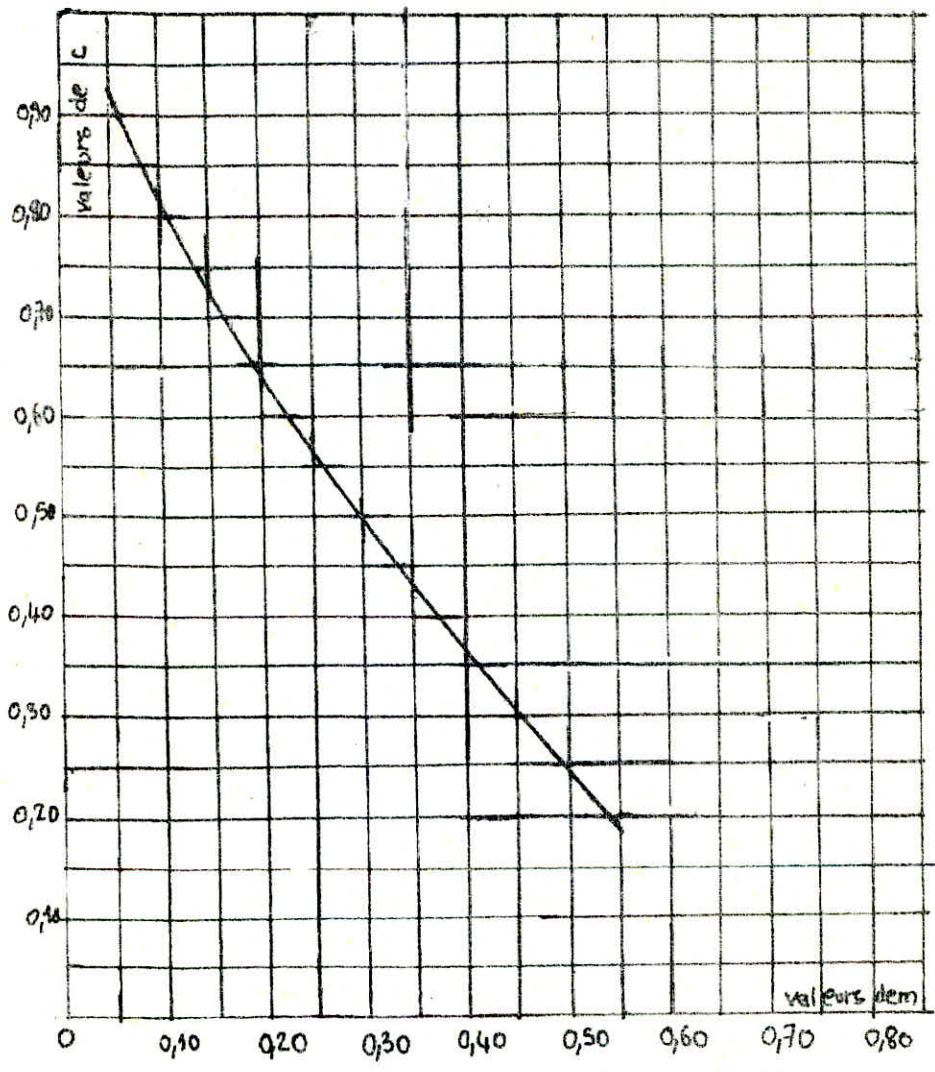
$$d = 0,24936 \phi = 49,87 \text{ mm}$$

$$d = 50 \text{ mm}$$

Dans ce cas la valeur de K est

$$K = \frac{\phi^2}{(0,92 \cdot 50)^2} = \frac{(200)^2}{(0,92 \cdot 50)^2} = \frac{(0,2)^2}{(0,92 \cdot 0,05)^2}$$

$$K = 18,9$$



COEFFICIENT de perte de charge C dans une tuyère

Ainsi
$$\frac{V_1}{V_f} = \frac{\phi^2}{d'^2} = \frac{\phi^2}{(0,92 d)^2} = 18,9 \quad V_1 = 18,9 V_f$$

Par ailleurs
$$m = \frac{d'^2}{D^2} = \frac{(0,92 \cdot 0,05)^2}{(0,1)^2} = 0,2116$$

moyennant l'abaque donnant la valeur du coefficient de perte de charge C dans une tuyère on lit pour :

$$m = 0,21 \quad \text{-----} \quad C = 0,63$$

Ainsi
$$\Delta h_1 = \frac{V_1^2}{2g} \cdot C = \frac{V_1^2 \cdot 0,63}{2,9,8}$$

$$\Delta h_1 = 0,03211 V_1^2$$

où V_1 : Vitesse à la montée de l'eau

à la descente de l'eau

$$\frac{V_2}{V_f} = K'$$

V_2 : vitesse à la descente de l'eau m/s

V_f : vitesse d'écoulement m/s

$$\text{Soit } \frac{V_2}{V_f} = \frac{2 d^2}{d^2} = \frac{2 (0,2)^2}{(0,05)^2} = 32$$

$$\text{donc } V_2 = 32 V_f$$

$$\text{donc } V_2 = 32 V_f$$

$$n' = \frac{0,5 d^2}{D^2} = \frac{0,5 (0,05)^2}{(0,1)^2} = 0,125$$

On lit pour $n' = 0,125$ ————— $C' 0,775$

Ainsi perte de charge à la descente

$$\Delta H_2 = \frac{V_2^2 \cdot C'}{2g} = \frac{V_2^2 \cdot 0,775}{2 \cdot 9,81} = 0,0395 V_2^2$$

Perte de charge à la descente de l'eau

$$\Delta H_2 = 0,0395 V_2^2$$

V_2 : vitesse à la descente de l'eau m/s

Détermination de la pente de la droite

$$\frac{a}{gs}$$

Les abscisses sont graduées selon les vitesses de l'eau dans la conduite au lieu des débits

$$\phi = 0,2 \text{ m}$$

$$S = 0,0314 \text{ m}^2$$

$$a = 1226,17 \text{ m/s}$$

$$\frac{a}{gs} = \frac{1226,17}{9,81 \cdot 0,0314} = 3984,694$$

Si l'échelle des pression est graduée à raison de 1 cm pour 10 m 3984,694 peut représenter 398,4694.

L'échelle des vitesses est graduée à raison de 1 cm pour 0,1 m/s soit 0,1 · 0,0314 = 0,00314 m³/s donc 1m³/s. sera représenté par 318,47134 ainsi :

$$\text{tg } \alpha = \frac{398,4694}{318,47134} = 1,2511939$$

$$\alpha = 51^\circ, 37$$

Voir graphe n°5

Intervalle de temps θ (s)	Variation du volume d'air $\Delta U = S \cdot V_m \cdot \theta = 0,1799 V_m \theta$ (m ³)	Volume d'air $U_{i+1} - U_i$ (m ³)	Pression dans le réservoir $Z_i = 259,93$ (m) $U_i^{1/4}$	Vitesse dans la tubulure de branchement (m/s) Montée $V_1 = 18,9$ VFi Descente $V_2 = 32$ VFi	P.d.c dans la tuyère ² Montée $h_1 = 0,03211 V_1^2$ Descente $h_2 = 0,0399 V_2^2$ (m)	Pression dans la conduite avec P.d.c Montée $Z - \Delta h_1$ Descente $Z + \Delta h_2$ (m)	P.d.c au retournement S_L (m)	Pression dans la conduite sans P.d.c Montée $Z - \Delta h_1$ Descente $Z + \Delta h_2$ (m)	Vitesse lue sur le graphique V_{Fi} (m/s)	Désignation du point	Vitesse moyenne $V = \frac{V_1 + V_2}{2}$ (m/s)	Vitesse Choixie V_{Fi} (m/s)
0	0,00	1,2	194,4	—	—	194,4	31,38	163,02	$V_0 = 1,115$	1R	—	—
0	0,179	1,379	160,016	16,443	8,682	151,334	19,429	131,905	0,87	2P	0,993	0,87
20	0,1175	1,4965	147,825	8,222	2,171	145,654	5,035	140,619	0,435	4P	0,653	0,435
30	0,0463	1,5428	141,652	1,512	0,074	141,578	0,208	141,37	0,08	6P	0,2575	0,08
40	-0,0126	1,5302	143,288	7,04	1,958	145,246	1,365	146,611	-0,22	8P	-0,07	-0,22
50	-0,0522	1,478	150,422	11,52	5,242	155,664	3,495	159,159	-0,36	10P	-0,29	-0,36
60	-0,0634	1,4146	159,945	11,04	4,814	164,759	3,221	167,98	-0,345	12P	-0,353	-0,345
70	-0,0518	1,3628	168,52	7,36	2,14	170,66	1,485	172,145	-0,23	14P	-0,288	-0,23

C H A P I T R E X I

1.- PROTECTION DES CANALISATIONS CONTRE LA CORROSION

1.1.- GENERALITES

La destruction progressive des métaux sous l'action du milieu environnant est appelée corrosion.

La nature du sol et les installations électriques à courant continu situées aux voisinages des réseaux d'alimentation en eau sont les causes principales de la corrosion.

On remarque que ce phénomène touche plus particulièrement les conduites en acier qui sont plus vulnérables que les conduites en fonte.

1.2.- LES FACTEURS DE LA CORROSION

1.2.1.- L'EAU

L'eau : elle-même n'a pas un caractère corrosif, par contre certains éléments qui peuvent lui conférer ont des effets importants sur la corrosion.

1.2.2.- Le pH

Le pH de l'eau dépend de la teneur en gaz dissous tels que le CO_2 et le H_2S .

On remarque dans la pratique que si le pH de l'eau est inférieur à 10, elle a un effet corrosif envers l'acier. Donc pour diminuer la corrosion.

On a intérêt à augmenter le pH de l'eau tout en veillant sur son oxygénation.

1.2.3.- LA TEMPERATURE

Les fortes variations de température entraînent l'accélération de la corrosion. On admet que pour une variation de 30°C, le taux de corrosion est multiplié par 2 jusqu'à 3.

1.2.4.- Le METAL

L'acier dans notre cas qui étant couple dans un milieu de potentiels différents sera constamment attaqué si une protection ne sera pas envisagée.

1.3.- LA CORROSION ELECTRO-CHIMIQUE

La corrosion électro-chimique est caractérisée par la circulation d'un courant électronique (corrosion par électrolytes).

1.3.1.- MECANIQUE DE LA CORROSION

La corrosion d'un métal se produit par oxydation, c'est à dire par perte d'électrons, le métal devient alors ion positif, entre en solution et va se combiner avec un autre, ion négatif rencontré dans cette solution.

La réaction d'oxydation du fer peut-être schématisée de la manière suivante :



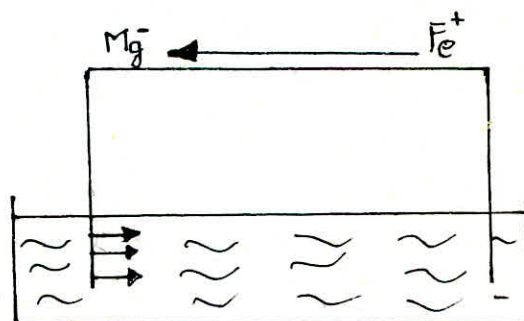
et elle peut se poursuivre sous la forme :



1.3.2.- FONCTIONNEMENT D'UNE PILE DE CORROSION

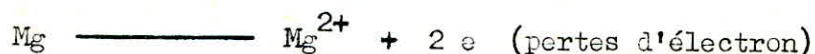
Le corrosion de la conduite peut être comparée à ce qui se passe dans un bac d'électrotype lorsqu'on plonge deux métaux différents.

Si nous considérons par exemple le Fer et le magnésium :

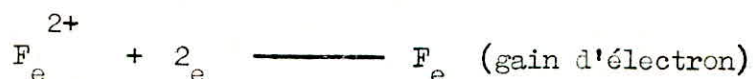


Le fer est protégé

Dans ce cas, le magnésium qui présente le potentiel (-1,49 volts) devient anode et se trouve corrodé (c'est une oxydation du métal).

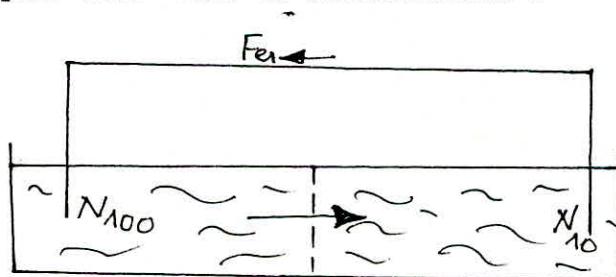


Le Fer dont le potentiel (- 0,34 Volts) jouera le rôle de cathode et se trouve protégé (c'est une réduction du métal)



Ainsi, nous pouvons conclure que pour deux métaux donnés celui qui présente le plus haut potentiel par rapport à l'autre est la cathode et se trouve protégé. Le métal présentant le plus bas potentiel se dissout.

Ce phénomène se produit quand 2 barres d'un même métal sont plongées dans un électrolyte de concentration différentes on obtient alors une pile dite "Pile de concentration".



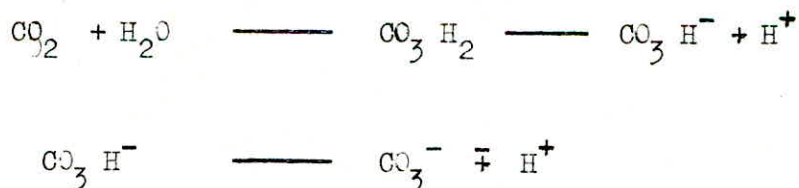
Pile de concentration

1.3.3.- LA CORROSION SOUS L'INFLUENCE D'UNE INSTALLATION ELECTRIQUE EXTERIEURE

Dans ce cas, la corrosion se produit sous l'action des courants vagabonds émis par des sources électriques de courant continu. Ces sources sont situées généralement à proximité des canalisations.

1.4.- LA CORROSION CHIMIQUE

La présence dans l'eau de gaz dissous tels que le CO_2 et l'oxygène sont à l'origine de cette attaque chimique la réaction chimique aboutira à une ionisation qui sera de la forme :



1.5.- REMEDES CONTRE LA CORROSION

1.5.a.- Protection cathodique

Les disposition qu'il faut prendre en vue d'éviter les cas de corrosion cités précédemment, on doit procéder nécessairement à une protection cathodique. Elle consiste à :

- soit à constituer, avec un métal plus électro-négatif que le fer une pile ou le fer jouera le rôle de la cathode.

- soit à relier la conduite d'une part, à une source d'énergie électrique extérieure et d'autre part à une anode enfouie dans le sol et destiné à se corroder.

1.5.b.- Protection cathodique par anode réactive

Il suffit de relier de place en place la conduite à une pièce de métal plus électro-négatif que le fer (zinc ou magnésium) de façon à former des piles où la conduite d'acier jouera le rôle de la cathode.

On dispose dans la zones de terrains agressifs des anodes réactives cylindriques de 15 à 30 Kg à 3 m environ de la conduite, entourées d'une pouillie à base d'argile colloïdale pour garder une humidité favorable autour de l'anode.

Les deux relations pour le calcul de la masse et le nombre d'anodes qu'il faut pour la protection. La masse nécessaire d'anode à dissoudre pour une certaine durée de passage de courant est donnée par la loi de FARADAY.

$$m = \frac{I. T. M.}{F.V}$$

I : intensité du courant (A)

M : ~~masse~~ masse atomique du métal de l'anode en gr

T : temps de passage du courant S

V : valence du métal de l'anode

F : 1 Faraday : 96 500 coulombs

m : masse dissoute de l'anode en gr

Le nombre d'anode à prévoir pour une conduite est donné par la formule :

$$n = \frac{S \cdot C}{I}$$

S = surface de la canalisation à protéger en m²

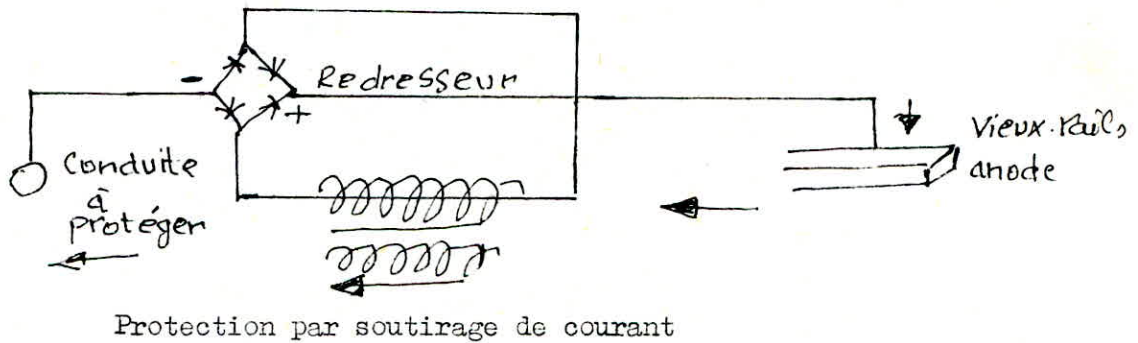
C = densité de courant (MA/m²)

I = courant probable de l'anode en M.A.

c)- Protection par soutirage de courant

Ce procédé consiste à partir d'une source électrique de courant continu à relier la conduite à la borne négative de cette source, la borne positive est une anode métallique. (vieux rails par exemple) enterrée d'une certaine distance (une centaine de mètre environ).

Le courant en partant de l'anode traverse le sol est capté par la canalisation et retourne à la source de courant.



1.6.- PROTECTION DES CONDUITES AU NIVEAU DES POINTS HAUTS ET DES POINTS BAS

1.6.a.- Protection des conduites au niveau des points hauts

Il arrive souvent qu'on a de l'air dans les conduites. Il peut pénétrer au moment de la mise en service ou d'une réparation du réseau. cet air en s'accumulant, généralement au niveau des points hauts, perturbe l'écoulement. Il peut même entraîner des ruptures.

Pour remédier à cela on prévoit des vannes.

1.6.b.- Protection des conduites au niveau des points bas

Tout comme les crêtes au niveau du réseau, les points bas représentent aussi des points de défaillance. Pour cela on prévoit des décharges en vue de la vidange en cas de nécessité.

CHAPITRE XII

POSE DES CANALISATIONS

Dans notre projet on a choisi la pose en tranchée, parmi les précautions qu'il conviendra de prendre en exécution, selon les circonstances, on mentionnera en particulier les suivantes :

- La largeur de la tranchée est de 0,70 m pour les petits diamètres. Pour les diamètres supérieures à 150 mm cette largeur doit être augmentée. Elle pourra être calculée en fonction du diamètre de la conduite en laissant 0,30 m d'espace de chaque côté

$$B = D + 2 \cdot 0,30 = D + 0,60$$

où

B : largeur de la tranchée

D : diamètre de la conduite

- Le lit de pose des canalisations et la qualité de remblais en contact avec la conduite ont une borne importante pour la bonne tenue des réseaux.

Lorsque le terrain est bon, pas de risque d'affaissement dus aux variations de charge et ne présentant pas d'arrêtes rocheuses susceptible d'endommager les conduites, ceux-ci sont simplement posés sur un lit de sable d'au moins de 0,10 m d'épaisseur.

Dans les terrains les plus mauvais, on peut disposer d'un important lit de sable, soit de confectionner une dalle en béton ou même en béton armé.

Le fond de la tranchée peut être recouvert d'un lit de pose de 0,15 ÷ 0,20 m d'épaisseur par :

- du gravier dans les terrains ordinaires;
- des pierres cassées qui serviront de drains dans les terrains imperméables;
- par un lit de béton maigre dans les parties rocheuses;

La profondeur doit être sensiblement constante et doit suffire à protéger les conduites d'une part contre les variations de températures et d'autre part contre le risque d'écrasement ou de désorganisation sous l'effet des charges et des surcharges.

La première condition pose évidemment des problèmes différents selon le climat et peut se traduire par des chiffres variant de : 0,60 ÷ 1,50 m

Quand à la protection contre les pressions extérieures et les chocs dus au surcharges, on impose en principe une couverture épaisse de 1,20 m de sable mais si les charges sont importantes il est nécessaire de reprendre les efforts correspondants en moyen d'une dalle en béton armé.

- Traversée des routes

La pose de la conduite sera prévu dans des gaines dont le diamètre est supérieur à celui de la conduite dans laquelle la canalisation est introduite et cela dans le but de protéger la canalisation des chocs de vibrations et d'évacuer les fuites éventuelles hors de la chaussée.

- Epreuve sur la canalisation en place

Après la pose des conduites et avant remblaiement définitif de la tranchée, il faut effectuer par tronçon les essais de pression d'épreuve.

Cette opération s'effectue à l'aide d'une pompe d'épreuve et la durée d'épreuve est d'au moins 30 minutes une fois la pression

d'épreuve est atteinte on peut conclure qu'il y a une bonne étanchéité de la canalisation et des joints.

- Remblai de la tranchée

On procède au remblaiement définitif pour un remblai de gravier naturel pour éviter la corrosion par couche successives bien pillonnées jusqu'à 0,3 m au dessus de la génératrice supérieure de la conduite puis le remblayage sera achevé à l'aide du tout venant.

2^{ème} P A R T I E

ASSAINISSEMENT DE LA Z. H. U. N.

CHAPITRE I

GENERALITE

1.- INTRODUCTION

La seconde partie de notre étude a pour but d'assainir la Z. H. U. N. après l'avoir alimentée en eau potable.

2.- TYPE D'EAU A EVACUER

* Pour notre étude

- eaux usées d'origine domestique
- eaux de ruissellement

Les eaux usées d'origine domestique comprenant

- eaux ménagères (eau de cuisine, de lessive etc..)
- eaux vannes (en provenance des toilettes)
- les eaux de ruissellement comprennent les eaux pluviales.

3.- Vu la topographie du site de notre Z. H. U. N. on a opté pour trois (03) collecteurs principaux qui ont pour rôle l'évacuation des eaux usées et pluviales de la Z. H. U. N. qui a une superficie de 63,86 ha et une population de 13 307 et les divers équipements.

* Les eaux de la zone Ouest seront évacuées par le collecteur principale 1. 2. 3. 4. 5.

* Les eaux de la zone centrale seront évacuées par le collecteur principale 1'. 2. 3'. 4'. 5'

Puis la nécessité de jonction des deux collecteurs principaux Ouest et centrale au point 5. (Collecteur Nord)

* Les eaux de la zone Est seront évacuées par le collecteur principale 2''. 3''. 4''. 6 en dernier lieu une jonction du collecteur Est avec le collecteur Nord au point 6.

CHAPITRE II

GENERALITE

II.1. ASSAINISSEMENT

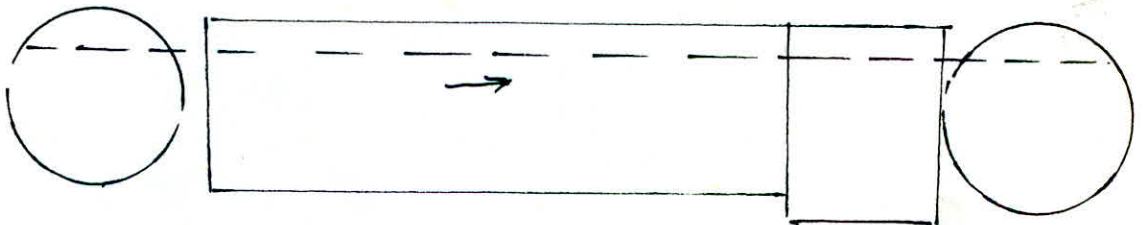
Les principes d'assainissement sont l'évacuation rapide, sans stagnation des eaux usées pour éviter les fermentations putrides, et les rejets qui pourraient provoquer la contamination du milieu recep-
teur, tout en tenant compte des contraintes économiques d'équipement.

II.1.1.- LE SYSTEME UNITAIRE

1.1.a.- Avantages

L'ensemble des eaux pluviales et des eaux usées est collecté par un réseau unique (système unitaire), les grandes mérites de ce système sont la simplicité le faible encombrement, l'aconomie à la conception et à l'entretien.

En système unitaire, où les régimes sont variables et où le réseau fonctionne le plus souvent à faible débit, il semble préférable d'assurer la continuité de niveaux au radier. C'est également la façon de tirer le meilleur profit de la pente disponible, quand le terrain est peu feutu.



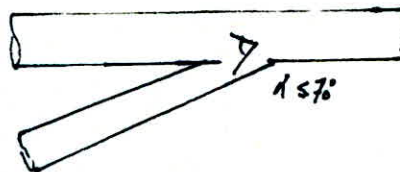
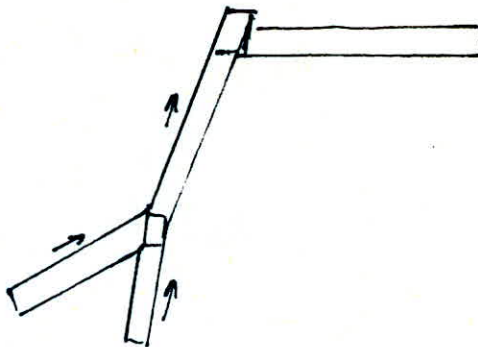
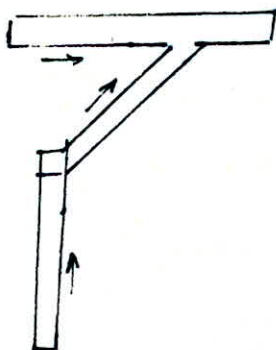
1.1.b.- Inconvénients

- Pendant la période sèche dégagement des mauvaises odeurs;
- Nécessité d'équiper les bouches d'égouts et les regards d'un siphon pour lutter contre le dégagement des mauvaises odeurs

II.1.2.- PRINCIPE DE BRANCHEMENTS

Pour le branchement il y a quelques règles à observer:

a)- Le tracé en plan des collecteurs primaires ou l'on doit envisager des dispositions particulières évitant le changement de direction brusques.



b)- Principe de raccordement des jonctions : elles doivent être à angle inférieur à 70° .

C H A P I T R E I I I

D I M E N S I O N N E M E N T D U R E S E A U

1.- DETERMINATION DES DEBITS DES EAUX PLUVIALES

Les débits d'eau pluviales sont déterminés par la méthode dite rationnelle et qui est donnée par la formule suivante :

$$Q_{EP} = C. I. A.$$

Q_{EP} : débit d'apport d'un tronçon donné (l/s)

A : surface du bassin d'apport (ha)

C : coefficient de ruissellement

i : intensité moyenne de précipitation en (l/s/ha)

a)- Vu le manque des données concernant l'intensité moyenne de précipitation , la D.H.W. de SETIF nous a proposée la formule de calcul suivante :

* Formule méditerranéenne (décimale)

$$I = 6,8. t^{-0,6}$$

et $i = 166,7. I$ en l/s/ha ou $t = 30$ min (temps de concentration en minute)

On trouve $I = 0,88$ mm / min.

donc $i = 166,7. 0,88 = 147,31$ l/s/ha

* Cette formule est valable pour une période de retour de 10 ans (décimale)

b)- Coefficient de ruissellement

Le coefficient de ruissellement d'une surface donnée est par définition le rapport du volume d'eau qui ruisselle sur le volume total qui tombe sur celle-ci.

Plus la surface est imperméable, plus le volume qui ruisselle est grand donc le rapport tend vers l'unité.

donc $C = 0,02 \div 0,95$

c)- Calcul des surfaces

Les surfaces des bassins d'apport sont déterminées en respectant la topographie des sites. Chaque tronçon recueille les eaux de pluie issu de bassin d'apport correspondant le long d'un tronçon, viennent s'ajouter les débits au niveau des regards.

- Détermination des débits des eaux usées

Les calculs des débits d'eaux usées portent essentiellement sur l'estimation des quantités et de la qualité des rejets liquides provenant des habitations et lieux d'activités. En se basant sur les résultats acquis en A. E. P. , on détermine les débits d'eaux usées.

Le débit des eaux usées est calculé d'après les formules suivantes :

$$Q_{mj} = \frac{C_{mj} \cdot N}{1\ 000} \cdot m^3/j$$

Q_{mj} = débit moyen journalier d'eau potable

N = nombre d'habitants

C_{mj} = consommation moyenne journalière en eau potable

* On estime le rejet est évalué à 80 % de la consommation moyenne journalière en eau potable (C_{mj}) (l/j/hab).

d'où :

$$Q_{\text{rej et moyen jour}} = 245,65 \times 0,8 = 196,52 \text{ l/j/hab}$$

$$Q_{R. mj}$$

d'où le débit spécifique (qsp) sera égal à :

$$qsp = \frac{Q_m}{N} \quad (\text{l/s/hab})$$

Q_m : débit moyen (l/s)

N : Nombre d'habitants

$$Q_m = \frac{Q_{r.m.j.} \cdot 100 \sqrt{b. hab}}{86\ 400} \quad (\text{l/s})$$

a)- débit maximum par temps sec (pendant la journée)

Le débit par temps sec est égal à

$$Q_{T\ 12} = Q_{T\ 24} \cdot \frac{24}{12} = 2 Q_{T\ 24} \quad (\text{m}^3/\text{h})$$

$$Q_{T\ 24} = \text{Débit moyen journalier} = Q_{rmj} \cdot \frac{1}{24} \quad (\text{m}^3/\text{h})$$

afin d'avoir les mêmes unités on convertit les m^3/h en l/s

b)- Débit minimum par temps sec (pendant la nuit)

$$Q_{T\ 50} = Q_{T\ 24} \frac{24}{50} = 0,48 Q_{T\ 24} \text{ (m}^3\text{/h)}$$

c)- Débit de pointe

Le débit de pointe est égal à :

$$Q_p = Q_m C_p \text{ en (l/s)}$$

C_p = coefficient de pointe

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

Q_m : débit moyen d'eaux usées en (l/s)

d)- Débit total

Il est égal au débit moyen journalier ($Q_t\ 24$) plus le débit d'eau pluviales (Q_{EP})

$$Q_{total} = Q_{T\ 24} + Q_{EP} \text{ (l/s)}$$

C H A P I T R E I V

O U V R A G E S D U R E S E A U

1.- BOUCHE D'EGOUTS

a)- Rôle :

Servant à l'introduction dans un égout des eaux pluviales et de lavage des chaussées.

b)- Caractéristiques

Selon leur mode d'utilisation, elles peuvent être classées selon deux critères :

- Mode de recueil des eaux : bouches à accès latérales et bouches à accès sur le dessus.
- Mode de retenues des déchets : avec ou sans décantation.

2.- REGARDS DE VISITE

a)- Rôle

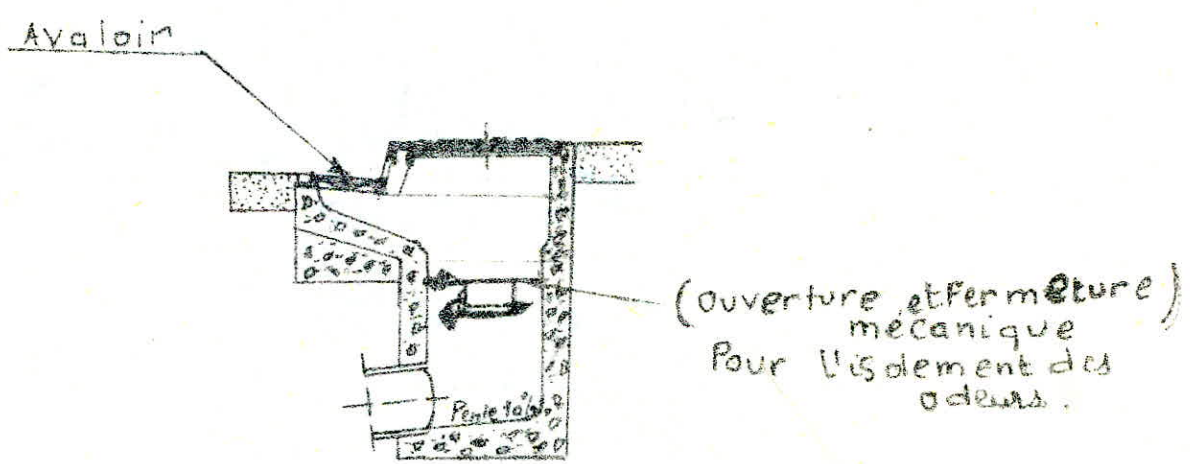
En vue de la surveillance des travaux d'entretien et de curage du réseau de canalisation, un nombre suffisant de regards doit être aménagé sur tout le réseau de canalisation.

b)- Espacement et emplacement

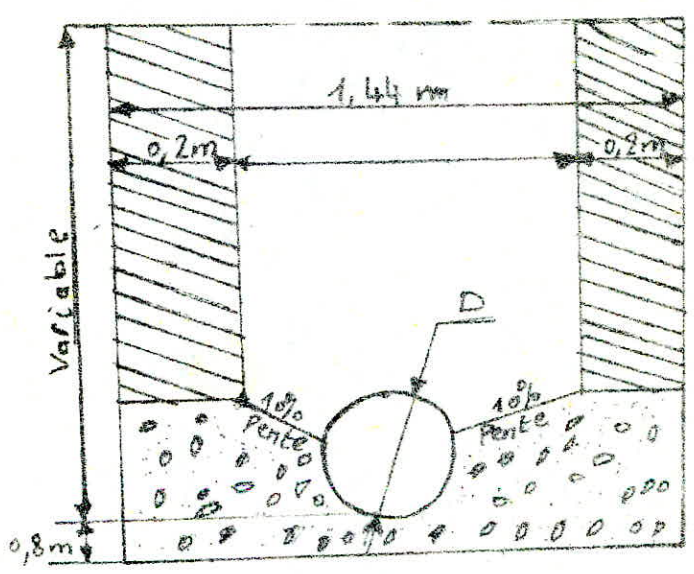
Il sont disposés dans le réseau contient :

- à chaque changement de direction
- à chaque jonction de canalisation
- à chaque modification de section
- dans les parties droites et en pente régulière tous les 80 mètres

* Pour notre cas on a opté pour des regards siphon, vu leur nécessité pendant l'été ou il y a un dégagement d'une odeur insupportable.



- Schéma de bouche d'égout
modore P.Ag. sous plaque de
recouvrement et grille



Regard de visite Simple

C H A P I T R E VII

INTERPRETATION DU TABLEAU DE CALCUL

Nos calculs sont récapitulés dans un tableau de colonnes comme suit :

- Colonne 1 : numérotation des tronçons
- Colonne 2 : numérotation des points d'apport
- Colonne 3 : numérotation des ilots
- Colonne 4 : surfaces habitables en (ha)
- Colonne 5 : rejet journalier (l/j/ha)
- Colonne 6 - 7 Population de chaque surface et
Population cumulée (habitants)
- Colonne 8 : débit moyen journalier $Q_{T 24}$ en l/s (qsp x Ni)
- Colonne 9 - 10 : débit par temps sec pendant la journée $Q_{T 12}$
et débit par temps sec pendant la nuit $Q_{T 50}$
exprimés en (l/s)
- Colonne 11 à 16 : débits des eaux pluviales (l/s)
- Colonne 11 : Aire du bassin d'apport en (ha)
- Colonne 12 : Coefficient de ruissellement (c)
- Colonne 13 : Surface partielle obtenue par le produit de (11 x 12)
en (ha)
- Colonne 14 : Cumule des surfaces (ha)
- Colonne 15 : Intensité de précipitation (i) (l/s/ha)
- Colonne 16 : débit d'eau pluviales obtenu par le produit de C.i.A
(15 x 14) en l/s
- Colonne 17 : Longueurs des tronçons en (m)
- Colonne 18 - 19 : Côtés du terrain naturel amont et aval (m)
- Colonne 20 - 21 : Côte du radier amant et aval obtenue par la
formule suivante :

$$C_r = C_t - (1,5 \phi)$$

C_T : Côte du terrain naturel en (m)

\emptyset : Diamètre de la canalisation en (m)

Colonne 22 : Désigne la pente moyenne qui est la différence des côtes du radiés amont et aval divisée par la longueur du tronçon considéré.

Colonne 23 : Représente les diamètres (mm) de chaque tronçon déduites à partir de l'abaque de BAZIN (annexe VII, la collecte) en tenant compte des débits d'eau pluviales (16) ajoutés aux débits moyens d'eau usée (8) et la pente (22)

Colonne 24 : Représente les débits à pleine section Q_{ps} en (m³/s) obtenus d'après l'abaque (Annexe VII. Collecte) en fonction des colonnes 22 et 23.

Colonne 25 : Représente les vitesses en pleine section (V_{ps}) obtenues de la même façon que celle de la colonne (24)

Colonne 26 : C'est le rapport de la somme des débits (débits des eaux pluviales et eaux usées) au débit à pleine section Q_{ps}

Colonne 27 : Rapport de la hauteur de remplissage en fonction de la colonne (26) à partir de l'abaque (Annexe X collecte)

Colonne 28 : Rapport des vitesses obtenu de la même façon que la colonne 27 (annexe X, Collecte)

Colonne 29 : Hauteur de remplissage obtenue par le produit des colonnes 23 et 27 en (m).

Colonne 30 : Vitesses résultant du produit des colonnes 25 et 28 en m/s

Colonnes 31 : Expression de la vitesse de l'eau pour le $\frac{1}{10}$ de Q_{ps} .

D'après l'annexe X pour un rapport des débits de 0,1, le rapport des vitesses et de 0,6.

CONCLUSION

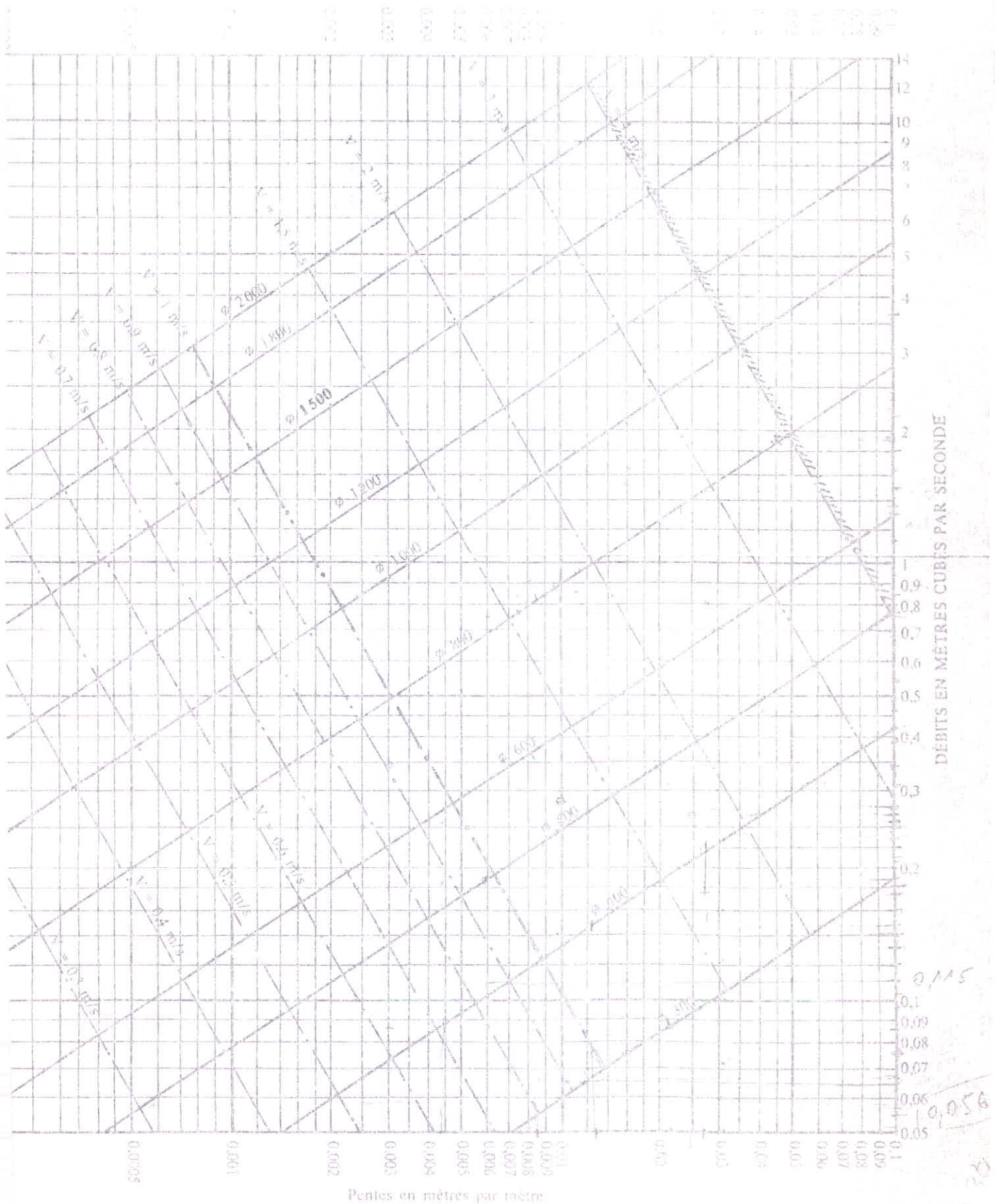
On remarque que la condition que un réseau unitaire d'assainissement et autocureur est satisfaite puisque la vitesse fixée (0,6 m/s) est vérifiée dans la majorité des tronçon, si on prend pas en considération les tronçon (E - 4) ou $V = 0,5$ m/s et le tronçon (C - B) ou $V = 0,33$ m/s et le tronçon (2" - 2') ou $V = 0,42$ m/s.

Pour ces 3 tronçons il faut prévoir la mise en place de chasses automatiques.

- Pour les calculs voir tableau : Dimensionnement des 3 collecteurs principaux.

Voir planche n° 1.

RESEAUX PLUVIAUX EN SYSTEME UNITAIRE OU IMPERIAL
 (Circulaires — Formule de Bazin)



B I B L I O G R A P H I E

- 1.- HYDRAULIQUE URBAINE (Tome II) A. DUPONT II
- 2.- HYDRAULIQUE URBAINE APPLIQUEE AU AGGLOMERATIONS DE PETITE ET MOYENNE IMPORTANCE J. BONNIN
- 3.- THEORIE DE LA LONGUEUR FLUIDO-DYNAMIQUE G. LAFRAY
- 4.- COURS D'ASSAINISSEMENT "LA COLLECTE" GOMELLA GUERRE
- 5.- COURS D'ASSAINISSEMENT URBAIN (UNIVERSITAT STUTTGART OFU)
- 6.- MANUEL D'HYDRAULIQUE GENERALE A. LENCASTRE
- 7.- CATALOGUES DES POMPES JEUMONT SCHNEIDER

B I B L I O G R A P H I E

- 1.- HYDRAULIQUE URBAINE (Tome II) A. DUPONT II
- 2.- HYDRAULIQUE URBAINE APPLIQUEE AU AGGLOMERATIONS DE PETITE ET MOYENNE IMPORTANCE J. BONNIN
- 3.- THEORIE DE LA LONGUEUR FLUIDO-DYNAMIQUE G. LAFRAY
- 4.- COURS D'ASSAINISSEMENT "LA COLLECTE" GOMELLA GUERRE
- 5.- COURS D'ASSAINISSEMENT URBAIN (UNIVERSITAT STUTTGART OFU)

COLLECTEUR	N°	SURTACHE (ha)	POPULATION	DEBIT (l/s)		DEBIT DES EAUX PLUVIALES								COEFC DU ROULEMENT				PENTE	Diamètre (mm)	PLEINE SECTION		RQ	RH	RV	H	V	V _{90%}	V _{70%}	OBSERVATION		
				Q ₁₅	Q ₃₀	Q ₁₅	Q ₃₀	Q ₁₅	Q ₃₀	Q ₁₅	Q ₃₀	Q ₁₅	Q ₃₀	AMANT	AVANT	AMANT	AVANT			O _{90%}	V _{90%}										
				1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14			15	16									17	18
1-5	A-1	50	1,35	196,52	449	409	1,02	2,00	0,49	2,70	0,90	1,24	1,24	1,23	178,23	316	1124,72	1119,17	1122,32	1117,17	0,018	500	0,33	1,43	0,55	0,53	1,03	265	1,47	0,86	
	A-2	30	2,40	-	711	1160	2,66	5,28	1,27	10,34	0,63	0,58	1,79	-	263,47	361	1119,17	1112,3	1117,17	1110,3	0,019	500	0,34	1,63	0,79	0,675	1,104	3325	1,8	0,98	
	C-2	10	4,14	-	369	369	0,84	1,68	0,403	9,42	0,59	0,25	0,25	-	36325	150	1116,62	1112,3	1110,82	1110,5	0,029	300	0,1	1,4	0,27	0,32	0,8	96	1,12	0,84	
	2-3	20	0,184	-	61	1590	3,62	7,24	1,74	9,166	3,434	0,07	2,14	-	310,8	162	1112,3	1108,15	1110,3	1106,15	0,022	500	0,35	1,75	0,89	0,8	1,059	400	1,85	1,11	
	3-4	30	0,632	-	144	1734	3,34	7,88	1,89	9,838	0,623	0,52	2,63	-	387,4	320	1108,15	1101,82	1100,65	1099,72	0,022	600	0,59	1,75	0,66	0,59	1,06	354	1,86	1,05	
E-4	20	0,635	-	214	244	0,48	0,96	0,23	0,315	0,562	0,18	0,18	-	26,41	128	1102,74	1101,82	1100,94	1100,02	0,007	300	0,05	0,75	0,52	0,52	1,03	156	0,975	0,5		
4-5	20	2,413	-	802	2267	6,25	12,5	3	1,527	0,55	0,86	3,65	-	537,65	548	1101,82	1109,29	1099,52	1090,6	0,016	800	1,017	1,88	0,53	0,52	1,01	416	1,89	1,128		

COLLECTEUR - PRINCIPAL	N°	SURTACHE (ha)	POPULATION	DEBIT (l/s)		DEBIT DES EAUX PLUVIALES								COEFC DU ROULEMENT				PENTE	Diamètre (mm)	PLEINE SECTION		RQ	RH	RV	H	V	V _{90%}	V _{70%}	OBSERVATION		
				Q ₁₅	Q ₃₀	Q ₁₅	Q ₃₀	Q ₁₅	Q ₃₀	Q ₁₅	Q ₃₀	Q ₁₅	Q ₃₀	AMANT	AVANT	AMANT	AVANT			O _{90%}	V _{90%}										
				1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14			15	16									17	18
1'-5	A-A	50	0,203	196,52	68	68	0,155	0,31	0,074	0,197	0,53	0,11	0,11	147,3	16,20	110	1125,12	1124,17	1123,22	1122,22	0,0086	300	0,055	0,8	0,3	0,34	0,82	102	0,66	0,5	
	A-B	30	4,058	-	1348	1416	3,22	7,86	1,89	1,432	0,58	0,83	0,94	-	138,49	360	1124,71	1116,73	1122,71	1114,23	0,0098	500	0,24	1,25	0,58	0,55	1,03	275	1,29	0,75	
	C-B	10	4,624	-	540	540	1,23	2,46	0,59	0,104	0,942	0,35	0,35	-	51,55	132	1116,69	1114,23	1114,71	1110,32	0,025	400	0,067	0,55	0,85	0,71	1,11	264	0,41	0,33	
	B-2	20	0,19	-	229	2185	4,97	1,36	2,73	0,177	0,584	0,11	1,14	-	206,22	108	1116,69	1115,82	1114,18	1111,72	0,0044	600	0,28	0,95	0,75	0,65	1,09	390	1,84	0,6	
	1-2	50	0,344	-	343	343	0,74	1,334	0,416	0,619	0,55	0,34	0,34	-	50,08	360	1115,71	1115,82	1113,22	1119,92	0,026	300	0,095	1,25	0,61	0,57	1,04	174	1,30	0,75	
	2-2	10	2,56	-	851	851	1,94	15,24	0,931	1,02	0,56	0,57	0,57	-	83,96	273	1116,62	1115,82	1114,62	1113,82	0,029	500	0,126	0,70	0,68	0,61	1,08	305	0,76	0,42	
	2-3	20	3,877	-	4222	4571	1,64	2,8	4,992	1,363	0,56	0,76	3,07	-	452,2	272	1115,82	1104,32	1113,82	1102,52	0,042	500	0,49	2,5	0,71	0,61	1,08	305	2,7	2,5	
	3-3	10	1,537	-	541	541	1,16	2,322	0,556	0,988	0,52	0,51	0,51	-	75,12	273	1117,95	1104,52	1106,73	1102,71	0,013	400	0,141	1	0,54	0,525	1,02	210	1,02	0,6	
	D-3	40	0,743	-	247	247	0,56	1,12	0,269	0,577	0,45	0,26	0,26	-	38,3	113	1107,06	1104,82	1105,26	1102,72	0,022	300	0,085	1,3	0,46	0,47	0,95	141	1,24	0,78	
	3-4	30	4,034	-	344	5673	14,63	28,86	6,93	0,866	0,52	0,45	5,06	-	745,34	205	1104,52	1101,82	1102,22	1099,52	0,013	800	1	1,87	0,76	0,65	1,10	520	2,06	1,12	
	B-D	30	2,018	-	671	671	1,53	3,06	0,734	1,332	0,55	0,77	0,77	-	113,42	283	1108,75	1107,04	1106,73	1105,06	0,006	500	0,19	0,98	0,61	0,57	1,04	285	1,02	0,6	
	D-F	30	0,377	-	325	996	2,265	4,53	1,087	0,843	0,48	0,41	1,18	-	173,8	205	1107,04	1104,82	1105,16	1099,32	0,027	400	0,225	1,75	0,78	0,67	1,103	268	1,93	1,09	
	E-F	20	0,932	-	310	310	0,705	1,41	0,338	0,646	0,46	0,3	0,3	-	44,19	106	1107,04	1105,16	1100,94	1099,82	0,041	300	0,065	0,95	0,69	0,61	1,05	207	1	0,57	
F-4	20	0,707	-	235	1541	3,52	7,02	1,685	0,453	0,52	0,24	1,72	-	253,36	145	1102,74	1102,74	1100,44	1099,72	0,008	600	0,4	1,4	0,64	0,57	1,06	342	1,46	0,84		
4-5	20	3,55	-	1180	8374	12,09	38,18	9,16	2,15	0,41	0,88	6,89	-	1076,3	380	1101,82	1092,9	1099,52	1097,21	0,023	800	1,038	2,63	0,99	0,8	1,134	640	2,98	1,58		

JONCTION DES COLLECTEURS 1-5 ET 4-5	N°	SURTACHE (ha)	POPULATION	DEBIT (l/s)	DEBIT DES EAUX PLUVIALES	COEFC DU ROULEMENT	PENTE	Diamètre (mm)	PLEINE SECTION	RQ	RH	RV	H	V	V _{90%}	V _{70%}	OBSERVATION													
1-5	1	0,207	196,52	2267	2267	6,25	12,5	3	3,65	117,3	537,6			1092,9	800	1,017	1,88	0,53	0,52	1,01	416	1,89	1,128							
1'-5	1	33,527	-	814	414	25,34	38,18	9,16	6,89	-	755,55			1092,9	800	1,038	2,63	0,99	0,8	1,132	640	2,98	1,58							
5-6	1	34,188	-	220	1384	15,84	1	0,24	0,579	0,49	0,18	10,82	-	1592,25	320	1092,9	1082,33	1090,4	1085,25	0,016	1000	2,2	2,5	0,74	0,64	1,08	640	2,38	1,5	

COLLECTEUR PRINCIPAL 2-6	N°	SURTACHE (ha)	POPULATION	DEBIT (l/s)	DEBIT DES EAUX PLUVIALES	COEFC DU ROULEMENT	PENTE	Diamètre (mm)	PLEINE SECTION	RQ	RH	RV	H	V	V _{90%}	V _{70%}	OBSERVATION													
2-6	1	1,507	196,52	501	501	1,14	2,28	0,55	0,143	0,53	0,40	0,40	147,3	58,92	272	1116,62	1107,55	1106,62	1106,15	0,032	300	0,101	1,38	0,98	0,79	1,13	237	1,56	0,83	
3-4	1	1,177	-	394	892	2,03	4,06	0,97	0,723	0,54	0,39	0,79	-	116,34	361	1107,55	1079,4	1106,62	1094,7	0,031	400	0,23	1,71	0,87	0,73	1,123	292	1,92	1,03	
4-4	1	1,416	-	469	469	1,066	2,132	0,542	0,975	0,46	0,45	0,45	-	66,285	298	1107,55	1079,4	1099,32	1094,4	0,012	400	0,045	1,26	0,46	0,47	0,95	188	1,49	0,75	
4-6	1	1,716	-	590	1951	4,44	8,88	2,13	1,149	0,49	0,56	1,8	-	265,0	421	1107,55	1079,4	1099,32	1095,7	0,025	500	0,39	1,67	0,79	0,675	1,104	3325	2,06	1,12	

JONCTION DES COLLECTEURS 2-6 ET 1-6	N°	SURTACHE (ha)	POPULATION	DEBIT (l/s)	DEBIT DES EAUX PLUVIALES	COEFC DU ROULEMENT	PENTE	Diamètre (mm)	PLEINE SECTION	RQ	RH	RV	H	V	V _{90%}	V _{70%}	OBSERVATION							
5-6	1	34,188	196,52	1361	1361	25,84	38,18	12,40	10,82	10,82	147,3	537,6		1092,9	800	1,017	1,88	0,53	0,52	1,01	416	1,89	1,128	
1-6	1	40,05	-	1951	1361	30,08	38,18	2,13	2,08	12,9	-	2858,58		1092,9	800	1,038	2,63	0,99	0,8	1,132	640	2,98	1,58	
6-10	1	40,05	-	1361	30,08	12,40	12,9	-	2858,58	800	1,038	2,63	0,99	0,8	1,132	640	2,98	1,58						

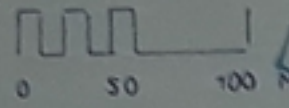
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
 REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE DE EL HARRACH

Z.H.U.N.



RAS EL OUED

PROJETANT	DATE	SCALE
REVISÉ		
DIRECTION GÉNÉRALE DES TRAVAUX PUBLIQUES		
TRAVAUX COLLECTIFS - RAS EL OUED		
PLANCHE N°1		



LEGENDE

Sens de coulement
Debit en L/s

$\phi 200$ diametres - Longueur

I Numero de la maille

Debit soutere

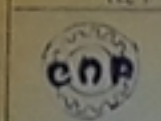
Cote piezometrique

1130.46
1103.29 Cote du terrain naturel

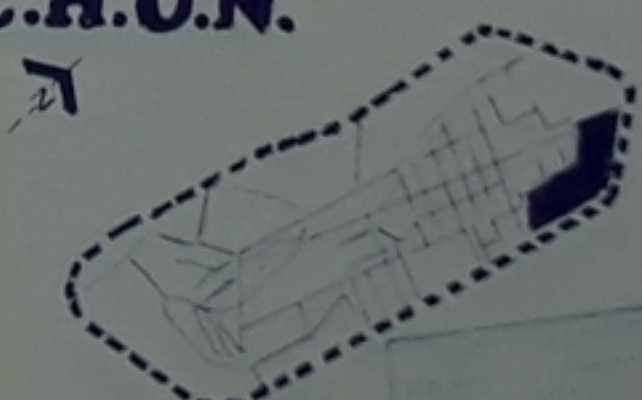
Sens positif choisi

PH 04/83
03

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ecole Nationale Polytechnique d'Alger



Z.H.U.N.



RAS EL OUED

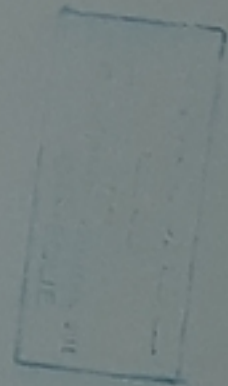
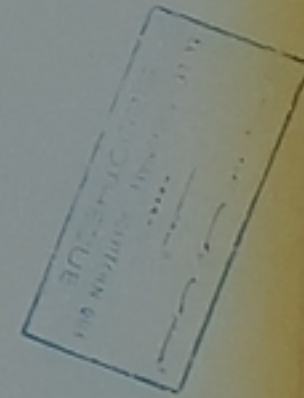
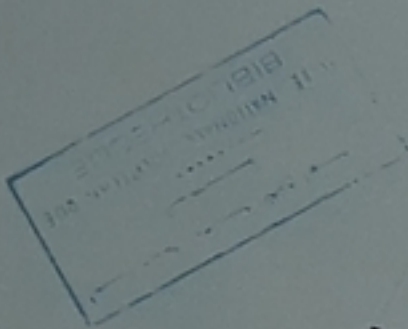
Elabore par	M. BENIVAL	Denise par	M. S. BOUAMP
Revisé par	L. BOACI	Approuvé par	D. EL A. KETTINE
RÉSERVE - MAILLÉ			
L. MAILLÉ		PLANCHE N°3	



0 50 100 M

TABLEAU DESCRIPTIF ET QUANTITATIF
des PIÈCES SPÉCIALES

NT	SYMBOL	ABBREVIATION	DESIGNATION	QUANTITE
1	⊥	CR	CROIX A BRIDES	3
2	V	V	ROBINET VANNE	
3	C	C	COUDE A DEUX BRDES A	12
4	⌋	CE	COUDE	4
5	T	TE	TES A TROIS BRDES	
6	⊙	P	Poteau Diagonale	39



PA 012 85

04

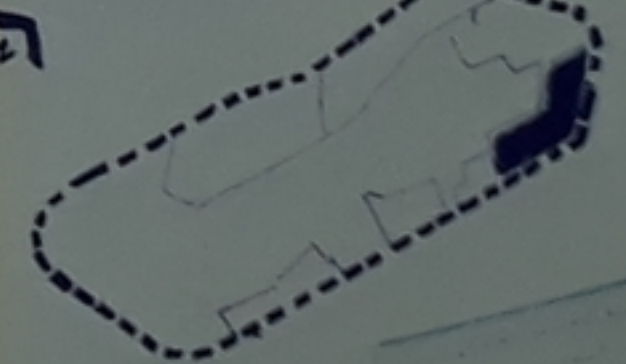
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE



ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER

Z.H.U.N.



RAS EL OUED

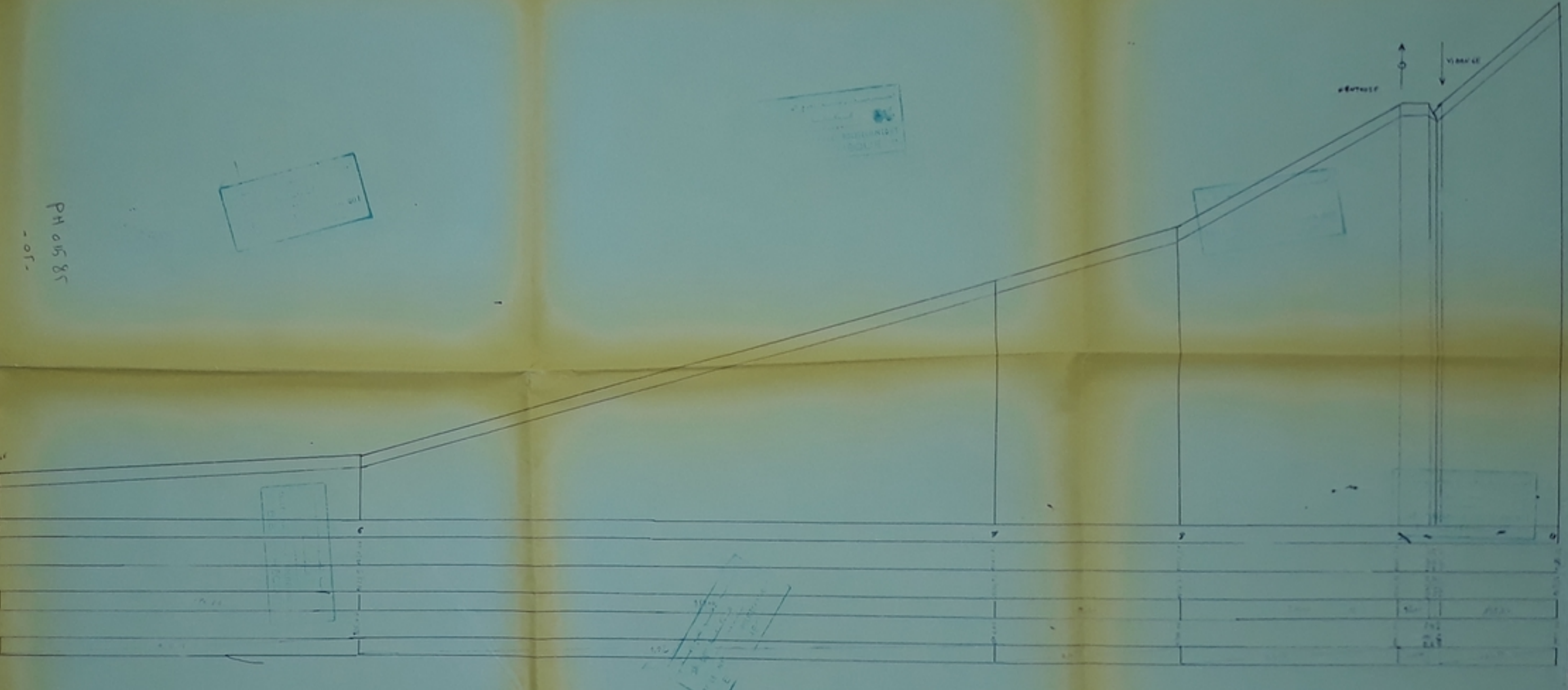
M. BENEJAL
L. HAZEL

ÉQUIPEMENT DE RAS EL OUED

PLANCHE N°4



 VIGNON



PH 015 85
 - 05 -

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
 REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Ecole Nationale Polytechnique de El Harrach
 CNP

Z.H.U.N.
 21

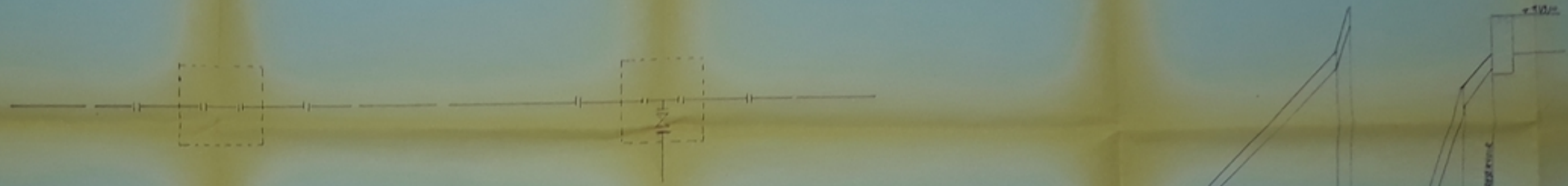


RAS EL OUED

M. DENIMAL L. ABACI	A.E.T. PROJET de long ADDUCTION	PLANCHE N°5
------------------------	---------------------------------------	-------------

Pl. 015 85	Pl. 015 85	Pl. 015 85	Pl. 015 85	Pl. 015 85	Pl. 015 85
N° DES POINTS	1	2	3	4	5
AD TERRAIN NATUREL					
ALT PROJET					
DISTANCES ANAPOLES	100	100	100	100	100
DISTANCES					
PROFES					

PH 15 85
- 06 -



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'EL MARRACH

CNP

Z.H.U.N.

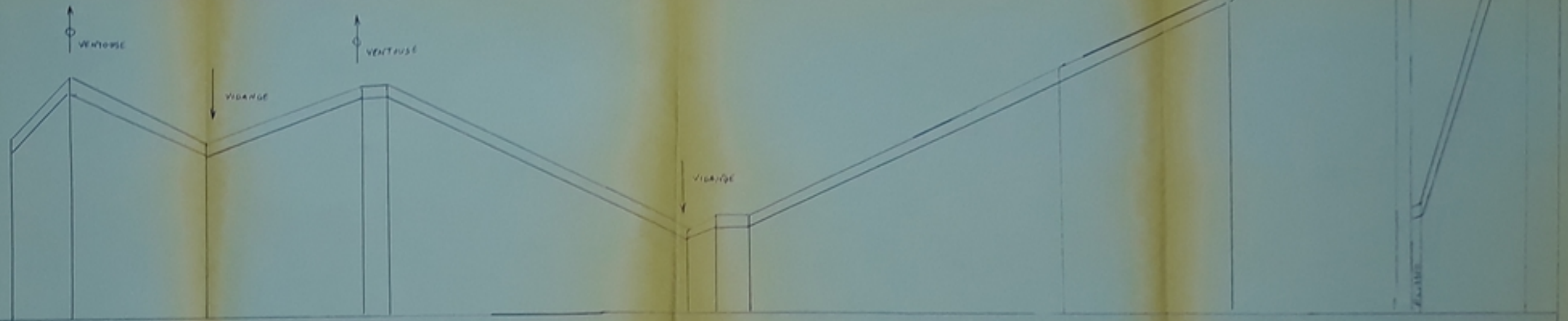


RAS EL OUED

Etudié par les élèves	M. BENINAL	DERIGÉ par	ENL. B. BOUDINE
Préparé par	L. ABACI		O' ING. A. KETTAN
	année 85		
A.E.P. PROFIL en long ADDUCTION			
ÉCHELLE	PLANCHE N° 6		Proposé par
1/1000			D.H.W.S

RACCORDEMENT DE LA VENTOUSE

RACCORDEMENT DE LA VIDANGE



N° DES POINTS					
ALT. TERRAIN NATUREL					
ALT. PROJETS					
DISTANCES PARTIELLES					
ENQUILTES					
Pentes					

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

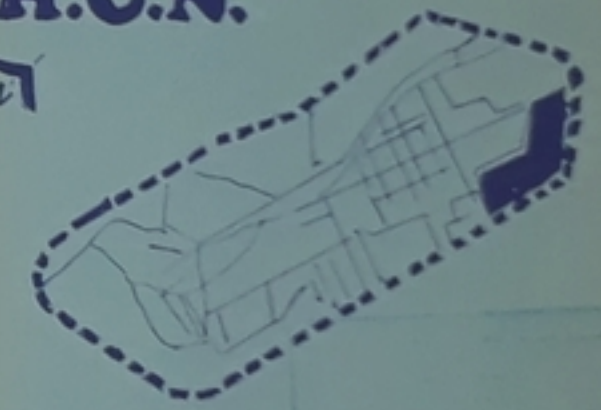
PH 01585
-08-

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLICUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE



ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'EL HARRACH

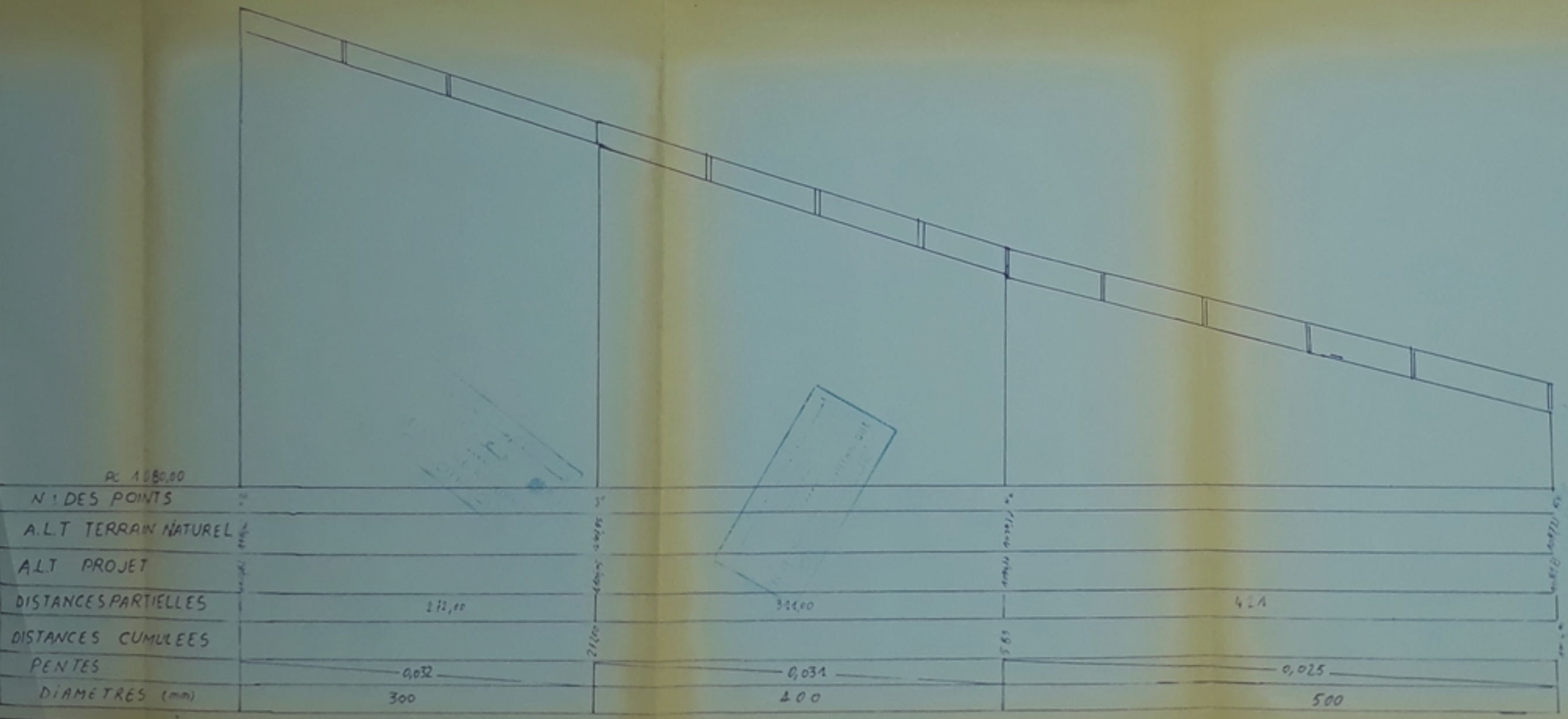
Z.H.U.N.



RAS EL OUED

Etude par les étudiants	M. BENINEL L. ADACI	DERIGE par	M. H. BENDINE O'ZOU A. KETTAB
Promotion	Janvier 85	FACULTE DE CONSTRUCTION 21.02.85	
Echelle	V. 1/200 H. 1/200		Propose par D.H.W.S

PLANCHE N° 16



PH 01/82
-09-

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLICQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'EL HARRACH

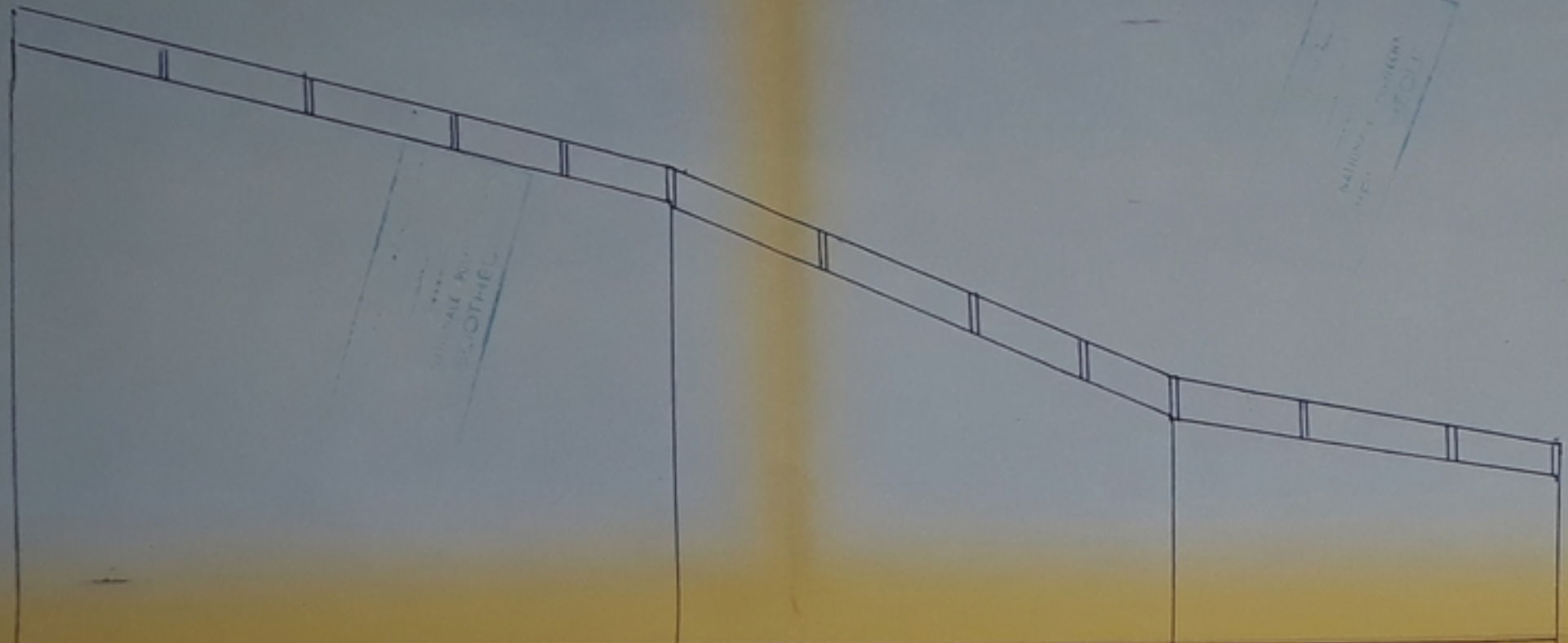


Z.H.U.N.



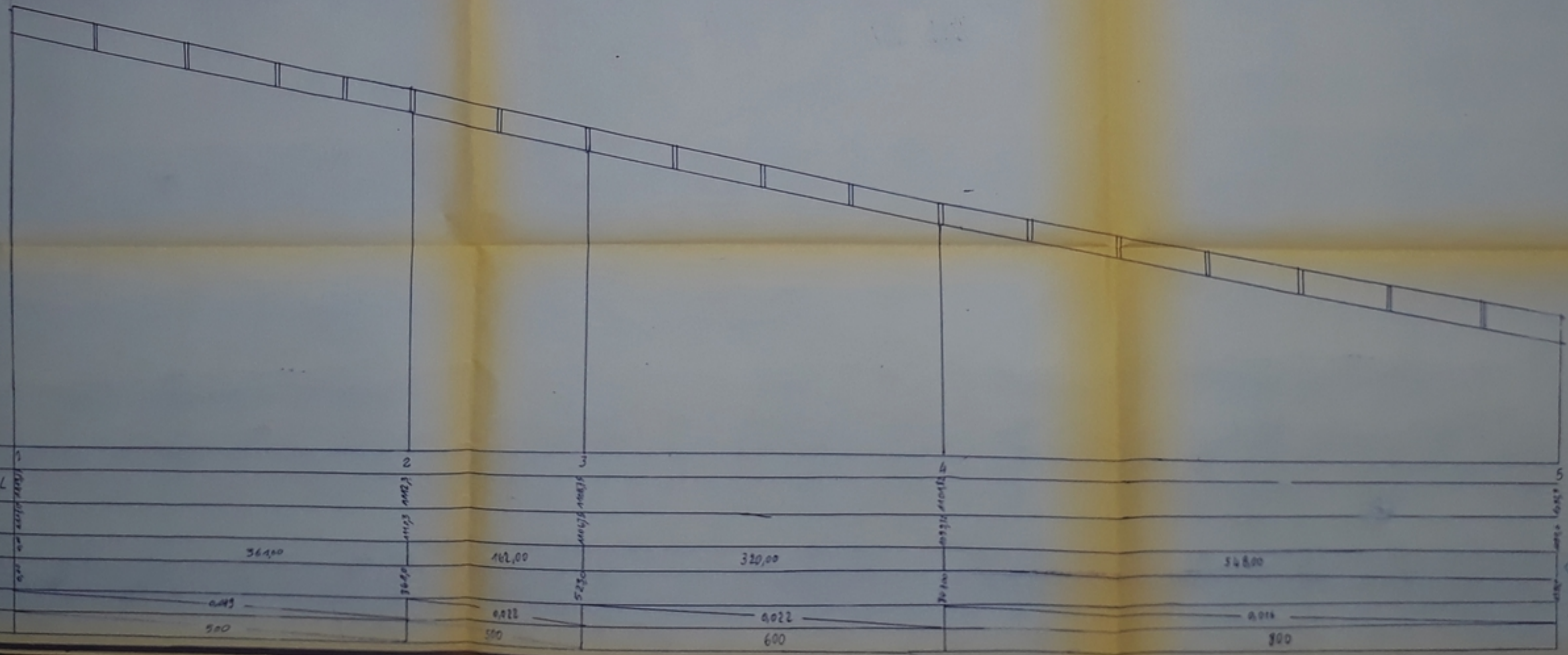
RAS EL OUED

Étude par les Éléments	M. BENIAR (L. ABAC)	THÈME	BAUDAGE
Présentation	19 Janvier 88	DENOMINATION	D'UN TRAVAIL
PROFILS en LONGS		A. 2.3.4.5 et 4.2.3.4	
ECHELLE	V. H. 1/200	PLANCHE N°	10
	H. S. 1/200	Proposé par	D. H. W. S



PC: 1000

N° DES POINTS	1	2	3	4
A.L.T. TERRAIN NATUREL	1122,17	1122,17	1122,17	1122,17
A.L.T. PROJET	1122,17	1122,17	1122,17	1122,17
DISTANCES PARTIELLES		360,00	272,0	205,0
DISTANCES CUMULEES		360,0	632,0	837,0
PENTES		0,026	0,042	0,045
DIAMETRES (mm)		300	500	800



PC: 1080

N° DES POINTS	1	2	3	4	5
A.L.T. TERRAIN NATUREL	1122,17	1122,17	1122,17	1122,17	1122,17
A.L.T. PROJET	1122,17	1122,17	1122,17	1122,17	1122,17
DISTANCES PARTIELLES		364,00	162,00	320,00	548,00
DISTANCES CUMULEES		364,0	526,0	846,0	1394,0
PENTES		0,043	0,022	0,022	0,016
DIAMETRES		300	500	600	300

