

وزارة التعليم و البحث العلمي

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE



PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

Alimentation en Eau Potable et
Assainissement de la Ville
de TADMAIT

8 PLANCHES

Proposé par :

D.H.W. Tizi-ouzou

Etudié par :

R. Zouati

H. Bouchebbah

Dirigé par :

Mr Salah B

PROMOTION : JUIN 1985

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE



وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministere de l'Enseignement Superieur et de la Recherche Scientifique



المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE



DEPARTEMENT HYDRAULIQUE



Projet de Fin d'Etude

"en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état"

THEME

Alimentation en Eau Potable et
Assainissement de la Ville
de TADMAÏT

Proposé par :

D.H.W. Tizi-ouzou

Etudié par

R. Zouatl

H. Bouchebbah

Dirigé par

Mr. Salah B

PROMOTION JUIN 1985

.....HYDRAULIQUE.....

.....SALAH, B.....

Ingenieur: BOUCHEBBAH. et. ZOWATI

مصلحة .. الري

موجه صالح

تلميذ مهندس
يوشع زواقي

هذه الأطروحة تعالج دراسة شبكة ترويض المياه الصالحة للشرب والتطهير لمنطقة مدينة تادميت التي تقع على مساحة 48,35 هكتار توزع المياه من الخزان الذي يملئ انطلاقاً من مضخة للمياه تأخذ من اثنين أبار الموجود بقرب وادي سيباو، أما مياه التطهير فتلقى جزء منها في محطة الترويض والجزء الآخر يلقى مباشرة في الواد،

- الموضوع

- الملخص

AEP et assainissement de la ville de TADMAIT.....

La présente thèse traite l'étude du réseau d'AEP et d'assainissement de la ville de TADMAIT qui s'étale sur une superficie de 48,35 ha L'eau est distribuée à partir d'un réservoir qui est alimenté d'une station de pompage regroupant deux forages située approximativement de l'oued SEBAOU. Le rejet se fera en deux partie dont l'une vers la station de traitement et l'autre dans l'oued.

Water supply and sewerage for the city of "TADMAIT".....

The present thesis deals with the study of TADMAIT drinking supply and sewerage this town covers an area of 48,35ha. The water distributed from a water tank wich is feeded by station from tuve wells situated near the oued SEBAOU. The study of sewerage network comprised of designing the main collectors wich recives waste water from the small drain and the final rejection to the treatment plant.

TABLE DES MATIÈRES.

CHAPITRE I: Présentation de la ville	Page 1
I- Reconnaissance de la ville	
a- Situation géographique.	
b- Population : passé et actuelle.	
c- Composition de la ville.	
d- Climatologie: pluviométrie, vents, température.	
e- Sols.	
II- Présentation hydraulique.	
A- Distribution.	
a- Alimentation.	
b- Réseau : état, nature du réseau, matériel de conduite, diamètres.	
c- Accessoires.	
B- Réservoirs.	
- Capacités et côtes des réservoirs.	
- États des réservoirs.	
- Type de fonctionnement.	
- Réserve d'incendie.	
- Chambre de manœuvre.	
C - Adductions.	
- Longueur, diamètre, débit véhiculé.	
- Accessoires.	
- Station de pompage.	
- Forages.	
CHAPITRE II.....	Page 7
I- Introduction.	
a- Démographie.	
b- Etude des besoins en eaux.	
- besoins en eaux pour l'horizon 2000.	
- besoins en eaux pour l'horizon 2015.	
c- Etude des variations de débits.	
d- Calcul des consommations journalières et des débits de pointes.	
e- Etude comparative des ressources en eaux.	
f- Choix du schéma de distribution.	
CHAPITRE III; Etude des réservoirs.....	Page
a- Role et utilité des réservoirs.	
b- Emplacement.	
c- Equipement.	
d- Choix du type du réservoir.	
e- Volume du réservoir	
B- Altitude et emplacement des réservoirs.	
CHAPITRE IV: Etude de l'adduction.....	Page 17
a- Choix du tracé.	
b- Choix du type du tuyaux.	
C- Etude technico-économique des diamètres de refoulement.	
1- Méthode de calcul.	
2- Variante n° 1.	
Adduction F2 ← Réservoir.	
3- Variante n° 2.	
Adduction F1 - Bâche de reprise.	
Adduction F2 - Bâche de reprise.	
Adduction Bâche de reprise - Réservoir	
4- Comparer les deux variantes.	

CHAPITRE V : Etude et choix des pompes.....	Page 31
A- Choix des pompes.	
B- Point de fonctionnement de la pompe.	
C- Etude de la cavitation.	
D- Choix de la pompe pour forage F2.	
E- Equation caractéristique de la pompe.	
CHAPITRE VI: Réseau de distribution.....	Page 44
A- Etude de variante de distribution.	
B- Dimensionnement de la conduite d'amenée; Variante I.	
C- Dimensionnement de la conduite d'amenée ; Variante II.	
D- Détermination des débits aux noeuds.	
E- Calcul du réseau de distribution(2 variantes n° I et II)	
a- Méthode de HARDY - CROSS.	
b- Calcul des pressions au sol	
c- Equipement du réseau de distribution	
Conclusion	
CHAPITRE VI : Automatisation	Page 43
Liaison moteur - aspiration	
Liaison moteur - réservoir.	
CHAPITRE VII : Protection des Conduites Contre le Coup de Belier.P	65
A- Etude du coup de belier	
B- Moyens de protection du coup de belier	
C- Méthode de calcul.	
a- Sur TI 59 (voir programme en annexe).	
b- Méthode graphique de BERGERON.	
E- Etude du coup de belier : Arrêt brusque du groupe.	
programme sur TI 59 (voir annexe. Prog N° II).	
F- Démarrage du groupe à vanne ouverte : PROG N° III	
G- Calcul du coup de belier de la conduite forcée gravitaire.	
CHAPITRE VIII : Protection des Conduites contre la corrosion...P	84
Protection externe	
Protection interne.	
CHAPITRE IX : Pose de conduite	Page 87
Pose en tranchées	
traversée de rivière	
Traversée des routes	
Butées.	
Désinfection de la canalisation.	
<u>Assainissement.</u>	
Evaluation des débits pluviaux et en temps sec.....	Page 89
1 - Généralités	
2 - Bassins d'apport	
3 - Coefficient de ruissellement	
4 - Intensité des pluies	
5 - Calcul des débits pluviaux	
6 - Débits d'eaux usées en temps sec	
7 - Calcul des débits en temps sec.	
Dimensionnement des collecteurs principaux.	
1 - Généralités	
2 - Calcul des diamètres des canalisations	
3 - Vérification des conditions d'autocourage.	
4 - Eléments constructifs du réseau.	
5 - Pose des conduites.	
6 - Conclusion	

Deversoir d'Orage

- 1 - Généralités
- 2 - Dimensionnement
- Conclusion.

oOo A N N E X E oOo

A - PLANCHES.

- PL N° 1 : Plan du réseau de distribution (VAR N° I)
- PL N° II : Plan du réseau de distribution (VAR N° II).
- PL N° III : Equipement du réseau de distribution (VAR N° I).
- PL N° IV : Equipement du réseau de distribution (VAR N° II).
- PL N° V : Profil en long Forage F2 Réservoir
- PL N° VI : Schéma des réservoirs jumelés.
- PL N° VII : Profil du collecteur principal N° I
- PL N° VIII : Profil du collecteur N° II

B - PROGRAMMES.

- PROG N° I : Réseau maillé.
- PROG N° II : Arrêt brusque du groupe.
- PROG N° III : Démarrage du groupe à vanne ouverte.
- PROG N° IV : Caractéristique de la pompe.
- PROG N° V : Caractéristique de la pompe homologuée.

- Conclusion.

- Bibliographie.

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

I) Reconnaissance de la ville

a) Situation géographique :

la commune de Tadmait est limitée
 au Nord par la commune de Baghlia
 au Nord Est par celle de Draa Ben Khedda
 au Sud Est par celle de Oued Ksari

A l'ouest par la commune de Naciria

En effet l'altitude varie de 850 m en zone de montagne à 50 m en zone de vallée dans la dépression du Sebaou. En zone de piémont, l'altitude varie entre 150 et 200 m. sur le versant Nord et entre 300 à 400 m sur le versant Sud.

Dans la commune de Tadmait, on distingue 3 zones de reliefs étagés suivant l'altitude.

- Zone de montagne
- Zone de Piémont
- Zone de plaine où se situe notre agglomération
- la commune de Tadmait occupe une surface de 48,35 ha.

b) Population :

le nombre d'habitants d'après le recensement de 1977 s'élève à 7434 Hab. celui ci il est estimé à 9269 Hab en 1984.

c) Climatologie :

du point de vue climatique, la région s'inscrit dans un climat méditerranéen avec un hiver doux et un été sec les précipitations sont le plus souvent irrégulières et abondantes.

d) Pluviométrie :

En ce qui concerne la pluviométrie, nous reproduisons 2 tableaux concernant l'un les précipitations normales et l'autre les précipitations max.

précipitations normales :

Mois	J	F	M	Av.	M	J	J	A	S	O	N	D
Precip	141	99	97	78	44	17	04	05	37	99	115	160

Précipitations max*

Mois	J	F	M	Av.	M	J	J	A	S	O	N	D
Precip	223	288	216	234	141	137	60	59	100	475	328	300

Les fortes chutes se trouvent entre le mois d'Octobre et Avril aussi bien pour les précipitations normales que max.

e) Vent :

Le vent est un des éléments caractéristiques du climat sa fréquence est irrégulière, elle provient des directions : *Nord et Ouest*.

En hiver, les vents sont assez violents par contre en été il sont plus secs et chauds (Sirocco).

Température

Les températures peuvent varier de 15,4 à 46,2° pour le mois d'Àout, et le mois de Janvier de 1,2 à 20,3°

f) Sol :

Les conséquences des précipitations qui sont enregistrées sur la commune de Tadmait sont :

- Érosion des sols qui provoquent parfois des éboulements et l'éclatement de ceux ci
- Les glissements de terrains en montagnes et sur les collines provoqués par les eaux d'infiltration qui arrivent en vallées par letalwegs
- Les terrains sont pauvres, et pour la plus part des sols bruns très souvent lessives, cette couleur est due à l'accumulation de fer.

Vu toutes ses caractéristiques, il faudra prendre des dispositions nécessaires pour protéger les conduites.

COMPOSITION DE LA VILLEHabitant et Equipement

- Suivant les renseignements qui nous ont été fournis par l'A.P.C. de Tadmait on a :

a) Logement : 2436 logements

b) Equipement sanitaire :

- 1 Clinique d'accouchement
- 1 P M I

c) Equipement scolaires

- 1 C E M filles 236 élèves
- 1 C E M garçons 300 élèves
- 1 école primaire 1687 élèves
- 1 C F P A 288 élèves
- 1 C E M en projet 600 dont 200 élèves internes

d) Equipement Socio culturels

- 1 stade
- 1 cinéma
- 1 mosquée.

e) Equipement Municipaux

- 1 A.P.C.
- 1 P.T.T.
- 1 KASMA - F L N
- 1 DARAK EL WATTANI

f) Equipement artisanale et commerciale

- 30 magasins de commerce
- 1 limonerie
- 1 station de lavage
- 1 Fabrique de parking communal
- 1 unité SONATRO
- 1 unité SEMFAC
- 1 huilerie
- 1 S N M C
- 1 S N I C

II - Presentation hydraulique :

Les cours d'eau qui traversent la commune de Tadmait sont général peu développés

Sur le versant Nord, ce sont de petits courants aux cours non hiérarchisés et qui sont alimentés qu'en période de précipitations.

Seul l'Oued Sebaou qui reçoit l'eau du syndicat de Maciria véhicule un débit assez régulier.

a) Alimentation :

L'alimentation de la commune de Tadmait est desservie par une conduite de 200 mm diamètre à partir d'un réservoir de 200 m³. La ville de Tadmait est située entre le forage et le réservoir installé sur une hauteur élevée de 80 m.

b) Réseaux :

État. Le réseau existant est dans un état très vétuste ce qui exige sa rénovation complète.

1) Nature du réseau :

L'actuel réseau de la dite commune est du type maillé

2) Matériaux des conduites :

Des conduites en acier sont employées pour la distribution de l'eau

3) Diamètres :

La tranche de diamètre varié de 60 - 200 mm

4) Accessoires :

On ne distingue aucune bouche d'incendie

b) Réservoirs :

La ville de Tadmait compte un réservoir de 200 m³ semi enterré et de forme circulaire la cote du radier : 80 m
et sa cote du trop plein 84 m

l'état du réservoir :

l'État de ce réservoir est satisfaisant car des visites fréquentes sont effectuées pour le contrôle, donc on peut dire qu'il sera utilisable jusqu'à l'an 2015.

Type de fonctionnement :

La ville est située entre le forage et le réservoir

Reserve d'incendie :

Nous notons à ce propos qu'aucune réserve d'eau n'est prise en compte

Chambre de manoeuvre :

Une chambre de manoeuvre est installée, accolée à la cuve.

c) Adduction :

la longueur de la conduite de refoulement est de 2000 m avec un diamètre 250 mm cette conduite assure uniquement le refoulement vers le réservoir, les conduites sont en acier sur le long de la conduite installés

- Des ventouses aux points hauts
- Robinets de décharge aux points bas
- 1 anti béliet au niveau de la station de pompage.

d) Station de pompage :

Une station de pompage est installée près de l'Oued Sebaou elle est située sur une cote 35 m, elle renferme le forage qui est en exploitation avec une pompe pour assurer le pompage, aucune pompe de sécurité n'est prévue à cet effet.

e) Forages :

2 forages existent près de l'oued Sebaou, le forage F¹ est en exploitation et le forage F² est équipé et sera utilisé en temps opportun.

Caractéristiques des forages

n° de forage	F ¹	F ²
côte de (m) niveau statique	3,99	3,70
côte de (m) niveau dynamique	8,37	6,00
débit d'essai (l/s)	57	77
coordonnées	x = 609	x = 609,25
lambert	y = 384	y = 384,20

Le but de notre projet est de renover le réseau actuel desservant la population en eau potable et couvrir la demande en eau actuelle puisque celle-ci s'avère insuffisante D'une part et répondre aux exigences Socio-économique de la ville d'autre part.

Notre étude sera menée sur deux horizons l'an 2000 et 2015.

Nous possédons comme support pour l'étude de notre projet

- 1 (un) plan topographique échelle 1/10000
- 1 (un) plan d'Urbanisme de développement (PUD)

a) Démographie

L'étude de l'estimation des besoins en eaux est lié au développement démographique et à l'élévation du niveau de vie et des normes d'hygiènes

Si on considère que notre étude sera conduite pour l'an 2015

le nombre d'habitants à prendre en compte sera défini en considérant l'accroissement prévisible de la population par la formule des intérêts composés.

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

P_n : Population future prise à l'horizon quelconque .

P_o : Population de l'année en cours

T : Taux d'accroissement annuel de la population $T = 3,10\%$

n : Nombre d'année séperant l'année de référence à l'horizon considéré

Les calculs sont rapportés dans ce tableau

Année	:	1985	:	2000	:	2015
Population	:	9557	:	15107	:	23882
Habitants	:		:		:	

(7)

Etude des besoins en eauEstimation des besoins en eau

- a) Horizon 2000
 b) Besoins domestiques

Nbre d'habitants	Dotation moy. (l/j/Hab.)	Consommat. m ³ /j
15107	150	2266,05

c) Besoins sanitaires :

1 clinique d'accouchement 1 Protection maternelle infantile	consommation journalière 100 m ³ /j
--	---

d) Besoins scolaires :

	Nbre d'élève	l/j élève	consommation m ³ /j
1 école primaire	1687	80 l/j élève	134,96
1 C E M fille	236	"	18,88
1 C E M garçon	300	"	24,00
1 C F P A	288	"	23,04
1 C E M 600/200	600	"	48,00
Total -----			248,88

e) Besoins socio - culturel

Equipement	Surface (ha)	l/j / m ²	M ³ /J
1 (un) stade	2,72		10
1 (une) mosquée	0,73		20
Total			30

Besoins municipaux

Equipement	Employés	Surface (m ²)	m ³ /j
1 A.P.C.	314	1000	15
1 P.T.T.	05	1000	05
1 Darak El Wattani		1000	10
1 Kasma F L N	15	280	05
Total			30 m ³ /j

Besoins Artisanal et commercial

Equipement	m ³ /j
30 magasins de commerce	50
01 limonaderie	30
01 station de lavage	10
01 fabrique de parpaing communal	40
01 unité SONATRO	20
01 unité SEM-PAC	20
01 huilerie	10
01 S N M C	20
01 S N I C	20
Total 210 M ³ /J	

Récapitulatif des différents types de besoins pour l'an 2000 majorés de 15%

On a constaté que les réseaux d'A.E.P. sont soumis aux phénomènes de vieillissement ainsi que d'éventuels accidents qui provoquent souvent des pertes en eau considérables. Ceci nous amène à prévoir une majoration de compensation sur le débit total journalier celle ci sera de 15% pour l'an 2000 et 20% pour l'an 2015.

Type de besoins	m ³ /j	majoré à 15%	Total m ³ /j
Domestique	2266,05	339,91	2605,96
Sanitaire	100	15	115
Scolaire	248,88	37,33	286,21
Socio - culturel	30	4,5	34,5
Municipaux	30	4,5	34,5
Artisanals et commerce	210	31,5	241,5
Total			3317,67 m ³ /j

(9)

B) Horizon 2015

Vu l'élévation du niveau de vie, et d'expansion démographique, on prendra une dotation de 200 l/j Hab. pour l'an 2015.

Nbres d'Hab.	Dotation l/j/Hab.	Consommation Totale m ³ /j
23882	200	4776,40

Tableau des besoins imaginés pour l'an 2015

l'indice des pertes et fuites sera porté à 20% pour l'an 2015 à la suite de l'accentuation du vieillissement des équipement hydrauliques

Types des besoins	Consommation m ³ /j	Majoration 20%	Consommation totale m ³ /j
-	4776,40	955,28	5731,68
- Sanitaire	100	20	120
- Scolaire	248,88	49,77	298,65
- Socio culturels	30	6	36
- Municipaux	30	6	36
- Artisanal et commercial	210	42	252
Total			6474,33 m ³ /j

Tableau récapitulatif

Année	Besoins m ³ /j
2000	3317,67 = 38,39 l/s
2015	6474,33 = 74,93 l/s

(10)

C) Etude des variations de débits :

Le débit appelé par le consommateur varie considérablement dans la journée en fonction du mode de vie de la population et présente des max appelé pointe le réseau doit donc répondre à la demande exceptionnelle et il faut affécter le débit moyen d'un coefficient qui correspond à la concentration de tout l'écoulement sur une durée donnée de la journée.

K_o : coefficient de variation horaire

K_j : coefficient de variation journalière

$$K_o = \frac{\text{consommation max horaire}}{\text{consommation moy horaire}} = 2,0$$

$$K_j = \frac{\text{consommation max journalière}}{\text{consommation moy journalière}} = 1,1$$

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

d) Calcul des consommations journalière max et des débits de pointe

$$Q_j \text{ max} = Q_j \text{ moy.} \times K_j$$

$$Q_p = Q_j \text{ moy.} \times K_p$$

$Q_j \text{ max}$: débit maximal journalier

$Q_j \text{ moy}$: débit moyen journalier

Q_p = débit de pointe journalier

Année	Consommation jour m ³ /j	K _j	Consommation max jour m ³ /j	K _o	débit de pointe
2000	3317,67	1,1	3649,43	2,0	7298,87
2015	6474,33	1,1	7121,76	2,0	14243,52

(II)

E) Etude Comparative des Ressources

Les besoins en eaux potables s'elevent pour la ville de Tadmait à 83 l/s pour l'an 2015.

Actuellement la ville est alimentée par un forage dont le debit de pompage est de 25 l/s.

Donc on constate pour la même année un deficit de 58 l/s.

Pour y remedier, on se propose l'exploitation du forage deja effectué qui se trouve à proximité de l'Oued Sebaou. Il fournit un debit de 77 l/s (debit d'essai).

F) Choix du Schéma de Distribution.

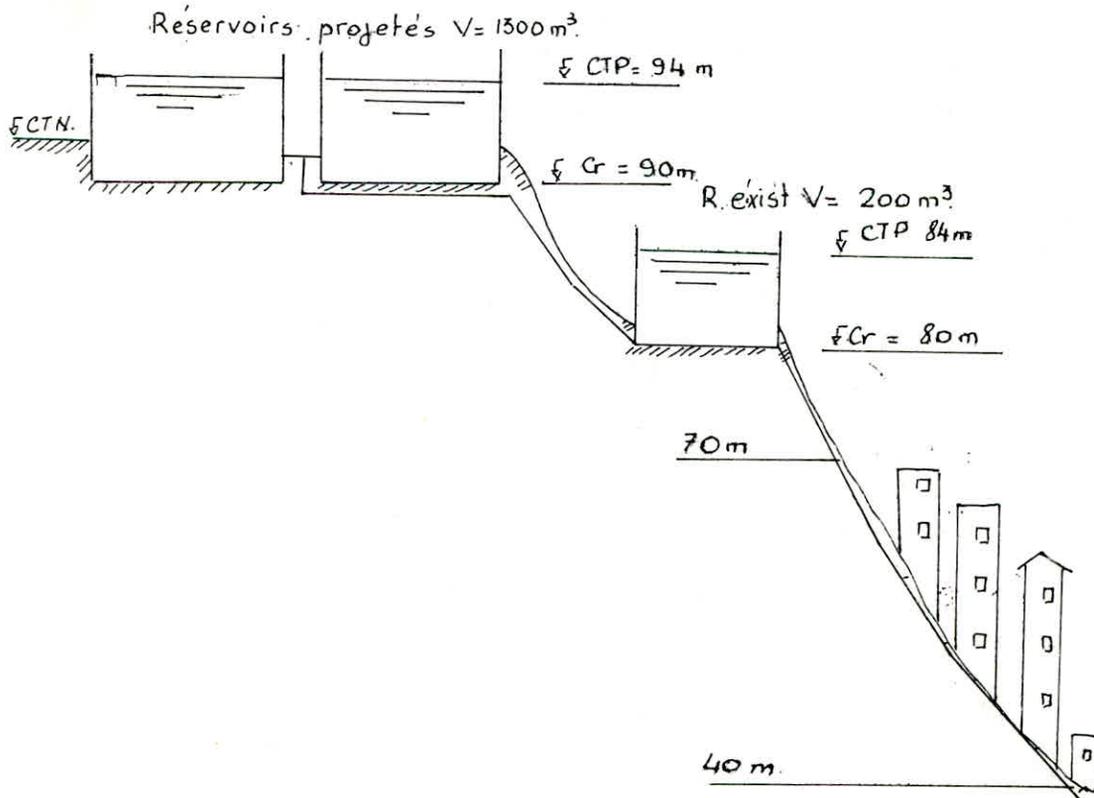
La commune de Tadmait occupe un terrain qui est situé dans une vallée, la configuration de son relief ne presente pas de difference de niveau accentuée. Elle se situé entre les côtes 70 m et 40 m N.G.A. Dans notre cas, la solution adoptée serait d'alimenter celle-ci en un seul réseau de distribution ou chaque reservoir alimentant une zone (voir étude de variante de distribution).

Nota :

Avoir des pressions ne dépassant pas 40 m. (seuil max.)

Avoir des pressions suffisantes aux points les plus hauts.

Schéma de distribution :



A) Etude des réservoirs :a) Rôle et utilité des réservoirs :

Au cours d'une même journée, le débit d'apport d'eau est uniforme alors que celui de la distribution est variable dans le temps, donc les réservoirs ont pour but de réaliser avec un coefficient de sécurité suffisant la liaison entre ces 2 régimes et il permettent d'emmagasiner les eaux pendant les heures où la consommation est inférieure au débit d'apport et de la restituer au cas contraire.

b) Emplacement :

L'emplacement des réservoirs se fait à des altitudes suffisamment hautes de façon à donner une pression de service optimale aux heures de pointe.

c) Equipements :

le réservoir est équipé :

- d'une conduite d'adduction dont l'arrivée se fait par chute libre celle-ci provoque une oxygénation de l'eau.
- d'une conduite de distribution celle-ci est prévue à 20 cm au dessus du radier pour éviter toute pénétration de boues.
- d'une vidange, pour le nettoyage du réservoir, elle est raccordée à la conduite du trop plein.
- d'une commande par ligne pilote, un interrupteur à flotteur va être disposé à la partie haute du réservoir. Il est relié au contacteur du moteur de la pompe qui enclenche ce dernier pour un niveau d'eau inférieur, et le déclenche pour un niveau d'eau supérieur.
- la conduite de trop plein est destinée à évacuer la totalité du débit arrivant au réservoir lorsque le niveau dans celui ci atteint sa limitemax.

Matérialisation de la réserve d'incendie :

le dispositif le plus souvent adopté est constitué par un siphon qui se désamorçe q d le niveau de la reserve est atteint, en service normal les robinets 1 est ouvert et 2 fermé si le niveau d'eau devait descendre en N, le siphon se désamercerait grâce à l'évent ouvert à l'air libre et la réserve ne serait pas entamée. En cas de sinistre il suffit d'ouvrir 2. il est souhaitable d de prévoir un 3ème robinet vanne normalement ouvert qui permet de réparer 1 et 2 en cas de besoin. voir figure 1 .

d) Choix du type du réservoir :

Les réservoirs projetés seront du type semi enterrés notre choix a été conduit par les avantages qu'ils présentent

- économie sur les frais de construction
- étude architecturale très simplifiée
- étanchéité plus facile à réaliser
- conservation à une température constante de l'eau ainsi emmagasinée.

e) Volume du réservoir

-13-

On prend une adduction à débit repartit uniformément du 24 h.
 Les débits sortants sont variables selon l'heure de la journée, de de la semaine, de la saison...etc. le découpage en tranche horaire est pendant lequel les débits restent sensiblement constant est effectué à l'aide d'un analyseur de débit.

du tableau suivant, on prend les volumes max. d'apport V^+ le volume maximum d'insuffisance V^- et on les additionne

$$V = |V^+| + |V^-|$$

$$V = 925,82 + 439,13 = 1364,95 \text{ m}^3$$

En tenant compte de la réserve d'incendie : $V = 120 \text{ m}^3$

Le nouveau volume du réservoir sera de $1484,95 \text{ m}^3$

Le volume à projeter sera de : $1484,95 - 200 = 1284,95 \text{ m}^3$

On prend un volume standard : 1300 m^3

On prend 2 réservoirs jumelés de forme circulaire avec une capacité respective de 600 et 700 m^3 chacun.

On prend une hauteur de 4 m pour les 2 réservoirs.

$$D = \left(\frac{4 + V}{\pi \cdot H} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$D_1 = 13,81 \text{ m}$$

$$D_2 = 14,92 \text{ m}$$

	Y m ³	H (m)	D (m)	type de réservoir	volume total
R1	700	4	15	Semi enterré	1300 m ³
R2	600	4	14	circulaire jumelés	

Altitude et emplacement des réservoirs.

L'altitude du radier du réservoir doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau. Donc on doit estimer les pertes de charges entre le réservoir et le point de la plus haute cote piézométrique pour avoir en première approximation l'altitude du radier du réservoir.

$$C_{rv} = C_t + H + h_{wi} + P_s + h_{we}.$$

C_{rv} : Cote du radier du réservoir.

C_t : Cote du terrain au point le plus élevé.

H : Hauteur donnée en fonction du nombre d'étages.

h_{wi} : pertes de charges intérieures.

P_s : colonnes d'eau supplémentaires tenant compte des chauffe-eau et autres appareils utilisant l'eau.

h_{we} : pertes de charges estimées pour élever la cote du radier provisoire du réservoir.

On prend $h_{we} = 2 \text{ m.}$

$$c_t = 70 \text{ m.}$$

$$H = 13 \text{ m. (rez de chaussée + } 3 \text{ étages).}$$

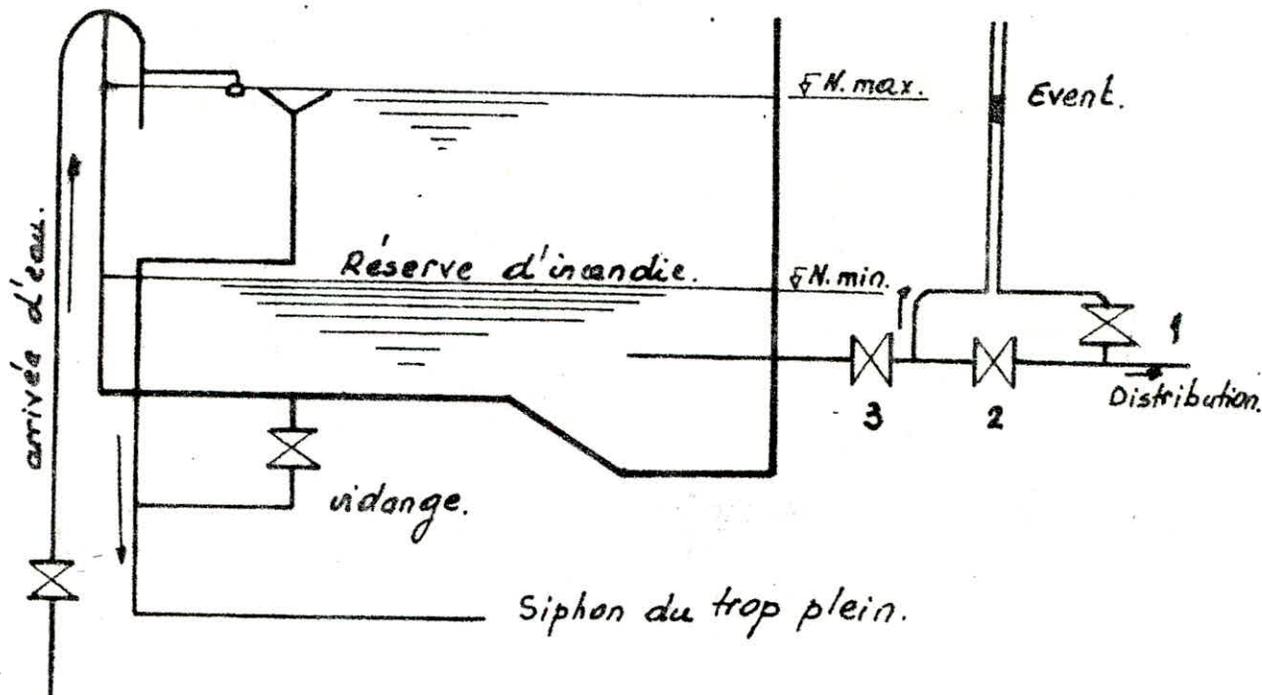
$$P_s = 3 \text{ m.}$$

$$h_{wi} = 2 \text{ m.}$$

On a une cote du radier provisoire de 88 m.
la cote du radier définitive : 90 m.

Heures	ah	apport Q II c m3/h	consommat. Q II c ah x 24/100	Valeurs cumulées		Difference	
				apports m3	consommat. m3	apports + m3	consommat. m3
0 I	1,5	296,74	106,83	296,74	106,83	183,91	
2	1,5		106,83	593,46	213,66	379,60	
3	1,5		106,83	890,22	320,45	569,77	
4	1,5		106,83	1186,96	427,32	759,64	
5	2,5		178,04	1483,70	605,36	878,34	
6	3,5		249,26	1780,44	854,62	925,82	
7	4,5		320,48	2077,18	1175,10	902,08	
8	5,5		391,69	2373,92	1566,79	807,13	
9	6,25		445,11	2670,66	2011,90	658,76	
10	6,25		445,11	2967,40	2457,01	510,39	
11	6,25		445,11	3264,14	2902,12	362,02	
12	6,25		445,11	3560,88	3347,23	213,65	
13	5,0		356,08	3857,62	3703,31	154,31	
14	5,0		356,08	4154,36	4059,39	94,97	
15	5,5		391,69	4451,10	4451,08	0,02	
16	6,0		427,30	4747,84	4878,38	130,54	
17	6,0		427,30	5044,58	5305,68	261,10	
18	5,5		391,69	5341,32	5697,37	356,05	
19	5,0		356,08	5638,06	6053,45	415,39	
20	4,5		320,48	5934,80	6373,93	439,13	
21	4,0		284,87	6231,54	6658,80	427,26	
22	3,0		213,65	6528,28	6872,45	344,17	
23	2,0		142,43	6825,02	7014,88	189,86	
24	1,5		106,83	7121,76	7121,71	0,05	

Fontainerie d'équipements.



Départ de la conduite de distribution.

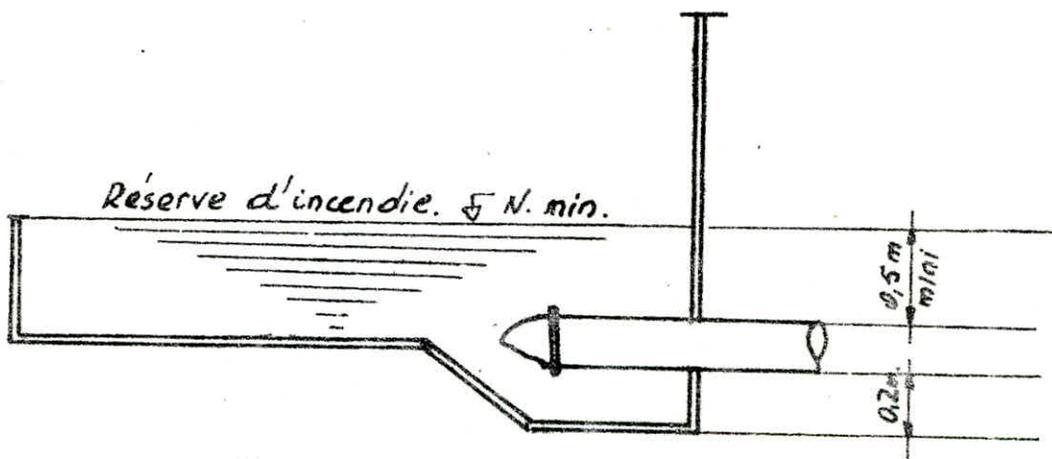


figure n° 1.

Etude de l'Adduction :a) Choix du tracé :

Le choix du tracé devra être effectué, en respectant dans la mesure du possible les conditions suivantes.

- Rechercher un profil en long aussi régulier que possible avec une rampe toujours dans le même sens vers le réservoir de stockage.
- Éviter les contres pentes qui peuvent donner lieu aux points hauts, à des cantonnements d'air plus ou moins difficile à évacuer. Ces derniers peuvent créer en ces points des cavitations entraînant la rupture de la veine liquide.
- Le tracé le plus court possible afin de réduire les frais d'investissements.

Nota :

Nous avons étudié le tracé de l'adduction sur une carte topographique à l'échelle 1/10 000.

B) Choix du type de Tuyaux.

Le choix entre les différents types de conduites est établi sur des critères d'ordre technique, à savoir le diamètre, la pression de service, les conditions de pose et sur des critères économiques qui englobent le prix de la fourniture et le transport.

Dans notre projet, nous avons choisi des conduites en acier vu les avantages qu'elles présentent :

- Les conduites en acier résistent à des pressions importantes (Supérieures à 20 b.)
- Par leur élasticité les conduites d'acier s'adaptent mieux au relief plus ou moins accidenté.
- Très économiques et disponibles sur le marché National.

C) Etude Technico-économique des Diamètres de Refoulements.

Pour élever un débit Q à une hauteur géométrique " H_g " donnée, on peut choisir différents diamètres. Si on adopte un grand diamètre, les frais d'investissement seront élevés, par contre les dépenses d'exploitation seront plus faibles.

Mais si on prend un diamètre plus faible, le contraire sera observé.

Dans ce cas, il est nécessaire de choisir le diamètre qui permet d'obtenir les dépenses totales minimales.

1) Méthode de calcul.

Le choix de la gamme des diamètres sur lequel portera notre étude sera donnée par la relation de BONIN.

$$D = \sqrt[3]{Q} = (Q)^{\frac{1}{3}}$$

Où Q = Débit m³/s.

2) Pertes de charges.

Les pertes de charges linéaires seront déterminées par la formule de DARCY WEISBACH.

$$\Delta H_l = \frac{(f \cdot L \cdot V^2)}{(2 \cdot g \cdot D_h)}$$

Les pertes de charges singulières sont exprimées par une longueur équivalente L_{ev} , occasionnellement une perte de charge lors du passage d'un débit Q , de sorte que :

$$\Delta H_s = \frac{f \cdot L_{ev} \cdot V^2}{2 \cdot g \cdot D_h}$$

La perte totale : $\Delta H_t = \Delta H_l + \Delta H_s = \frac{f \cdot L_t \cdot V^2}{D_h \cdot 2 \cdot g}$

L : Longueur géométrique ;

V : Vitesse moyenne d'écoulement.

$$L_t = L + L_{ev}$$

L_{ev} : Longueur équivalente aux pertes de charges singulières .

Nous avons estimé la longueur équivalente à 15 % de la longueur géométrique avec $L_t = 1,15 L$.

f : Coefficient de frottements.

Le coefficient de frottement dépend de la nature du régime d'écoulement qui lui, est fonction de la rugosité relative et du nombre de Reynolds.

Ayant ses deux derniers paramètres, on peut déterminer le régime d'écoulement en se référant au diagramme de Moody.

- En régime turbulent " f " est donné par la formule de Nikuradzé.

$$f = (1,14 - 0,86 \log \xi/D_h)^{-2}$$

- En régime de transition " f " est déterminé à partir de l'abaque de Moody!

En première approximation, " f " est donnée par Nikuradzé.

- Le nombre de Reynolds:

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

: Viscosité cinématique de l'eau. Elle est prise égale à $10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$. à la température de 20° C .

: Vitesse moyenne d'écoulement: $V = \frac{4 Q}{\pi D^2}$

Par conséquent on aura : $\Delta h_t = 1,15 \cdot L \cdot f \cdot \frac{0,0828}{D^5} \cdot Q^2$

Avec D : diamètre de la conduite.

3) Etude de la rugosité .

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

ξ_0 : Rugosité absolue à l'état neuf (10^{-4} m pour l'acier).

α : Coefficient de vieillissement.

On prendra $\alpha = 0,03 \text{ mm/an}$ coefficient qui correspond à la zone de faible agressivité de l'eau dans l'abaque de Monsieur Peter LAMONT. (voir abaque figure 2)

t : Temps de service en année (dans notre cas $t = 30 \text{ ans}$).

d'où $\xi = 10^{-4} + 0,03 \cdot 30 = 10^{-3} \text{ m}$.

4) Calcul de la hauteur manométrique totale Hmt.

$$H_{mt} = H_{gr} + \Delta H_t + \Delta H_{asp}$$

H_{gr} : Hauteur géométrique de refoulement.

Elle est la différence de cote entre le niveau dynamique d'eau du forage jusqu'à la génératrice supérieure de la crosse d'élévation de la conduite.

ΔH_{asp} : perte de charge à l'aspiration.

5) Puissance de pompage.

$$P = \frac{g \cdot Q \cdot H_{mt}}{\eta}$$

P : Puissance en Kw.

η : Rendement de pompage.

l'Energie consommé par le pompage est :

$$E = P \cdot t \cdot 365$$

E : Energie en Kw/h.

t : Nombre d'heure de pompage par jour.

Tarif d'énergie : $e = 0,19 \text{ DA/Kw/h}$.

6) Amortissement annuel

-19-

L'annuité d'amortissement est déterminé par la relation:

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i$$

i : Taux d'annuité. $P_{ris} = 8\%$

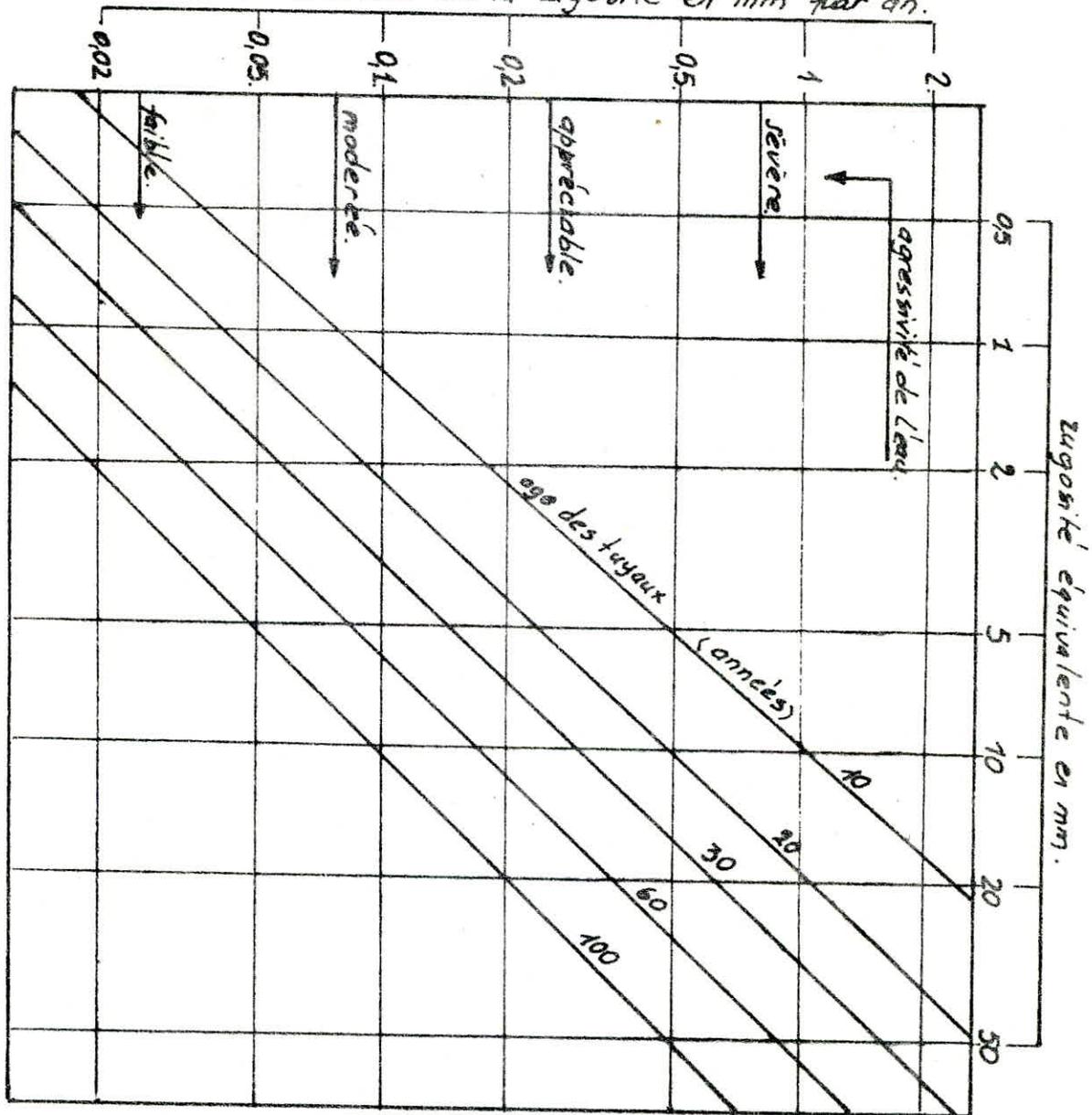
n : Nombre d'année d'amortissement $n = 30$ ans.

$$A = \frac{0,08}{(1 + 0,08)^{30} - 1} + 0,08 = 0,088827433.$$

ABAQUE DE M. PETER LAMONT

abaque donnant l'augmentation de la rugosité d'une conduite en fonction de son âge.

accroissement de la rugosité en mm par an.



- Fig N° 2 -

2 Variantes seront considérées dans notre étude (voir schéma fig 3, 4)
La première variante consiste à laisser la conduite déjà existante et de projeter une autre conduite derefolement avec un debit de 58 l/s vers le reservoir projeté de capacité 1300 m³.

La deuxième variante suppose de supprimer la conduite existante et de projeter une bache dereprise et à partir de celle ci refouler le debit de 83 l/s vers le reservoir de capacité 1300 m³ sachant que celui-ci sera relié à celui existant de capacité de 200 m³ (voir schéma fig 4).

C O N C L U S I O N .

- Determiner les diamètres économiques de chaque conduite
- Le prix de revient du terrassement.
- Le prix de revient de la canalisation.
- Le prix du genie civil : bache dereprise, station de pompage, reservoir.
- Les frais d'exploitation (energie).
- Le prix de revient de l'équipement électromécanique.

O P T I O N .

Comparer les prix de chaque variante étudiées et degager la meilleure variante.

fig 4. Variante N° II -22-

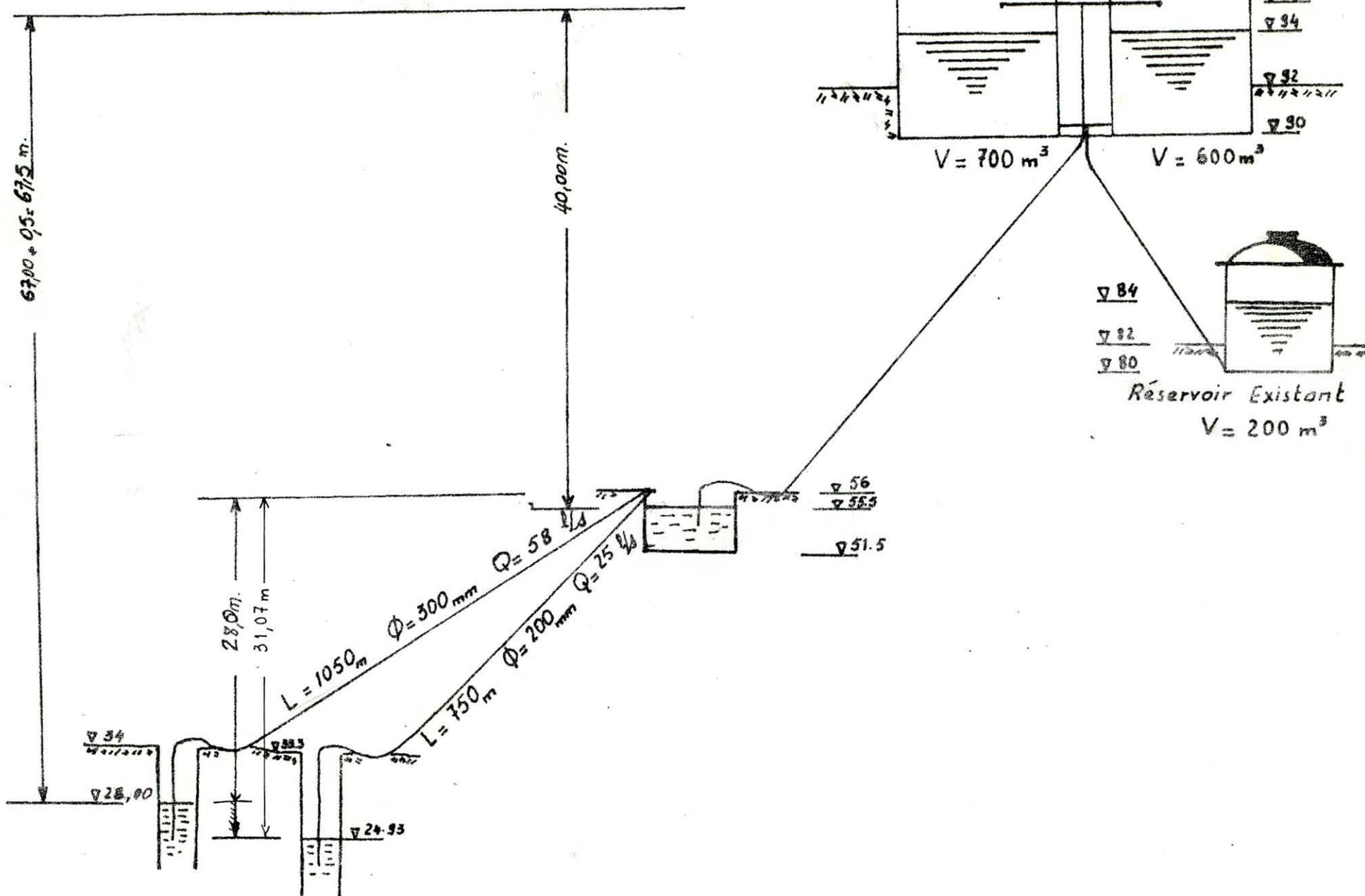
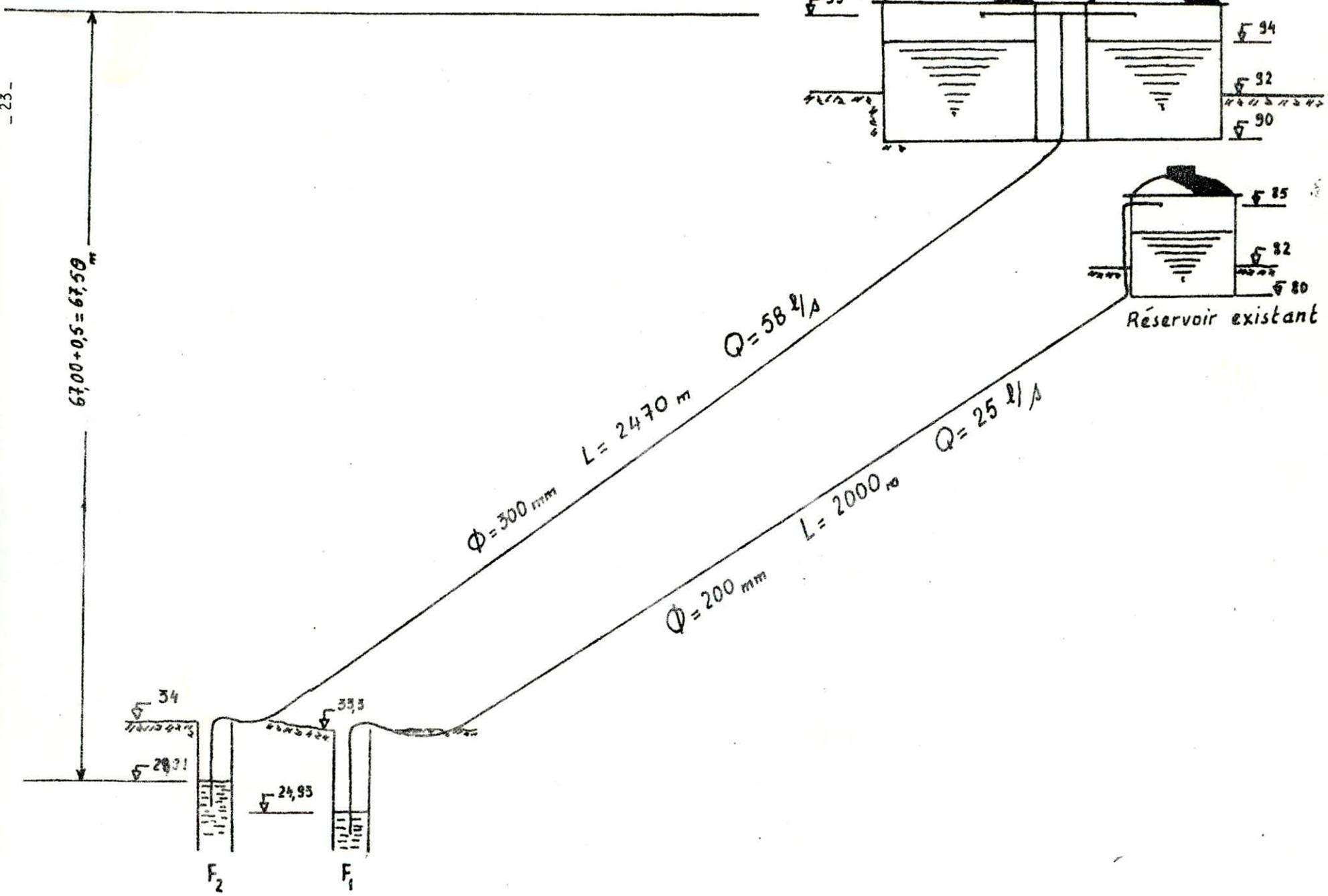


fig 8: Variante N° I - 23-

- 23 -



Variante I

Forage F 2 - Réservoir projeté. côte 90 m

$Q = 58 \text{ l/s}$

$D = \sqrt{Q} = 240 \text{ mm}$

$H_g = 67,09 \text{ m} + \Delta H_{asp} = 0,5 \text{ m}$

$H_{mt} = 67,59 + \Delta H_t$

ϕ	$Q_{m^3/s}$	$V \text{ m}^3/s$	ε/D_h	R	F	ΔH_{mt}	H_{mt}
200	0,058	1,82	$5 \cdot 10^{-3}$	$0,364 \cdot 10^6$	0,030816	73,96	141,55
250	0,058	1,16	$4 \cdot 10^{-3}$	$0,290 \cdot 10^6$	0,028840	22,49	90,08
300	0,058	0,82	$3,33 \cdot 10^{-3}$	$0,243 \cdot 10^6$	0,027356	8,66	76,25
350	0,058	0,59	$2,85 \cdot 10^{-3}$	$0,206 \cdot 10^6$	0,026183	3,77	71,36
400	0,058	0,49	$2,5 \cdot 10^{-3}$	$0,18 \cdot 10^6$	0,025254	1,85	69,44

Frais d'exploitation -

ϕ	Puissance	Energie Kwh	DA/ Kwh	Dépenses DA
200	107,38	940648,80	0,19	178 723,27
250	68,34	598 658,40	"	113 745,10
300	57,85	506 766,00	"	96 285,54
350	54,14	474 266,40	"	90 110,62
400	52,68	461 476,80	"	87 680,59

- Frais d'amortissement -

ϕ	Prix DA/ml	Longueur ml	Dépenses DA	Annuité
200	230	2470	568 100,00	50 462,86
250	270	"	58 759,34	59 239,02
300	340	"	73 993,25	74 597,27
350	450	"	97 932,24	98 731,69
400	500	"	108 813,60	109 701,88

- Bilan -

ϕ	F.d'exploitation	F.d'amortissement	Total (DA)
200	178 723,27	50 462,86	229 186,13
250	113 745,10	59 239,02	172 984,12
300	96 285,54	74 597,27	170 882,82
350	90 110,62	98 731,69	188 842,31
400	87 680,59	109 701,88	197 382,47

Le diamètre le plus économique est $\phi = 300$

Variante n° I.

Prix du terrassement.

Design	φ "mm"	longueur "m"	V _c m ³	Déblai		Remblai		mise en dépôt.		total. DA
				V m ³	Ct DA	V m ³	Ct DA	V m ³	Ct DA	
F2-R.	300	2470	173,18	3087	154350	2913,82	58276,40	636,23	50898,40	110718,30

Prix de l'équipement électromécanique.

Désign.	φ "mm"	Q _{el} %	Hmt "m"	Prix. DA/φ ₁ /m.	Prix de revient.
F2-R.	300	58.	67,50	100	392022,00.

Prix de fourniture et pose.

Désigna	φ "mm"	longueur "m"	Prix DA/ml	Prix de revient. DA
F2-R	300	2470	340	170178,93

Dimensionnement de la bache de reprise.

1er cas.

On envisage le cas critique où les 2 pompes de chaque forage tombent en panne.

 Q fournit = 83 l/s.

Nous supposons 1 heure pour réparer la panne.

Donc on prévoit un volume d'eau qui constituera en quelque sorte une réserve d'eau pour satisfaire la population pendant la réparation de cette panne.

$$V = Q \cdot I \text{ h.}$$

$$V = 0,083 \cdot 3600 \cdot I = 298,8$$

$$V = 298,8 \text{ m}^3.$$

On prendra un volume $V = 300 \text{ m}^3$ qui sera stocké dans la bache de reprise.

2ème cas .

On envisage l'installation dans la station de pompage, une pompe de secours de caractéristiques identique à celle déjà choisie (serie Jumont Schneider.)

Celle-ci pour l'usage travaillera en mouvement alternatif toutes les 4 (quatre) heures.

On envisage une bache de section carré.

$$V = a^2 \cdot H$$

$$a = \left(\frac{V}{H} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$H = 4 \text{ m.}$$

$$a = 8,66 \text{ m.}$$

La bache comportera une conduite de trop plein et une conduite de vidange.

On prévoit une lame d'air d'épaisseur 0,5 m.

$$H_t = 4 + 0,5 = 4,5$$

$$H_t = 4,5 \text{ m.}$$

A - Forage F 1 - Bache de reprise .

$$D = \sqrt{Q} = 158$$

$$L = 750 \text{ m}$$

$$H_{mt} = 31,57 + \Delta H_t$$

ϕ mm	Q m ³ /s	\sqrt{V} m/s	ϵ/Dh	R	F	ΔH_t m	Hmt m
150	0,025	1,414	$6,66 \cdot 10^{-3}$	$0,212 \cdot 10^{+6}$	0,03367	19,79	51,36
200	"	0,7957	$5 \cdot 10^{-3}$	$0,159 \cdot 10^{+6}$	0,030815	42,98	35,86
250	"	0,5092	$4 \cdot 10^{-3}$	$0,127 \cdot 10^{+6}$	0,02884	1,257	32,83
300	"	0,3538	$3,34 \cdot 10^{-3}$	$0,106 \cdot 10^{+6}$	0,02737	0,502	32,07

Frais d'exploitation -

ϕ	Puissance kW	Energie Kwh	DA Kwh	Dépenses DA
150	16,795	147 124,20	0,19	27 953,59
200	11,726	102 719,74	0,19	19 516,75
250	10,735	94 038,60	0,19	17 867,34
300	10,487	91 866,12	0,19	17 454,56

Frais d'amortissement

ϕ	Prix DA/ml	Longueur ml	Dépenses DA	Annuité
150	190	750	142500	12657,90
200	230	750	172500	15322,73
250	270	750	202500	17987,56
300	340	750	255000	22650,99

Bilan

ϕ	F.d'exploitation	F.d'amortissement	Total DA
150	27 953,59	12 657,90	40 611,49
200	19 516,75	15 322,73	34 839,48
250	17 867,34	17 987,56	35 854,90
300	17 454,56	22 650,99	40 105,55

Le diamètre économique est $\phi = 200$ m

B) Bache de reprise - Réservoir :

-28-

$$Q = 83 \text{ l/s} = 0,083 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$D = \sqrt{Q} = 287 \text{ mm}$$

$$L = 1250 \text{ m}$$

$$H_{mt} = 40 \text{ ht} + \Delta H_t$$

ϕ mm	Q m/s	V. m/s	ϵ/dh	R	F . .	Δht m.	H_{mt} m.
250	0,083	1,679	$4 \cdot 10^{-3}$	$0,419 \cdot 10^{+6}$	0,028840	23,878	63,879
300	"	1,166	$3,33 \cdot 10^3$	$0,349 \cdot 10^{+6}$	0,02735	9,100	49,100
350	"	0,857	$2,85 \cdot 10^3$	$0,299 \cdot 10^{+6}$	0,02618	4,039	44,039
400	"	0,656	$2,5 \cdot 10^{-3}$	$0,263 \cdot 10^{+6}$	0,02525	1,99	41,99
450	"	0,518	$4 \cdot 2 \cdot 10^3$	$0,233 \cdot 10^{+6}$	0,0245	1,07	41,07

Frais d'exploitation

ϕ	Puissance	P; en Kwh	prix du Kwh	Dépenses
250	69,349	607497,24	0,19	115424,47
300	53,30	466908	"	88712,52
350	47,81	418815,60	"	79574,96
400	45,58	399280,80	"	75863,35
450	44,59	390608,40	"	74215,59

Frais d'amortissement

ϕ	Prix DA/ ml	Longueur ml	P; de revient	Annuité
250	270	1520	410400	36454,77
300	340	"	516800	45906,01
350	450	"	684000	60755,96
400	500	"	760000	67508,85
450	560	"	851200	75609,90

Bilan

ϕ	F. d'exploitation	F. d'amortissement	Total
250	115424,47	36454,77	151879,24
300	88712,52	45906,01	134618,53
350	79574,96	60757,96	140332,92
400	75863,35	67508,85	143372,20
450	74215,59	75609,90	149825,496

le diamètre économique est $\phi = 300$ mm

C - Forage F 2 - Bâche de reprise

$Q = 58 \text{ l/s}$

$D = \sqrt{Q} = 240 \text{ mm}$

$H_g = 28 \text{ m}$

$\Delta \text{Hasp} = 0,5 \text{ m}$

$L = 1050 \text{ m}$

$H_{mt} = 28,5 + \Delta H_t$

ϕ mm	$Q_{m^3/s}$	V m/s	ϵ/Dh	R	f	ΔH_t m.	H_{mt} m.
200	0,058	1,856	$5 \cdot 10^{-3}$	$0,369 \cdot 10^{-6}$	0,030816	32,39	00,89
250	"	1,18	$4 \cdot 10^{-3}$	$0,295 \cdot 10^{-6}$	0,028840	9,93	38,43
300	"	0,820	$3,33 \cdot 10^{-3}$	$0,246 \cdot 10^{-6}$	0,027356	3,78	32,28
350	"	0,60	$2,85 \cdot 10^{-3}$	$0,21 \cdot 10^{-6}$	0,026183	1,68	30,18
400	"	0,46	$2,5 \cdot 10^{-3}$	$0,184 \cdot 10^{-6}$	0,02554	0,83	29,33

- Frais d'exploitation -

Q mm	Puissance	Energie Kwh.	DA/Kwh	Dépenses
200	46,193	404650,68	0,19	76883,63
250	29,154	255389,04	0,19	48523,92
300	24,49	214532,40	"	40761,15
350	22,89	200516,40	"	38098,12
400	22,25	194910,00	"	37032,90

- Frais d'amortissements -

Q mm	Prix DA/ml	Longueur Ml	Dépenses/l	Anouité
200	230	1050	241500	21451,82
250	270	"	283500	25182,57
300	340	"	357000	31711,39
350	450	"	472500	41970,96
400	500	"	525000	46634,40

- Bilan -

Q mm	Frais d'exploitat.	Frais d'amortis.	Total
200	76 883,63	21 451,82	98 335,45
250	48 523,92	25 182,57	73 706,49
300	40 761,15	31 711,39	72 472,54
350	38 098,12	41 970,96	80 069,08
400	37 032,90	46 634,40	83 667,30

Le diamètre économique pour la tranche F2 - B_r est de 300 mm

II^eme variantePrix du terrassements

Designat	long	ø mm	V.C m ³	Déblai		Remblai		mise en depot		Total DA
				V m ³	C _{out} DA	V m ³	C DA	V m ³	C DA	
F1. B R	750	200	23,56	780	39000	756,44	15128,8	140,56	11244,8	65 373,60
F2 - B R	1050	300	74,22	1323	66150	1248,78	24975,6	272,67	21813,6	112 939,20
BR. Ré	1520	300	107,44	1915,2	95760	1807,76	36155,2	394,72	31577,6	163 492,8

$$\text{Déblai} = (\phi + 0,6) (\phi + 1,1) \times l$$

$$\text{Remblai} = (\phi + 0,6) (\phi + 1,1) \times l - V_e$$

$$\text{Mise en dépôt} : 0,15 (\phi + 1,1) (\phi + 0,6) \left(1 + \frac{\pi D^2}{4}\right) \cdot L$$

Terrassement :

Déblai : 50 DA / m³

Remblai : 20 DA / m³

Mise en dépôt : 80 DA / m³

Pose et fourniture

Désignat	ø	Prix
F1 BR	200	34839,48
F2 BR	300	72472,54
BR - Ré	300	137 594,47

Prix de l'équipement électromécanique

Désignat	ø mm	Q l/s	H _{mt} (m)	prix DA/l/s/m H _{mt}	Prix d' revient DA
F1 BR	200	25	35,86	100	89 650,00
F2 BR	300	58	32,28	100	187 224,00
BR Ré	300	83	51,10	100	421 166,21

Tableau Récapitulatif des Différentes Dépenses

Désignation	Frais.	
	1 Variante.	2 Variante.
Genie Civil. Station de Pompage	20 000 00	60 000 00
Equipement Electromecaniques	392 022,00	187 224,00 424 130,00 89 650 00
Terrassements	110 718,30	65 373,60 112 939,60 163 492,80
Fourniture et Pose	74 597,27	15 322,73 45 906,01 31 711,39
Energie. (Exploitation)	96 285 54	19 516,75 88 712,52 40 761,15
Genie Civil. Réservoirs	818 310,00	818 310,00
Bâche de Reprise	-	53 924,00
TOTAL	1339 434, 55	1611 933 ,11

CONCLUSION .

On choisira la première variante car elle est plus économique .

ETUDE ET CHOIX DES POMPES ?

Les pompes centrifuges sont les plus fréquemment utilisées; elles constituent des groupes légers, moins encombrants, peu coûteux et d'un bon rendement.

A) Choix des pompes.

Les hauteurs manométriques et les débits à assurer sont rapportés sur les courbes caractéristiques des divers pompes existantes. (voir catalogue Jeumont Schneider). Ces caractéristiques permettent de choisir le type de pompes en égard aux conditions de cavitation. Un grand intérêt est porté sur une pompe pouvant fonctionner dans une zone de son rendement maximal, ce qui entraîne une réduction de l'énergie à fournir.

B) Point de fonctionnement de la pompe.

a) Le point de fonctionnement d'une pompe centrifuge est donné par l'intersection de la courbe caractéristique de la pompe $Q = f(H)$ et la courbe caractéristique de la canalisation $Q = f(\Delta H)$

b) Modifications susceptibles d'être apportées à une pompe centrifuge .

Des modifications dans le fonctionnement ou dans le dimensionnement d'une pompe peuvent être apportées en vue d'adapter celle-ci à des conditions de marché données. Pour cette fin, on procède à une comparaison entre quatre (04) variantes.

- 1°) Accepter le point de fonctionnement tel qu'il est donné; le débit à relever sera supérieur à celui désiré avec la réduction du temps de pompage.
- 2°) Accepter la caractéristique de la pompe et vanner sur le refoulement, de ce fait on augmente la consommation de l'énergie.
- 3°) Rogner la roue afin de faire passer la caractéristique QH par le point P désiré. Le rendement de la pompe sera d'autant diminué que le rognage sera important.
- 4°) Conception d'une pompe semblable susceptible de fournir les conditions de données de débit, hauteur et vitesses.

C) Etude de la cavitation.

Le phénomène de cavitation se manifeste lorsque la pression absolue de l'eau qui décroît du niveau de la brice d'aspiration jusqu'à un certain point à l'intérieur de la roue atteint en ce point la valeur de la tension de vapeur pour la température de l'eau.

La cavitation est occasionnée par un dégagement intense des gazs ou des vapeurs dans le liquide en écoulement; dans ce cas l'homogénéité du liquide est détruite, il se produit des chocs violents accompagnés de diminution brutale de la hauteur créée et du rendement.

Pour éviter tout risque de la cavitation, la condition doit être respectée:

$$N.P.S.H._d > N.P.S.H._r$$

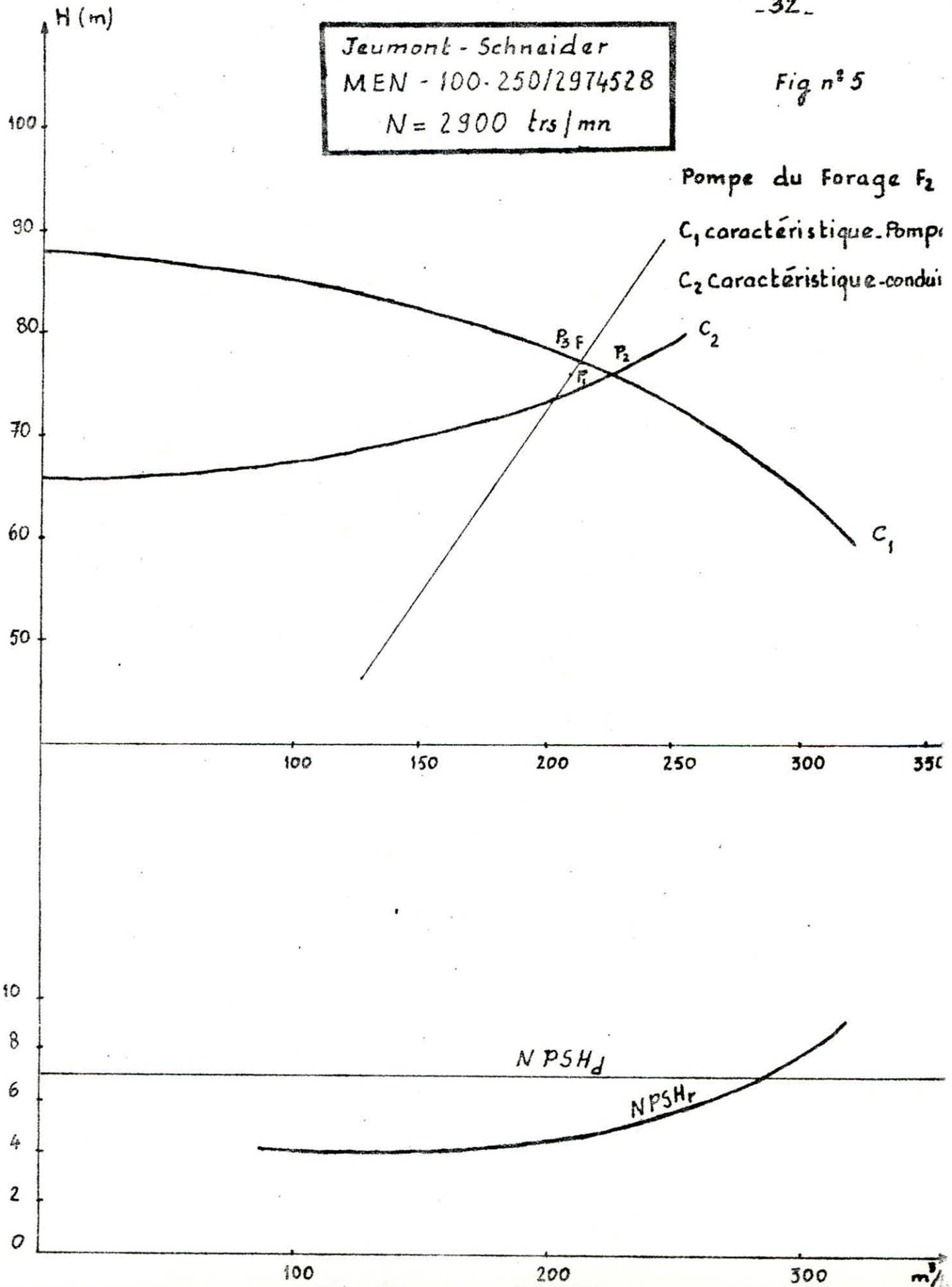
$N.P.S.H._d$: charges nette d'aspiration disponible.

$$N.P.S.H._d = \frac{P_o}{\bar{w}} - (H_a + J_a + h_v) .$$

$\frac{P_o}{\bar{w}}$: Pression en metre colonne d'eau au plan d'aspiration.

Jeumont - Schneider
MEN - 100-250/2974528
N = 2900 trs/mn

Fig n° 5



Ha : Hauteur d'aspiration.

Ja : Perte de charge à l'aspiration.

hv : Tension de vapeur.

Donc la N.P.S.H.d. s'identifie à la caractéristique de la conduite d'aspiration.

N.P.S.H.r : Charge nette d'aspiration requise.

$$N.P.S.H.r = \frac{P_1'}{\rho g} - h_v$$

$\frac{P_1'}{\rho g}$:: Pression absolue à l'entrée de la bride d'aspiration.

La N.P.S.H.r est une courbe expérimentale donnée par le constructeur.

La cavitation n'apparaît pas lorsque le point de fonctionnement de la pompe se situe à gauche de l'intersection des courbes N.P.S.H.r et N.P.S.H.d.

Choix de la pompe pour le forage F 2 :

$$Q = 58 \text{ l/s} = 208,8 \text{ m}^3/.$$

$$H_{mt} = 76,25 \text{ m.}$$

Du catalogue Jeumont Schneider, on a choisi une pompe à axe vertical.

Serie : MEN. 100 - 250/ 5974528.

$$N = 2900 \text{ tr/mm.}$$

Diamètre de la roue ϕ 256 mm.

Rendement max. 77,00%.

Le point de fonctionnement P² donné par l'intersection des caractéristiques de la pompe et de la conduite est décalé du point P¹ désiré. (voir figure N°5)

Pour ce cas, nous étudierons les différents cas de rapprochement de ce point.

I°) Variante :

Accepter le point de fonctionnement P² tel qu'il est. Le débit à relever sera supérieur à celui désiré et la durée de pompage sera réduite.

Pour le point P², on a :

$$Q = 227 \text{ m}^3/\text{h.}$$

$$H = 76,25 \text{ m.}$$

Q_r, pour le point P₁ désiré :

$$Q = 208,80 \text{ m}^3/\text{h.}$$

$$H = 76,25 \text{ m.}$$

Le volume d'eau entrant dans le réservoir pendant 24 h. est :

$$V = 208,80 \times 24 = 5011,20 \text{ m}^3.$$

Le temps de pompage se réduit de :

$$T = \frac{V}{Q} = \frac{5011,20}{227} = 22$$

$$T = 22 \text{ h.}$$

Dans ces conditions la puissance absorbée sera.

$$P = \rho g \cdot Q \cdot \frac{H}{\eta} = 9,81 \times \frac{227}{3600} \cdot \frac{76,25}{0,765} = 61,65$$

La puissance $P = 61,65 \text{ Kw}$.

Dans ce cas la durée de pompage est réduite, ce qui représente une augmentation de l'énergie.

2ème variante

Elle consiste à placer une vanne sur le refoulement de telle sorte à créer une perte de charge (singulière).

$$H_1 - H_2 = 77,75 - 76,25 = 1,50$$

$$H_1 - H_2 = 1,50 \text{ m.}$$

La puissance sera :

$$P = \frac{\rho g \cdot Q \cdot H}{\eta} = 9,81 \cdot \frac{208,80 \cdot 77,75}{3600 \cdot 0,76} = 58,21$$

$$P = 58,21 \text{ Kw.}$$

3ème variante

On rogne la roue de façon à faire passer la courbe QH par le point de fonctionnement désiré. A cet effet le rendement diminue d'autant que le rognage sera important.

Si on garde la même vitesse de rotation N .

$$\frac{Q}{q} = \frac{H}{h} = \frac{D^2}{d^2}$$

En posant $d = mD$.

ϕ : Diamètre de la roue initiale = 256 mm.

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

Q et H étant les coordonnées du point F .

$$Q = 211,50 \text{ m}^3/\text{h.}$$

$$H = 77,50 \text{ m.}$$

D'où m sera égal :

$$m = \left(\frac{q}{Q} \right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{h}{H} \right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{208,80}{211,50} \right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{76,25}{77,50} \right)^{\frac{1}{2}} = 0,9919$$

$$m = 0,9919 = 99,19\%$$

Le pourcentage de rognage sera :

$$1 - m = 1 - 99,19\% = 0,0081.$$

La puissance absorbée sera alors :

-35-

$$P = \rho_g \cdot Q \cdot \frac{H}{\eta} = 9,81 \cdot \frac{211,50 \cdot 77,50}{3600 \cdot 0,762} = 58,617$$

$$P = 58,617 \text{ Kw.}$$

4^{ème} Variante .

Celle ci consiste a trouver une pompe homologue à celle déjà étudiée, mais dont le point de fonctionnement reste le même.

Les dimensions de la pompe resteront inchangées (largeur...), tandis que sa vitesse de rotation subira une modification.

Ayant la caractéristique initiale de la pompe.

H.m	87,50	86,50	86	85	84	83	80	79	78	77
Q.m ³ /h	0	50	80	100	120	150	190	200	210	220
e.%	-	-	56,5	59	62,5	68,5	75	75,9	76,2	76,7

H.m	75	73	70	65	60
Q.m ³ /h	240	250	270	300	320
e.%	77	76,6	74,8	73	70

$$N_1 = 2900 \text{ tr/mn}$$

$$\phi = 0,256 \text{ m.}$$

La caractéristique adimensionnelle valable pour la serie de pompe homologue.

En général pour qu'un problème de l'homologie soit déterminé il faut que soient données trois (3) valeurs des cinq (5) variables Q, D, H, N, et e

$$Q_+ = Q_i / ND^3$$

$$H_+ = H_i / N^2 D^2.$$

Q ⁺	0	2,854 10 ⁻⁴	5,709 10 ⁻⁴	6,851 10 ⁻⁴	8,564 10 ⁻⁴
H ⁺	1,587 10 ⁻⁴	1,569 10 ⁻⁴	1,54 10 ⁻⁴	1,52 10 ⁻⁴	1,506 10 ⁻⁴
e	-	-	59	62,5	68,5

Q ⁺	1,085 10 ⁻³	1,142 10 ⁻³	1,199 10 ⁻³	1,256 10 ⁻³	1,37 10 ⁻³
H ⁺	1,45 10 ⁻⁴	1,430 10 ⁻⁴	1,410 10 ⁻⁴	1,397 10 ⁻⁴	1,36 10 ⁻⁴
e	75	75,9	76,2	76,7	77

Q^+	$1,427 \cdot 10^{-3}$	$1,542 \cdot 10^{-3}$	$1,713 \cdot 10^{-3}$	$1,827 \cdot 10^{-3}$
H^+	$1,325 \cdot 10^{-4}$	$1,270 \cdot 10^{-4}$	$1,180 \cdot 10^{-4}$	$1,090 \cdot 10^{-4}$
$\eta\%$	76,60	74,80	73	70

Determination de la nouvelle vitesse de rotation.

$$N = Q / Q_+ D^3$$

$$N = \frac{1}{D} \left(\frac{H}{H_+} \right)^{\frac{1}{2}}$$

Q et H étant le débit et la hauteur désiré.

$$Q = 208,80 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H = 76,25 \text{ m.}$$

$$N = \frac{208,80}{3600 \cdot 0,256^3 \cdot Q_+} = \frac{3,4570}{Q_+}$$

$$N = \frac{34,1098}{H_+^{\frac{1}{2}}}$$

En substituant dans les expressions de N les valeurs concomittantes de Q^+ et H^+ on peut dresser le tableau ci-dessous.

Nouvelle caractéristique de la pompe.

En application des lois de la similitude :

$$H = \left(\frac{N}{N_1} \right)^2 \cdot H_1 \quad Q = \frac{N}{N_1} Q_1$$

Q m ³ /h	0	49,592	79,352	99,190	119,028	148,462
H.m	86,088	85,105	84,613	83,629	82,645	78,709
Q m ³ /h	198,38	208,299	218,218	238,055	247,975	267,814
H.m	77,726	76,742	75,758	73,790	71,823	68,870
Q m ³ /h	297,571	314,409				
H.m	63,951	59,032				

La vitesse variable pourra être obtenue :

- En intervalant entre la pompe et le moteur un variateur mécanique ou électromécanique.
- En agissant directement sur la vitesse du moteur en utilisant les propriétés du moteur à collecteur.

C O N C L U S I O N.

L'analyse des différentes variantes nous conduit à prendre en considération d'eux d'entre elles.

- Puisque le rognage est assez faible, on pourra adopter cette pompe. En outre la pompe est appelée à fonctionner pour un temps long, dans ce cas le rendement diminuera.

- Installation d'une pompe homologue accouplée à un moteur à vitesse variable. L'emploi d'une pompe homologue permet une utilisation plus rationnelle de l'énergie et offre en même temps la variation de la de rotation.

- D'après notre schéma (figure P32) on remarque que le point de fonctionnement se situe à gauche de l'intersection des courbes N.P.S.Hd et N.P.S.Hr . donc la cavitation ne fait pas son apparition.

Tableau de Calcul de La nouvelle vitesse de rotation.

Q m ³ /s.	H. m.	Q _t	H _t	N = f(Q _t)	N = f(H _t).
190.	80	1,0850 10 ³	1,4500 10 ⁴	3186, 75	2832, 66.
200.	79.	1,1420 10 ³	1,4300 10 ⁴	3027, 14.	2852, 40.
202.	78,80	1,1532 10 ³	1,4297. 10 ⁴	2997, 74.	2852, 70.
204.	78,60	1,1646. 10 ³	1,4260. 10 ⁴	2968, 40	2856, 40.
206.	78,40	1,1760 10 ³	1,4225. 10 ⁴	2939, 62.	2859, 95.
207.	78,30	1,1818. 10 ³	1,4206. 10 ⁴	2925, 19.	2861, 82.
208.	78,20	1,1875. 10 ³	1,4188. 10 ⁴	2911, 16.	2863, 64.
209	78,10	1,1932. 10 ³	1,4170 10 ⁴	2897, 25.	2865, 46.
210.	78,00	1,1991 10 ³	1,4160. 10 ⁴	2883, 23.	2866, 56.
210,10	77,90	1,1995 10 ³ .	1,4134 10 ⁴	2882, 03.	2869, 11.
210,20	77,80	1,2000 10 ³	1,4116. 10 ⁴	2880, 83.	2870, 93.
210,30	77,70	1,2006 10 ³ .	1,4097 10 ⁴	2879, 39.	2872, 87.
210,40	77,60	1,2012 10 ³	1,4079. 10 ⁴	2877, 88.	2874, 66.
210,50.	77,50	1,2026 10 ³ .	1,4061 10 ⁴	2876, 52	2876, 52.

La nouvelle vitesse de rotation: N₁ = 2876,52 k/m.

Détermination de la caractéristique de la pompe par la méthode Analytique

Prototype.

a - En utilisant l'équation de la courbe caractéristique.

$$H_{\max} - H = a Q^n$$

On repère dans le diagramme des pompes de type Jeumont Schneider N°100-250 de diamètre de la roue 0,256 m. et $N = 2900$ tr/min et $\eta_{\max} = 77\%$

Q m ³ /h	:	77	:	155	:	266
Hm.	:	86,20	:	82,30	:	71

En admettant que la puissance absorbée reste indépendamment des variations du rendement ϵ .

D'après le programme sur TI 59 N° IV (voir annexe).

On a :

$$H_{\max} = H + a Q^n$$

$$n = 2,411275$$

$$a = 8446,61550$$

$$H_{\max} = 86,7948 \text{ m.}$$

$$Q_{\max} = 0,147948 \text{ m}^3/\text{s} = 539,2187 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{\text{opt.}} = 0,09 \text{ m}^3/\text{s.}$$

Détermination de l'équation caractéristique de la pompe homologue.

D'après les formules de la similitude.

$$Q = \frac{N}{N_i} \cdot Q_i \quad Q = \frac{2876,52}{2900} \cdot Q_i$$

$$H = \left(\frac{N}{N_i} \right)^2 \cdot H_i \quad H = \left(\frac{2876,52}{2900} \right)^2 \cdot H_i$$

Q m ³ /h	:	76,3765	:	153,7450	:	263,8463
H.m	:	84,613	:	81,69	:	69,855

$$H_{\max} - H = a Q^n$$

$$n = 2,41097$$

$$a = 8468,3029$$

$$H_{\max} = 85,3953$$

$$Q_{\max} = 0,1485 \text{ m}^3/\text{s} = 534,898 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_{\text{opt.}} = 60,3598 \text{ m.}$$

$$Q_{\text{opt.}} = 0,08931 \text{ m}^3/\text{s} = 321,55 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$85,3953 - H = 8468,3029 Q^{2,41097}$$

du catalogue de la pompe initiale on tire :

$$N = 2900 \text{ Tr./min.}$$

$$D = 0,256 \text{ m.}$$

$$\bar{w} = \rho g.$$

Q (m ³ /h)	Q. (m ³ /s)	H	P _{abs.}	P _{abs} /w
77	0,021388	86	41	4,183673
155	0,043055	82,5	50	5,102040
266	0,073888	71	67,5	6,887755

$$H = H_g + 0,095 \frac{f}{D^5} \cdot L \cdot Q^2$$

$$H = a + b Q - c Q^2$$

à l'aide du programme sur TI 59 (voir annexe prog. N°V)

On a :

a = 85,74632	b = 98,00019	c = 4027,32402
a + = 0,00015	b + = 0,00865	c + = 17,29722
α = 3,54947	β = 23,32428	γ = 295,78805
α ++ = 0,0000013	β ++ = 0,00004231	γ ++ = 0,02611

$$ND^3 = 48,65$$

$$ND^2 = 551157,76$$

$$N^3 D^5 = 26815989,09$$

$$Q_{\text{emax}} + = 0,0014098$$

$$e_{\text{max.}} = 77,09\%$$

$$Q_{\text{emax}} = 0,06859 \text{ m}^3/\text{s}$$

Q m ³ /h	0	20	30	43,80	57,60	67,60	100	150	200
Hm.	87,75	86,17	86,28	86,34	86,28	86,17	85,36	82,83	78,76
e%	0	12,98	19,10	27,21	34,53	39,54	53,61	68,55	75,99

250	300	350
73,13	69,95	57,21
76,99	72,81	64,57

$$H_{\max} = 86,34 \text{ m}$$

$$Q_{\max} = 43,80 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_{\text{opt.}} = 60,19$$

$$Q_{\text{opt.}} = 333,88 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$N_{\text{sp}} = 40,87$$

Pompe homologue :

$$Q_{\text{desiré}} = 58 \text{ l/s} = 0,058 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_{\text{mt}} = 76,25 \text{ m.}$$

$a' = 88,93385$	$b' = 120,21790$	$e' = 5843,1850$
$\alpha' = 3,11345$	$\beta' = 24,19133$	$\gamma' = 362,84651$

$$N^1 = 3241,39 \text{ tr/min.} \quad D^1 = 0,233$$

$$N^2 D^3 = 41,14 \quad N^2 D^2 = 571646,42$$

$$N^3 D^5 = 23515521,87.$$

$Q \text{ m}^3/\text{h}$	0	20	30	37,08	44,07	54,07	74,07
Hm.	88,93	89,42	89,53	89,55	89,53	89,42	88,93
e%	0	15,24	22,34	27,11	31,64	37,74	48,60
QH	0	1788,4	2685,9	3319,6	3945,6	4834,94	6587,05

100	150	200	250	300	350
87,76	83,80	77,58	69,10	58,37	45,39
59,97	73,48	77,28	73,34	63,60	49,61
8876	12570,00	15516,00	17275,00	17511,00	15886,50

caractéristique de la pompe homologue. -42-

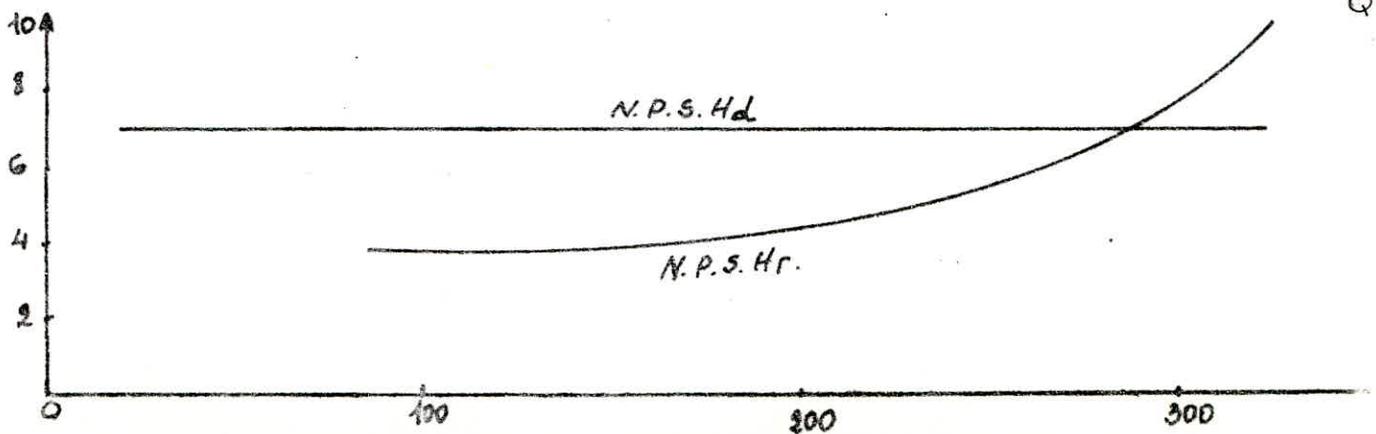
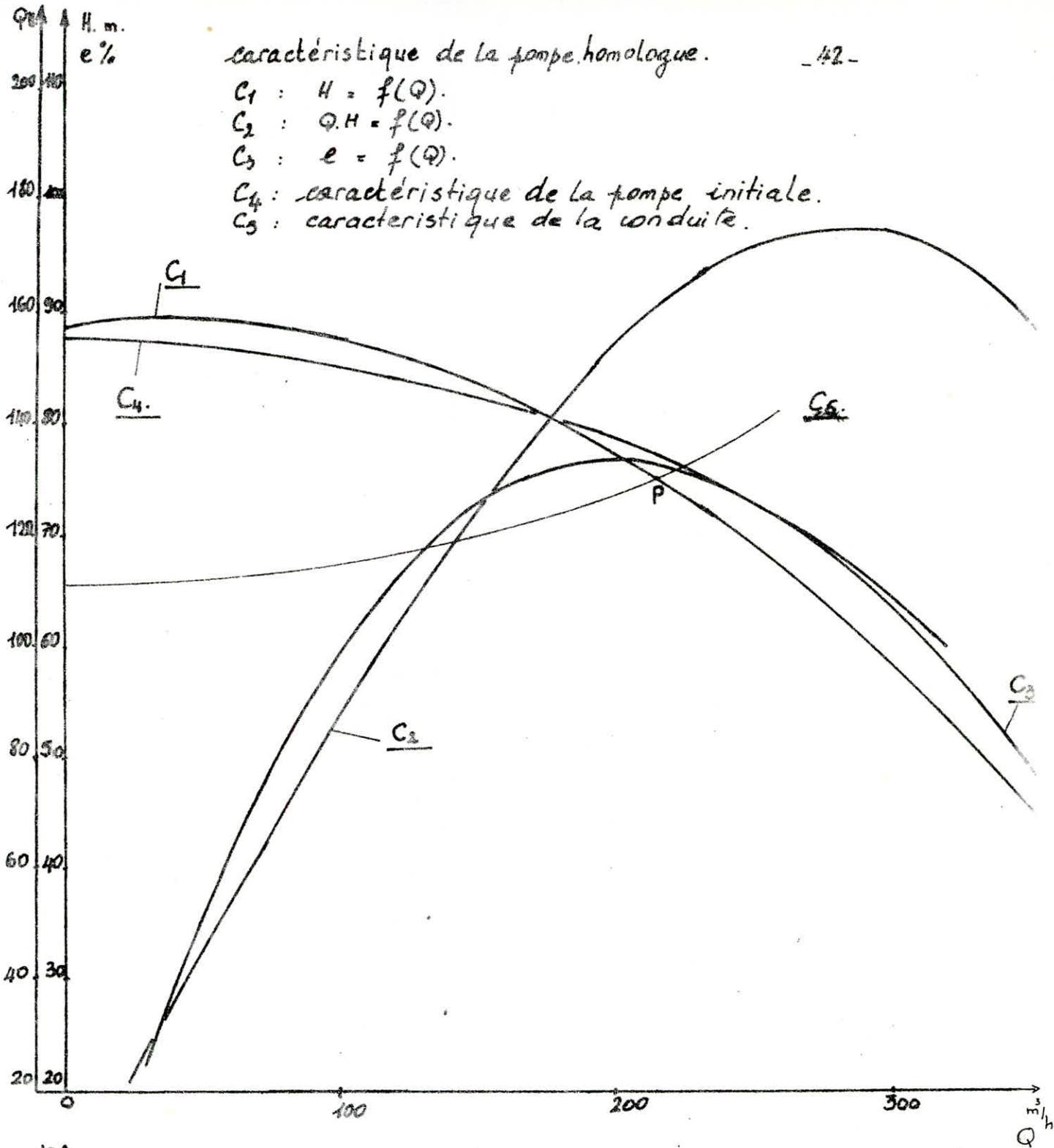
$C_1 : H = f(Q)$.

$C_2 : Q.H = f(Q)$.

$C_3 : e = f(Q)$.

C_4 : caractéristique de la pompe initiale.

C_5 : caractéristique de la conduite.



Automatisation.

Les conditions nécessaires à remplir pour le dispositif automatique adopté dans notre étude est :

- Arrêt de pompage lorsque le plan d'aspiration s'abaisse anormalement.
- L'arrêt de pompage lorsque le réservoir est plein.
- Reprise du pompage dès que le plan d'eau dans le réservoir s'abaisse.
- La réduction du personnel d'exploitation.

Liaison aspiration - moteur .

Pour permettre une aspiration normale et efficace (sans risque de cavitation,) l'installation d'un flotteur en liaison avec un interrupteur lui même raccordé au contacteur de protection du moteur s'avère nécessaire. Lorsque le niveau d'eau dans le réservoir atteint son maximum, le contacteur du moteur est déclenché, et le contraire s'observe lorsque le niveau d'eau s'abaisse.

Liaison moteur réservoir.

Cette liaison sera assurée par un interrupteur à flotteur sisposé à la partie haute du réservoir, il est relié par un cable enterré au contacteur du moteur qui l'enclenche pour un niveau d'eau inférieur et le déclenche pour un niveau d'eau supérieur.

A - Etude de variante de distribution.

Compte tenu du réservoir existant 200 m³ et celui projeté 1300 m³ on se propose une étude de variante de distribution.

a - Variante n° I.

Celle-ci consiste à relier le réservoir projeté 1300 m³ à celui du 200 m³ est d'alimenter la ville à partir du réservoir existant.

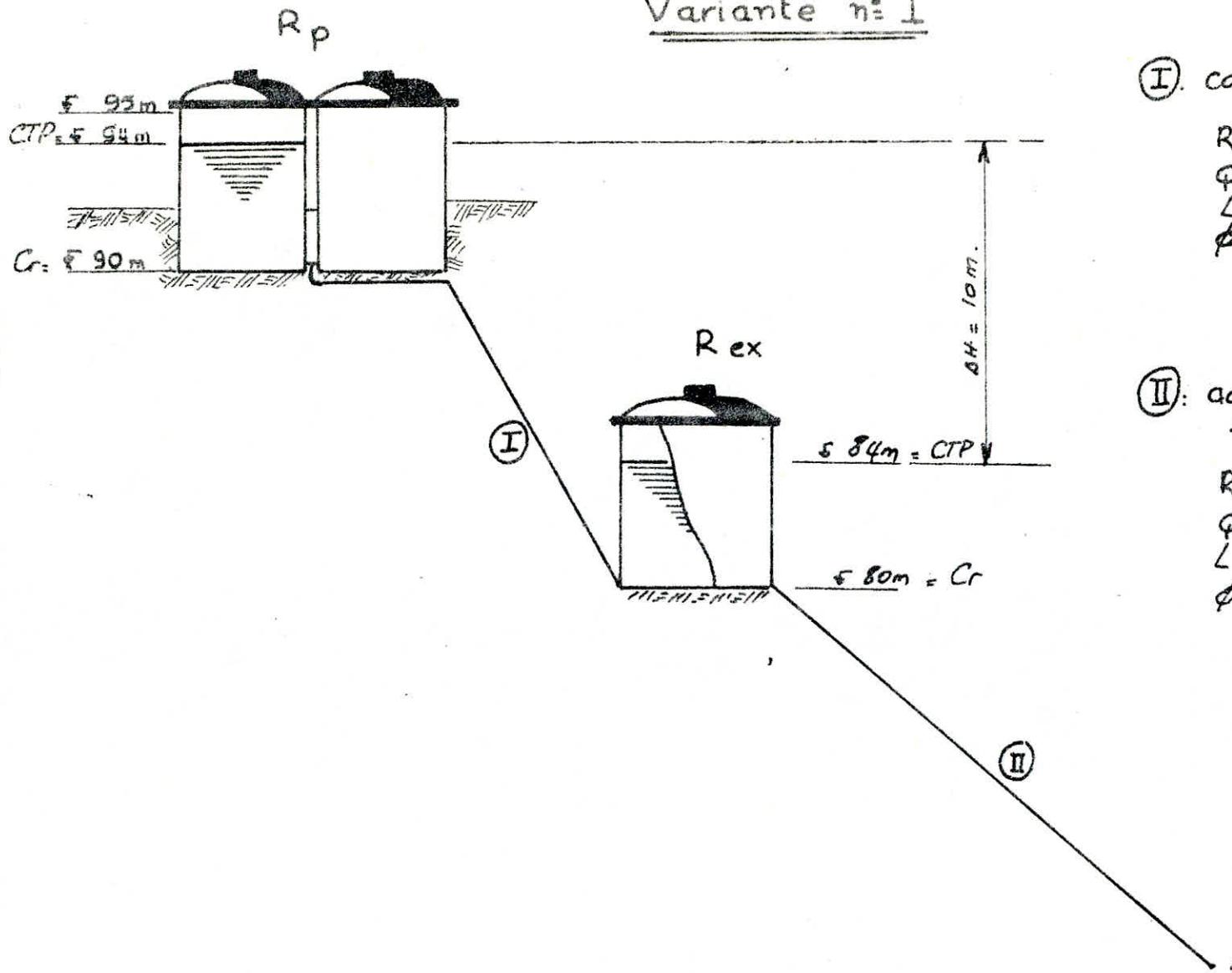
b - Variante n° II.

A partir du réservoir déjà existant, on alimentera une zone d'une part (zone II) et celui projeté, une autre zone d'autre part (zoneI).

N O T A :

A partir de ses deux variantes, on dégagera une variante optimale qui assurera une distribution d'eau pour la ville : $P \min < P < P \max$.

Variante n° I



①. conduite reliant les deux Résé.

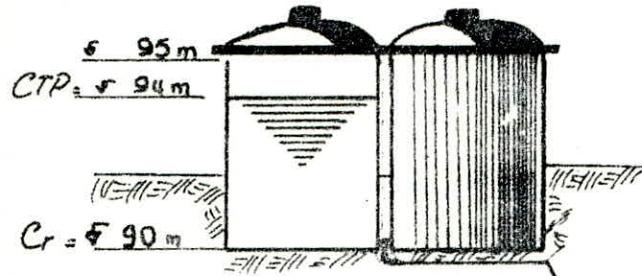
Reservoir projeté $V = 1300 \text{ m}^3$
 $Q = 114,85 \text{ l/s}$
 $L = 160 \text{ m}$
 $\phi = 250 \text{ mm}$

②: adduction alimentant l'agglomération.

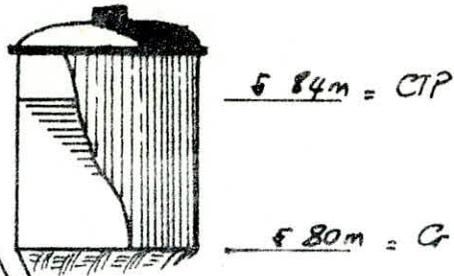
Reservoir existant $V = 200 \text{ m}^3$
 $Q = 164,85 \text{ l/s}$
 $L = 150 \text{ m}$
 $\phi = 450 \text{ mm}$

Variante n:II

R_p



R_{ex.}



① adduction allant vers zone I

Réservoir projeté $V = 1300 \text{ m}^3$

$Q = 114,85 \text{ l/s}$

$L = 310 \text{ m}$

$\phi = 400 \text{ mm}$

② adduction allant vers zone II

Réservoir existant $V = 200 \text{ m}^3$

$Q = 50 \text{ l/s}$

$\phi = 250 \text{ mm}$

$L = 990 \text{ m}$

①

②

Vers zone II

B - Dimensionnement de la conduite d'amenée. Variante I

a - Réservoir projeté - Réservoir existant . (voir schéma).

ΔH : perte de charge due au tronçon reliant les 2 réservoirs

$$\Delta H = 10 \text{ m} \quad L = 160 \text{ m} \quad Q = 114,85 \text{ l/s}$$

$$\Delta H = J \cdot L = 1,15 \cdot J \cdot L = 1,15 L \cdot \frac{f}{D_h} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

$$\Delta H = 1,15 \cdot L \cdot \frac{f}{D_h} \cdot \frac{Q^2}{2g \cdot A^2} = 1,15 L \cdot \frac{f}{D_h} \cdot \frac{Q^2}{2g \cdot A^4}$$

$$\Delta H = 1,15 \cdot L \cdot 0,0828 \cdot \frac{f}{D_h^5} Q^2$$

$$\Delta H = 15,2352 \frac{f}{D_h^5} Q^2 = 0,201 \frac{f}{D_h^5}$$

$$\frac{f}{D_h^5} = \frac{\Delta H}{0,201} = \frac{(1,14 - 0,86 \ln \epsilon/D_h)^{-2}}{D_h^5} = 49,76$$

Pour un $D_h = 225 \text{ mm} \longrightarrow f(D_h) = 0,9646$.

$D_h = 230 \text{ mm} \longrightarrow f(D_h) = 1,083$.

On prend un diamètre normalisé $\phi = 250 \text{ mm}$.

Dans ce cas la vitesse $v = Q/A = 2,34 \text{ m/s}$.

Vérification du régime.

$$\epsilon/D_h = \frac{1}{250} = 4 \cdot 10^{-3}$$

$$R = \frac{vD}{\nu} = \frac{2,34 \cdot 0,25}{10^{-6}} = 0,585 \cdot 10^6 \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{régime turbulent rugueux.} \\ \text{(diagramme de MOODY)} \end{array} \right.$$

b - Réservoir existant-point n° I.

$$Q = 0,16485 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 150 \text{ m.}$$

$$\epsilon = 1 \text{ mm.}$$

$$\nu = 10^{-6}$$

On propose une vitesse de 1 m/s .

$$D = \left(\frac{4Q}{\pi v} \right)^{\frac{1}{2}} = 450 \text{ mm.}$$

$$V = \frac{4 Q}{D^2 \pi} = 1,03 \text{ m/s}$$

$$\mathcal{E}/D_h = 2,22 \cdot 10^{-3}$$

$$R = \frac{VD}{\sqrt{j}} = 0,46535 \cdot 10^{+6} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Régime turbulent rugueux (Diagramme de MOODY)} \\ \text{classique} \end{array} \right.$$

$$\text{Methode classique : } f = (1,14 - 0,86 \mathcal{E}/D_h)^{-2} = 0,024460$$

$$j = \frac{0,02446 \cdot 1,03^2}{2 \cdot 9,81 \cdot 0,45} = 2,9391 \cdot 10^{-3}$$

$$\Delta H_t = J \cdot L_e = 2,9382 \cdot 10^{-3} \cdot 1,15 \cdot 150 = 0,506 \text{ m.}$$

Methode graphique :

$$D_o = 1,539. \quad \Lambda = D/D_o = 0,292397 \text{ avec } h/D = 1$$

$$Q/\sqrt{J} = (0,292397)^{2,5} \cdot (15,96 - 8,681 \ln \frac{0,001}{0,292397}) = 3,0166.$$

$$J = 2,9862 \cdot 10^{-3}.$$

C - Variante n° II.

a - Dimensionnement de la conduite d'amené zone I.

Réservoir projeté - point I.

$$L = 310 \text{ m.}$$

$$\mathcal{E} = 1 \text{ mm.}$$

$$Q = 0,11485 \text{ m}^3/\text{s.}$$

On propose une vitesse de 1m/s .

$$D = \left(\frac{4 Q}{\pi V} \right)^{\frac{1}{2}} = 400 \text{ mm.}$$

$$V_r = \frac{4Q}{\pi D^2} = 0,913 \text{ m/s.}$$

$$\frac{\mathcal{E}}{D_h} = 2,5 \cdot 10^{-3}$$

$$R = \frac{VD}{\sqrt{j}} = \frac{0,913 \cdot 0,4}{10^{-6}} = 365200 \longrightarrow \text{régime turbulent rugueux.}$$

a-I Methode classique:

$$f = (1,14 - 0,86 \ln \mathcal{E}/D_h)^{-2} = 0,025254$$

$$J = \frac{f}{2g} \cdot \frac{V^2}{D_h} = 2,682 \cdot 10^{-3}$$

$$\Delta H_t = J L_e = 2,682 \cdot 10^{-3} \cdot 1,15 \cdot 310 = 0,956 \text{ m.}$$

a - 2 - Par la théorie de la longueur fluidodynamique

$$D_0 = 1,539. \lambda = \frac{D}{D_0} = 0,25990$$

$$Q/\sqrt{J} = \lambda^{2,5} (15,96 - 8,681 \ln \epsilon/\lambda) = 2,118 \longrightarrow J = 2,696 \cdot 10^{-3}$$

$$J = 2,696 \cdot 10^{-3} \text{ vérifie !}$$

b - Dimensionnement de la conduite d'amenée zone II

Réservoir existant - point n° I

$$L = 990 \text{ m.}$$

$$\epsilon = 1 \text{ mm.}$$

$$Q = 0,05 \text{ m}^3/\text{s.}$$

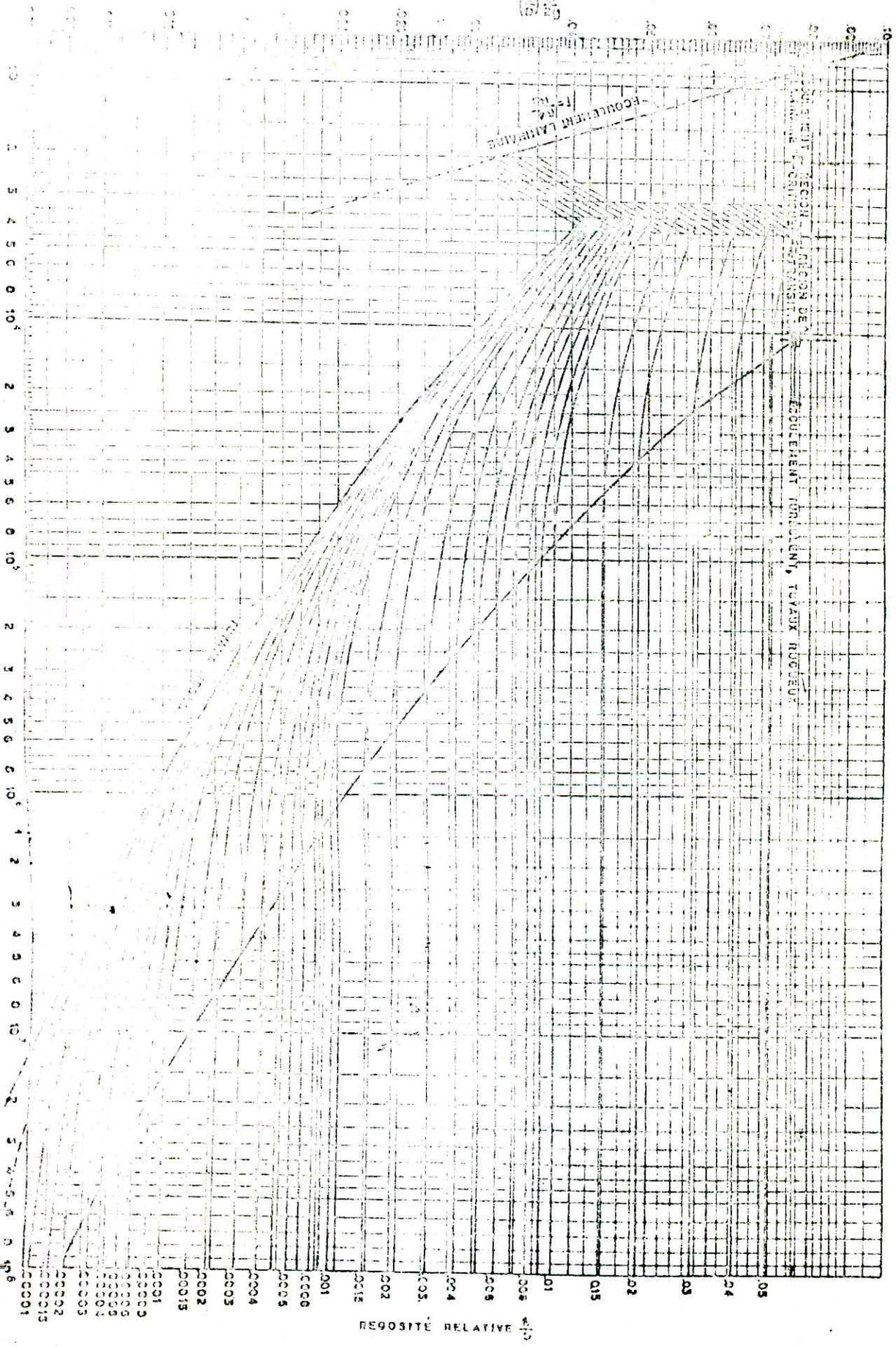
Par un calcul analogue au 1er cas :

$$D = 250 \text{ mm.}$$

$$V_r = 1,018 \text{ m/s.}$$

$$\Delta H_t = 6,937 \text{ m.}$$

REQUISITE DE RESISTANCE A...



Pour déterminer R_0 , voir lesques 43 et 45, pour déterminer $\frac{E}{D}$, voir le table 41 et lesques 42.

46 - Diagramme de Moody

271-B

D - Détermination de débit aux noeuds.

La ville de Tadmait présente d'une façon générale une densité homogène de la population.

Le réseau schématique des canalisations a été tracée en fonction des structures d'habitats, et en tenant compte de l'extention future de la ville.

Nous avons adopté dans le perimetre de la ville un certain nombre de contours fermés constituant des grands mailles et à l'intérieur desquels peuvent être connectés des conduites secondaires. Les habitations isolées seront alimentées à partir des noeuds n° 3,6,16 (voir panaches n° I et II)

Ayant la densité, le nombre d'habitant et la consommation spécifique, nous deduisons le débit de pointe en chaque noeud.

Consommation spécifique : q.

$$q = \frac{Q \text{ moy. jour}}{N} \quad (l/j/Hab)$$

La densité d : $d = N/S \quad Hab/Ha.$

La population probable dans la zone desservie par le noeud.

$$N_i = S_i \times d$$

où S_i : surface de la zone desservie.

Le débit en noeud sera

$$Q_i = N_i \cdot K_p \cdot q.$$

a - Variante n° I.

Consommation spécifique.

$$q = \frac{Q \text{ moy/jour}}{N} = 271,09 \text{ l/j/Hab.}$$

Densité d = $N/S = 494 \text{ Hab/Ha.}$

b - Variante n° II.

Zne	D Hab/Ha.	Si Ha	Nbre Hab.	Conso. Spécif. l/j/Hab.	Conso. Moyenne. m3/j	Kp	debit de pte	
							m3/j	l/s
II	494	14,66	7240	271,09	1962,69	2,2	4317,92	50
I	494	33,69	16642	271,09	4511,48	2,2	9925,26	114,85

CALCUL DU DEBIT SOUTIRE DE LA 1^{re} VARIANTE - 52 -

N° DES NOEUDS	N° DES MAILLES	SURFACES DES ZONES (Ha)	CONSUMMATION SPECIFIQUE [R _J /ha]	DENSITE (hab/ha)	POPULATION dans la ZONE	CONSUMMATION PAR NOEUD [l/s]	COEFF. DE POINTE	DEBITS SOUTIRES (l/s)	DEBITS SOUTIRES CORRIGES
1	II	1,79	271,09	494,00	884	2,77	2,2	6,09	6,10
2	I II	2,67	—	—	1319	4,13	—	9,08	9,10
3	I	2,40	—	—	1186	3,74	—	8,22	8,22
4	I	2,60	—	—	1284	4,04	—	8,88	8,90
5	I	0,50	—	—	246	0,77	—	1,69	1,70
6	I II	0,90	—	—	445	1,39	—	3,05	3,05
7	II IV	2,33	—	—	1151	3,61	—	7,94	7,95
8	IV	4,17	—	—	2060	6,46	—	14,21	14,22
9	III IV V	2,40	—	—	1186	3,74	—	8,22	8,22
10	II III IV	3,00	—	—	1482	4,64	—	10,20	10,20
11	III	2,60	—	—	1284	4,04	—	8,88	8,90
12	IV V	2,80	—	—	1383	4,33	—	9,52	9,52
13	V	1,93	—	—	953	2,99	—	6,57	6,58
14	V VI	3,00	—	—	1482	4,64	—	10,20	10,20
15	V VI	2,00	—	—	988	3,09	—	6,79	6,80
16	VI VII	3,50	—	—	1729	5,42	—	11,92	11,92
17	VII	2,50	—	—	1235	3,87	—	8,51	8,51
18	VII	3,75	—	—	1852	5,83	—	12,82	12,82
19	VI VII	3,51	—	—	1733	5,43	—	11,94	11,94

$\Sigma = 48,35$ ha

$\Sigma = 23882$

$\Sigma = 164,85$ l/s

N° DES NOEUDS	N° DES MAILLES	SURFACES DES ZONES (Ha)	CONSUMMATION SPECIFIQUE (P _{ij} /ha)	DENSITE (hab/ha)	POPULATION dans la ZONE	CONSUMMATION PAR NOEUD P _{ij}	COEFF. DE POINTE	DEBITS SOUTIRES (Q _i)	DEBITS SOUTIRES CORRIGES
1	II	1,79	271,09	494,00	884	2,77	2,2	6,09	6,10
2	I II	2,67	—	—	1319	4,13	—	9,08	9,10
3	I	2,40	—	—	1186	3,74	—	8,22	8,22
4	I	2,60	—	—	1284	4,04	—	8,88	8,90
5	I	0,50	—	—	246	0,77	—	1,69	1,70
6	I II	0,90	—	—	445	1,39	—	3,05	3,05
7	II IV	2,33	—	—	1151	3,61	—	7,94	7,94
8	IV	4,17	—	—	2060	6,46	—	14,21	14,21
9	III IV V	2,40	—	—	1186	3,74	—	8,22	8,22
10	II III IV	3,00	—	—	1482	4,64	—	10,20	10,20
11	IV	2,60	—	—	1284	4,04	—	8,88	8,88
12	IV V	2,80	—	—	1383	4,33	—	9,52	9,52
13	V	1,93	—	—	953	2,99	—	6,57	6,58
14	V	2,40	—	—	1185	3,72	—	8,18	8,18
15	V	1,20	—	—	594	1,86	—	4,07	4,07
		Σ=33,69			Σ=16642				Σ=114,85
1	I	0,60	—	—	296	0,93	—	2,04	2,06
2	I	0,80	—	—	395	1,24	—	2,73	2,75
3	I II	3,51	—	—	1733	5,43	—	11,94	11,94
4	II	3,75	—	—	1852	5,83	—	12,82	12,82
5	II	2,50	—	—	1235	3,87	—	8,51	8,51
6	I II	3,50	—	—	1729	5,42	—	11,92	11,92

Σ=14,66

Σ=7740

Σ=50 l/a

E - Calcul du Réseau de Distribution.

Le calcul du réseau maillé est effectué par approximation suivant la méthode de HARDY_CROSS qui repose sur deux lois .

1ère loi : loi de Kirshoff.

En chaque noeud du réseau, la somme des débits rentrant est égale à la somme des débits sortants.

2ème loi :

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

a - Méthode de HARDY CROSS.

a-1 Principe de calcul .

Dans chaque maille on effectue répartition des débits et on choisi un sens d'écoulement de manière à satisfaire la première loi et à calculer la perte de charge dans chaque tronçon de la maille.

La deuxième loi se traduit par :

$$\sum \Delta H_i = \sum r_i \cdot Q_i^2$$

ΔH_i : Perte de charge le long du tronçon.

r_i : Résistance de la conduite.

Q_i : Débit véhiculé par la conduite.

Cette égalité n'est pas vérifiée du premier coup, il faut donc corriger la répartition des débits jusqu'à satisfaire cette loi.

a-2 Calcul des Débits Correctifs

$$Q_i = \frac{\sum r_i \cdot Q_i^2}{2 \sum r_i \cdot Q_i}$$

Q_i : débit correctif.

r_i : résistance de la conduite.

$r = Jq \cdot Le$.

Jq : gradient de perte de charge débitaires.

Le : Longueur équivalente $Le = 1,15 \cdot L$.

f : Coefficient de frottement.

D : diamètre de la conduite.

Les corrections apportées pour chaque maille sont effectuées à partir des débits correctifs de la maille propre et du débit correctif de la maille adjacente affecté du signe moins (-) .

Sur chaque tronçon on effectue la somme algébrique de $Q_i + Q_i$ pour obtenir un débit $Q_i + 1$.

Les approximations seront effectuées jusqu'à ce que les valeurs de Q_i soient proches de zéro, et la somme algébrique des pertes de charges sur un contour quelconque fermé soit inférieur à 0,5 m.

Nota .

Les calculs seront fait sur TI 59, le programme du réseau maillé est représenté à l'annexe . PROG N° I .

Les plans du réseau de distribution sont représentés sur les planches I et II

Les plans d'équipements du réseau de distribution sont représentés sur les planches III et IV .

Variante N° I

N° de la maille adjacente	Caractéristiques de la conduite			debit Q ₀ (l/s)	1 ^{re} approximation			1 ^{re} correction			Nouveaux debits. l/s.	
	trons. m.	φ mm.	Le. m.		J ₀	r Q ₀ ²	r Q ₀	CPM	CMA.	total.		
	2-3	150	207	18,65	0,0127	2,6422	141,676	-0,00122			17,43	
	3-4	100	161	10,43	0,0345	5,5565	532,751	-0,00122			9,21	
	4-5	60	276	1,53	0,03075	8,4958	5546,275	-0,00122			0,31	
	5-6	60	161	-0,17	0,00043	-6,94610	409,59	-0,00122			-1,39	
II	6-2	200	69	-27,0	0,0058	-0,4020	14,890	-0,00122	+0,00269	0,00147	-25,53	
					10,2131		6644,19					
					ΔQ ₀ = -0,00122							
	1-2	300	184	54,75	0,0028	0,5163	9,43	-0,00269			52,06	
I	2-6	200	69	27,00	0,0058	0,40204	14,99	-0,00269	0,00122	-0,00147	25,53	
	6-7	200	322	23,78	0,0045	1,4589	61,3469	-0,00269			21,09	
IV	7-10	100	225,4	4,00	0,0052	1,1651	291,296	-0,00269			1,078	
	10-1	350	322	-104,00	0,0044	-1,4362	13,909	-0,00269			-106,69	
					2,1064		390,76					
					ΔQ ₀ = -0,00269							
	10-11	200	195,5	-32,90	0,0095	-1,6758	51,0934	0,00107			-31,73	
	11-12	200	256,5	-23,90	0,0046	-1,6313	69,2558	0,00107			-22,83	
V	12-9	200	195,5	3,000	0,0072	1,4038	46,7953	0,00107	0,00283	0,00039	33,90	
IV	9-10	300	379,5	65,00	0,0039	1,4963	23,0208	0,00107	-0,000232	0,000838	65,838	
					-0,4069		189,165					
					ΔQ ₀ = 0,00107							
II	10-7	100	225,5	-4,0	0,0052	-1,1652	291,296	0,00232	0,00269	0,002922	-1,078	
	7-8	100	414,0	11,83	0,0443	18,3562	1551,66	0,00232			12,062	
	8-9	60	276,0	-2,39	0,0745	-20,5603	9602,67	0,00232			-2,158	
III	9-10	300	379,5	-65,00	0,0039	-1,4963	23,0208	0,00232	-0,00107	-0,000838	-65,838	
					-4,8658		10469,649					
					ΔQ ₀ = 0,00232							
	9-13	200	322	24,39	0,00476	1,5338	62,8995	-0,00283			21,56	
	13-14	150	305,9	17,81	0,01164	3,5632	200,072	-0,00283			14,98	
V	14-15	100	294,5	4,00	0,0052	1,5223	390,585	-0,00283	-0,00472	-0,00755	-3,55	
	15-12	200	73,6	-44,38	0,0156	-1,1506	25,9264	-0,00283			-47,21	
III	12-9	200	195,5	-30,0	0,0072	-1,4038	46,7953	-0,00283	-0,00107	-0,00039	-33,9	
					4,065		716,269					
					ΔQ ₀ = -0,00283							
VII	14-19	100	209,3	3,61	0,0042	0,9939	244,959	0,00472			8,33	
	19-16	100	207	-13,00	0,0535	-11,073	851,7714	0,00472	0,00144	0,00616	-6,84	
	16-15	200	209,3	-41,58	0,0137	-2,8743	69,1276	0,00472			-36,86	
II	15-14	100	294,5	-4,00	0,0052	-1,5223	390,585	0,00472	0,00283	0,00755	3,55	
					-14,5857		1546,54					
					ΔQ ₀ = 0,00472							
	19-18	100	287,5	4,63	0,0063	1,9833	428,344	0,00144			3,19	
	18-17	100	207,0	-8,15	0,00263	-4,3762	536,9441	-0,00144			-9,59	
	17-16	150	287,5	-16,66	0,01034	-2,9379	176,044	-0,00144			-18,1	
VI	16-19	100	207,0	13,00	0,0530	11,0730	851,7714	-0,00144	-0,00472	0,00616	6,84	
					5,4765		1993,198					
					ΔQ ₀ = -0,00144							

No. of obs. in sample	debits lbs.	2 nd approximation			2 nd correction			Newborn debits lbs.	3 rd approximation			3 rd correction			Newborn debits lbs.
		J ₁	rQ ₁ ²	rQ ₁	EPH	CMA	total		J ₂	rQ ₂ ²	rQ ₂	EPH	CMA	total	
I	17,43	0,01116	2,3102	132,542	-0,00032			17,11	0,01075	2,2268	130,144	0,00026			17,136
	9,21	0,0269	4,3394	471,160	-0,00032			8,89	0,02512	4,049	455,10	0,00026			8,916
	0,31	0,0013	0,3732	1203,455	-0,00032			-0,01	0,000003	-0,00085	85,102	0,000026			0,016
	-1,39	0,0254	-4,0935	2445,033	-0,00032			-1,71	0,0393	-6,1705	36,0853	0,000026			-1,684
	-25,53	0,0052	-0,3598	14,094	-0,00032	+0,00158	0,00126	-24,27	0,00477	-0,3254	13,4113	0,000026	0,000064	0,000026	-23,554
		3,0857	4776,216						-0,2251	4292,196					
		$\Delta Q_1 = -0,00032$								$\Delta Q_2 = +0,00026$					
II	52,06	0,0026	0,4672	87459	-0,00158			50,48	0,0023	0,4366	877089	-0,00069			49,79
	25,53	0,0052	0,3649	14,094	-0,00158	+0,00032	-0,00126	24,27	0,0047	0,3254	13,4113	-0,00069	-0,000026	-0,000716	23,864
	21,09	0,0036	1,1503	54,744	-0,00158			19,51	0,0031	0,9861	50,6473	-0,00069			18,92
	1,078	0,0004	0,0906	84,1039	-0,00158	+0,000035	-0,001545	-0,467	0,000083	-0,0197	40,070	-0,00069	0,000009	-0,000026	-1,149
	-106,64	0,0046	-1,5109	14,1621	-0,00158			-108,27	0,0049	-1,556	14,3689	-0,00069			-109,96
		0,1557	175,83						0,1769	127,1067					
		$\Delta Q_1 = -0,00158$								$\Delta Q_2 = -0,00069$					
III	-31,73	0,0081	-1,5691	49,451	-0,00069			-32,72	0,0093	-1,637	50,5102	0,000104			-32,316
	-22,83	0,0042	-1,4899	65,2899	-0,00069			-23,52	0,0044	-1,5803	67,1919	0,000104			-23,416
	+33,9	0,0092	1,7893	52,7819	-0,00069	-0,000738	-0,001129	32,772	0,0085	1,6730	51,0505	0,000104	0,000112	0,000226	32,998
	65,859	0,0041	1,5347	23,3127	-0,00069	0,000035	0,000655	65,183	0,0039	1,5047	23,0745	0,000104	0,000038	0,000112	65,295
			0,2652	190,805						-0,04014	191,837				
		$\Delta Q_1 = -0,00069$								$\Delta Q_2 = +0,000104$					
IV	-1,078	0,0004	-0,0906	84,1078	-0,00035	+0,00159	0,001545	+0,467	0,00008	0,0197	40,0702	-0,000089	+0,000069	0,000026	1,149
	12,062	0,0461	19,0794	1581,78	-0,00035			12,027	0,0458	18,9694	1577,24	-0,000089			12,019
	-2,159	0,0610	-7,67953	7778,249	-0,00035			-2,193	0,0628	-7,3304	7802,60	-0,000089			-2,201
	-65,183	0,0041	-1,5347	23,3127	-0,00035	0,000069	0,000655	-65,183	0,0039	-1,5047	23,0746	0,000089	-0,000069	-0,000112	-65,295
			0,6645	9467,42						0,11530	9542,99				
		$\Delta Q_1 = -0,00035$								$\Delta Q_2 = -0,000089$					
V	21,56	0,0037	1,2015	55,7325	0,000439			21,998	0,0038	1,2503	56,8403	-0,000122			21,876
	14,98	0,0092	2,5280	168,7601	0,000439			15,418	0,0097	2,6767	173,6066	-0,000122			15,296
	-3,55	0,0041	-1,2034	339,989	0,000439	0,00017	0,000608	-2,942	0,0098	-0,8319	282,764	-0,000122	-0,000069	-0,000912	-3,754
	-47,21	0,0176	-1,3012	27,5616	0,000439			-46,772	0,0173	-1,2773	27,3086	-0,000122			-46,894
	-33,9	0,0092	-1,7893	52,7819	0,000439	0,000069	0,001129	-32,772	0,0095	-1,6730	51,0505	-0,000122	-0,000104	0,000226	-32,998
		-0,5644	643,8242						0,11449	591,569					
		$\Delta Q_1 = 0,000439$								$\Delta Q_2 = -0,000122$					
VI	8,53	0,0220	4,6210	554,752	-0,00017			8,16	0,0211	4,4357	543,594	0,00069			8,85
	-6,84	0,0149	-3,0912	451,93	-0,00017	-0,00173	-0,0019	-8,74	0,0243	-5,0278	575,270	0,00069	0,000104	0,000794	-7,946
	36,86	0,0109	-2,2621	61,3719	-0,00017			-37,03	0,0109	-2,2829	61,6511	0,00069			-36,34
	3,55	0,0041	1,2034	339,989	-0,00017	-0,000439	-0,000608	+2,942	0,0028	0,8319	282,7649	0,00069	0,000122	0,000812	3,754
			0,14711	1407,04						-3043	1463,28				
		$\Delta Q_1 = -0,00017$								$\Delta Q_2 = 0,00069$					
VII	3,19	0,0033	0,4520	299,435	0,00173			4,92	0,0077	2,2363	454,524	0,000104			4,816
	-9,53	0,0292	-6,0459	630,444	0,00173			-7,86	0,0196	-4,0726	518,146	-0,000104			-7,964
	-16,1	0,0120	-3,458	191,053	0,00173			-16,37	0,0098	-2,8330	173,064	-0,000104			-16,474
	6,84	0,0149	3,0912	451,930	0,00173	0,00017	0,0019	8,74	0,0243	5,0278	575,270	0,000104	-0,000069	0,000794	7,946
			-5,4608	1571,86						0,13584	1721,015				
		$\Delta Q_1 = +0,00173$								$\Delta Q_2 = -0,000104$					

N° Noie	N° Noie adj	débit L/s	4 ^e approximation			4 ^e correction			Nouveaux débits L/s	5 ^e approximation			5 ^e correction			Nouveaux débit L/s
			J ₃	rQ ₃ ²	rQ ₃	CPM	CMA	total		J ₄	rQ ₄ ²	rQ ₄	CPM	CMA	total	
I	I	17,136	0,01078	2,2335	130,341	-0,00000			17,135	0,010788	2,2333	130,3337	-0,0000001			17,134
		8,916	0,02527	4,0685	456,317	-0,000001			8,915	0,025265	4,0676	456,2674	-0,0000001			8,914
		0,016	0,000006	0,00182	114,141	-0,000001			0,015	0,000006	0,00164	109,484	-0,0000001			0,015
	II	-1,684	0,03718	-5,9856	3564,62	-0,000001			-1,685	0,03722	-5,993	3556,698	-0,0000001			-1,685
		-23,554	0,00444	-0,30675	13,023	-0,000001	-0,000072	-7,3.10 ⁻⁵	-23,627	0,00447	-0,3083	13,0628	-0,0000001	1,84.10 ⁻⁷		8,3.10 ⁻⁵
0,0111 4268,449 ΔQ ₃ = -0,000001									0,000861 4265,847 ΔQ ₄ = -0,000000101							
II	I	49,79	0,00232	0,4278	8,592	+0,000032			49,862	0,002351	0,42904	8,60448	-1,84.10 ⁻⁷	10		49,861
		23,554	0,00444	0,30675	13,023	+0,000072	0,000001	7,3.10 ⁻⁵	23,627	0,004473	0,30863	13,0628	-1,84.10 ⁻⁷	10 ⁻⁷		23,627
		18,82	0,00285	0,9184	48,801	+0,000072			18,892	0,002873	0,9254	48,9841	-1,84.10 ⁻⁷			18,891
	II	-1,149	0,00045	-0,1024	89,176	+0,000072	0,0000042	7,62.10 ⁻⁵	-1,072	0,000398	-0,08983	83,7365	-1,84.10 ⁻⁷	-5,3.10 ⁻⁷	-7,14.10 ⁻⁷	-1,073
		-108,86	0,00489	-1,5754	14,459	+0,000072			-108,88	0,00485	-1,5732	14,4488	-1,84.10 ⁻⁷			-108,8
-0,0249 174,053 ΔQ ₃ = +0,000072									0,0000623 168,8367 ΔQ ₄ = -0,000000184							
III	I	-32,316	0,00832	-1,6271	50,350	-0,000032			-32,348	0,008339	-1,63032	50,3996	0,000089			-32,59
		-23,416	0,00439	-1,5665	66,900	-0,000032			-23,448	0,004406	-1,57078	66,9902	0,000089			-23,35
	II	32,998	0,00867	1,6960	51,397	-0,000032	-0,000339	-3,71.10 ⁻⁴	32,627	0,008482	1,65836	50,8279	0,000089	2,21.10 ⁻⁵	1,11.10 ⁻⁴	30,838
		65,295	0,00397	1,5098	23,123	-0,000032	0,0000042	-2,78.10 ⁻⁵	65,267	0,003975	1,50857	23,1139	0,000089	-5,3.10 ⁻⁷	8,89.10 ⁻⁵	65,355
	0,01219 191,772 ΔQ ₃ = -0,000032									-0,03417 191,3312 ΔQ ₄ = +0,000089						
IV	I	1,149	0,000454	0,10246	89,176	-0,000042	-0,000072	-7,62.10 ⁻⁵	1,072	0,000398	0,08983	83,7364	5,3.10 ⁻⁷	1,84.10 ⁻⁷	7,14.10 ⁻⁷	1,073
		12,019	0,04573	18,9443	1576,200	-0,000042			12,014	0,04572	18,930	1575,657	5,3.10 ⁻⁷			12,015
		-2,201	0,06324	-17,4561	7931,050	-0,000042			-2,205	0,06348	-17,522	7945,956	5,3.10 ⁻⁷			-2,204
	II	-65,295	0,00397	-1,5098	23,123	-0,000042	0,000032	2,78.10 ⁻⁵	-65,267	0,003975	-1,5089	23,120	5,3.10 ⁻⁷	8,9.10 ⁻⁵	8,55.10 ⁻⁵	-65,35
	0,08086 9619,529 ΔQ ₃ = -0,000042									-0,01036 9628,469 ΔQ ₄ = +0,00000053						
V	I	21,876	0,00384	1,2366	56,531	+0,000339			22,215	0,003939	1,27489	57,389	-2,21.10 ⁻⁴			22,19
		15,296	0,00861	2,6348	172,256	+0,000339			15,635	0,00899	2,75188	167,007	-2,21.10 ⁻⁴			15,61
	II	-3,754	0,00456	-1,3433	357,846	+0,000339	0,000063	4,02.10 ⁻⁴	-3,352	0,003649	-1,07492	320,691	-2,21.10 ⁻⁴	0,00015	+1,27.10 ⁻⁴	-3,22
		-46,894	0,01744	-1,2839	27,379	+0,000339			-46,555	0,017194	-1,2655	27,183	-2,21.10 ⁻⁴			-46,5
	III	-32,398	0,008675	-1,6960	51,397	+0,000339	0,000032	3,71.10 ⁻⁴	-32,627	0,008483	-1,6583	50,8279	-2,21.10 ⁻⁴	-0,00089	-1,11.10 ⁻⁴	-32,73
-0,4517 165,411 ΔQ ₃ = +0,000339									0,02297 632,089 ΔQ ₄ = -0,0000221							
VI	I	8,85	0,0249	5,2116	588,880	-0,000063			8,787	0,02454	5,1381	584,7460	-0,00015			8,63
		-7,946	0,0201	-4,1615	523,729	-0,000063	-0,000223	-2,86.10 ⁻⁴	-8,232	0,021566	-4,4641	542,2946	-0,00015	0,000019	-1,31.10 ⁻⁴	-8,36
		-36,34	0,0105	-2,1990	60,517	-0,000063			-36,403	0,01054	-2,2067	60,6208	-0,00015			-36,51
	II	3,754	0,00456	1,3433	357,846	-0,000063	-0,000339	-4,02.10 ⁻⁴	3,352	0,003649	1,0749	320,6814	-0,00015	0,0000221	-1,27.10 ⁻⁴	3,22
	0,1902 1530,97 ΔQ ₃ = -0,000063									0,457 1508,343 ΔQ ₄ = -0,00015						
VII	I	8,816	0,00745	2,1438	445,153	+0,000223			5,039	0,008154	2,3444	465,267	-0,000019			5,02
		-7,964	0,02019	-4,1803	524,898	+0,000223			-7,741	0,019087	-3,9511	510,421	-0,000019			-7,76
		-16,474	0,00997	-2,8688	174,146	+0,000223			-16,251	0,009712	-2,7923	171,826	-0,000019			-16,2
	II	7,946	0,02010	4,1615	523,729	+0,000223	0,000063	2,86.10 ⁻⁴	8,232	0,02156	4,460	542,294	-0,000019	0,00015	1,31.10 ⁻⁴	8,31
	-0,7437 1667,32 ΔQ ₃ = +0,000223									0,0651 1689,81 ΔQ ₄ = -0,000019						

ZONE I.

Variante N° II

N° de la maille adjacente	N° de la maille adjacente	Caractéristique de la conduite.			debit Q_0 l/s	1 ^{re} approximation			1 ^{re} Correction			Nouveaux debits l/s
		trons. - on	ϕ mm	L_e m.		J_0	rQ_0^2	rQ	CPM	CMV	total	
I	2-3	150	207	20,0	0,0146	3,0356	151,7830	-0,00184			18,16	
	3-4	100	161	11,78	0,0439	7,0786	600,9240	-0,00184			9,34	
	4-5	100	276	2,88	0,0027	0,7477	259,6260	-0,00184			1,04	
	5-6	60	161	1,19	0,0187	3,0110	2530,2700	-0,00184			-0,65	
II	6-2	100	69	-4,65	0,0069	-0,4800	103,2430	-0,00184	-0,00053	-0,00237	-7,02	
					+13,392	3645,820						

$\Delta Q_0 = -0,00184$

II	1-2	200	184	33,75	0,0907	1,6692	49,4604	+0,00053			34,28	
	I	2-8	100	69	4,65	0,0069	0,4800	103,2430	+0,00053	+0,00184	0,00237	4,02
		6-7	100	322	2,79	0,0025	0,8197	293,7930	+0,00053			3,32
	IV	7-10	150	225,4	-15,15	0,0084	-1,9049	125,7356	+0,00053	+0,00280	0,00333	-11,82
		10-1	300	322	-75,00	0,0076	-1,6866	22,4880	+0,00053			-74,47
					-0,6225	5947196						

$\Delta Q_0 = +0,00053$

III	10-11	150	195,5	-18,65	0,0127	-2,4954	133,8052	+0,00175			-16,90	
		11-12	100	356,5	-9,77	0,0303	-10,8045	1105,8800	+0,00175			-8,02
	V	12-9	100	195,5	8,00	0,0203	3,9835	497,9430	+0,00175	+0,00112	+0,00287	10,87
	VI	9-10	200	379,5	31,00	0,0076	2,9083	93,8179	+0,00175	+0,00280	0,00455	35,55
					-6,4081	1831,452						

$\Delta Q_0 = +0,00175$

IV	II	10-7	150	225,4	15,15	0,0084	1,9049	125,7356	-0,00280	-0,00053	-0,00333	11,82
		7-8	100	414,0	10,00	0,0317	13,1411	1314,1120	-0,0028			7,20
		8-9	100	276,0	-4,21	0,0058	-1,5780	374,8670	-0,0028			-7,01
	III	9-10	200	379,5	-31,00	0,0076	-2,9083	93,8179	-0,0028	-0,00175	-0,00455	-35,55
					-10,559	1908,532						

$\Delta Q_0 = -0,00280$

V	9-13	100	322	10,57	0,0354	11,4117	-1079,638	-0,00112			9,45	
		13-14	100	305,9	4,00	0,0016	1,5812	395,3173	-0,00112			2,88
		14-15	100	294,5	-4,18	0,0056	-1,6603	397,221	-0,00112			-5,30
		15-12	100	73,6	-8,25	0,0216	-1,5941	193,231	-0,00112			-3,37
	III	12-09	100	195,5	-8,00	0,0203	-3,9835	497,943	-0,00112	-0,00175	-0,00287	-10,87
					5,7548	2563,340						

$\Delta Q_0 = -0,00112$

ZONE II

I	1-2	200	294,5	30,5	0,0074	2,1852	71,6485	-0,00258			27,92	
		2-3	200	209,3	27,75	0,0061	1,2876	46,4007	-0,00258			25,17
	II	3-6	100	207,0	5,61	0,0101	2,0873	372,0710	-0,00258	-0,00087	-0,00345	2,158
		6-1	150	209,3	-17,44	0,0112	-2,3385	134,0910	-0,00258			-20,02
					3,2216	624,211						

$\Delta Q_0 = -0,00258$

II	I	6-3	100	207,0	-5,61	0,0108	-2,0873	372,0710	+0,00087	+0,00258	0,00345	-2,15
		3-4	100	287,5	10,20	0,0330	9,4922	930,6070	+0,00087			11,07
		4-5	100	207	-2,62	0,0022	-0,4658	177,8100	+0,00087			-1,74
		5-6	100	287,5	-11,13	0,0392	-11,2910	1014,445	+0,00087			-10,25
					-4,3519	2494,930						

$\Delta Q_0 = +0,00087$

NE de la Année etc.	N° de la comptabilité	debit Q ₁ l/s	2 ^e Approximation.			2 ^e Correction.			Nouvelles debits l/s.	3 ^e approximation			3 ^e Correction.			Nouvelles debits l/s.
			J ₁	rQ ₁ ²	rQ ₁	CPM	CMA	total		J ₂	rQ ₂ ²	rQ ₂	CPM	CMA	total	
I		18,16	0,0121	2,5062	138,007	-0,00113			17,03	0,0107	2,2062	129,547	+0,00019			
		9,94	0,0283	4,5573	482,7724	-0,00113			8,81	0,0246	3,9730	450,966	+0,00019			
		1,04	0,0004	0,1036	99,6648	-0,00113			-0,09	0,00004	0,0012	13,5193	+0,00019			
		-0,65	0,0057	-0,9164	1409,760	-0,00113			-2,78	0,04150	6,6815	3753,66	+0,00019			
	II	-7,02	0,0157	-1,0849	154,5387	-0,00113	+0,00084	-0,00029	-7,31	0,01703	-1,1755	160,814	+0,00019	+0,00025	0,00054	-6,7
5,1660 228,75 ΔQ ₁ = -0,00113									-1,6766 4508,50 ΔQ ₂ = 0,00019							
II		34,28	0,0093	1,7217	50,2369	-0,00084			33,44	0,0089	1,6389	49,0125	-0,00035			
	I	7,02	0,0157	1,0849	154,5387	-0,00084	+0,00113	0,00029	7,31	0,0170	1,1754	160,814	-0,00035	-0,00019	0,00074	6,7
		3,32	0,0036	1,1534	347,3910	-0,00084			2,48	0,0021	0,6508	262,426	-0,00035			2,17
	II	-11,82	0,0052	-1,1652	98,5824	-0,00084	-0,00004	-0,00088	-12,70	0,0059	-1,3432	105,7896	-0,00035			-12,1
		-74,47	0,0052	-1,6631	22,3318	-0,00084			-75,31	0,0053	-1,700	22,580	-0,00035			-75,16
1,1316 673,070 ΔQ ₁ = -0,00084									-0,42171 609502 ΔQ ₂ = -0,00035							
III		-16,90	0,0105	-2,0522	121,4312	-0,00049			-17,39	0,0111	-2,1719	124,8960	0,00014			
		-8,02	0,0004	-7,3002	910,2512	-0,00049			-8,51	0,0230	-8,2124	965,030	0,00014			
	I	10,87	0,0204	+7,3251	673,8918	-0,00049	-0,0004	-0,00089	9,98	0,0316	7,1808	619,3269	0,00014	0,00012	0,00026	10,2
	II	35,55	0,0101	3,8172	107,3793	-0,00049	-0,00004	-0,00053	35,02	0,0097	3,7049	105,7962	0,00014	0,00078	0,00032	35,2
	1,7899 1812,940 ΔQ ₁ = -0,00049									-0,4985 1815,05 ΔQ ₂ = 0,00014						
IV	I	11,82	0,0052	1,1652	98,5824	+0,00004	+0,00089	0,00089	12,70	0,0059	1,3432	105,7897	-0,00078	0,00035	-0,00043	12,2
		7,20	0,0165	6,8443	950,603	+0,00004			7,24	0,0167	6,9199	955,796	-0,00078			6,94
		-7,02	0,0156	-4,3272	617,2893	+0,00004			-6,97	0,0155	-4,2784	613,8269	-0,00078			-7,07
	II	-35,55	0,0101	-3,8172	107,3793	+0,00004	+0,00049	0,00053	-35,02	0,0097	-3,7049	105,7962	-0,00078	-0,00014	-0,00097	-35,9
	-1,348 1773,850 ΔQ ₁ = 0,00004									0,2794 1781,778 ΔQ ₂ = -0,00078						
V		9,45	0,0214	9,1339	966,554	+0,0004			9,85	0,0308	9,9184	1006,942	-0,00012			
		2,88	0,0027	0,8287	287,778	+0,0004			3,28	0,0035	1,0667	325,7199	-0,00012			
		-5,30	0,0090	-2,6537	500,709	+0,0004			-4,9	0,0077	-2,2724	463,7533	-0,00012			
		-9,37	0,0278	-2,0527	219,0604	+0,0004			-8,97	0,0257	-1,8824	209,8987	-0,00012			
	III	-10,87	0,0375	-7,3251	673,8918	+0,0004	0,00049	0,00089	-9,98	0,0316	-6,1809	619,3265	-0,00012	-0,00014	-0,00026	-10,2
-2,0650 2647,981 ΔQ ₁ = 0,0004									0,6494 2625,091 ΔQ ₂ = -0,00012							
VI	I	27,92	0,0062	1,8338	64,981	-0,00017			27,75	0,0061	1,8117	65,289	-0,00083			
		25,17	0,0051	1,0611	42,1603	-0,00017			25,7	0,0050	1,047	41,880	-0,00083			
	II	2,158	0,0015	0,3188	147,746	-0,00017	+0,00023	0,00006	2,223	0,0016	0,3378	151,977	-0,00083	+0,00013	-0,00069	2,12
		-20,02	0,0146	-3,0755	153,6209	-0,00017			-20,19	0,0149	-3,1275	15,490	-0,00083			-20,2
	0,1383 409,2083 ΔQ ₁ = -0,00017									0,0690 414,05 ΔQ ₂ = -0,00083						
VII	I	-2,158	0,0015	-0,3188	147,746	-0,00023	+0,00017	0,00006	-2,223	0,0016	-0,3378	151,977	-0,000131	0,000083	0,000069	-2,12
	II	11,072	0,0388	11,1740	1009,216	-0,00023			10,837	0,0372	10,707	988,032	-0,000131			10,8
		-1,748	0,0011	-0,2115	121,0393	-0,00023			-1,983	0,0013	-0,2703	136,34	-0,00013			-1,97
		-10,258	0,0333	-9,5998	935,8365	-0,00023			-10,493	0,0349	-10,042	957,02	-0,000131			-10,5
	1,0433 2213,83 ΔQ ₁ = -0,000235									0,0589 2233,369 ΔQ ₂ = -0,000131						

N ^o de la machine	N ^o de la m. observée	debits $\frac{d}{s}$	4 ^e approximation			4 ^e Correction			Nouveaux debits $\frac{d}{s}$	5 ^e approximation			5 ^e Correction			Nouveaux debits $\frac{d}{s}$
			J ₃	rQ ₃ ²	rQ ₃	CPM	CMA	total		J ₄	rQ ₄ ²	rQ ₄	CPM	CMA	total	
I		17,22	0,0108	2,2553	130,970	0,000065			17,213	0,0109	2,2535	130,9177	0,000012			17,225
		9,0	0,0257	4,1450	460,558	0,000065			8,99	0,0257	4,1359	460,053	0,000012			9,002
		0,10	0,00003	0,0089	32,045	0,000065			0,093	0,000031	0,0085	31,3956	0,000012			0,105
		-1,59	0,0331	-5,3419	3359,73	0,000065			-1,596	0,0334	-5,3820	3372,171	0,000012			-1,584
II		-6,77	0,0146	-1,0896	149,1286	0,000065	-0,000045	-0,000035	-7,122	0,0185	-1,2752	167,4351	0,000012	0,000316	0,000328	-6,791
			0,0577	4132,43							-0,1003	4151,278				
			$\Delta Q_3 = -0,000069$									$\Delta Q_4 = 0,000012$				
II		33,09	0,0097	1,6051	48,5069	0,000345			33,43	0,0089	1,6380	48,9984	-0,000316			33,144
		6,77	0,0146	1,0096	149,1286	0,000345	+0,000045	-0,000035	7,122	0,0162	1,1103	156,742	-0,000316	-0,000012		6,793
		2,13	0,0015	0,4834	226,9905	0,000345			2,475	0,0020	0,6483	261,920	-0,000316			2,159
		-12,27	0,0056	-1,7923	146,074	0,000345	-0,000069	-0,000343	-12,613	0,0058	-1,3249	105,049	-0,000316	+0,000003	-0,000312	-12,92
III		-75,66	0,0054	-1,7162	22,6835	0,000345			-75,31	0,0053	-1,7005	22,580	-0,000316			-75,62
			-0,4103	593,384							+0,3770	595,292				
			$\Delta Q_3 = 0,000345$									$\Delta Q_4 = -0,000316$				
III		-17,25	0,0109	-2,1374	123,9061	-0,000889			-17,33	0,0110	-2,1570	124,472	0,0000455			-17,2
		-8,37	0,0223	-7,9463	949,3796	-0,000889			-8,45	0,0227	-8,0978	958,3231	0,0000455			-8,40
		10,24	0,0333	6,5051	635,2650	-0,000889	-0,000028	-0,000117	10,123	0,0325	6,3644	627,909	0,0000455	+0,000022	0,0000675	10,19
		35,94	0,0103	3,9008	109,5373	-0,000889	-0,000068	-0,000777	35,163	0,0098	3,7351	106,222	0,0000455	+0,000003	0,0000486	35,2
			0,3239	1817,251							-0,1653	1816,92				
			$\Delta Q_3 = -0,000089$									$\Delta Q_4 = +0,0000455$				
IV		12,27	0,0557	1,2546	102,252	0,000688	-0,000345	0,000343	12,613	0,0058	1,3243	105,049	-0,0000031	0,000316	0,0003129	12,92
		6,46	0,0133	5,5202	854,520	0,000688			7,148	0,01629	6,7466	943,8517	-0,0000031			7,14
		-7,75	0,0191	-5,2803	681,341	0,000688			-7,062	0,0390	-4,3210	621,7904	-0,0000031			-7,06
		-35,94	0,0102	-3,9008	109,537	0,000688	+0,000069	0,000777	-35,163	0,0094	-3,5674	103,829	-0,0000031	-0,000458	0,0000486	-35,2
			-2,406	1746,651							0,0113	1774,589				
			$\Delta Q_3 = 0,000688$									$\Delta Q_4 = -0,0000031$				
V		9,73	0,0301	9,6796	994,826	0,000028			9,758	0,0302	9,7350	997,6530	-0,000022			9,73
		3,16	0,0032	0,9913	313,727	0,000028			3,187	0,0033	1,0117	317,3426	-0,000022			3,16
		-5,02	0,0089	-2,3836	417,840	0,000028			-4,992	0,0080	-2,3574	472,2530	-0,000022			-5,01
		-9,09	0,0262	-1,9327	212,68	0,000028			-9,062	0,02609	-1,9209	214,9720	-0,000022			-9,08
III		-10,24	0,0333	-6,5051	635,265	0,000028	+0,000069	0,000117	-10,123	0,0325	-6,3644	627,909	-0,000022	-0,0000458	0,0000675	-10,1
			-0,1505	2631,273							0,1139	2627,13				
			$\Delta Q_3 = 0,000028$									$\Delta Q_4 = -0,000022$				

b - Calcul des pressions au sol (voir tableau suivant)

La puissance exigée pour un immeuble. $P_{sol} = n \cdot 3 + 3$

n : nombre d'étages de l'immeuble

3 : la hauteur d'un étage

3 : (à droite) représente la charge minimale qui doit être prévue sur l'orifices de puisages les plus élevés.

- En vue d'une bonne tenue de la canalisation et surtout de leurs joints, il y a lieu d'éviter des pressions supérieures à 40 m. Pour les immeubles très élevés (H 40 m.) les propriétaires se trouvent dans l'obligation d'installer des surpresseurs dans le sous-sol. La détermination des pressions de service en un noeud est obtenu à partir de la cote pizométrique du noeud précédant diminué des pertes de charges occasionnées le long des tronçons et le dôté du noeud considéré tout en respectant le sens de l'écoulement d'eau.

$P_{pression\ au\ sol} = c\ôte\ pizométrique - c\ôte\ du\ terrain.$

c - Équipement du réseau de distribution.

c-I- Nature de la canalisation.

Le réseau de distribution est constitué d'un assemblage de tuyaux en amiante ciment. Dans ce type de tuyaux les fibres d'amiante remplissent le rôle d'armature d'une manière analogue aux armatures métalliques des tuyaux en béton armé. Ces tuyaux sont très résistants, mais fragiles, alors on devra les manutentionner avec attention.

Leur assemblage s'effectuera à l'aide de manchons à gorges, permettant de recevoir les anneaux d'étanchéités en caoutchouc.

Les tuyaux en amiante ciment sont disponibles sur le marché national.

c-II - Organes et accessoires du réseau.

Pour des réparations éventuelles des divers tronçons du réseau on disposera des robinets vannes en des points accessibles.

Poteaux d'incendie.

Les poteaux d'incendies seront installés en bordures des trottoirs espacés de 200 m.

Ces appareils seront branchés sur des canalisations pouvant fournir au minimum, une pression au sol de 1 bars, sous un débit supérieur à 17 l/s.

Les ventouses.

Les ventouses seront placés sur les points les plus hauts pour dégager l'air accumulé dans la conduite.

Robinetts de décharges.

Les robinets seront prévus sur des points bas du réseau afin de faciliter le vidage des canalisations et l'évacuation d'éventuels dépôts.

Clapets anti-retour.

Pour empêcher l'écoulement en sens inverse à l'écoulement normal, des clapets anti-retour sont prévus.

Variante N° I

N° de la maille	N° de la maille Adjacente	Erosion	debits l/s	P.O. ch DH m	côtes piezométriques		Altitudes		Pression au sol		Observations
					Amont	Aval	Amont	Aval	Amont	Aval	
I		2-3	17,134	2,2332	79,065	76,8318	70	70	9,065	6,839	
		3-4	8,914	4,0675	76,8318	72,7643	70	60	6,8318	12,7643	
		4-5	0,0149	0,00162	72,7643	72,7627	60	55	12,7643	17,627	
		5-6	-1,688	-5,9930	72,7627	78,7557	55	60	17,7627	18,7557	
	II	6-2	-23,627	-9,3086	78,7557	79,065	60	70	18,7557	9,065	

II		1-2	49,864	0,4290	79,494	79,065	68,95	70	10,644	9,065	
	I	2-6	23,627	0,3086	79,065	78,7564	70	60	9,065	18,7564	
		6-7	18,791	0,9253	78,7564	77,8311	60	50	18,7564	27,8311	
	IV	7-10	-1,073	-0,0899	77,8311	77,921	50	52,4	27,8311	25,521	
		10-1	-108,88	-1,5731	77,921	79,494	52,4	68,85	25,521	10,644	

III		10-11	-32,540	-1,6546	77,921	79,4756	52,4	54,6	25,521	24,9756	
		11-12	-23,359	-1,5590	79,4756	81,1346	54,6	54	24,9756	27,1346	
	V	12-9	32,738	1,6695	81,1346	79,4651	54	48,9	27,1346	30,651	
	IV	9-10	65,355	1,5126	79,4651	77,921	48,9	52,4	30,5651	25,521	

IV	II	10-7	1,073	0,08994	77,921	77,831	52,4	50	25,521	27,831	
		7-8	12,015	18,9327	77,831	58,8984	50	40	27,831	18,8984	
		8-9	-2,204	-17,5145	58,8984	76,4129	40	48,9	18,8984	27,5129	
	III	9-10	-65,355	-1,5130	76,4129	77,921	48,9	52,4	27,5129	25,521	

V		9-13	22,142	1,2723	76,4129	75,140	48,9	46,7	27,5129	28,140	
	VII	13-14	15,612	2,7441	75,140	72,3965	46,7	43,3	28,140	29,0965	
		14-15	-3,224	-0,9957	72,3965	75,3922	43,3	47	29,0965	26,3922	
		15-12	-46,577	-1,2667	73,3922	74,6589	47	48	26,3922	26,6589	
	III	12-9	-32,738	-1,6695	74,6589	76,4129	48	48,9	26,6589	27,5129	

VI		14-19	8,637	5,3654	72,3965	67,0311	43,30	40	29,0965	27,0311	
	VII	19-16	-8,363	-4,6063	67,0311	71,6374	40	40	27,0311	31,6374	
		16-15	-36,553	-2,0248	71,6374	73,6622	40	47	31,6374	26,6622	
	V	15-14	3,224	0,9957	73,6622	72,3965	47	43,3	26,6622	29,0965	

VII		19-18	5,020	2,3270	67,0311	64,7041	40	40	27,0311	24,7041	
		18-17	-7,760	-3,9704	64,7041	69,6745	40	40	24,7041	28,6745	
		17-16	-16,270	-2,7988	69,6745	71,4733	40	40	28,6745	31,4733	
	VII	16-19	8,363	4,6063	71,4733	67,0311	40	40	31,4733	27,0311	

Variante N° II

N° de la maille.	N° de la maille adjacente	tronçon	debits l/s	P.O.Ch. DH. m.	Cotes piezométriques		Altitudes.		Pression au sol.		Observations
					Amont	Aval	Amont	Aval	Amont	Aval	
I		2-3	17,225	2,2566	87,4366	85,18	70	70	17,4366	15,18	
		3-4	9,002	4,1468	85,18	81,0332	70	60	15,18	21,0332	
		4-5	0,105	0,0015	81,0332	81,0317	60	55	21,0332	26,0317	
		6-6	-1,584	-5,3021	81,0317	86,3338	55	60	26,0317	26,3338	
	II	6-2	-6,793	-1,0164	86,3338	87,4366	60	70	26,3338	17,4366	

II		2-2	33,114	1,6074	89,044	87,4366	68,85	70	20,194	17,4366	
	I	2-6	6,793	1,0164	87,4366	86,4202	70	60	17,4366	26,4202	
		6-7	2,159	0,4964	86,4202	85,9238	60	50	26,4202	25,9238	
	III	7-10	-12,926	-1,3908	85,9238	87,3146	50	52,4	25,9238	34,9146	
		10-1	-75,626	-1,7144	87,3146	89,044	52,4	68,85	34,9146	20,194	

III		10-11	-17,285	-2,1458	87,3146	89,4604	52,4	54,6	34,9146	34,8604	
		11-12	-8,404	-8,0105	89,4604	97,4709	54,6	54	34,8604	43,4709	
	IV	12-9	10,191	6,4427	97,4709	91,0282	54	48,9	43,4709	42,1282	
	IV	9-10	35,212	3,7452	91,0282	87,3146	48,9	52,4	42,1282	34,9146	

IV	I	10-7	12,926	1,3908	87,3146	85,9238	52,4	50	34,9146	35,9238	
		7-8	7,145	6,7410	85,9238	79,1828	50	40	35,9238	39,1828	
		8-9	-7,065	-4,3947	79,1828	83,5775	40	48,9	39,1828	34,6775	
	III	9-10	-35,212	-3,7454	83,5775	87,3146	48,9	52,4	34,6775	34,9146	

V		9-13	9,736	9,6915	83,5775	73,886	48,9	46,7	34,6775	27,186	
		13-14	3,166	0,9980	73,886	72,888	46,7	43,3	27,186	29,588	
		14-15	-5,014	-2,3780	72,888	75,266	43,3	47,0	29,588	28,266	
		15-12	-9,084	-1,9301	75,266	77,1961	47,0	48,0	28,266	29,1961	
	III	12-9	-10,190	-6,4421	77,1961	83,5775	48,0	48,9	29,1961	34,6775	

I		1-2	27,667	1,8010	73,063	71,262	43,3	40	29,767	31,262	
		2-3	24,917	1,0401	71,262	70,2219	40	40	31,262	30,2219	
	II	3-6	2,127	0,3099	70,2219	69,912	40	47	30,2219	22,912	
		6-1	-20,273	-3,1531	69,912	73,063	47	43,3	22,912	29,763	

II	I	6-3	-2,127	-0,3099	69,912	70,2219	40	40	29,912	30,2219	
		3-4	10,950	10,7328	70,2219	59,4891	40	40	30,2291	19,4891	
		4-5	-1,97	-0,2669	59,4891	59,756	40	40	19,4891	19,756	
		5-6	-10,48	-10,973	59,756	69,912	40	40	19,756	29,912	

- c - 3 - Pour les raccordements divers on a utilisés :
- Cônes de reduction pour permettre le raccordement des conduites présentant des diamètres différents.
 - Les tés à 2 ou 3 emboitements qui permettent la prise des canalisations secondaires sur les canalisations principales.
 - Les coudes pour permettre le changement de direction.

C O N C L U S I O N .

Nous choisissons la variante n° II (zone I - zone II) vue qu'elle assure les conditions de pression et de vitesse.

Protection des Conduites Contre les Coups de Belier

A - Etude du coup de belier.

Le coup de belier est un phénomène physique qui se manifeste par des oscillations rapides et engendre des déformations élastiques de la conduite et du liquide lors :

- d'un arrêt brutal par disjonction inopinée d'un ou plusieurs groupe de pompes alimentant une conduite de refoulement débitant sur un réservoir.
- d'un démarrage de pompe.
- d'une fermeture instantannée ou brusque du robinet-vanne placé au bout de la conduite d'adduction.

Lorsqu'on ferme brusquement une telle vanne, la quantité de mouvement du liquide contenu dans la tranche de conduite située à l'amont de la vanne, doit se réduire brusquement à zéro, en occasionnant une pression trop élevée à proximité de la vanne et en engendront une onde de haute pression se propageant dans le sens opposé de l'écoulement primitif. L'énergie cinétique des particules d'eau se transforme en travail de déformation du liquide et de la conduite, du fait de l'élévation de pression, les parois de la conduite s'allongent et le liquide se comprime. Au moment où l'onde de choc arrive au réservoir, le liquide est arrêté ($V_0 = 0$) et comprimé, et les parois s'allongent. Au retour, le liquide et les parois de la conduite reprennent leur forme initiale correspondant à la pression initiale P_0 . Le liquide retrouve sa vitesse initiale V_0 et se dirige en sens inverse. Quand l'onde atteint la vanne, un courant inverse se produit sur toute la conduite, la colonne liquide tend à se détacher de la vanne ce qui entraîne la naissance de dépressions qui se propagent le long de la conduite vers le réservoir. Cet état n'est pas stable vu la différence de pression qui existe, dans ce cas, l'écoulement s'effectue dans l'autre sens, et la conduite et le liquide reprennent les formes initiales. Le phénomène se reproduit indéfiniment s'il n'est pas arrêté par les frottements de l'eau contre la conduite.

Les ondes de pressions et de surpression sont caractérisées par la vitesse de propagation donnée :

$$a = \frac{\sqrt{K/\rho}}{\sqrt{1 + \frac{KD}{Et'}}} \quad \text{m/s.}$$

- c: Celerité de l'onde.
- K: Coefficient de compressibilité de l'eau (Pa)
- ρ : Masse volumique de l'eau (Kg/m³).
- D: Diamètre de la conduite m.
- E: Module d'élasticité de la conduite (Pa).
- t': Epaisseur de la conduite m.
- $(K/\rho)^{\frac{1}{2}}$: Celerité de l'onde de pression des tuyaux rigides ou vitesse du son dans l'eau.

Le max. de la surpression et de la dépression est donné :

$$b = \pm \frac{aV_0}{g}$$

V_0 : vitesse en régime normal

B - Moyens de Protection Contre le Coup de Belier.

Il n'est pas possible de supprimer totalement l'effet du coup de belier mais de le réduire à une valeur compatible avec la résistance des installations.

Les appareils anti-belier devront avoir pour effet :

- De limiter la surpression et la dépression.

Les appareils utilisés sont :

a- Le volant d'inertie, qui est utilisé contre les dépressions. Celui-ci complé au moteur constitue un moyen permettant d'allonger le temps d'arrêt du moteur et donc diminuer le coup de belier. Les volants d'inerties trouvent leur limite d'application lorsque les longueurs de conduites deviennent grandes car il deviennent très encombrants.

b - Des cheminés d'équilibre.

Pour faire disparaître rapidement les quantités de mouvements présentes dans les tuyauteries engendrent des pressions trop élevés et pour les supports, il faudrait des tuyauteries robustes et très couteuses donc par mesure d'économie on installe une cheminée d'équilibre.

Elle doit être dimensionnée tel que :

- Le liquide en oscillation atteignant le niveau max. ne déborde pas.

- Qu'elle ne se vide pas au moment où le liquide en oscillations atteint son niveau min. pour éviter l'entrée de l'air dans la tuyauterie.

c - Dispositif du Réservoir d'Air.

L'utilisation du réservoir d'air dans la protection des conduites contre les surpressions et les dépressions lors de l'arrêt du groupe électropompe l'air du réservoir se détend et refoule un débit d'eau dans la conduite débit qui se substitue à celui de la pompe. Au retour de l'onde de pression l'air du réservoir se comprime et l'eau pénètre dans le réservoir au lieu de s'écraser sur la conduite avec tous les effets néfastes.

C - Méthode de Calcul.

a - sur T I 59 " Programme voir annexe.

b - Par la méthode de BERGERON.

Méthode de BERGERON.

Au préalable on se fixe les caractéristiques du réservoir d'air (le volume U_0 : volume d'air en régime normal) et de son dispositif d'étranglement.

Cette méthode consiste à déterminer par approximation successive la vitesse de l'eau dans le refoulement au niveau du réservoir d'air.

- L'intervalle de temps est pris égal au temps d'aller-retour de l'onde

$$tr = \frac{2L}{C}$$

- En partant d'une vitesse choisie arbitrairement V_{2ip} comme vitesse finale dans l'eau dans l'intervalle de temps considérée, il est calculé à la fin de chaque intervalle la pression dans le réservoir, puis celle en aval de l'étranglement, et en aval du diaphragme fictif représentant les pertes de charges dans la conduite.

Une pression dans la conduite est ainsi trouvée, on vérifie alors, en menant une horizontale passant par la valeur de la pression finale que cette droite coupe bien $a/g \cdot S$ au droit de V_{2ip} si non les calculs sont à recommencer.

La vitesse moyenne : $V_{mi} = \frac{V(2i-1)_p + V^2_{ip}}{2}$

La variation du volume d'air : $U_i = A_c \cdot V_{mi} \cdot t_i$
 A_c : section de la conduite.

Le volume d'aire emprisonné dans la cloche. $U_i = U(i-1) \pm \Delta U_i$.

+ ΔU : lorsque le réservoir d'air se vide

- ΔU : lorsque le réservoir d'air se remplit.

La nouvelle pression dans le réservoir d'air sera alors :

$$Z_i = \frac{Z_0 \cdot U_0^{1,4}}{U^{1,4}} \quad \text{avec } Z_0 = (H_0 - h_0) + 10.$$

H_0 : hauteur géométrique de refoulement au droit de la prise de l'anti belier.

h_0 : hauteur d'eau entre l'axe de la conduite de refoulement et le plan d'eau dans le réservoir d'air lors du régime normal.

A la montée de l'eau dans le réservoir les pertes de charge au niveau du diaphragme sont négligeables, par contre à la descente le diaphragme se ferme et les pertes de charges sont fonction du coefficient de contraction de la veine liquide. ($m = 0,62$ voir figure n°197). p. 393 M. LENCASIRE.

$\int r = 0$ lorsque $V > 0$ (depression =).

$\int r = \beta V^2$ lorsque $V < 0$ (surpression).

$$\int r = \frac{Vt^2}{2g} \left(\frac{A_t}{mA_0} - 1 \right)^2 \quad \text{Formule de BORDA-CARNOT.}$$

Le débit dans la conduite, pour chaque intervalle de temps est égal à celui transitant par la tubulure vers le réservoir d'air.

$$Q_c = Q_r = VA_c = Vt A_t \longrightarrow Vt = \frac{A_c}{A_t} \cdot V$$

$$\text{D'où : } \int r = \left(\frac{A_t}{mA_0} - 1 \right)^2 \frac{1}{2g} \cdot \left(\frac{A_c}{A_t} \cdot V \right)^2$$

$$\int r = \left(\frac{Dt^2}{md^2} - 1 \right)^2 \frac{1}{2g} \cdot \frac{D_c^2}{Dt^2} \cdot V^2$$

$$\text{et } \beta = \frac{1}{2g} \left(\frac{Dt^2}{md^2} - 1 \right)^2 \left(\frac{D_c}{Dt^2} \right)^2$$

D_t : Diamètre intérieur de la tubulure

d : Diamètre de l'orifice du diaphragme.

D_c : Diamètre de la conduite de refoulement.

m : Coefficient de contraction de la veine liquide dans l'orifice du diaphragme.

V : Vitesse dans la conduite de refoulement (prise avec son signe) correspondant à la fin de chaque intervalle de temps.

V_t : Vitesse pour l'intervalle correspondant dans la tubulure.

Les pertes de charges pour la conduite pour l'intervalle de temps.

$$\int c = \alpha V / V \quad \text{ou } \alpha = \frac{f}{D_c} \cdot \frac{L}{2g}$$

L : longueur de la conduite de refoulement
 f : Coefficient de frottement.

E - Determination du Volume d'Air U₀ du Réservoir d'Air

$$L = 2470 \text{ m.}$$

$$D_c = 0,3 \text{ m.}$$

$$t' = 0,005 \text{ m.}$$

$$Q = 58 \text{ l/s.}$$

$$V_0 = 0,82 \text{ m.}$$

$$H_g = 67,50 \text{ m.}$$

$$\text{La valeur de la célérité } a = \left(\frac{K/e}{1+KD} \right)^{\frac{1}{2}} \frac{1}{E_t} = 1143,23 \text{ m/s.}$$

La valeur max. du coup de belier.

$$b = \frac{a v_0}{g} = \frac{1143,23 \cdot 0,82}{9,81} = 95 \text{ m.}$$

De sorte qu'au moment de retour, la surpression est de :
 67,50 + 95 = 162,50 m. Soit 16 bars

$$Z_0 = 67,50 + 10 = 77,50 \text{ m.}$$

$$Z_{\text{max.}} = 95 + 10 = 105 \text{ m.}$$

$$\frac{Z_{\text{max.}}}{Z_0} = 1,35$$

D'après l'abaque de Vibert (figure 8) on tire.

$$\frac{Z_{\text{min.}}}{Z_0} = 0,76.$$

$$\frac{U_0'}{LS} = 6 \cdot 10^{-3}$$

$$U_0' = 6 \cdot 10^{-3} \cdot LS = 6 \cdot 10^{-3} \cdot 2470 \cdot \pi \cdot \left(\frac{0,3}{4} \right)^2$$

$$U_0' = 1,045 \text{ m}^3$$

$$U_{\text{max}} = \frac{U_0'}{0,76} = 1,378 \text{ m}^3$$

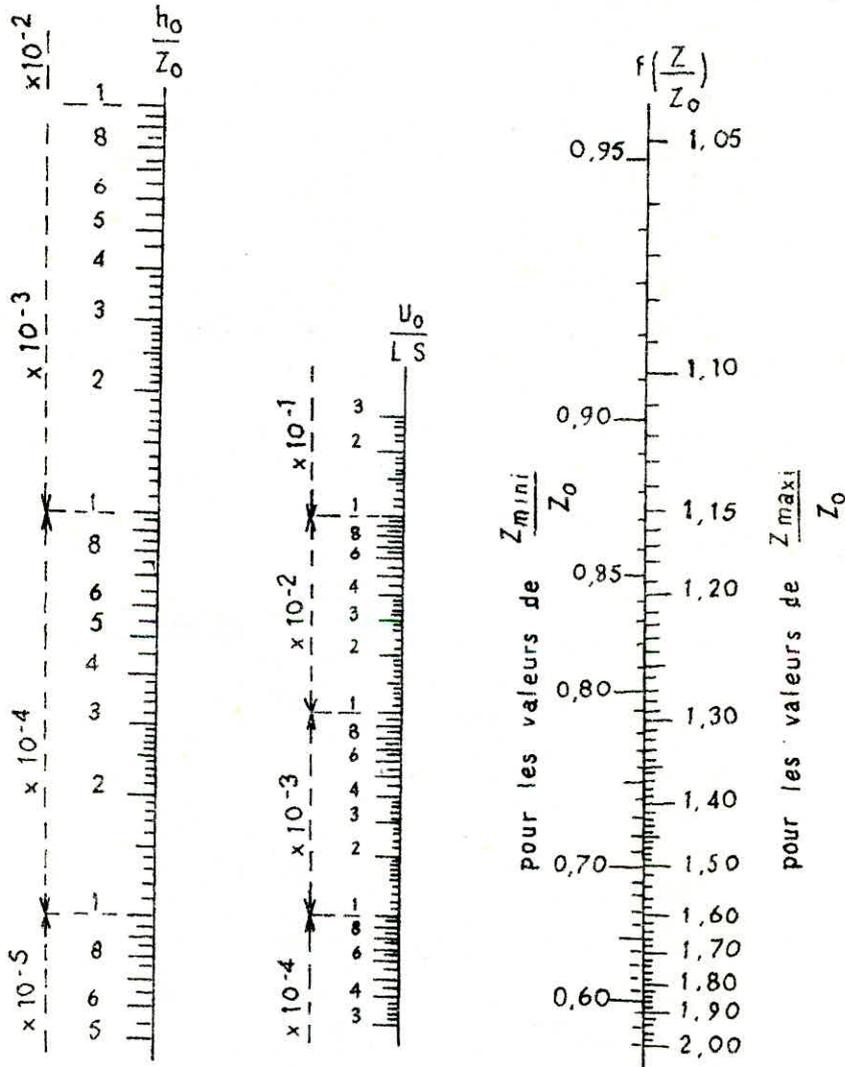
Pour des raisons de sécurité on prend U₀ = 1,5 m³

ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ

DES RÉSERVOIRS D'AIR



"figure 8"

Etude du Coup de Belier. Arrêt brusque du groupe.

I) donnée de base. voir annexe PROG N° II)

$$K = 2,15 \cdot 10^9 \text{ Pa}; \quad E = 2 \cdot 10^{11} \text{ Pa}; \quad t' = 0,005 \text{ m}; \quad \xi = 0,001 \text{ m};$$

$$Dc = 0,3 \text{ m} \quad Hg + hat = 77,5 \text{ m}; \quad ho = 2 \text{ m}; \quad hasp = 2 \text{ m};$$

$$U'0 = 1,5 \text{ m}^3 \quad Dt = 0,15 \text{ m}; \quad d = 0,075 \text{ m}; \quad H0 = Hg - hasp = 65,50 \text{ m}$$

$$Q0 = 58 \text{ l/s} \quad m = 0,62. \quad L = 2470 \text{ m}.$$

La célérité de l'onde sera : $a = 1143,2370 \text{ m/s}$.

Le coup de belier peut atteindre la valeur :

$$b = \frac{+aV_0}{g} = +95,56 \text{ m}.$$

La surpression sera : $95,56 + 65,50 = 161,06 \text{ m}$.

et une srpression : $65,50 - 95,56 = -30,06 \text{ m}$.

2) Resultats : (voir tableau n° I)

$$Z'0 = 73,50 \text{ m} \quad Z'0 U_0^{1,4} = 129,6627$$

$$Z_0 = 81,2389 \text{ m} \quad g/c = 8,5721 \cdot 10^{-3}$$

$$U_0 = 1,3965 \text{ m}^3 \quad \alpha = 11,4947$$

$$a = 1143,2370 \text{ m/s} \quad \beta = 24,2613$$

$$tr = 4,3211 \text{ s} \quad A_c = 7,0685 \cdot 10^{-2}$$

$$V_0 = 0,82 \text{ m/s} \quad A_{ctr} = 0,3054.$$

Tracé de la droite $c/g A_c$ (voir figure n° 10)

$$c/g A_c = 1650,3859$$

l'échelle des Z est graduée de 1 cm. pour 2 m.

l'échelle des débits est graduée : 1 m³/s. pour 284,4827586 cm.

donc la valeur de la pente $a/gA_c = 2,900678$ à l'échelle de l'épure.

$$\text{tg } \gamma = 2,900678 \longrightarrow \gamma = 70^\circ 98'$$

G - Réservoir d'air. (voir figure n° 14)

d'après les données du tableau n° I.

Pendant la phase de dépression le volume d'air est de 1,3965 m³ au départ et passe à la fin de la dépression à un volume de 1,8806 m³. La pression dans la conduite tombe à 55,4555 m soit une dépression de $75,50 - 55,4555 = 20,05 \text{ m}$.

Pendant la phase de surpression le volume d'air passe à 1,3324 et la pression dans la conduite monte à 87,7999 m.

Donc une surpression de $87,7999 - 75,50 = 12,30 \text{ m}$.

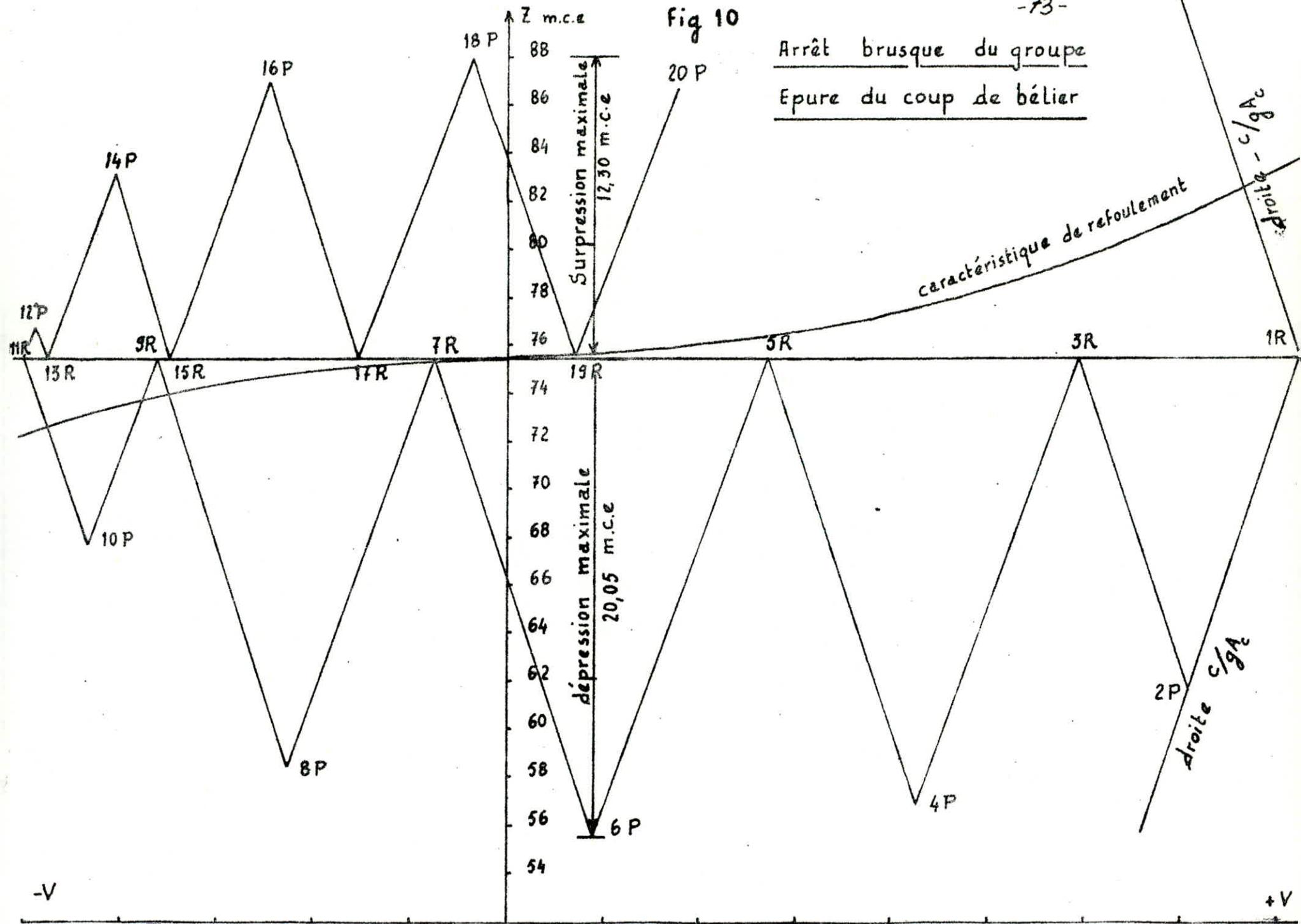
A titre de sécurité on prendra le volume de réservoir de 2 m³.

arrêt brusque de La pompe

Intervalle de temps θ	Variation du Volume d'air ΔU [m ³]	Volume d'air U [m ³]	Pression dans le reservoir d'air Z	Vitesse $V(r_2+1)R$ [m/s]	PdC dans l'orifice $S_v = \beta V^2$	Pression dans la conduite avec PdC	PdC au refoulement S	Pression dans la conduite sans PdC	Vitesse V_{rip} m/s	Vitesse moyenne V_m [m/s]	Vitesse finale choisie V_f [m/s]	Débits Q_{rip} [l/s]
0		1,3965	81,2389	—	0,0000	83,2389	7,7383	75,500	0,820	0,0000	—	58,00
1 θ	0,2327	1,6292	65,4739	0,5855	0,0000	67,4739	5,6803	61,7936	0,7030	0,7518	0,7030	49,6949
2 θ	0,1723	1,8015	56,8775	0,2649	0,0000	58,8775	2,0783	56,7992	0,4252	0,5641	0,4252	30,0584
3 θ	0,0792	1,8806	53,5541	-0,0787	0,0000	55,5541	0,0987	55,4544	0,0931	0,2592	0,0931	6,5808
4 θ	-0,0204	1,7582	54,3796	-0,3750	1,2492	57,6288	-0,5918	58,2206	-0,0227	-0,0669	-0,2269	-16,0354
5 θ	-0,1020	1,6154	58,8464	-0,5070	4,7174	65,5638	-2,2350	67,7988	-0,4410	-0,3339	-0,4410	-31,1718
6 θ	-0,1428	1,4766	66,2577	-0,4814	5,9274	74,1851	-2,8083	76,9934	-0,4942	-0,4676	-0,4942	-34,9333
7 θ	-0,1388	1,3754	75,1378	-0,3479	4,1705	81,3083	-1,9759	83,2842	-0,4147	-0,4544	-0,4147	-29,3917
8 θ	-0,1012	1,3324	82,9887	-0,1476	1,4905	86,4791	-0,7062	87,1857	-0,2478	-0,3313	-0,2478	-17,5146
9 θ	-0,043	1,3539	85,7596	0,0804	0,0274	87,7869	-0,0130	87,7999	-0,0336	-0,1407	-0,0336	-2,3753
10 θ	0,0215	1,3952	84,8343	0,2687	0,0000	86,8343	0,3503	86,4840	0,1746	0,0705	0,1746	12,3390
11 θ	0,0732	1,4272	78,8037	0,3413	0,0000	80,8037	1,0687	79,7350	0,3050	0,2397	0,3050	21,5606

Arrêt brusque du groupe
Epure du coup de bélier

Fig 10



-V

+V

1) Dimensionnement du Réservoir.

Nous prendrons une cuve cylindrique équipée de deux fonds bombés.
Nous prendrons un diamètre inférieur de 1,000 m. (diamètre extérieur 1,040 m.)

La hauteur du fond est prise égale à 0,3 m.

Le volume de l'air ainsi contenu dans les deux (2) callotes de forme elliptiques.

$$V1 = 4/3 \cdot \pi r^2 \cdot h \cdot \frac{2}{2} = 0,314 \text{ m}^3$$

Le volume de la partie cylindrique $V2 = 2 - 0,314$

$$V2 = 1,686 \text{ m}^3.$$

La section de la cuve : $S = \pi \frac{D^2}{4} = 0,785 \text{ m}^2.$

La hauteur de la partie cylindrique : $h = V2/S = 2,15 \text{ m}.$

Hauteur totale de la cuve.

$$ht = 2,15 + 2 \cdot 0,3 = 2,75 \text{ m}.$$

La hauteur occupé par l'air en régime normal :

Volume d'air..... 1,3965 m³

Volume elliptique du sommet..... 0,157 m³

Reste pour la partie cylindrique..... 1,2395 m³

Correspondant à une hauteur de : $\frac{1,2395}{0,785} = 1,58 \text{ m}.$

Donc le niveau normal dans la cuve de l'anti-belier se situera :

$$0,3 + 1,58 = 1,88 \text{ m. du sommet de la cuve.}$$

2) Variation maximale de niveau trouvé.

Au cours de la dépression, le volume d'air augmente au max. de :

$$1,8806 - 1,3965 = 0,4841 \text{ m}^3$$

Par rapport au niveau normal l'eau s'abaisse :

$$\frac{0,4841}{0,785} = 0,62 \text{ m}.$$

Pendant la phase de surpression le volume d'air diminue de :

$$1,3965 - 1,3324 = 0,0641 \text{ m}^3$$

Par rapport au niveau normal l'eau s'élève :

$$\frac{0,0641}{0,785} = 0,09 \text{ m}.$$

C O N C L U S I O N .

Les valeurs de la dépression et de la surpression ne sont pas importantes donc les caractéristiques du réservoir d'air et l'étranglement prise initialement sont acceptables.

A - Démarrage du groupe Électropompe.

Après avoir protégé la conduite de refoulement pour atténuer l'effet du coup de belier dans le cas de l'arrêt brusque, on passe à l'étude de son comportement au moment du démarrage du groupe, alors que l'eau contenue dans la conduite n'est pas encore en mouvement.

On considère le démarrage à vanne ouverte (cas le plus défavorable)

À l'arrêt la pression absolue de l'air dans le réservoir :

$$Z'_{10} = H_0 - h_0 + 10$$

À chaque instant le débit Q fourni par la pompe se divise en deux.

Q_r Z_{1p} : débit entrant dans le réservoir on engendrant une perte de charge "r" au passage de l'organe d'étranglement

Q_c Z_{1p} : débit dans la conduite de refoulement donnant lieu à une perte de charge

On a donc $Q_{2ip} = Q_c Z_{1p} + Q_r Z_{1p}$.

La méthode serait de rechercher à vérifier par approche successives que pour une hauteur piézométrique donnée, mesurée à partir du plan d'aspiration, hauteur absolue exprimée en mètre d'eau et arbitrairement choisie à la fin de l'intervalle δ , la pression dans la conduite est aussi celle qui règne dans le réservoir d'air, aux pertes de charges près à la traversée de l'organe d'étranglement et résultant par le débit Q_r entrant dans le réservoir.

$$r = \begin{cases} Q_r^2 & \text{si } Q_r > 0 \\ 0 & \text{si } Q_r < 0 \end{cases}$$

$$r = 0 \quad \text{si } Q_r < 0$$

r : résistance de l'orifice du clapet.

$$r = \left(\frac{D_t^2}{m d^2} - 1 \right)^2 \frac{V_t^2}{2g}$$

$$\text{où } \mathcal{F}' = \left(\frac{D_t^2}{m d^2} - 1 \right)^2 \cdot \frac{1}{2g A_t^2}$$

V_t : vitesse dans la tubulure

Q_r : débit passant dans la tubulure

A_t : section de la tubulure.

La perte de charge dans la conduite de refoulement $c = r Q^2$

r : résistance de la conduite.

$$r = \frac{f \cdot L}{2g \cdot D_c \cdot A_c^2} = 0,0827112 \cdot f \cdot L / D^5$$

Pour une hauteur piézométrique H_B et Q_B , valeurs conjuguées usées de la caractéristique de la pompe (H_B en valeur absolue), une horizontale donne avec l'intersection de la droite Q/gA_c , augmentées des ordonnées de la parabole des pertes de charges dans la conduite les valeurs de Q_c et Q_r .

Pour une hauteur choisie arbitrairement H^B , on calcule :

$$\Delta U = Q \text{ m. tr.}$$

ΔU : variation du volume d'air dans le réservoir entre les temps

t_{i-1} et t_i .

Le volume d'air dans la cloche:

$U = U_0 - \Delta U$ Lorsque le réservoir d'air se remplit.

$U = U_0 + \Delta U$ Lorsque le réservoir d'air se vide.

La pression dans le réservoir d'air compte tenu d'une évolution adiabatique de l'air., 1, 4

$$Z = \frac{Z_0 \cdot U_0^{1,4}}{U_0^{1,4}}$$

Remarque:

Le coefficient de contraction de la veine liquide dans l'orifice du diaphragme est fonction du rapport de la section de l'orifice sur la section de la tubulure . (voir figure n°197) . p.393 M.LENCASTRE.

Les données de base sont les mêmes que pour l'arrêt du groupe.

$r = 2642, 2748.$

Lecture sur l'épure (voir figure suivante).

La droite $\alpha/\beta\Delta c = 1650, 3859.$

sur l'axe des hauteurs 1 cm représente 2 m.

L'échelle des débits 1 m³/s représente 360 cm.

La pente de la droite $\alpha/\beta\Delta c = 2, 292202 \longrightarrow \delta = 66^\circ 43'$

Conclusion.

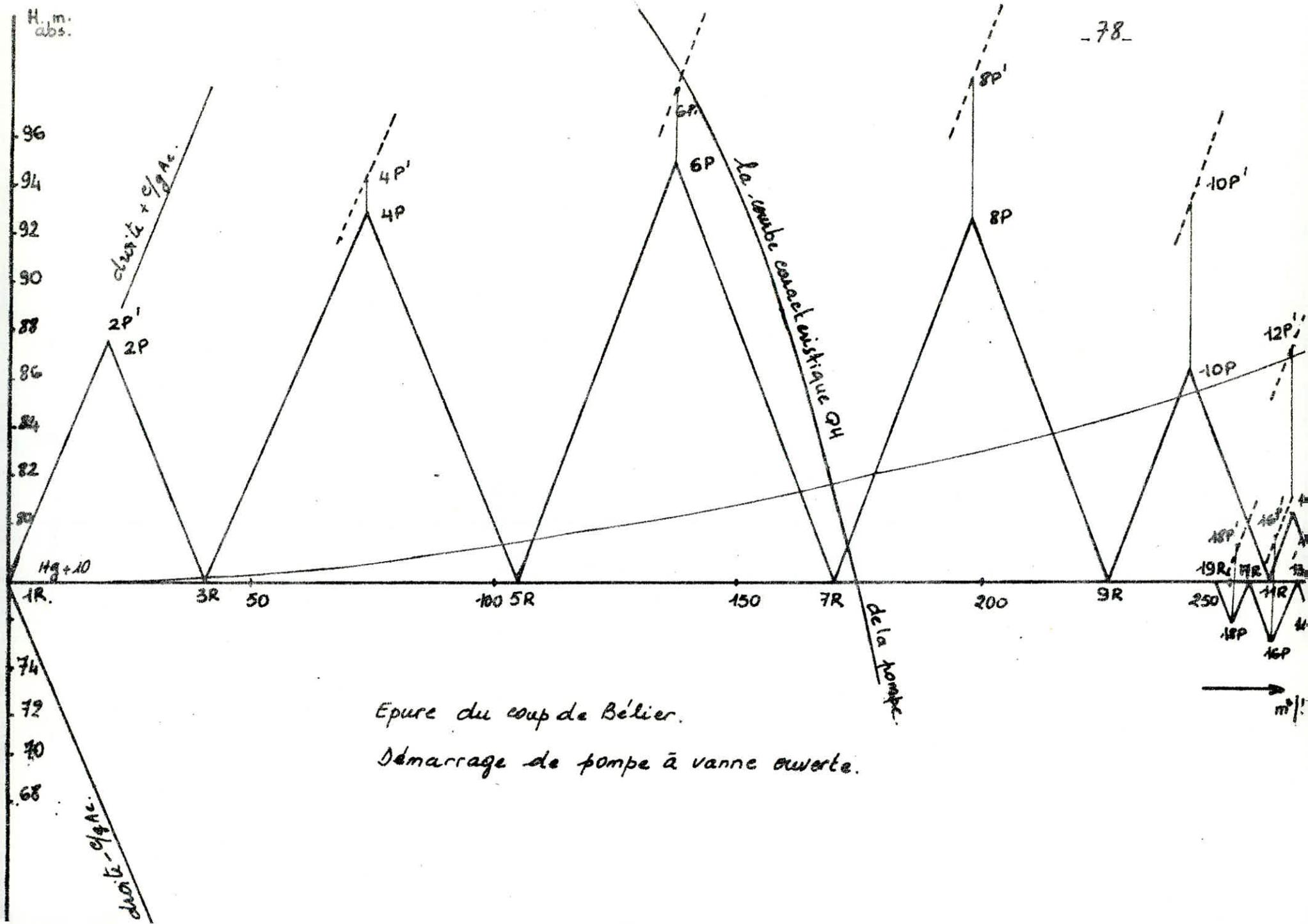
D'après le tableau et l'épure correspondante on déduit:

Dépression maximale : $77, 5 - 74, 865 = 2, 635$ m.

Surpression maximale: $95, 178 - 77, 5 = 17, 678$ m.

Les valeurs de la dépression et surpression ne sont pas assez importantes, donc les caractéristiques du réservoir et du dispositif d'étranglement choisies initialement sont acceptables.

intervalle de temps.	debit de la pompe. m ³ /s.	debit de la conduite m ³ /s.	debit qui entre ou qui sort du reservoir d'air. m ³ /s.	debit moyen entrant ou sortant du Res. air m ³ /s.	variation du volume d'air. m ³ .	Volume d'air m ³ .	pression dans le reservoir d'air. m. eau.	Pertes de charge. m.	hauteur frig. metrique de l'air arbit. No. val. absol.	pression dans la conduite correspondante à H ₀ choise à H ₀ - 2 m.	pression dans la conduite correspondante à la pres. 2 à 10 et 200	Pertes de charge dans la conduite. " m.
00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,500	73,500	0,000	77,500	75,500	75,500	00,00
10	0,038	60,038.10 ⁴	319,969.10 ⁴	159,985.10 ⁴	691,325.10 ⁴	1,430	78,519	4,971.	87,49	85,490	85,490	0,0829.
20	0,0382	207,911.10 ⁴	174,081.10 ⁴	247,029.10 ⁴	1067,422 "	1,324	87,521	1,471	92,993	90,993.	90,993	0,994
30	0,0385	322,485.10 ⁴	+ 2,514.10 ⁴	+ 88,310.10 ⁴	381,557 "	1,286	91,178	0,0003	95,178	93,178	93,178	3,365.
40	0,0388	521,762.10 ⁴	- 133,762.10 ⁴	- 65,624.10 ⁴	- 283,504 "	1,314	88,436.	0,00	92,436	90,436	90,436	6,262.
50	0,039	580,317.10 ⁴	- 190,317.10 ⁴	- 162,039.10 ⁴	- 700,104 "	1,384	82,238	0,00	86,238	84,238	84,238	7,747.
60	0,0395	559,430.10 ⁴	- 164,431.10 ⁴	- 177,373.10 ⁴	- 558,16 "	1,460	76,262	0,00	80,262	78,262	78,262.	7,199.
70	0,0398	491,910.10 ⁴	- 93,91.10 ⁴	- 123,172.10 ⁴	- 228,172 "	1,506	72,362	0,00	76,362	74,362	74,362.	5,511.
80	0,040	411,69.10 ⁴	- 11,695.10 ⁴	- 5,28.10 ⁴	- 101,871 "	1,512	70,865	0,00	74,865	72,865	72,865.	3,859.
90	0,0405	344,76.10 ⁴	60,239.10 ⁴	24,272.10 ⁴	347,510 "	1,514	71,546	0,1762	75,723	73,723	73,723.	2,734.
100	0,041	309,394.10 ⁴	100,605.10 ⁴	80,422.10 ⁴	418,645 "	1,490	73,886.	0,491.	78,378	76,378	76,378	2,200
110	0,042	556,443.10 ⁴	107,049.10 ⁴	103,827.10 ⁴	404,016 "	1,440	77,109.	0,556	81,644	79,644	79,644	2,250
120	0,043	350,05.10 ⁴	79,949.10 ⁴	93,499.10 ⁴	249,538 "	1,400	80,221.	0,310	84,531	82,531	82,531	2,810
130	0,044	405,858.10 ⁴	34,161.10 ⁴	57,055.10 ⁴	40,538 "	1,380	82,228	0,056	86,284	84,284	84,284.	3,789.
140	0,0446	461,38.10 ⁴	- 15,338.10 ⁴	9,38.10 ⁴	38,520 "	1,381	82,566	0,00	86,566	84,566	84,566	4,837.



Epure du coup de Bélier.
Démarrage de pompe à vanne ouverte.

Etude du coup de belier adduction gravitaire.

Zone I.

Le phénomène du coup de belier apparaît dans les conditions gravitaires au moment de la manoeuvre de la vanne de regulation. Pour éviter les dépressions et surpressions importantes, nous soumettons la vanne à une allure de fermeture et ouverture.

Au départ on suppose le temps de fermeture avec lequel on étudiera les valeurs de la surpressions et la depression. Si ces dernières sont admissibles on gardera l'allure choisie dans le cas contraire on refait le tracé de l'épure de Bergeron jusqu'à obtention d'une allure qui convient à notre cas.

Donnée de base :

$$Q = 114,85 \text{ l/s} .$$

$$\phi = 400 \text{ mm} /$$

$$L = 316 \text{ m} .$$

épaisseur de la conduite en acier : $t' = 0,005 \text{ m}$

pression statique 24 m

Célérité de l'onde $a = 1143,237 \text{ m/s} .$

l'unité de l'onde en temps $t = L/a = 0,3 \text{ s} .$

la valeur maximum du coup de belier .

$$b = t a v_0 / g = \pm 106 \text{ m} .$$

La surpression $H_0 + b = 24 + 106 = 130 \text{ m} .$

La dépression $H_0 - b = 24 - 106 = -82 \text{ m} .$

Dans le cas d'une manoeuvre brusque nous aurons une dépression et une surpression importantes, pour palier à cette inconvénient nous imposerons une manoeuvre lente de la vanne.

La vanne se fermera pendant le temps $0,3 \cdot 10 = 3 \text{ s} .$

Les caractéristiques de fermeture de la vanne sont représentées

d'abord au $t = 0 \text{ s}$ (ouverture totale) puis au temps $t = 1, 2, 3 \dots 9 \text{ s}$

Ces temps seront espacés de $0,3 \text{ s} .$

Zone II

$$\phi = 250 \text{ mm}$$

$$Q = 50 \text{ l/s}$$

$$L = 990 \text{ m}$$

$$H_0 = 40,7 \text{ m}$$

$$t' = 0,005 \text{ m}$$

$$a = 1143,237 \text{ m/s} .$$

$$t = L/a = 0,9 \text{ s} .$$

la valeur maximum du coup de belier:

$$b = t a v_0 / g = \pm 119 \text{ m} .$$

La surpression $b + H_0 = 40,7 + 119 = 159,7 \text{ m} .$

La dépression $b - H_0 = 40,7 - 119 = -78,3 \text{ m} .$

Dans le cas d'une fermeture brusque, nous avons des dépressions et surpressions importantes, pour palier à cet inconvénient on impose une allure de fermeture lente. Le temps de fermeture $0,9 \cdot 10 = 9 \text{ s} .$

Le temps de fermeture de la vanne sera représenté d'abord au $t = 0 \text{ s}$ (ouverture totale) puis au temps $t = 1, 2, 3, \dots 9 .$

Le débit qui passe dans la vanne pour un degré d'ouverture.

$$Q = m \cdot A_v \cdot \sqrt{2g(H_0 + b)}$$

m : coefficient de débit, il sera variable en du débit et du temps.

H_0 : pression statique en m.

b : surpression ou depression $\longrightarrow H_0 - b < 0$

A_v : section réduite en M_2 .

Les caractéristiques successives sont représentées par des paraboles

à axe verticale confondu avec l'axe OB et tangente au point (0, -H₀)
Au temps t= 0s la parabole passe par les points (Q₀, -H₀) il n'ya
aucun coup de belier, la fermeture n' a pas commencé. Avec ses deux
points on peut tracer sa courbe. Les autres courbes passeront par
Q₁, Q₂, Q₃,Q₉ tel que Q₀Q₁ +Q₈-Q₉ = Q/10.

Lecture sur l'épure zone I figure 1.

Les dépressions et les surpressions maximales se trouvent sur l'axe
OB, elles sont sensiblement égales .

D'après l'épure on a la depression et le surpression= $\bar{+} 14$ m.c.e
La pression totale dans la conduite au moment de la surpression:

$$24 + 14 = 38 \text{ m.c.e}$$

La pression restante dans la conduite au moment de la dépression:

$$24 - 14 = 10 \text{ m.c.e}$$

Les valeurs maximales de la surpression et la dépression issues de la
caractéristique de fermeture sont très acceptables.

- Zone II. figure 2.

Les dépressions et les surpressions se trouvent sur l'axe OB. elles
sont sensiblement égales .

La depression et la surpression sont de $\bar{+} 15$ m.c.e

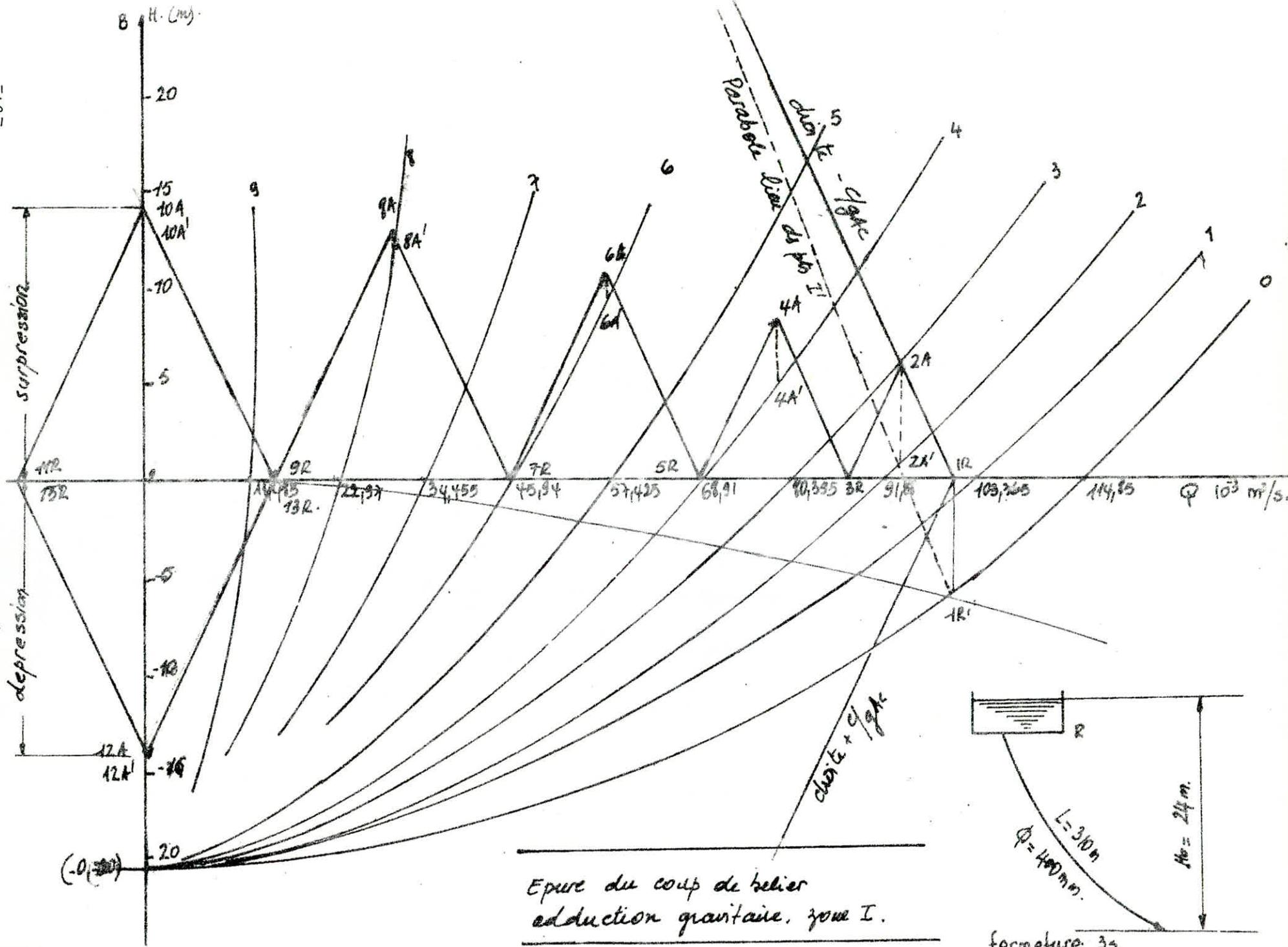
La pression totale dans la conduite au moment de la surpression:

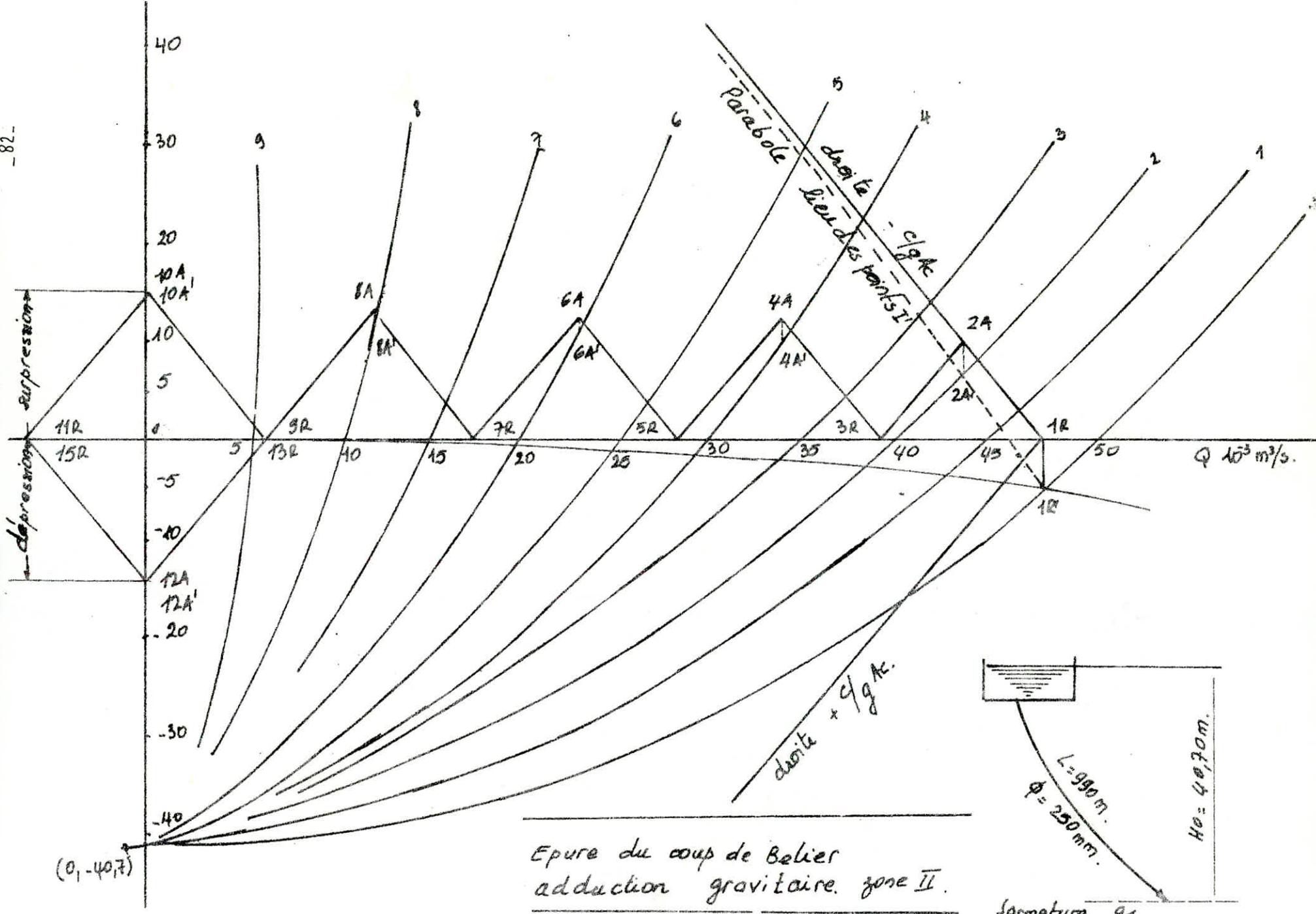
$$40, 7 + 15 = 55, 7 \text{ m.c.e}$$

La pression restante dans la conduite au moment de la dépression/

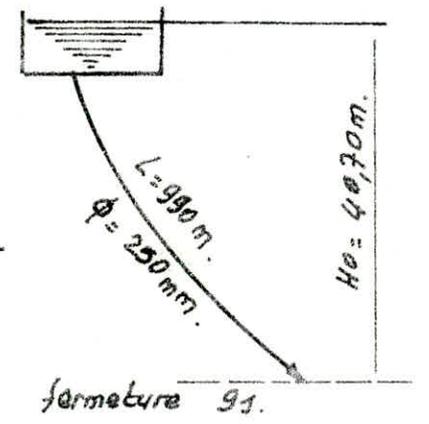
$$40, 7 - 15 = 25, 7 \text{ m.c.e}$$

Les valeurs maximales de la surpression et de la depression issues
de la caractéristique de fermeture sont acceptables.





Epure du coup de Belier
adduction gravitaire zone II.



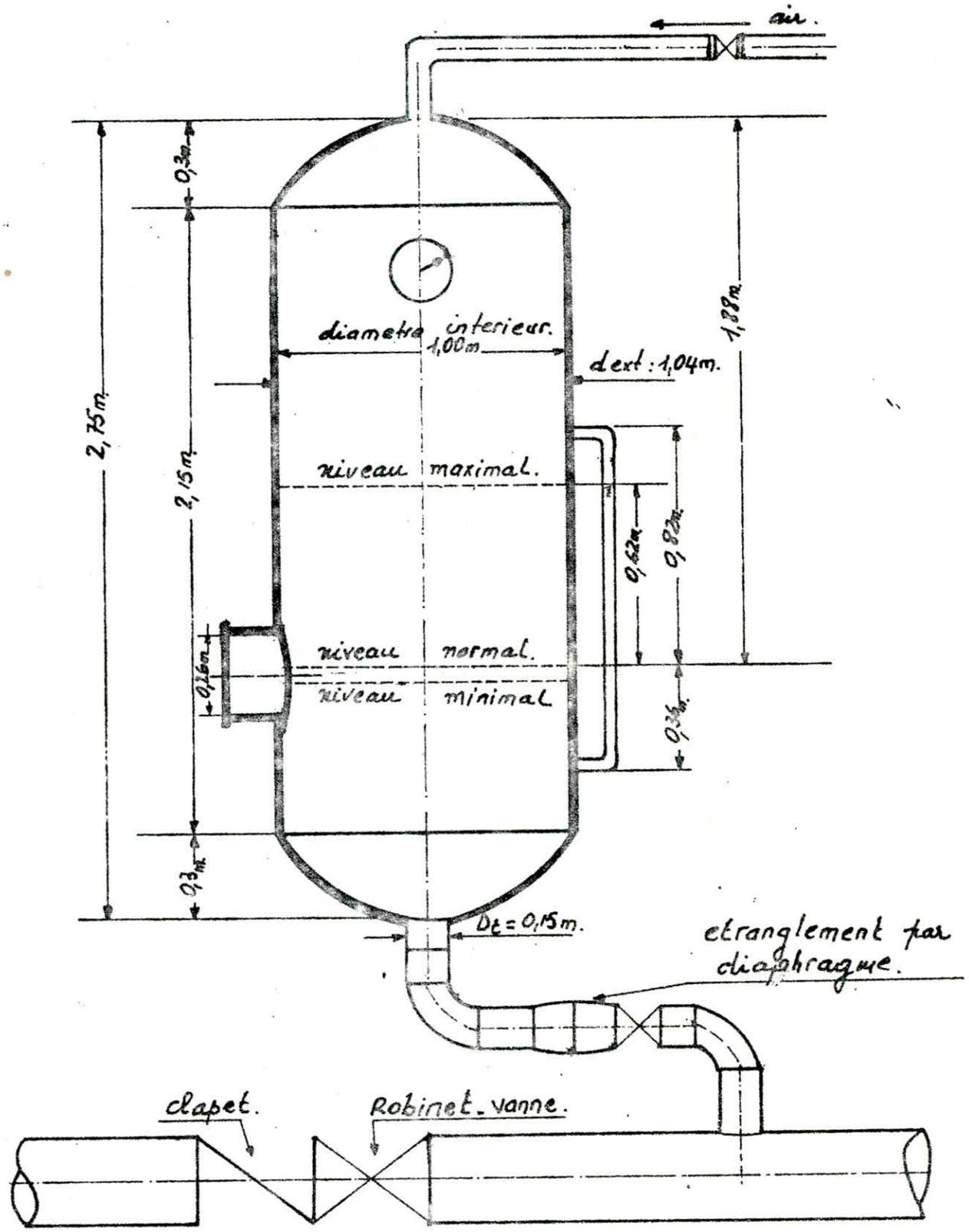


fig 14. Schema-type de l'anti-belier.

oOo CHAPITRE VIII oOo

Protection des Conduites Contre la Corrosion.

A - Corrosion externe :

La corrosion est caractérisée par une attaque du métal due à des phénomènes extérieures qui sont généralement liés à la nature du sol.

Si ces phénomènes deviennent importants, il se produit la destruction rapide des canalisations par perforation ou une formation de couche de rouille conduisant à une diminution de l'épaisseur de la conduite. Les terrains de la ville de Tadmait ne sont pas homogènes et sont agressifs par contre l'eau transporté est d'une faible agressivité.

1) Protection externe.

La bonne protection du réseau de canalisation en acier consistera à ne mettre que les canalisations convenablement revêtus d'une enveloppe isolante et assurer au droit des joints une parfaite continuité de cet enrobage.

Un revêtement externe bitumineux est souhaité.

Simple : la conduite est couverte par une couche mince d'émail bitumineux avec une épaisseur variante de 2,5 à 3,0 mm.

Double : d'une couche de bitume avec une épaisseur de 5 à 6 mm.

Renforcée : le renforcement du revêtement se fait par un enroulement de feutre bitumineux autour de la conduite.

La pose de la conduite s'effectuera en prenant soin de ne pas détériorer le revêtement.

Si la conduite à protéger croise d'autre canalisation, il y a lieu de renforcer le revêtement de part et d'autre du point du croisement à l'aide de la laine de verre.

B - Protection Cathodique.

Parmi les paramètres qui permettent de mesurer l'agressivité du sol et des eaux, la résistivité est un des plus importants. Elle fixe en effet sur la concentrations des sel dissous contenues dans le sol (électrolyte) c'est à dire sur l'intensité probable des échanges chimiques ou électrochimiques possible.

En principe, la résistivité est basse pour les terrains humides et agressifs (0 - 100 $\Omega \cdot m$) et 500 $\Omega \cdot m$ pour les terrains sableux.

En conséquence les terrains sont à considérer comme très agressifs vis à vis de la conduite et une protection cathodique est recommandée pour assurer la longévité de la conduite.

b - I. Principe de la protection cathodique.

Pour assurer la protection d'une structure métallique enterrée, on admet que le potentiel de protection par rapport au milieu ambiant doit s'abaisser à une certaine valeur de - 850 mV pour l'acier par rapport à une électrode de référence (métal plus électronegatif que le fer). Elle consiste :

- Soit de constituer avec un métal plus électro-négatif que le fer une pile ou le fer jouera le rôle de cathode.
- Le potentiel de la conduite en acier est de $- 500$ mV, le moyen d'abaisser ce potentiel à la valeur de $- 850$ mV. par rapport au milieu et de relier les conduites au pôle négatif d'une source de courant continu.

Le pôle positif sera connecté à une prise de terre constitué par une anode en graphite.

b - 2. Protection par anode réactive (voir figure n° I6).

Il suffit de relier de place en place la conduite à une pièce de métal plus électro-négatif que le fer (Zinc, magnésium) d'un point de vue économique, la solution anode réactives ne s'emploie que pour de faibles intensités de l'ordre 500 mA.

Par ailleurs il n'est guère possible d'utiliser les anodes réactives quand la résistivité des terrains est supérieurs à 50 \cdot m.

Les anodes réactives seront enfouies dans le sol à 3 m. environ de la conduite et seront disposées en terrains agressifs.

b - 3. Protection par soutirage de courant (voir figure n° I5).

Cette solution consistera à relier la conduite à une borne négatif d'une source électrique en courant continu, la borne positif sera connecté à une prise de terre constituée par des anodes en graphites enterrées en milieu humide loin de la conduite.

Le courant en quittant la prise de terre regagnera la borne de la source électrique en passant par la conduite et entrainera la dissolution anodique de la graphité.

Ce dispositif permet de protéger l'efficacité de la conduite

Remarque :

Il ya lieu d'isoler le circuit de la mise à terre de la station de pompage s'il existe de la façon suivante :

Câble nu ou dénudé par un câble isolé.

L'emploi d'une anode en graphite sera plus économique que l'utilisation de vieux rails car ceux ci s'oxydent rapidement.

b - 4. Choix de l'emplacement.

Pour assurer une meilleure condition de fonctionnement les anodes seront implantées de préférence :

- Dans un terrain de faible résistivité de façon à ne nécessiter pour être franchie par le courant qu'une f-e-m aussi faible que possible.
- A être consommée qu'après un certain nombre d'années
- Au environ de la ligne électrique basse tension.

c - Protection interne.

Les eaux naturelles ne sont en faite pas pures et contiennent différents éléments chimiques qui peuvent parfois provoquer la corrosion interne des conduites.

Pour y remédier, un revêtement en resine hypoxydique est fait à la fabrique.

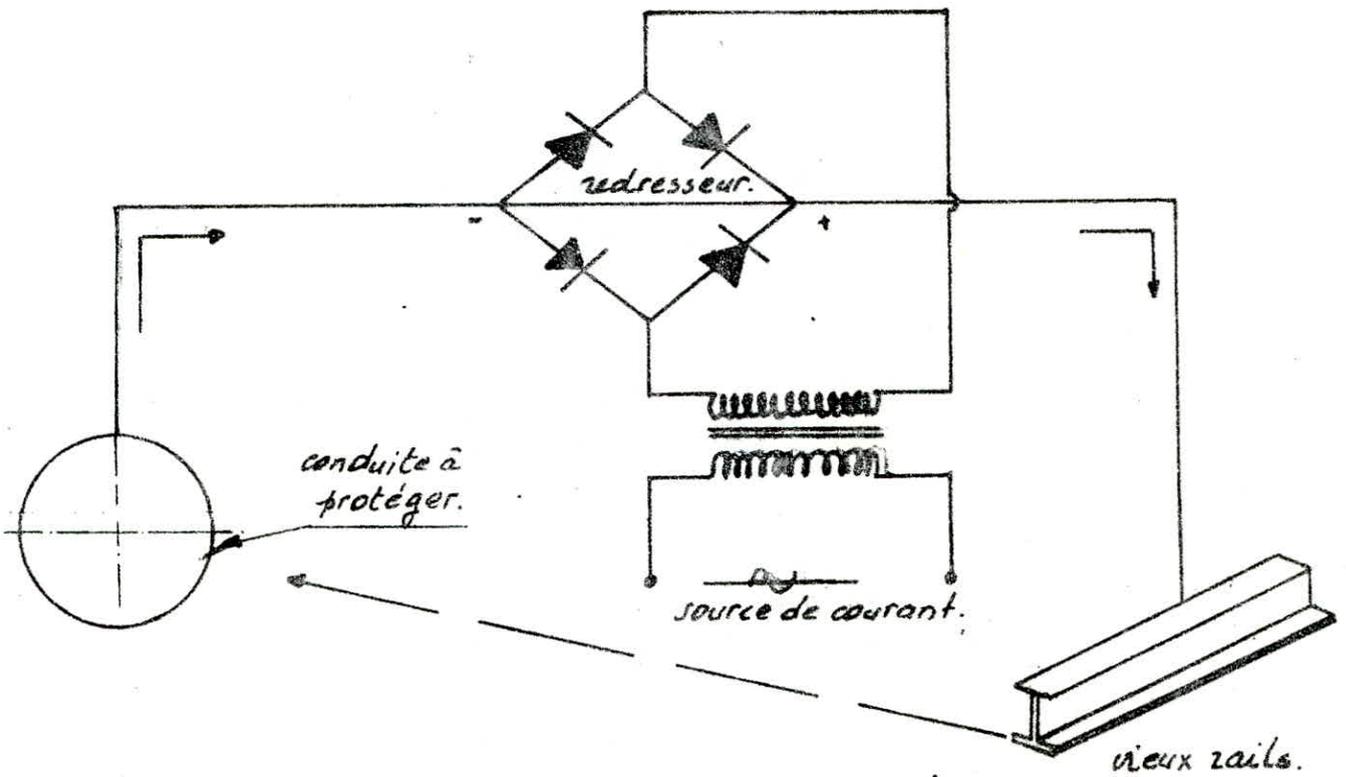
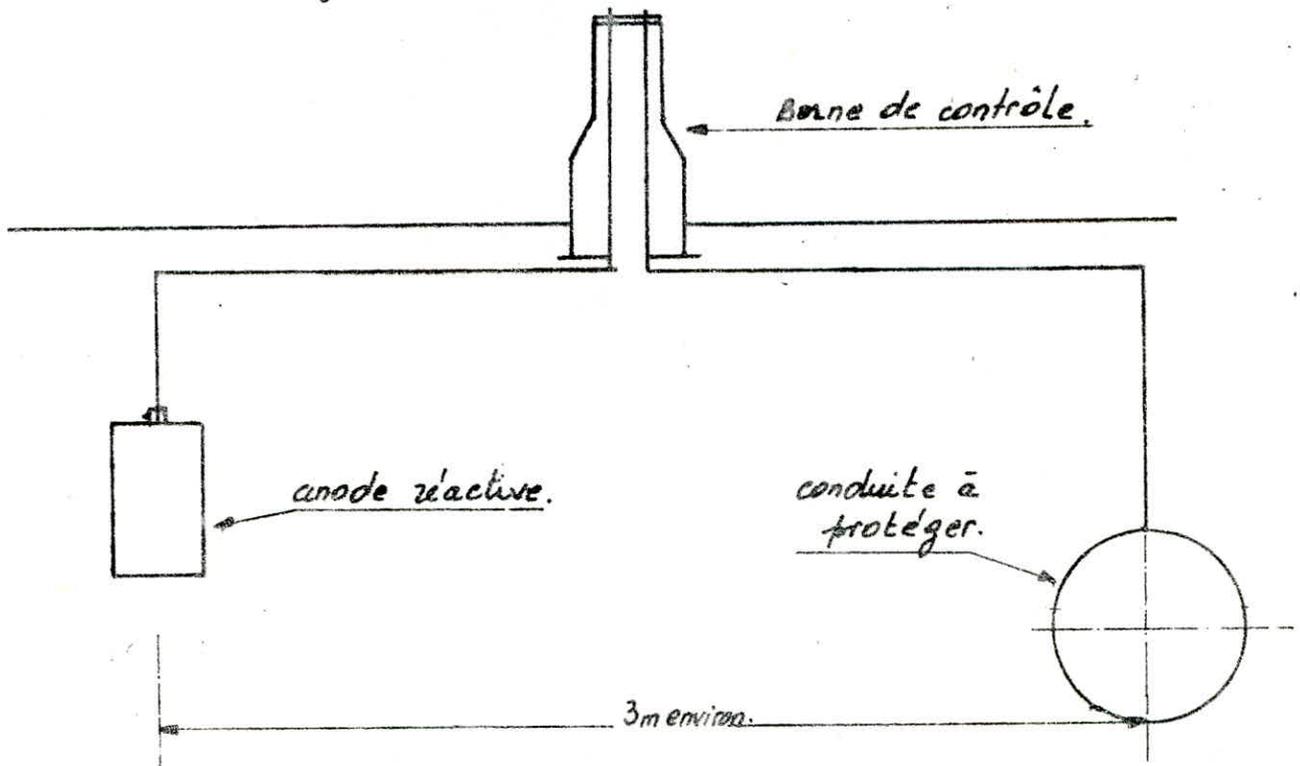


fig 15 Schema de protection par soutirage de courant.

fig 16 Schema de protection par anode réactive



oOo C H A P I T R E IX oOo

Pose des conduites.

La conduite sera posée sur un lit de sable de 0,20 m. d'épaisseur bien pilonné et bien nivelés. Ce lit de pose sera constitué par du gravier et par la pierre cassée pour jouer le rôle de drain dans les terrains imperméables. La profondeur de la tranchée sera de 1 m. à partir de la génératrice supérieure de la conduite.

Pour les adductions en acier, les joints soudés seront exécutés au-dessus de la fouille où les tuyaux seront maintenus par des bois disposés en travers de la tranchée.

Quant aux réseaux de distribution prévus en amiante ciment les joints seront exécutés après avoir calé les tuyaux sur bois avant de remblayer il faut procéder à l'essai des joints. La pression d'essai sera égale à la pression à laquelle sera soumise réellement la conduite majorée de 50%.

Les remblais seront en terre tamisée, qui seront damés et arrosés par couches successives de 30 cm.

Traversée des routes.

À chaque traversée d'une route, il faut introduire la conduite dans des buses de diamètres supérieurs (gaine) dans le but de protéger la canalisation des chocs et vibrations.

Traversée de voies ferrées.

La conduite sera introduite dans une buse de plus grand diamètre, dans ce cas, il n'y aura plus transmission d'effort et de vibration et toute fuite est évacuée.

Il sera prévu la pose de la gaine par forage horizontal.

Butées.

Dans les changements de direction, et dans les branchements il y a tendance sous la poussée exercée par l'eau à un déboitement des joints (réseau de distribution) ou la rupture des soudures (Adduction).

On prévoit alors la construction de butées en béton qui s'opposeront à ces efforts (voir figure I7, I8, I9).

Désinfection de la canalisation.

Il est toujours recommandé de procéder à la désinfection du réseau avant la livraison de l'eau à la consommation publique. Cette désinfection peut se faire soit au chlore, soit en permanganate de potassium suivant les instructions du laboratoire agréé.

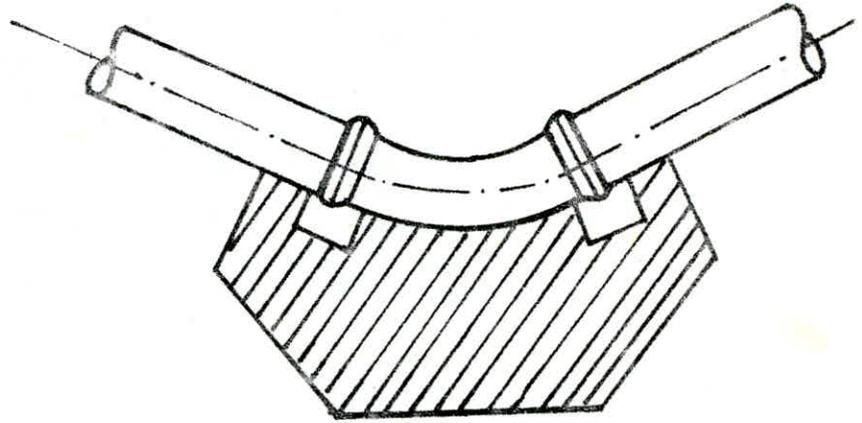


fig: 17 Butée sur coude horizontal.

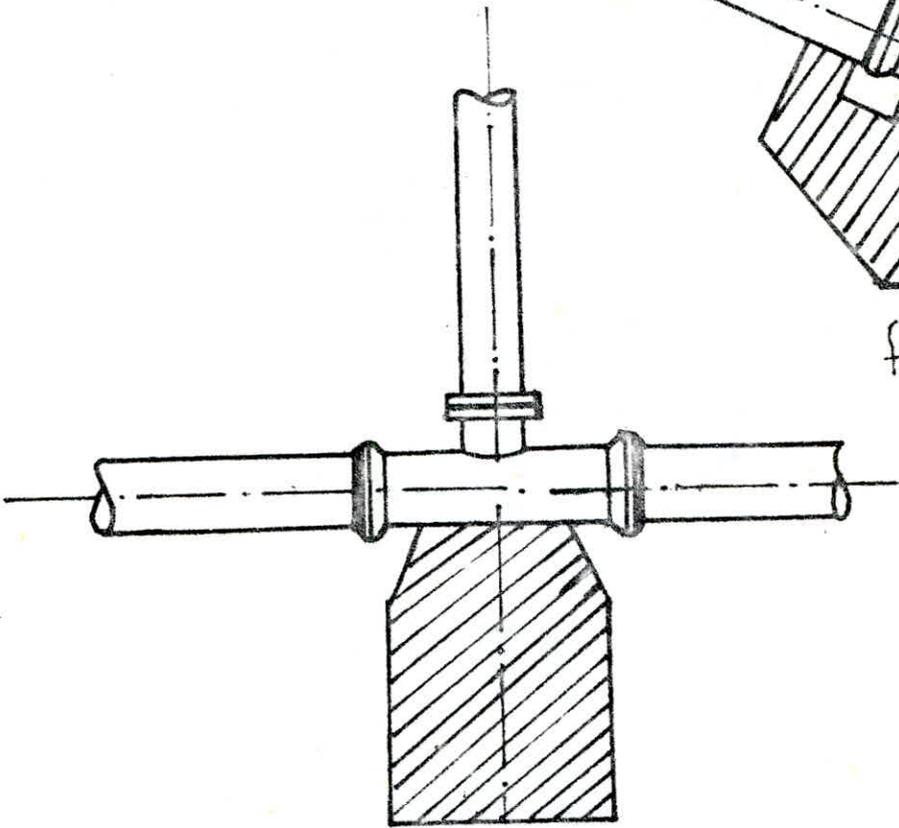


fig: 18 Butée sur un branchement.

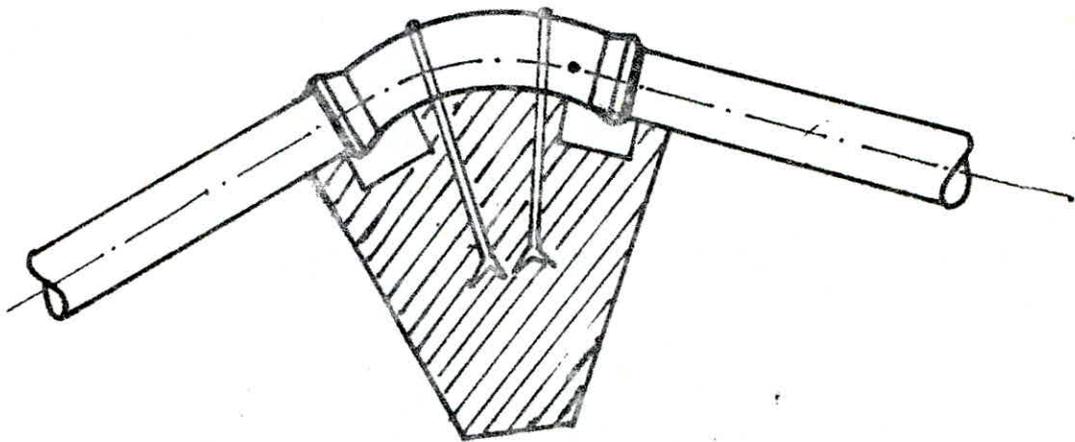


fig: 19 Butée sur un coude vertical.

Evaluation des débits pluviaux et en temps sec.

1 - Généralités :

Les eaux pluviales ou de ruissellement comprennent les eaux de pluie des eaux de lavage et les eaux de drainage. Toutes les eaux de ruissellement sont polluées par suite de d'érosion du sol, de lessivage des surfaces imperméables des matières minérales solides (sable, argiles..)

Des matières organiques décantables ou non dont la décomposition va consommer une certaine quantité d'oxygène dissoute dans l'eau. Les matières minérales décantables constituent un danger pour les ouvrages de collecte et les canalisations, et provoquant des risques de colmatage.

Ces ouvrages sont calculés par une précipitation dont la probabilité est déterminée.

Pour les eaux pluviales, on peut estimer leur débit par la formule qui est utilisée pour des superficies inférieure à 100 Ha.

$$Q = C \cdot I \cdot A.$$

Où C : Coefficient de ruissellement (rapport entre le débit d'eau qui ruisselle et celui apporté par la pluie) $C \leq 1$

I : Intensité moyenne des précipitations en l/s/Ha.

A : Surface d'apport en Ha.

2 - Les bassins d'apport :

On détermine les surfaces des zones à assainir par quadrillage l'ensemble de la ville de Tadmait a été divisée en 10 bassins d'apport.

L'ensemble des eaux usées de la ville seront collectées dans 2 principaux collecteurs - le collecteur ABCDEF recevra les eaux de cinq (5) bassins élémentaires, le second (I,II,III,IV,V) recevra les eaux de cinq (5) autres bassins élémentaires.

Ces deux (2) collecteurs s'associent au point F, pour véhiculer les eaux de toute la ville vers le point S. Le nombre de collecteurs est déterminé suivant la topographie du terrain. La limitation des bassins élémentaires est aussi fonction de la topographie du terrain.

Pour chaque bassin élémentaires, on déterminera les débits des eaux usées et pluviales.

3 - Coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement d'une surface donnée est le rapport du volume d'eau qui ruisselle, au volume d'eau tombée sur elle. Pour notre étude, le coefficient noté C est pris égale au taux d'imperméabilité

$$C = \frac{A'}{A}$$

Où : A' surface totale des parties revêtues du bassin

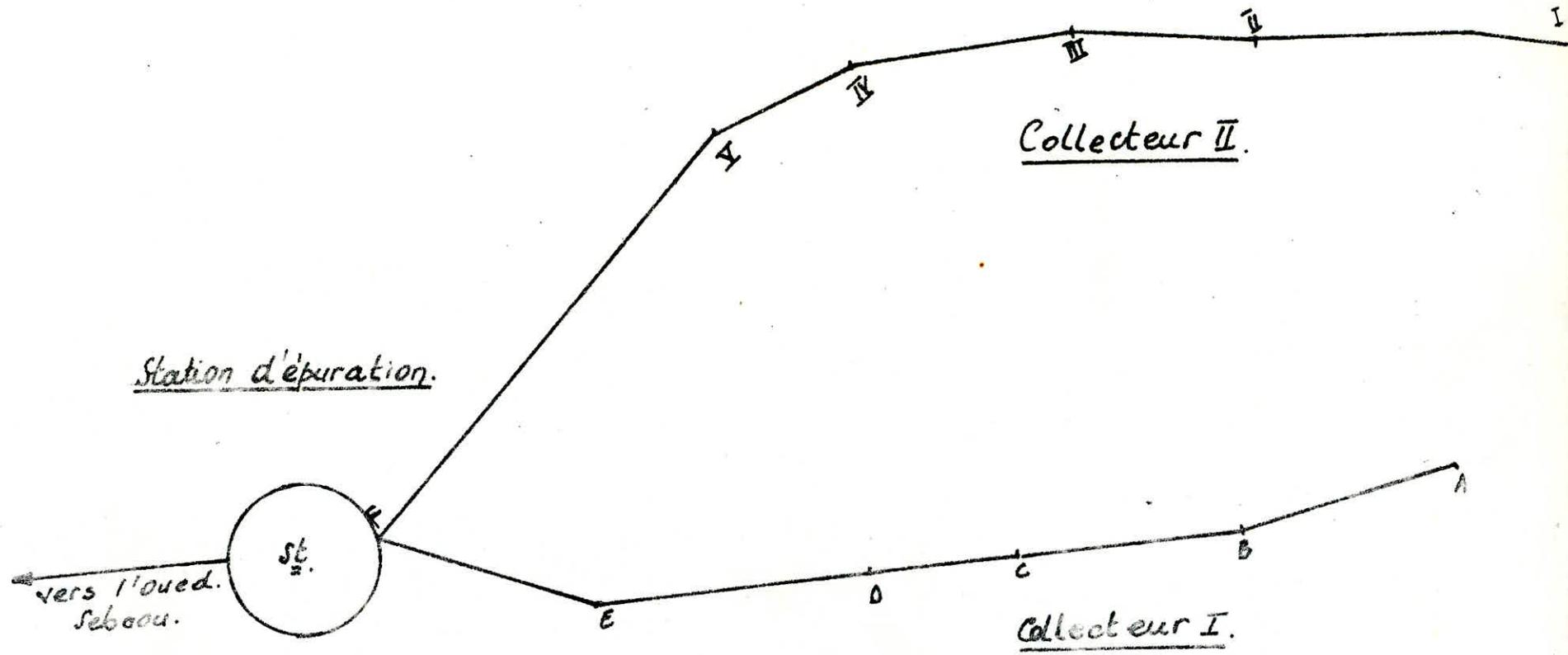
A surface totale du bassin considérée.

4 - Intensité des pluies.

L'intensité de pluies dépend directement du type du climat donc de la région considérée. Les pluies les plus intenses étant les plus courtes. D'après les renseignements recueillis auprès de la Subdivision de l'Hydraulique de Bordj-Ménaiel, l'intensité des pluies est

$$I = 150 \text{ l/s/Ha.}$$

Vue en plan du tracé des collecteurs principaux.



6 - Débit d'eaux usées en temps sec

Les eaux usées d'origine domestique comprennent :

- eaux ménagères, de cuisine, lessive, toilettes etc...
- eaux vannes en provenance de WC, matières Urinaires, pour ce qui concerne les eaux industrielles, elles sont intégrées dans le calcul des besoins de la ville. On considère que 80% de ce volume aboutit dans réseau d'égout.

Le débit d'eaux usées est donnée par la formule :

$$Q_u = 0,8 d * S * q * 2,2$$

d : densité de la population = 494 Hab./Ha.

S : surface du bassin considérée

q : consommation spécifique moyenne = 271,09 l/s/ha

2, 2: Coefficient de pointe.

7 - Calcul des débits pluviaux en temps sec.

a - Collecteur I

Troçon	AB.....	Qu = 17, 41 l/s
	BC.....	Qu = 20, 72 l/s
	CD.....	Qu = 11, 70 l/s
	DE.....	Qu = 20, 42 l/s
	EF;.....	Qu = 12, 76 l/s

b - Collecteur II

Tronçon	I-II.....	Qu = 23, 43 l/s
	II-III.....	Qu = 13, 43 l/s
	III- IV.....	Qu = 14, 22 l/s
	IV-V.....	Qu = 09, 30 l/s
	V-F	Qu = 17, 99 l/s

Tableau de calcul des débits Pluviaux

Tronçons	Bassins	Surfaces (ha)	coef ruissel (c)	I (l/s/ha)	Débit pluvial (l/s)
COLLECTEUR I					
A - B	1	5,85	0,317	150	278,167
B - C	2	6,82	0,633	150	647,559
C - D	3	3,85	0,657	150	379,417
D - E	4	6,72	0,217	150	218,736
E - F	5	4,20	0,350	150	220,500
COLLECTEUR II					
I - II	6	7,71	0,583	150	674,239
II - III	7	4,42	0,746	150	494,598
III - IV	8	4,68	0,576	150	404,352
IV - V	9	3,06	0,428	150	196,452
V - F	10	5,92	0,277	150	245,976
COLLECTEUR GLOBAL					
F - S	—	—	—	150	—

Dimensionnement des Collecteurs Principaux.

1- Généralités.

Le réseau projeté est du système unitaire avec deux principaux collecteurs dont le tracé est effectué en évitant au maximum les contres inclinaisons. Les canalisations des eaux usées sont en béton armé et de profil circulaire.

Notre réseau est à deux collecteurs, qui se rencontrent au point F, d'où prend départ un collecteur global véhiculant les eaux usées.

2- Calcul des diamètres des tronçons.

En fonction du débit de dimensionnement et de la pente tirée de la topographie du terrain, on déterminera le diamètre du tronçon considéré en utilisant l'Abaque de l'Annexe VII (canalisations circulaires, formules de Bazin.)

Ayant le diamètre et la pente, on tire les valeurs de la vitesse de pleine section (V_{ps}) et du débit à pleine section (Q_{ps}) toujours du même Abaque en fonction du rapport des débits $rQ = Q/Q_{ps}$, on détermine le rapport des hauteurs ainsi que le rapport des vitesses.

On aura la hauteur de remplissage $H = D \cdot r_h$, la vitesse réelle de

l'eau dans le tronçon sera $V = V_{ps} \cdot r_v$.

Toutefois la vitesse maximale d'écoulement $V_{réelle}$ ne doit pas dépasser 4m/s !.

3- Vérification des conditions d'autocurage.

Un réseau d'assainissement du type unitaire doit, dans toute la mesure du possible être autocureur pour éviter l'érosion par la matière solide transporté.

Le réseau doit être, donc conçu de telle manière que :

- les sables soient automatiquement entraînés par des débits pluviaux atteint assez fréquemment.

- Les vases fermentescibles soient également entraînés pour des débits moyens des eaux usées, en effet les vitesses trop faibles provoquent des dépôts de matières solides que l'égout est capable de ré-entraîner si les conditions d'autocurage sont respectées.

Ces conditions d'autocurage peuvent être traduites comme suit:

- vitesse supérieure à 0,60 m/s pour 1/10 du débit pleine section.

- vitesse supérieure à 0,30 m/s pour 1/100 de ce même débit.

Les résultats des calculs sont reportés au tableau ci-après.

4- Conclusion.

Toutes les vitesses pour 1/10 du débit à pleine section sont supérieures à 0,6 m/s, ainsi que la vitesse maximale est inférieure à 4 m/s Les conditions d'autocurage sont respectées.

5- Eléments constructifs du réseau.

Les deux principes directeurs de tout système d'assainissement sont: Evacuer rapidement et sans stagnation loin des habitations.

Eviter que les produits évacués puissent par leur destination finale souiller les eaux souterraines quelle qu'en soit la nature des cours d'eau dans des conditions dangereuses. Donc pour satisfaire à ces principes, un ensemble de mesure d'assainissement doit comporter différents éléments.

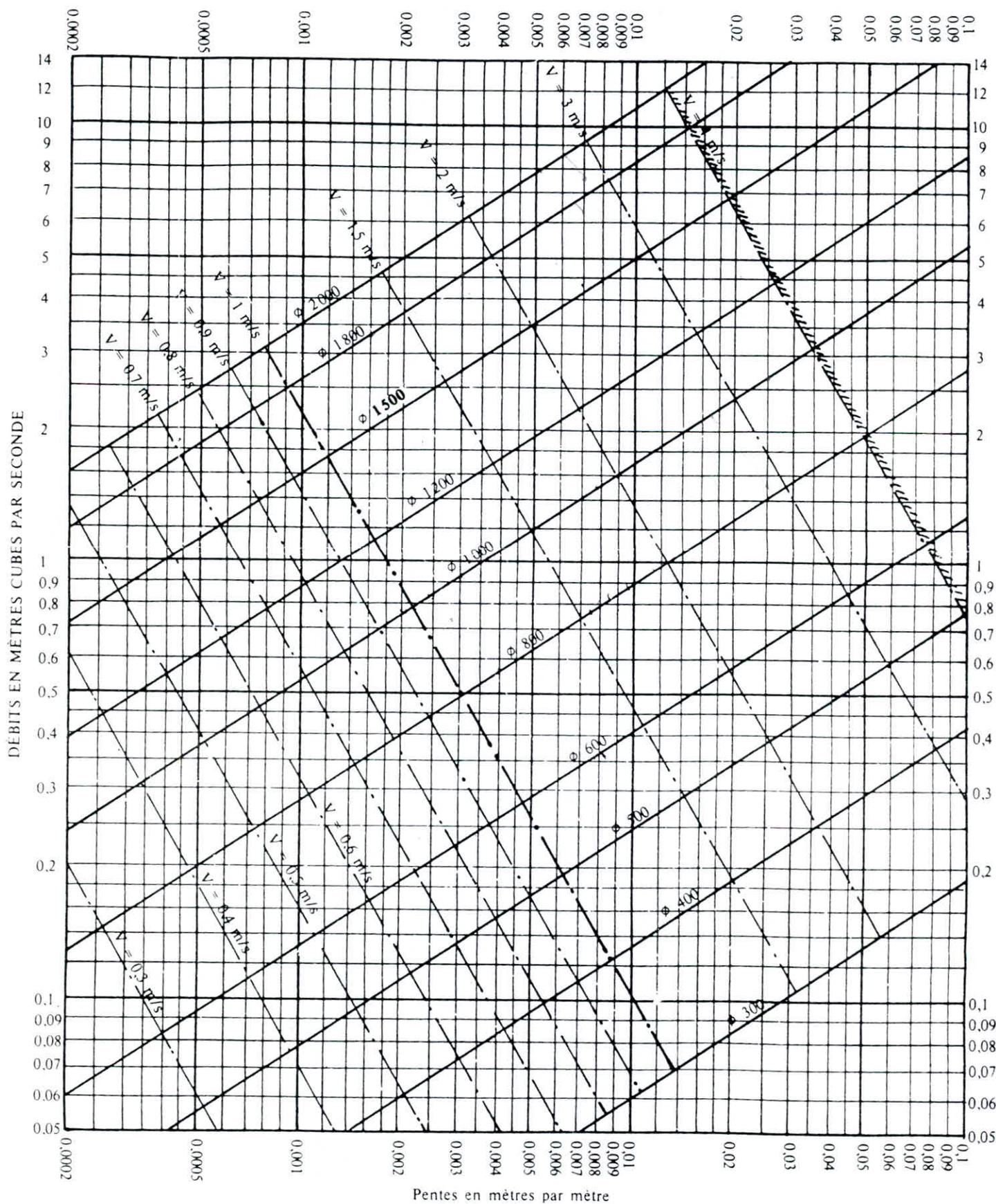
a- Les tuyaux:

On utilise pour réaliser le réseau des tuyaux de section circulaire en béton armé. Le béton est la matière la plus utilisée dans la fabrication des tuyaux destinés pour l'assainissement. Ils présentent les avantages:

- Bonne étanchéité aussi bien pour les eaux transitées que pour les eaux extérieures.

ANNEXE VII

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

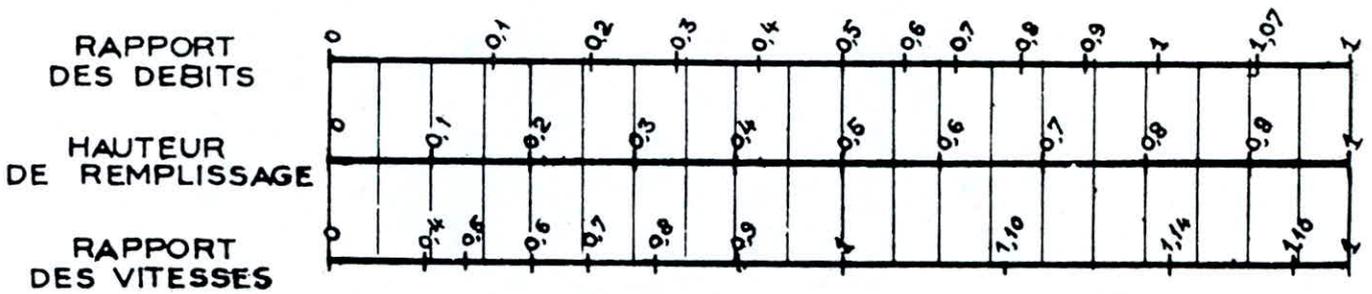


ANNEXE X

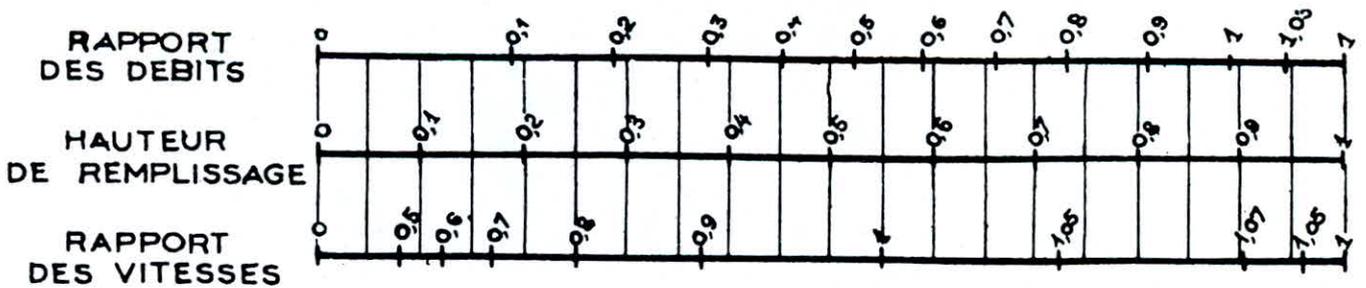
VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES
EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE

(d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovoïdes normalisés



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

Tronçon	Bassins	Côtes				Longueur (m)	Pente %	Débits pluviaux l/s	Débits Usés l/s	Somme Débits Cumulés	Ø (mm)
		Sol		Radier							
		Amont	Aval	Amont	Aval						
COLLECTEUR I											
A - B	1	54,2	50,5	51,80	48,65	180	1,75	278,167	17,41	295,577	500
B - C	2	50,5	48,0	48,65	45,50	180	1,75	647,558	20,72	963,856	800
C - D	3	48,0	46,0	45,50	43,40	120	1,75	379,417	11,70	1354,973	1000
D - E	4	46,0	41,1	43,40	39,20	240	1,75	218,736	20,42	1594,129	1000
E - F	5	41,1	40,0	39,20	36,90	180	1,27	220,500	12,76	1827,389	1200
COLLECTEUR II											
I - II	6	51,5	50,2	49,10	47,84	360	0,35	674,239	23,43	697,669	1000
II - III	7	50,2	50,0	47,84	47,33	144	0,36	494,598	13,43	1295,697	1000
III - IV	8	50,0	47,4	47,33	44,45	180	1,60	404,352	14,22	1629,269	1000
IV - V	9	47,4	44,7	44,45	42,53	120	1,60	196,452	9,30	1830,021	1000
V - F	10	44,7	40,0	42,53	36,90	420	1,34	245,976	17,99	2093,987	1200
COLLECTEUR GLOBAL											
F - S	—	40,0	32,2	36,90	30,60	360	1,75			3921,376	1500

Tronçons	Bassins	Φ (mm)	Pente %	Q_{ps} (l/s)	V_{ps} (m/s)	$r_Q = \frac{Q}{Q_{ps}}$	$r_h = \frac{H}{H_{ps}}$	$r_v = \frac{V}{V_{ps}}$	$H = Q r_h$	$V = V_{ps} \cdot r_v$	Vitesse à $\frac{1}{10} Q_{ps}$
COLLECTEUR I											
A - B	1	500	1,75	320	1,65	0,92	0,751	1,121	375,5	1,849	0,990
B - C	2	800	1,75	1160	2,37	0,83	0,700	1,109	560	2,628	1,422
C - D	3	1000	1,75	2250	2,81	0,60	0,564	1,038	564	2,916	1,686
D - E	4	1000	1,75	2250	2,81	0,70	0,614	1,071	614	3,00	1,686
E - F	5	1200	1,27	2600	2,29	0,70	0,614	1,071	736,8	2,452	1,374
COLLECTEUR II											
I - II	6	1000	0,35	1000	1,28	0,69	0,610	1,070	610	1,369	0,768
II - III	7	1000	0,36	1600	1,44	0,75	0,651	1,092	651	1,572	0,864
III - IV	8	1000	1,60	2100	2,80	0,77	0,659	1,100	659	3,080	1,680
IV - V	9	1000	1,60	2100	2,80	0,87	0,722	1,114	722	3,119	1,680
V - F	10	1200	1,34	3100	2,70	0,67	0,600	1,023	720	2,762	1,620
COLLECTEUR GLOBAL											
F - S	-	1500	1,75	6500	3,70	0,60	0,564	1,038	846	3,840	2,220

Bonne résistance aux attaques mécaniques, statiques et chimiques du sol et les eaux transportées.

Le profil circulaire se trouve préférable devant les autres par sa commodité durant les travaux de pose et surtout sa disponibilité sur le Marché National.

b- Les raccords.

Les raccords de piquages ne doivent être exécutés que s'ils ne créent aucune saillies à l'intérieur de la canalisation principale. Les raccordements doivent être oblique dans le sens du courant. Si le raccordement s'effectue sur un égout visitable, il devra être perpendiculaire à l'axe de ce dernier et se raccorder à la partie basse à une hauteur au dessus du radier n'excédant pas 0, 30 m.

c- Les joints.

L'assemblage de deux tuyaux s'effectue par emboitement de l'about mâle dans le collet, avec la mise au préférable d'un joint en anneau d'élastomère plein.

d- Regards.

Les regards sont installés à chaque changement de direction ou de pente, à chaque jonction de canalisation à l'exception des branchements par raccords de piquage et au point de chute.

e- Caniveaux.

Les caniveaux sont destinés à collecter jusqu'aux bouches d'égouts les eaux de la voirie.

f- Bouches d'égouts.

Les bouches d'égouts servent à l'introduction dans un égout des eaux de pluies et de lavage de chaussée. Cette bouche d'égout est raccordée au collecteur par une canalisation.

6- Pose de conduite.

Les tuyaux doivent être posés à partir de l'aval, l'emboitement étant dirigé vers l'amont. Le calage provisoire des tuyaux doit s'effectuer à l'aide de mottes de terres tassées ou de coins de bois.

Dans les rues de moins de 15 m de largeur les canalisations sont placées dans l'axe de la chaussée. Dans les rues plus larges, la pose d'un égout sur chaque trottoir s'impose.

Les tuyaux seront posés sur un lit de sable de 0, 20 m d'épaisseur bien nivelé.

Pour protéger les tuyaux des charges importantes, en particulier à la traversée des routes et voies ferrées(ce qui est du présent cas.)

On peut :

soit couler du béton, noyant la plus grande partie du tuyau.

soit placer une dalle de béton armé des piédroits en béton.

soit couler une dalle de béton armé sur un lit de sable recouvrant entièrement le tuyau.

Déversoir d'Orage.

1

1 - Généralités.

Comme leur nom l'indique, les déversoirs d'orages sont destinés à évacuer, en cas d'orage le débit supplémentaire transitant dans les collecteurs. Ces ouvrages dirigent directement les eaux vers le milieu naturel, la dilution est en générale importante. En outre la station d'épuration ne peut recevoir que le double du débit de pointe en temps sec.

2 - Dimensionnement.

a- Caractéristiques initiales.

Au point d'emplacement du déversoir d'orage on a :

$$\begin{aligned} \phi &= 1500 \text{ mm} & I &= 1,75\% \\ \text{débit de pointe en temps sec} & Q_{ts} &= 161,380 \text{ l/s} \\ \text{débit par temps de pluie} & Q_{tp} &= 3921,376 \text{ l/s} \\ \text{débit à pleine section} & Q_{ps} &= 6500 \text{ l/s} \end{aligned}$$

Etant donné que la station d'épuration peut recevoir le double du débit de pointe par temps sec on a alors :

$$Q_{ki} = 2Q_{ts} = 2 \cdot 161,380 = 322,760 \text{ L/s.}$$

Débit allant vers l'exutoire en temps de pluie sera :

$$Q_o = Q_{tp} - Q_{ki} = 3921,376 - 322,760 = 3598,616 \text{ l/s.}$$

b- Calcul du niveau d'eau dans le tuyau d'arrivée :

- Par temps de pluie on a :

$$r_Q = Q_{tp} / Q_{ps} = 0,60 \longrightarrow r_h = 56,40\% \\ h_{tp} = 846 \text{ mm.}$$

Par débit entrant dans la station $2 \cdot Q_{ts}$ on a :

$$r_Q = Q_{ki} / Q_{ps} = 0,04965 \longrightarrow r_h = 0,078 \\ h_{ts} = 118 \text{ mm.}$$

où h_{ts} hauteur du seuil du déversoir ;

Hauteur d'eau au dessus de la crête du déversoir .

$$h = h_{tp} - h_{ts} = 846 - 118 = 728 \text{ mm.}$$

Longueur du seuil du déversoir :

$$Q = 2/3 \cdot \mu \cdot b \cdot (2g)^{1/2} \cdot h_o^{3/2} \\ b = \frac{Q_o}{\mu \cdot (2g)^{1/2} \cdot h_o^{3/2}} \cdot \frac{3}{2}$$

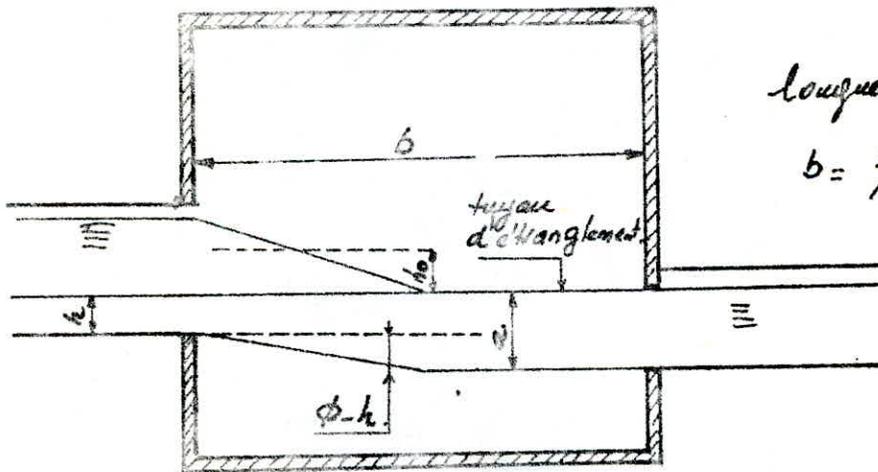
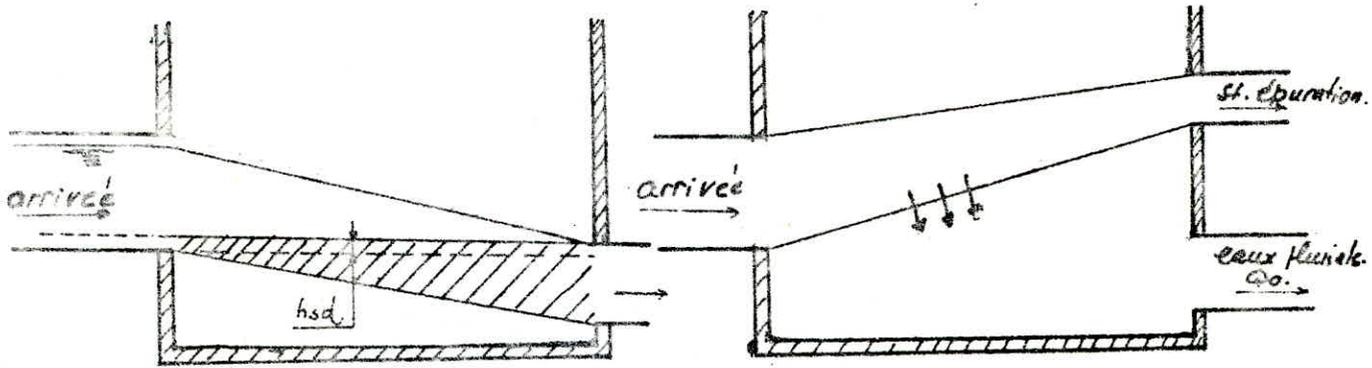
On suppose que $h_o = h/2 = 728/2 = 364 \text{ mm}$

μ est pris égal à 0,60.

On aura $b = 9,25 \text{ m.}$

On peut prendre une sécurité de 30%

$$b = 12 \text{ m.}$$



longueur du veuil

$$b = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q_0}{\sqrt{2g} \cdot h_0^{3/2}}$$

Deversoir d'orage.

Choix du procédé de traitement des rejets.

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

Sous réserve d'analyse, ces eaux peuvent être biologiquement traitées.

Le traitement biologique se fait de deux manières suivantes :

- Aérobic (en présence d'oxygène) .
- Anaerobic (en absence d' oxygène).

Le traitement par la première voie libère une énergie plus importante que la deuxième. Cette énergie est utilisée pour la synthèse de nouveaux micro-organismes, ainsi la croissance des bactéries aérobies est plus importante que la croissance des bactéries anaérobies. C'est pour cela que nous opterons pour le traitement aérobie.

-Mécanisme de l'épuration biologique par voie aérobie.

Lors de la dégradation de la matière organique, deux processus se développent parallèlement, tous deux entraînent une consommation d'O₂
-Oxydation de la matière organique avec production d'énergie nécessaire pour la synthèse de la matière vivante.

-auto-oxydation progressive de la masse cellulaire. Actuellement l'épuration biologique par voie aérobie est le mode de traitement le plus employé. Il comporte des procédés extensifs.

Nous procédons dans ce qui suit la comparaison de ces procédés pour retenir le plus efficace pour notre cas.

1 - Procédés extensifs.

Ce procédé est utilisé dans les régions très ensoleillées. Si on le pratique dans les bassins de faible profondeur, on peut obtenir une épuration de type aérobie grâce à un développement bactérien actif utilisant la pollution comme source de nutrition et aboutissant à la formation d'une boue activée. Le fond de la lagune où se dépose cette boue et les divers déchets décantables restent cependant en phase anaérobie et la masse de dépôt s'accroît lentement. Dans notre cas puisqu'il demande des superficies importantes, ce mode de traitement n'est pas à envisager, les rendements d'épuration des lagunes ne sont pas permanentes. Enfin les lagunes sont sources de mauvaises odeurs et sont inesthétiques.

2 - Procédé intensifs

← Epuration par lit bactérien.

Ce procédé résulte de l'imitation de l'auto épuration naturelle qui a pu être observée dans les cours d'eau .

Par la création de conditions optimales pour les micro-organismes le nombre de ces derniers est si fortement augmentés par rapport à leur apparition naturelle dans les cours d'eau que l'épuration se fait en une fraction de temps, qui serait normalement nécessaire dans les eaux.

Toutefois les lits bactériens présentent l'inconvénient d'être très sensibles au colmatage et sont source de développement d'insectes

- Epuration par boues activées

C'est le procédé le plus répandu actuellement pour l'épuration des eaux résiduaires urbaines. Il consiste en une intensification artificielle des phénomènes d'auto épuration par concentration des micro-organismes dans la station d'épuration. L'épuration des eaux d'égout fonctionne du fait que leurs matières organiques (dissoutes) sont absorbées par les organismes et transformées en une masse

vivante.

Par ce phénomène, les matières organiques des eaux usées passent de la forme dissoute, respectivement colloïdales à la forme solide, de sorte qu'ils peuvent être ensuite éliminés des eaux usées par décantation.

Vu les inconvénients que présentent les autres procédés d'épuration nous opterons pour le système d'épuration par boues activées.

3 - Chaîne de traitement.

L'épuration de l'effluent urbain va mettre en jeu séparément ou conjointement:

- DES ouvrages d'épuration physique à savoir un prétraitement (dégrillage, déssableur, deshuilage, ...) et une décantation primaire permettant l'élimination des matières en suspension décantables et flottantes.
- Des ouvrages d'épuration biologique permettant une élimination quasi totale de la pollution organique par action bactérienne.
- Des ouvrages de traitement et de séchage des boues .
- Des ouvrages de stérilisation pour les neutralisations des germes pathogènes contenues dans les rejets .

oOo C O N C L U S I O N oOo

Au cours de cette étude, nos choix ont été guidés par des impératifs techniques, et économiques auxquels doivent répondre les installations projetées. En ce sens on a toujours en recours à la comparaison entre deux variantes. (- distribution, adduction-) pour dégager la meilleure solution.

Cependant, on s'est heurté à des problèmes de choix de coefficients (dotations, ah, kp...) nous permettant d'estimer ou trouver des résultats précis. Pour obtenir certains éléments numériques, on a eu recours à une série de comparaison (kp : comparaison de la ville de Tadmaït à une ville moyenne industrielle en Europe) à des publications étrangères. Nous aurions souhaité utiliser du matériel de la Production Nationale (Pompes Berrouaghia) mais par manque de documentation, notre choix s'est porté sur les équipements des entreprises étrangères (J. Schneider).

Enfin, nous souhaitons que cette modeste étude puisse servir de référence pour le projet d'alimentation en eau potable, de l'assainissement de la ville de Tadmaït.

oOo BIBLIOGRAPHIE oOo

- 1 - CARLIER. M.
Hydraulique Générale et Appliquée. (Eyrolles 1980).
- 2 - DUPONT. A.
Hydraulique Urbaine Tome I et II (Eyrolles 1978).
- 3 - GOMELLA et GUERRE.
Les Eaux Usées dans les Agglomérations rurales et urbaines.
Tome I - Collecte -
Tome II - Traitement-
- 4 - GOMELLA et GUERRE.
La distribution d'eau dans les Agglomérations rurales et urbaines.
(Eyrolles).
- 5 - KHATCHATRAIAN.
Réseau de distribution . POLYCOPE I . H . B. 1982.
- 6 - LAPRAY DE G.
Théorie de la longueur fluïdo-dynamique.
Polycope d'hydraulique générale III. (Polycope E . N . P . A.)
- 7 - LENCASTRE A.
Manuel d'hydraulique générale. (Eyrolles 1982).
- 8 - UNIVERSITE DE STUTTGART.
Cours d'Assainissement urbain. (O . P . U.).
- 9 - ABATEV.
Guide d'Hydraulique. (Polycope I . H . B.) .

Catalogue de Pompes JEUMONT SCHNEIDER.
Code portant législation des eaux. (Journal Officiel du 19 . 07 . 1981)

Programme du réseau maillé PROG N° I.

CRN 2nd LBL A 2nd Stflog 08 RCL 03 ÷ RCL 00 = 2nd Log x 02 +/-
 + 1.14 = x² 1/x STO 05 2nd LBL = 2.51 x RCL 00 x 2nd π RCL 04
 : 4 RCL 01 2nd |x| : RCL 05 √x + RCL 03 : 3.7 : RCL 00 = 2nd Log x 2 +/-
 = x² 1/x STO 06 - RCL 05 = 2nd |x| INV 2nd x>, E x² RCL 06 STO 05
 GTO = 2nd LBL x² RCL 06 x 8 x RCL 01 x² : 2nd π x² : 3,8 : 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 CRN.

Exécutons.

introduire :

- Di → STO 00
- Qi → STO 01
- Li → STO 02
- E → STO 03
- ∇ → STO 4

Prévision :

x ↔ E 0.000001.

Résultats.

- Appuyer sur: A: → Ji
- R/s → ΔHi
- R/s → ΔHi / Qi = r Qi

Répéter la même chose pour tous les "x" triangles puis

- Appuyer sur: B → $\sum_{i=1}^n \Delta Hi$
- R/s → $\sum_{i=1}^n \Delta Hi / Qi = \sum_{i=1}^n r Qi$
- R/s → $\Delta Qi = - \frac{\sum_{i=1}^n \Delta Hi}{\sum_{i=1}^n |\Delta Hi / Qi|}$

si Qi < 0, l'introduire avec le signe (-) en STO 01 et introduire Li avec le signe (-) en STO 02.
 On aura : ΔHi < 0 mais ΔHi / Qi > 0

NOTICE D'EMPLOI

1) Stocker :

La précision absolue dans le registre T.

K en 00 : coefficient d'élasticité de l'eau (Pa).

E en 01 : module d'élasticité de la conduite (Pa).

t' en 02: épaisseur de la conduite (m).

ϵ en 03: rugosité de la conduite (m).

D_c en 04: diamètre de la conduite (m).

m en 05: coefficient de contraction de l'orifice.

d en 06: diamètre de l'orifice (m).

D_t en 07: diamètre de la tubulure (m).

L en 08: longueur de la conduite (m).

$h_g + h_{atm}$ en 09 - K en 10 - h_{asp} en 11 - U'_o en 12 (volume d'air au repos)

Q_o en 13: débit nominal (en fonctionnement normal).

2) Appuyer sur A : Oà l'affichage.

RCL 14 : Z'_o = pression dans le reservoir d'air à l'arrêt .

RCL 15 : Z_o = pression dans le réservoir, pompe en fonctionnement.

RCL 16 : U'_o = volume d'air du réservoir, pompe en fonctionnement.

RCL 33 : c = célérité de propagation des ondes (m/s).

RCL 34: t_r = temps d'aller et retour de l'onde dans laconduite.

RCL 35: constante de calcul = $Z'_o U'_o$ 1.4

RCL 36: g/c

RCL 37: α - RCL 38 : β

RCL 39: A_c = section de la conduite - RCL 40 : $A_c t_r$

3). Afficher une valeur hypothétique de V_{2ip} . Appuyer sur B :
affichage de N_i .

$V_{(2i+1)R}$ 18 - U_{i-1} 19 - ϵ 20 - Q_{21} - V_{2ip} 23 é"

Vm_i 24 - ΔU_i 25 - U_i 26 - Z_i 27 - H_i 28

ΔV_i 29 - Δy_i 30 - N_i 31 - t_i 32 - Q_{2ip} 41

Recommencer le processus 3) pour le calcul au pas suivant.

Pour recommencer les calculs depuis l'arrêt de la pompe, appuyer sur A.

PROGRAMME

Nombre de pas utilisés : 329 .

Nombre de mémoires utilisées : 42

000 75	2nd Lbl	053 43	RCL	106 01	1	159 75	--
001 11	A	054 08	08	107 93	.	160 43	RCL
002 43	RCL	055 95	=	108 01	1	161 07	07
003 09	09	056 42	STO	109 04	4	162 35	1/x
004 75	-	057 32	32	110 95	=	163 33	x ²
005 43	RCL	058 42	STO	111 35	1/x	164 95	=
006 10	10	059 34	34	112 33	x ²	165 33	x ²
007 75	-	060 65	X	113 65	X	166 55	:
008 43	RCL	061 53	(114 43	RCL	167 01	1
009 11	11	062 89	2nd π	115 08	08	168 09	9
010 95	=	063 65	X	116 55	:	169 93	.
011 42	STO	064 43	RCL	117 01	1	170 06	6
012 14	14	065 04	04	118 09	9	171 55	X
013 55	X	066 33	x ²	119 93	.	172 43	RCL
014 43	RCL	067 55	:	120 06	6	173 04	04
015 12	12	068 04	4	121 55	:	174 45	y ²
016 45	y ^x	069 54)	122 43	RCL	175 04	4
017 01	1	070 42	STO	123 04	04	176 95	=
018 93	.	071 39	39	124 95	=	177 42	STO
019 04	4	072 95	=	125 42	STO	178 38	38
020 95	=	073 42	STO	126 37	37	179 00	0
021 42	STO	074 40	40	127 65	X	180 42	STO
022 35	35	075 43	RCL	128 43	RCL	181 31	31
023 43	RCL	076 13	13	129 17	17	182 91	R/S
024 00	00	077 55	:	130 33	x ²	183 76	2nd LbL
025 55	:	078 43	RCL	131 85	+	184 12	B
026 01	1	079 39	39	132 43	RCL	185 42	STO
027 00	0	080 95	=	133 14	14	186 22	22
028 00	0	081 42	STO	134 95	=	187 77	2nd x=t
029 00	0	082 17	17	135 42	STO	188 68	2nd NOP
030 55	:	083 42	STO	136 15	15	189 33	x ²
031 53	(084 18	18	137 35	1/x	190 65	X
032 01	1	085 09	9	138 65	X	191 43	RCL
033 85	+	086 93	.	139 43	RCL	192 38	38
034 43	RCL	087 08	8	140 35	35	193 95	=
035 00	00	088 55	:	141 95	=	194 42	STO
036 55	X	089 43	RCL	142 22	INV	195 20	20
037 43	RCL	090 33	33	143 45	y ^x	196 61	GTO
038 04	04	091 95	=	144 01	1	197 95	=
039 55	:	092 42	STO	145 93	.	198 76	2nd LbL
040 43	RCL	093 36	36	146 04	4	199 68	2nd NOP
041 01	01	094 43	RCL	147 95	=	200 00	0
042 55	:	095 03	03	148 42	STO	201 42	STO
043 43	RCL	096 55	:	149 19	19	202 20	20
044 02	02	097 43	RCL	150 42	STO	203 76	2nd LbL
045 95	=	098 04	04	151 15	15	204 95	=
046 34	\sqrt{x}	099 95	=	152 43	RCL	205 43	RCL
047 42	STO	100 23	lnX	153 05	05	206 22	22
048 33	33	101 55	X	154 35	1/x	207 65	X
049 35	1/x	102 93	.	155 55	:	208 50	2nd 1x4
050 65	X	103 08	8	156 43	RCL	209 65	X
051 02	2	104 06	6	157 06	06	210 43	RCL
052 65	X	105 75	-	158 33	x ²	211 37	37

COUP DE BELIER : ARRET DE POMPE

PROGRAMME (suite)

212 95 =	242 94 +/-	272 23 23	302 42 STO
213 42 STO	243 65 X	273 75 -	303 18 18
214 21 21	244 43 RCL	274 43 RCL	304 43 RCL
215 43 RCL	245 35 35	275 22 22	305 26 26
216 22 22	246 95 =	276 95 =	306 42 STO
217 85 +	247 42 STO	277 50 2nd IXI	307 19 19
218 43 RCL	248 27 27	278 22 INV	308 43 RCL
219 17 17	249 75 -	279 77 2nd X t	309 27 27
220 95 =	250 43 RCL	280 69 2nd OF	310 85 +
221 55 .	251 21 21	281 43 RCL	311 43 RCL
222 02 <	252 85 +	282 23 23	312 20 20
223 95 =	253 43 RCL	283 12 F	313 85 +
224 42 STO	254 20 20	284 76 2nd LBL	314 43 RCL
225 24 24	255 75 -	285 69 2nd OF	315 10 10
226 65 X	256 43 RCL	286 43 RCL	316 95 =
227 43 RCL	257 14 14	287 23 23	317 42 STO
228 40 40	258 95 =	288 42 STO	318 28 28
229 95 =	259 42 STO	289 17 17	319 01 1
230 42 STO	260 30 30	290 65 X	320 44 SUP
231 25 25	261 65 X	291 43 RCL	321 31 31
232 85 +	262 43 RCL	292 39 39	322 43 RCL
233 43 RCL	263 36 36	293 95 =	323 34 34
234 19 19	264 95 =	294 42 STO	324 44 SUM
235 95 =	265 42 STO	295 41 41	325 32 32
236 42 STO	266 29 29	296 43 RCL	326 43 RCL
237 26 26	267 85 +	297 23 23	327 31 31
238 45 Yx	268 43 RCL	298 85 +	328 91 R/S
239 01 1	269 18 18	299 43 RCL	
240 93 .	270 95 =	300 29 29	
241 04 4	271 42 STO	301 95 =	

2nd LBL A STO 13 STO 15 $\times \pi$ ÷ RCL 09 - RCL 10 - RCL 11 = STO 14 \times RCL 12 STO 19 y^x 1.4 = STO 35 RCL 00 : 1000 : (1 + RCL 00 \times RCL 04 : RCL 01 + RCL 02) = \sqrt{x} STO 33 $1/x \times 2 \times$ RCL 06 = STO 34 STO 32 RCL 03 ÷ RCL 04 = $\ln x \times .86 - 1.14 = 1/x \times x^2 \times .0827112$ STO 38 ÷ RCL 04 $y^{1.5} \times$ RCL 08 = STO 37 $1/x \times$ RCL 33 ÷ 4.9 ÷ 2nd π ÷ RCL 04 $x^2 =$ STO 36 RCL 05 $1/x$ ÷ RCL 06 $x^2 -$ RCL 07 $1/x \times x^2 = x^2 \times$ RCL 38 = STO 38 1 STO 21 R/S

2nd LBL B RCL 15 + RCL 36 = STO 29 $x^2 -$ (RCL 09 - RCL 16) ÷ RCL 37 - RCL 15 $x^2 = \sqrt{x} -$ RCL 29 = STO 29 \times RCL 36 $\times 2 \times$ RCL 37 = STO 30 RCL 29 + RCL 15 = STO 22 +/- + RCL 17 = STO 23 + RCL 13 = + 2 = STO 34 \times RCL 34 = STO 25 +/- + RCL 19 = STO 26 y^x 1.4 +/- \times RCL 35 = STO 27 RCL 23

2nd $\times \pi$ ÷ + 0 STO 20 GTO - 2nd LBL + RCL 38 \times RCL 23 $x^2 =$ STO 20 2nd LBL - + RCL 27 + RCL 10 = STO 28 RCL 37 \times RCL 22 $x^2 =$ STO 21 RCL 16 - RCL 11 = STO 18 R/S 2nd LBL C 2 \times RCL 29 = SUM 15 RCL 26 STO 19 RCL 23 STO 13 RCL 34 SUM 32 1 SUM 31 R/S.

" 317 pas, 39 memoires "

Execution:

K → STO 00	DO → STO 04	L → STO 08	U → STO 12
E → STO 01	η → STO 05	hg, hat → STO 09	
E' → STO 02	d → STO 06	RL → STO 10	
E → STO 03	de' → STO 07	hoy → STO 11	

Resultat

1) Appuyer sur A: 1 à l'affichage.

Z0 : RCL 14	Z0 U ²⁰⁴ : RCL 30	Y: RCL 38.
C : RCL 33	C/2rgA : RCL 36	
Er : RCL 34	r : RCL 37	

3) Introduire h_B en 16; Q_B en 17; valeurs conjuguées issues de la caractéristique de la pompe.

Attention: h_B = hauteur absolue.

a) Q_0 est tel que $h_B = h_g + 10 + f_r$.

$$\text{pour } H_{\max} = H + aQ^2$$

$$h_B = H_{\max} - aQ^2$$

$$f_r = rQ_0^2$$

$$\text{donc } Q_0 = \sqrt{(H_{\max} - (h_g + 10) - aQ_0^2) / r}$$

$$b) H_B = a + bQ_0 - cQ_0^2 = H_g + rQ_0^2$$

$$Q_0 = \frac{b \pm \sqrt{b^2 - 4(r+c)(h_g - a)}}{2(r+c)}$$

- Appuyer sur B: affichage de N_i : numéro de ligne.

- si H_i' (18) \neq H_i'' (28) rectifier les valeurs de h_B et Q_B puis appuyer de nouveau sur B. Répéter cette opération tant que $H_i' \neq H_i''$.

- si $H_i' = H_i''$ (à la précision désirée près).

$$Q_{r2(i-1)p} \rightarrow 13; Q_0(2i-1)_r \rightarrow 15; U_{i-1} \rightarrow 19; f_r \rightarrow 20$$

$$f_c \rightarrow 21; Q_{c2ip} \rightarrow 22; Q_{r2ip} \rightarrow 23; Q_{ui} \rightarrow 24; U_{ii} \rightarrow 25.$$

$$U_i \rightarrow 26; E_i \rightarrow 27; D_{Qc} \rightarrow 29; D_y \rightarrow 30, N_i \rightarrow 31$$

$$t_i \rightarrow 32.$$

4) Appuyer sur C; puis recommencer le processus du 3;) pour le pas suivant;

Remarque: Pour recommencer le calcul au début, il suffit d'appuyer sur A.

Equations caractéristiques des pompes. PROG IV.

Programme 1^o $H = a + bQ - cQ^2$

*LBL B RCL01 - RCL02 = STO31 RCL02 - RCL03 = STO32 RCL11 - RCL12 =
 024. STO33 RCL12 - RCL13 = STO34 RCL01 x² - RCL02 x² = STO35 RCL02 x² - RCL03 x²
 = STO36 RCL31 x RCL34 - RCL32 x RCL33 = + (RCL32 x RCL35 - RCL37 x RCL36)
 = STO06 x RCL35 + RCL33 = ÷ RCL31 = STO05 x RCL01 = +/- + RCL06 x RCL01 x²
 + RCL11 = STO04 ÷ RCL22 = STO24 RCL05 x RCL18 ÷ RCL17 = STO25 RCL06 x
 RCL18 x² x² = STO26 INVSBR LBL A B RCL17 x RCL18 y^x 3 = STO21 RCL17 x² x
 RCL18 x² = STO22 x RCL21 = STO23 RCL04 STO54 ÷ RCL23 = STO44 RCL05 STO53 ÷
 116. RCL21 = STO45 RCL06 STO56 ÷ RCL17 x RCL18 = STO46 R/s.

205 LBL C STO00 x RCL05 + RCL04 - RCL06 x RCL00 x² = STO10 R/s.

226 LBL D STO10 RCL05 x² + 4 x RCL06 x (RCL04 - RCL10) = √x + RCL05 =

252 ÷ 2 ÷ RCL05 = STO00 R/s.

261 LBL E RCL00 x RCL10 ÷ (RCL54 + RCL55 x RCL00 - RCL56 x RCL00 x²) = STO31 R/s

290 LBL A STO31 x RCL46 + RCL25 = ÷ RCL26 = +/- STO37 RCL44 x RCL31 ÷ RCL26 =

STO39 RCL45 x RCL31 - RCL24 = ÷ RCL26 = STO38 - RCL37 x² ÷ 3 = STO32

RCL37 x² x RCL37 ÷ 13,5 - RCL37 x RCL38 ÷ 3 + RCL39 = STO33 ÷ 2 = x² +

(RCL32 x² x RCL32 ÷ 27) = STO09 3 x RCL33 ÷ 2 ÷ ((RCL32 +/- 4^x 3 ÷ 3) √x)

= STO47 INV² cos ÷ 3 = STO48 2 x (RCL32 +/- ÷ 3) √x = STO49 x (RCL48 +

60) cos - RCL37 ÷ 3 = STO42 x RCL21 = STO52 RCL49 x (RCL48 - 60)

cos - RCL37 ÷ 3 = STO43 x RCL21 = STO53 R/s (480 fms).

Programme 2^o

*LBL A RCL05 ÷ 2 ÷ RCL06 = STO07 RCL04 + RCL05 x² ÷ 4 ÷ RCL06 = STO08 R/s

027 LBL B 4 x RCL05 x² + 12 x RCL04 x RCL06 = √x + 2 x RCL05 = ÷ 6 ÷

054 RCL06 = STO14 x RCL05 + RCL04 - RCL06 x RCL14 x² = STO15 R/s

076 LBL C ((RCL24 + 2 x RCL25 x RCL30 - 3 x RCL26 x RCL30 x²) x (RCL44 + RCL45 x

- $RCL 30 - RCL 46 \times RCL 30 \times^2 - (RCL 24 \times RCL 30 + RCL 25 \times RCL 30 \times^2 - RCL 26 \times RCL 30$
 $y^3) \times (RCL 45 - 2 \times RCL 46 \times RCL 30) = \div (RCL 44 + RCL 45 \times RCL 30 - RCL 46 \times RCL$
 $30 \times^2) \times^2) STO 30 \div 1790 + 1 = \times RCL 30 = STO 30 RCL 50 \times^2 \gg \text{EC } RCL 30 \times RCL 24 +$
 201. $RCL 25 \times RCL 30 \times^2 - RCL 26 \times RCL 30 y^3 = \div (RCL 44 + RCL 45 \times RCL 30 - RCL 46 \times RCL$
 $30 \times^2) = STO 31 R/s.$
 238 $LAC D RCL 17 \times RCL 14 \sqrt{x} \div RCL 15 y^2.75 = STO 20 R/s RCL 18 \times RCL 15 \sqrt{x} \sqrt{x} \div RCL 14$
 $\sqrt{x} = STO 19 R/s.$
 272. $LAC E STO 04 +/_- + RCL 24 = \times RCL 26 \times 4 + RCL 40 \times RCL 25 \times^2 = \sqrt{x} + RCL 26 = \div 2 \div$
 $RCL 26 = STO 30 R/s.$
 308 $LAC A' STO 30 \times RCL 45 + RCL 44 - RCL 30 \times^2 \times RCL 46 = STO 29 RCL 30 \times RCL 26 +$
 334 $RCL 24 - RCL 26 \times RCL 30 \times^2 = STO 40 \times RCL 30 = STO 36 \div RCL 29 = STO 31 R/s$
 359. $LAC B' RCL 07 \div RCL 21 = STO 27 RCL 08 \div RCL 22 = STO 28 RCL 14 \div RCL 21 =$
 383 $STO 34 RCL 15 \div RCL 22 = STO 35 RCL 00 \div RCL 21 = STO 30 RCL 10 \div RCL 22 =$
 $STO 40 R/s.$

Programme 3² : 1^e QNHDE.

- $LAC A RCL 00 \div RCL 30 \div RCL 17 = INV y^3 = STO 18 \times^2 \times (RCL 24 + RCL 25 \times RCL 30 -$
 $RCL 26 \times RCL 30 \times^2) \times RCL 17 \times^2 = STO 50 - RCL 10 = STO 51 \div 15 + 1 = \times RCL 30 = STO 30$
 $RCL 51 \times^2 \times^2 \gg \text{E A } RCL 18 \text{ SBR} + \text{PGM 1E}$
 $LAC + (RCL 17 \times RCL 18 y^3) STO 21 (RCL 17 \times^2 \times RCL 18 \times^2) STO 22 (RCL 21 \times$
 098 $RCL 22) STO 23 (RCL 24 \times RCL 22) STO 04 (RCL 25 \div RCL 18 \times RCL 17) STO 05$
 124 $(RCL 26 \div RCL 18 \times^2 \times^2) STO 06 (RCL 44 \times RCL 23) STO 54 (RCL 45 \times RCL 22)$
 161 $STO 55 (RCL 46 \div RCL 18 \times RCL 17) STO 56 R/s.$

2^e QDHNE

- 166 $LAC B (RCL 00 \div RCL 30 \div RCL 18 y^3) STO 17 \times^2 \times RCL 18 \times^2 \times (RCL 24 +$
 $RCL 25 \times RCL 30 - RCL 26 \times RCL 30 \times^2) STO 50 - RCL 10 = STO 51 \div 64$
 $+ 1 = \times RCL 30 = STO 30 RCL 51 \times^2 \times^2 \gg \text{E B } RCL 17 \text{ SBR} + \text{PGM 1E}$

3. NDHQe

N → 17 SBR+ →

D → 18

4. QNDHe

N → 17

D → 18 SBR+ →

en introduisant Net 0 au Label, on
on attribue aux paramètres a, b, c, α, β et γ
les nouvelles valeurs valables pour
l'unité homologue de pompe
considérée

5. QHeND

Q → 00

H → 10

e → 31

Pgm 1 "A" RCL 42 ↔ Q' → 30 Pgm 2 "A" RCL 40 → H'
RCL 43 ↔ Q'' → 30 RCL 40 H''

à introduire au
Label C. H

234 LBL C (RCL 10 ÷ RCL 40) y x 1,5 ÷ (RCL 00 = RCL 30) = √x STO 17 RCL 10 : RCL
40 ÷ RCL 17 x² = √x STO 18 SBR+ : a b c α β, δ.

6. QNeHD

Q → 00

N → 17

e → 31

Pgm 1 "A" RCL 42 ↔ Q' √Q/Q' = D → 18

RCL 43 ↔ Q'' donnée N → 17 SBR+ Pgm 2 Q, C → H.

7. QDeNH

Q → 00

D → 18

e → 31

Pgm 1 "A" RCL 42 ↔ Q' Q
RCL 43 ↔ Q''

= N → 17 SBR+ Pgm 2 Q, C → H
D → 18

8. NDeQH

comme 3 et 4.

9. NHeDQ.

N → 17

H → 10

e → 31

Pgm 1 "A" RCL 42 ↔ Q' → 30 √Q/Q'H = D' → 18

RCL 43 ↔ Q'' → 30 √Q/Q''N = D'' → 18

SBR+ ⇒ a, b, c α, β, δ au registre 4, 5, 6, 44, 45, 46

10. DHeQN

D → 18

H → 10

e → 31

Pgm 1 "A" RCL 42 ↔ Q' → 30
RCL 43 ↔ Q'' → 30

Pgm 2 "A" RCL 40 H'
RCL 40 H''

→ √H/H, D² = N →
D → LBL + SBR+ ⇒ a, b, c α, β, δ

Execution:

on repère dans le diagramme 3 valeurs de:

Q (m ³ /h)	P_{abs} (kW)	H (m)	Q (m ³ /s)	$P_{abs}/\bar{\omega}$
Q_1	P_{abs1}	H_1	Q_1	$P_{abs1}/\bar{\omega}$
Q_2	P_{abs2}	H_2	Q_2	$P_{abs2}/\bar{\omega}$
Q_3	P_{abs3}	H_3	Q_3	$P_{abs3}/\bar{\omega}$

Introduire : $Q_1 \rightarrow 01$ $P_{abs1}/\bar{\omega} \rightarrow 11$
 $Q_2 \rightarrow 02$ $P_{abs2}/\bar{\omega} \rightarrow 12$
 $Q_3 \rightarrow 03$ $P_{abs3}/\bar{\omega} \rightarrow 13$
 $N \rightarrow 17$ $D \rightarrow 18$

Appuyer sur : $A \rightarrow Y_{++} \leftrightarrow RCL46$ $RCL45 \leftrightarrow \beta_{++}$ $RCL44 \leftrightarrow \alpha_{++}$
 $RCL54 \leftrightarrow \alpha$ $RCL55 \leftrightarrow \beta$ $RCL56 \leftrightarrow \delta$
 $RCL21 \leftrightarrow ND^3$ $RCL22 \leftrightarrow ND^{\frac{2}{2}}$ $RCL23 \leftrightarrow ND^{\frac{3}{5}}$

Introduire : $H_1 \rightarrow 11$ $H_2 \rightarrow 12$ $H_3 \rightarrow 13$

Appuyer sur : $B \Rightarrow C_+ \leftrightarrow RCL26$ $RCL25 \leftrightarrow b_+$ $RCL24 \leftrightarrow a_+$
 $RCL04 \leftrightarrow a$ $RCL05 \leftrightarrow b$ $RCL06 \leftrightarrow c$

Contrôle : $RCL02 \rightarrow C \Rightarrow H_2$ $RCL01 \rightarrow C \Rightarrow H_1$ $RCL03 \rightarrow C \Rightarrow H_3$
 $RCL12 \rightarrow D \Rightarrow Q_2$ $RCL11 \rightarrow D^* \Rightarrow Q_1$ $RCL13 \rightarrow D \Rightarrow Q_3$

* GTO 248 LRN * INS +/- LRN $D \Rightarrow Q_1 =$ GTO 248 LRN * DEL LRN

* CP PGM 2 (Q_{emax}) = $\rightarrow 30 . 000000001 \times \geq t$

Appuyer sur C $\Rightarrow e_{max}$ $RCL30 \leftrightarrow Q_{emax}$

$RCL30 \times RCL21 = Q_{emax} \rightarrow 00$ * CP PGM 1

$RCL00 C \Rightarrow H_{emax}$ $E \Rightarrow C = e_{max}$ Vérifier!



introduire une valeur de débit quelconque : $Q_i \rightarrow 00$

Appuyer sur C $\Rightarrow H_i \leftrightarrow 10$ (charge y conjuguée)

introduire : $H_i \rightarrow 10$

App sur D $\Rightarrow Q_i \leftrightarrow 00$ (débit y conjugué)

introduire : $Q_i \rightarrow 00$

App sur E $\Rightarrow e_i \leftrightarrow 31$ (rendement y conjugué)

introduire : $e_i \rightarrow 31$

App sur * A' $\Rightarrow Q_i'' \leftrightarrow 53$ RCL43 $\leftrightarrow Q_i''$

RCL52 $\leftrightarrow Q_i'$ RCL42 $\leftrightarrow Q_i'$

* CP enfile 2nde carte en laissant tous les résultats dans les registres.

App sur A $\Rightarrow H_{max} \leftrightarrow 08$ RCL07 $\leftrightarrow Q_{H_{max}}$

-||- B $\Rightarrow H_{opt} \leftrightarrow 15$ RCL14 $\leftrightarrow Q_{opt}$

introduire (Q_{+emax}) $\rightarrow 30$.000000001 $x \rightleftharpoons t$

Appuyer sur : C $\Rightarrow e_{max} \leftrightarrow 31$ RCL30 $\leftrightarrow Q_{+emax}$

-||- sur : D $\Rightarrow N_{sp} \leftrightarrow 20$ R/S $\Rightarrow D_{sp} \leftrightarrow 19$

introduire : $H_{i+} \rightarrow 40$

App sur E $\rightarrow Q_{i+} \leftrightarrow 30$

introduire : $Q_{i+} \rightarrow 30$

Appuyer sur : * A' $\Rightarrow e_i \leftrightarrow 31$ RCL40 $\leftrightarrow H_{i+}$

Enregistrement des valeurs des registres dans une carte :

(Prog : N° 4a)

LRN 2nd LBL A γ_{++} STO46 β_{++} STO45 α_{++} STO44 α STO54

β STO55 γ STO56 a STO04 b STO05 c STO06 a_+ STO24

b_+ STO25 c_+ STO26 N STO17 D STO18 R/S LRN

⋮

- unités homologues -

11. $Q; H; e_{\max} \left(\begin{smallmatrix} N_1 \\ D_1 \end{smallmatrix} \right)$

Lire la carte (des registres) Prog N° 4a:
appuyer sur: A 2nd CP PGM 2

- Refaire l'exécution de la partie (II)
introduire: les valeurs Q_i et H_i désirée.

$Q_i \rightarrow ST000$ $H_i \rightarrow ST010$

$C \rightarrow e_{\max} =$ $Q_{+e_{\max}} = \leftrightarrow 30$

$RCL 30 * A' \rightarrow e_{\max}$ $RCL 40 \rightarrow H_{e_{\max}}$ etc.

* CP PGM 3 $C \rightarrow \delta$ etc.

$RCL 17 \leftrightarrow N_1$ $RCL 18 \leftrightarrow D_1$

* CP PGM 1

(toutes les valeurs comme la caractéristique initiale)

13.
PROG V.

Equations des caracteristiques d'une serie homologue de pompes.

- $f(x) = 0.$ $H_{max} = H + aQ^n.$
- *LBLA $(RCL19 E \div ((RCL19 \times .999999) E - (RCL19 \times 1.000001) E) \times RCL19 \times .000002) \text{SUM} 19 \text{ *}|x| - .000001 = x \geq E \text{ A RCL19 R/S GTO 066 LRN.}$
- *LBL E $\text{STO} 04 ((RCL01 y^x RCL04 - RCL02 y^x RCL04) \div (RCL02 y^x RCL04 - RCL03 y^x RCL04) - (RCL12 - RCL11) - (RCL13 - RCL12)) \text{INVSBR.}$
- *LBL B $(RCL12 - RCL11) \div (RCL01 y^x RCL04 - RCL02 y^x RCL04) = \text{STO} 05 \text{ R/S}$
- *LBL C $RCL05 \times RCL01 y^x RCL04 + RCL11 = \text{STO} 06 \text{ R/S.}$
- *LBL D $(RCL06 \div RCL05) \text{INV} y^x RCL04 = \text{STO} 07 \text{ R/S}$
- *LBL E $RCL06 \div (RCL04 + 1) \div RCL05 = \text{INV} y^x RCL04 = \text{STO} 14 y^x RCL04 \times RCL05$
- +/- + $RCL06 = \text{STO} 15 \times RCL14 = \text{STO} 16 \text{ R/S.}$
- *LBL A' $RCL06 - RCL05 \times RCL00 y^x RCL04 = \text{STO} 10 \text{ INVSBR}$
- *LBL B' $RCL06 - RCL10 = \div RCL05 = \text{INV} y^x RCL04 = \text{STO} 00 \text{ INVSBR.}$
- *LBL C' * B' $\times RCL10 \div RCL16 \times RCL17 = \text{STO} 18 \text{ R/S.}$
- *LBL D' $RCL08 \times RCL14 \sqrt{x} \div RCL15 y^x .75 = \text{STO} 20 \text{ R/S } RCL09 \times RCL15 \sqrt{x} \sqrt{x}$
- $\div RCL14 \sqrt{x} = \text{STO} 29 \text{ R/S.}$
- *LBL X $\Rightarrow E \text{ RCL09} \times RCL09 y^x 3 = \text{STO} 21 \text{ RCL08} \times RCL09 \times RCL09 \times RCL09 = \text{STO} 22 \text{ RCL00} \div$
- $RCL21 = \text{STO} 30 \text{ RCL10} \div RCL22 = \text{STO} 40 \text{ RCL05} \times RCL31 y^x RCL19 \div$
- $RCL22 = \text{STO} 25 \text{ RCL14} \div RCL21 = \text{STO} 34 \text{ RCL10} \div RCL22 = \text{STO} 35$
- $RCL30 \times RCL40 \div RCL34 \div RCL35 \times RCL17 = \text{STO} 18 \text{ RCL06} \div RCL22 =$
- $\text{STO} 36 \text{ RCL07} \div RCL21 = \text{STO} 37 \text{ R/S}$
- *LBL X² $RCL36 - RCL25 \times RCL30 y^x RCL19 = \text{STO} 41 \text{ R/S}$
- *LBL \sqrt{x} $RCL36 - RCL40 = \div RCL25 = \text{INV} y^x RCL19 = \text{STO} 31 \text{ R/S}$
- *LBL +5.7 $\text{STO} 01 \text{ 10 } \text{STO} 02 \text{ 13 } \text{STO} 03 \text{ 18 } \text{STO} 11 \text{ 13.5 } \text{STO} 12 \text{ 7.5 } \text{STO} 13 \dots /.$
- 2 $\text{STO} 19 \text{ R/S}$. $\text{LEN} 225 \text{STO} 08 \text{ 1.8 } \text{STO} 09 \text{ .88 } \text{STO} 17 \text{ 9 } \text{STO} 00.$

Exécution.

14.

SBR + introduire les éléments donnés $A \Rightarrow 07 \rightarrow 2$

$\leftrightarrow 04$
 $\leftrightarrow 19$

$B \Rightarrow a \leftrightarrow 05$ $C \Rightarrow H_{max} \leftrightarrow 06$ $D \Rightarrow Q_{max} \leftrightarrow 07$

$E' \Rightarrow H_{opt} Q_{opt} \leftrightarrow 16$ $RU 14 \leftrightarrow Q_{opt}$ $RU 15 \leftrightarrow H_{opt}$

$A' \Rightarrow H \leftrightarrow 10$ $B' \Rightarrow Q \leftrightarrow 10$ $C' \Rightarrow e \leftrightarrow 18$

$D' \Rightarrow N_{dp} \leftrightarrow 20$ $R/S \Rightarrow D_{ep} \leftrightarrow 29$ $SBR x \Rightarrow e \Rightarrow Q_{+max}$

$RU 30 \leftrightarrow Q_{+}$ $RU 40 \leftrightarrow H_{+}$ $RU 25 \leftrightarrow a_{+}$

$RU 36 \leftrightarrow H_{+max}$ $RU 37 \leftrightarrow Q_{+max}$ $SBR x^2 \Rightarrow H_{+}$ $SBRVx \Rightarrow Q_{+} \leftrightarrow 31$

Calcul du tableau des paramètres Q_{+}, H_{+}, e

$Q_{+} \rightarrow 30$ $SBR x^2 \Rightarrow H_{+} \leftrightarrow RU 41 \times RU 22 = STO 10$ $C' \Rightarrow e$

$H_{+} \rightarrow 40$ $SBRVx \Rightarrow Q_{+} \leftrightarrow RU 37 \times RU 21 = STO 00$ $C' \Rightarrow e$

tableau:

Q_{+} H_{+} e .

Exécution:

$Q_1 \longrightarrow STO 01$

$n \longrightarrow STO 19$

$Q_2 \longrightarrow STO 02$

$N \longrightarrow STO 08$

$Q_3 \longrightarrow STO 03$

$D \longrightarrow STO 09$

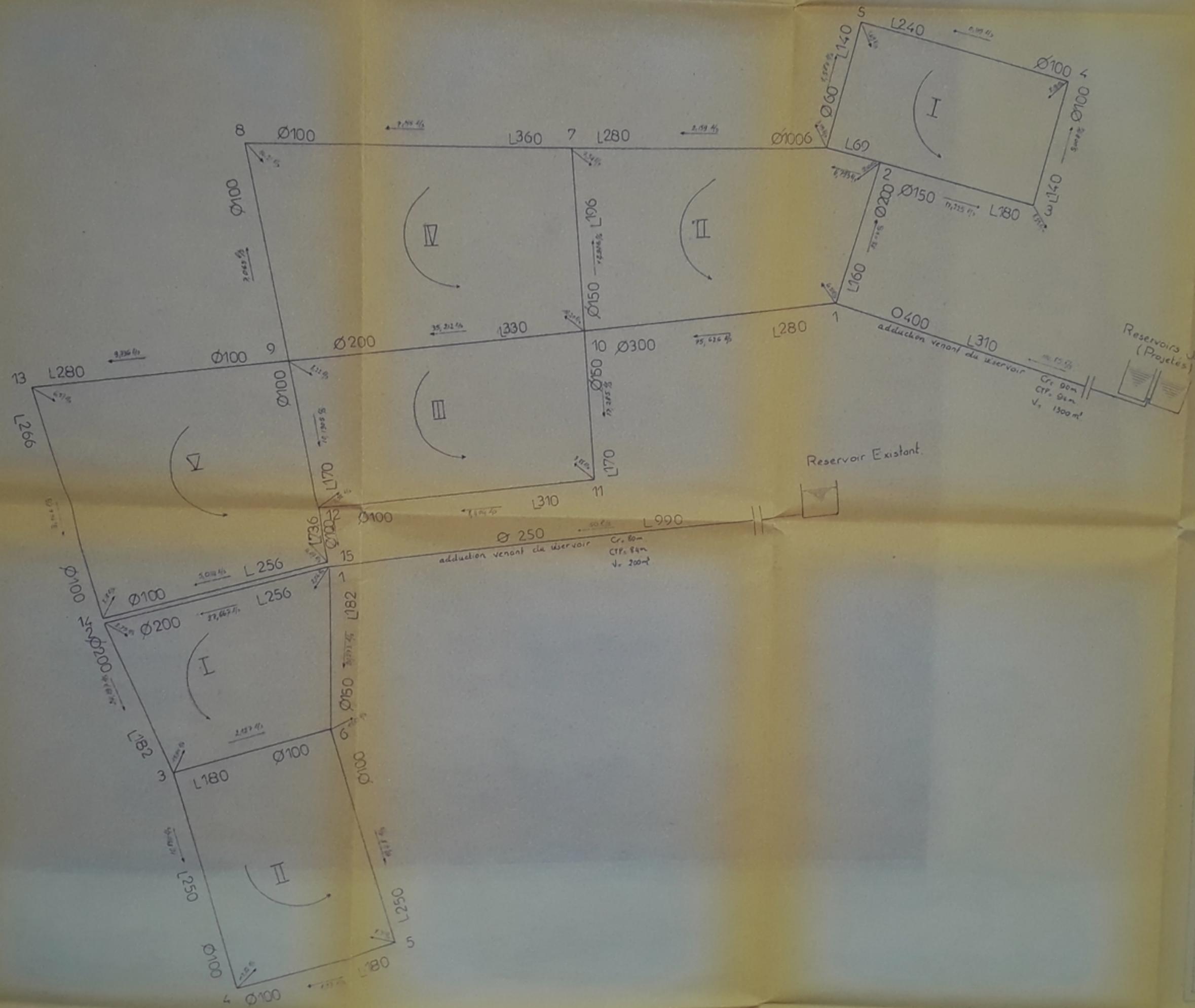
$H_1 \longrightarrow STO 11$

$e_{max} \longrightarrow STO 17$

$H_2 \longrightarrow STO 12$

$Q \longrightarrow STO 00$

$H_3 \longrightarrow STO 13$

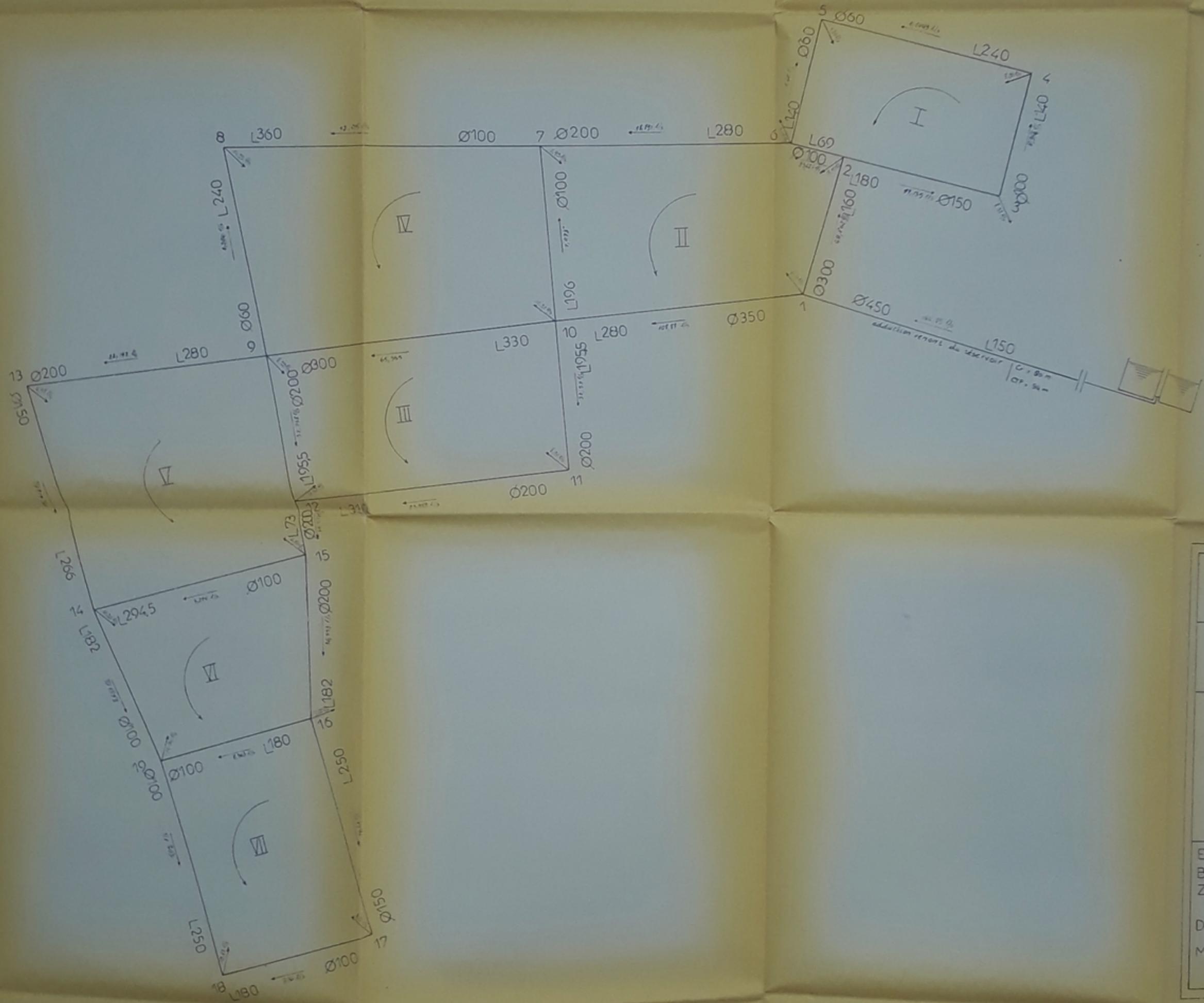


LEGENDE

- L Longueur du tronçon en m
- \varnothing Diamètre du tronçon en mm
- $\frac{Q}{S}$ Débit circulant dans le tronçon l/s
- $\frac{Q}{S}$ Débit entré au nœud l/s

photo 81
A

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE EL HARRACH		
AEP DE LA VILLE DE TADMAIT		
PLAN DU RESEAU DE DISTRIBUTION		
- I VARIANTE -		
Etudié par Zouali R Bouchekbab H	PLANCHE N° I	Ech 1/2000
Dirigé par M. Salah B	Proposé par D.H.W. De TIZI-OUZOU	Promotion JUN 85

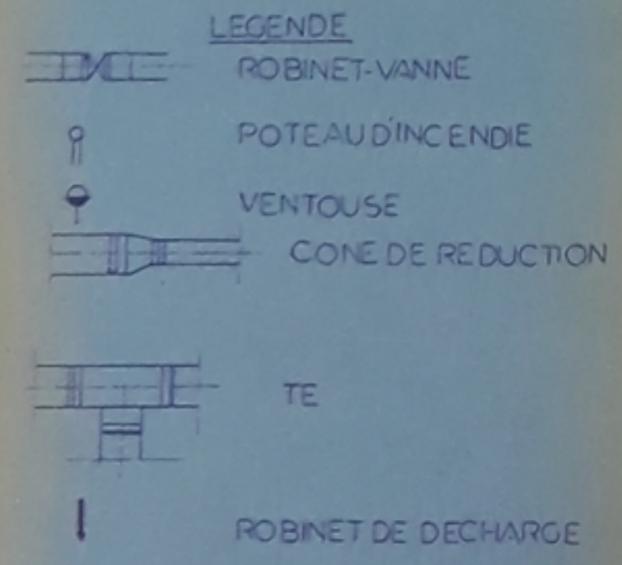
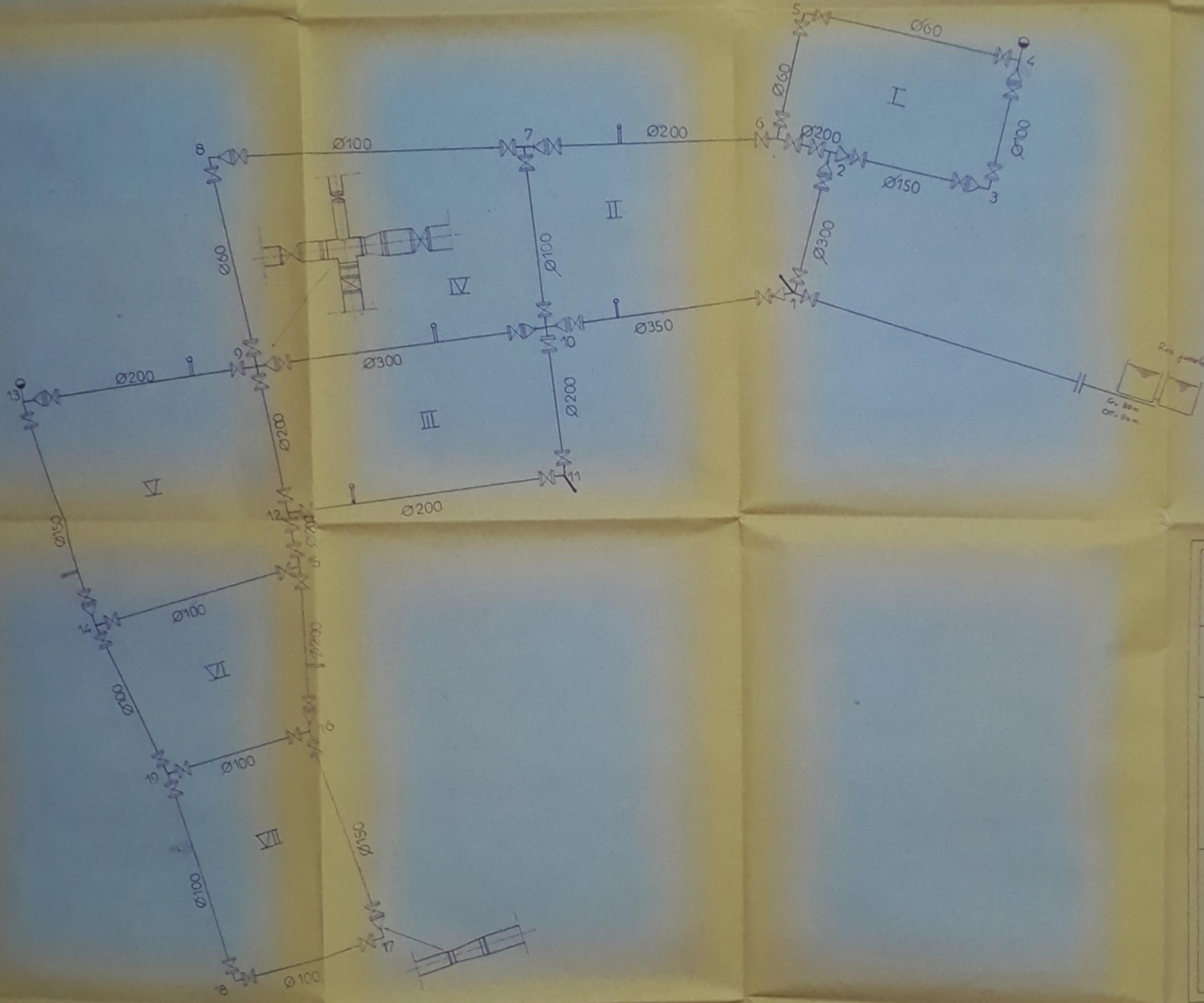


LEGENDE

- L Longueur du tronçon en m
- Ø Diamètre du tronçon en mm
- \overrightarrow{Q} Débit avalant dans le tronçon %
- \overleftarrow{Q} Débit soustrait au nœud %

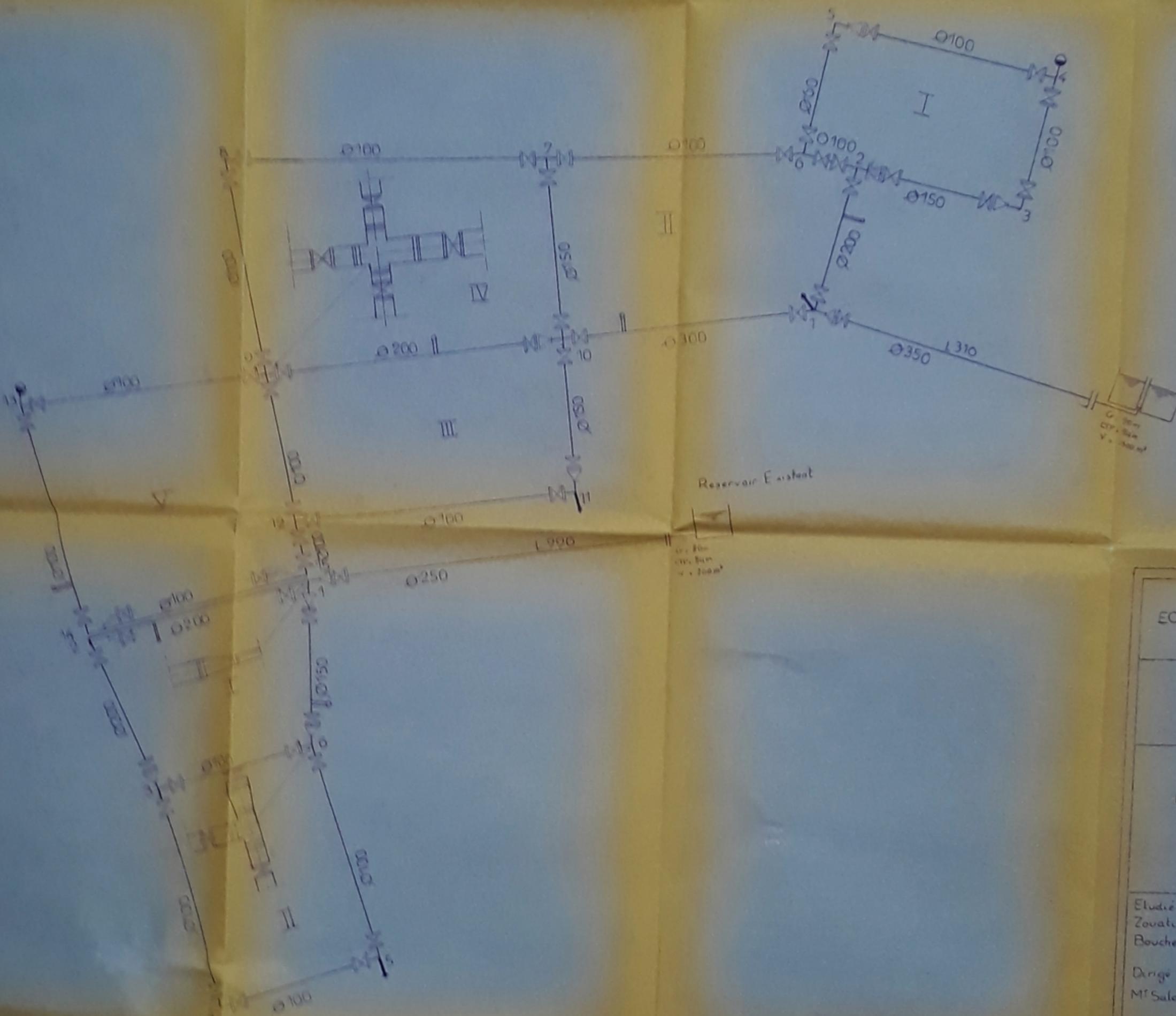
PH 0468
- 02

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE EL-HARRACH		
A E P DE LA VILLE DE TADMAIT		
PLAN DU RESEAU DE DISTRIBUTION - I VARIANTE -		
Etudié par Bouchebbah H Zouali R	PLANCHE N° II	Echelle 1:2000
Dirigé par M: Salah B	Proposé par DHW de TIZI OUZOU	Promotion JUIN 85



PH 046 85
-3-

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE EL HARRACH		
AEP DE LA VILLE DE TADMAIT		
EQUIPEMENTS DU RESEAU DE DISTRIBUTION		
Etudie par Zouali R. Bouchebbah H.	PLANCHE N° III	ECHELLE 1:2000
Dirigé par M. B. Salah	Proposé par D.H.W. de TIZI-OUZOU	Promotion de JUIN 85

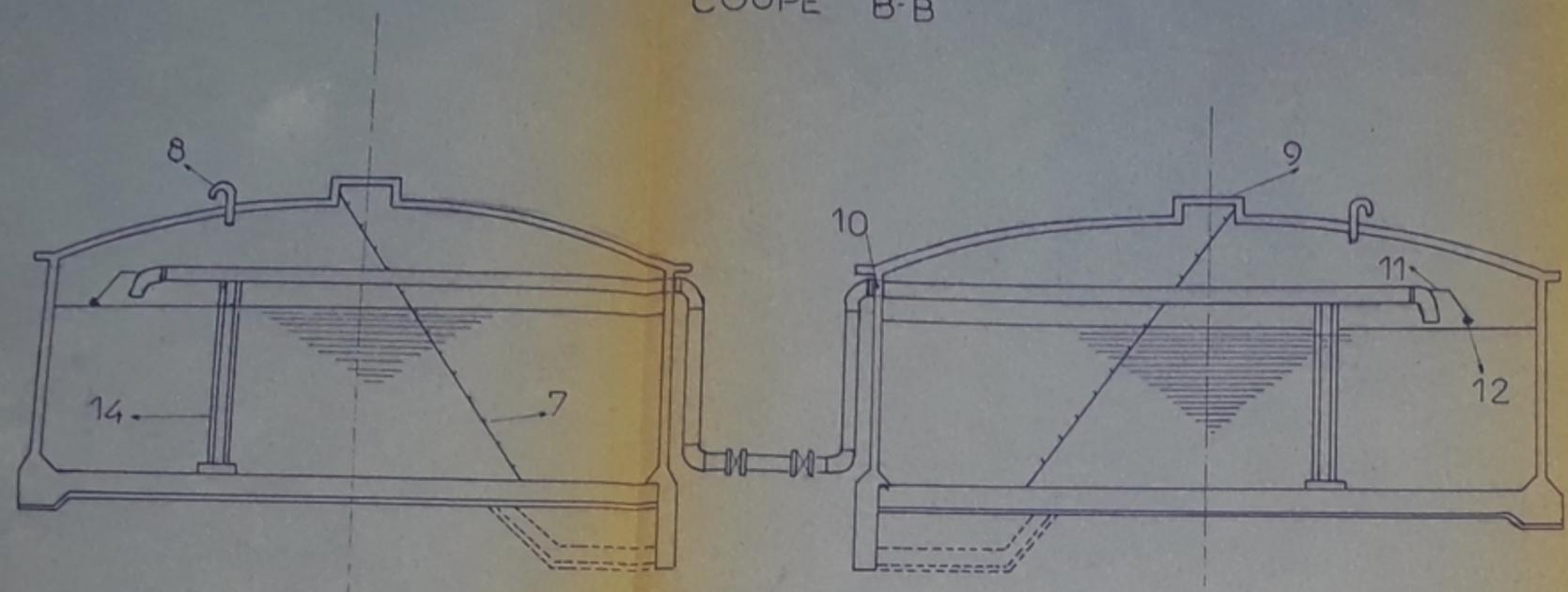


- LEGENDE**
- ROBINET VANNE
 - POTEAU D'INCENDIE
 - VENTOUSE
 - CONE DE REDUCTION
 - TE
 - ROBINET DE DÉCHARGE

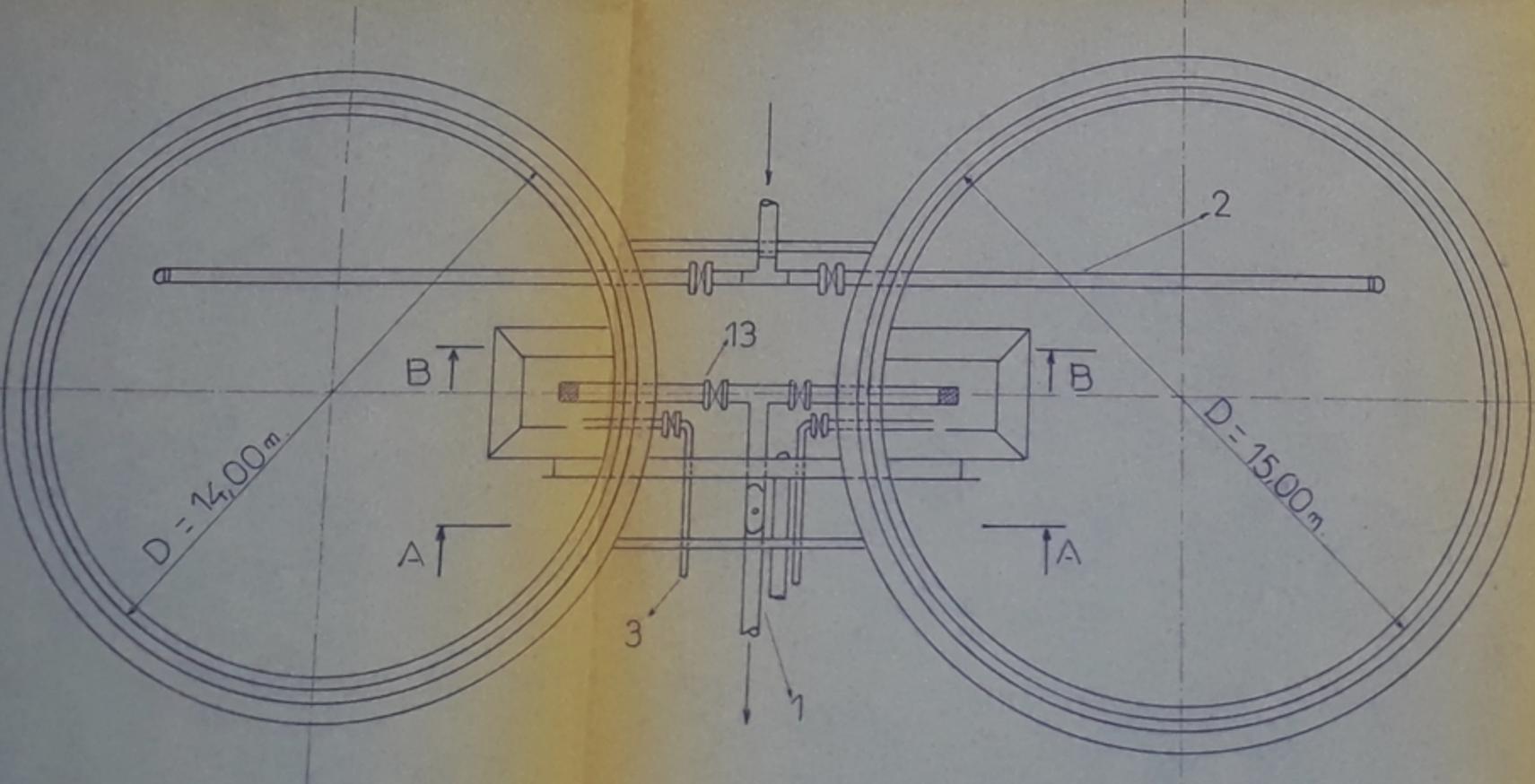
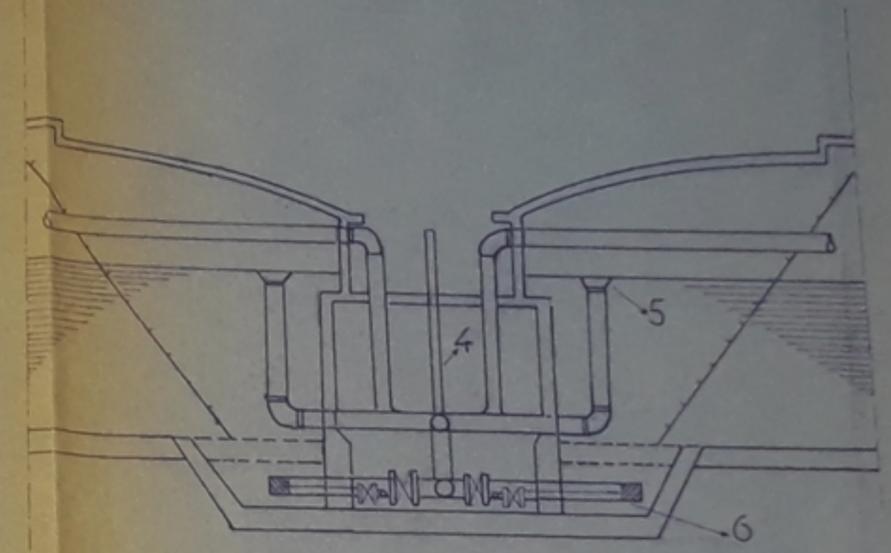
PA 026 50
- 02

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE EL HARRACH		
A.E.P. DE LA VILLE DE TADMAIT		
PLAN D'ÉQUIPEMENTS DU RESEAU DE DISTRIBUTION		
Étudié par Zouati R Bouchebbah H	PLANCHE N° IV	ÉCHELLE 1/2000
Dirigé par M. Salah B	Proposé par D.H.W. de TIZI OUZOU	Révision JUIN 85

COUPE B-B



COUPE A-A



N°	NOMENCLATURE	N°	NOMENCLATURE
1	Distribution.	8	Tube pour aération
2	Refoulement.	9	Dalle de visite
3	Vidange	10	Bride d'étanchéité
4	Event.	11	Dispositif de fermeture
5	Trop-plein.	12	Flotteur
6	Crépine.	13	Robinet vanne
7	Echelle.	14	Appui.

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
EL HARRACH

AEP DE LA VILLE DE
TADMAIT

RESERVOIRS JUMELLES $V_1 = 600 \text{ m}^3$
 $V_2 = 700 \text{ m}^3$

Etudié par Bouchebbah H Zouati R Dirigé par M ^r Salah B	PLANCHE N° VII	ECHELLE 1:100
	Proposé par D.H.W de TIZI OUZOU	Promotion JUN 85.

COLLECTEUR PRINCIPAL DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT N° II
VILLE DE TADMAÏT

PH 04686
-07-

LEGENDE

- regard de visite
- raccordement entre deux tronçons
- sol
- radier du collecteur

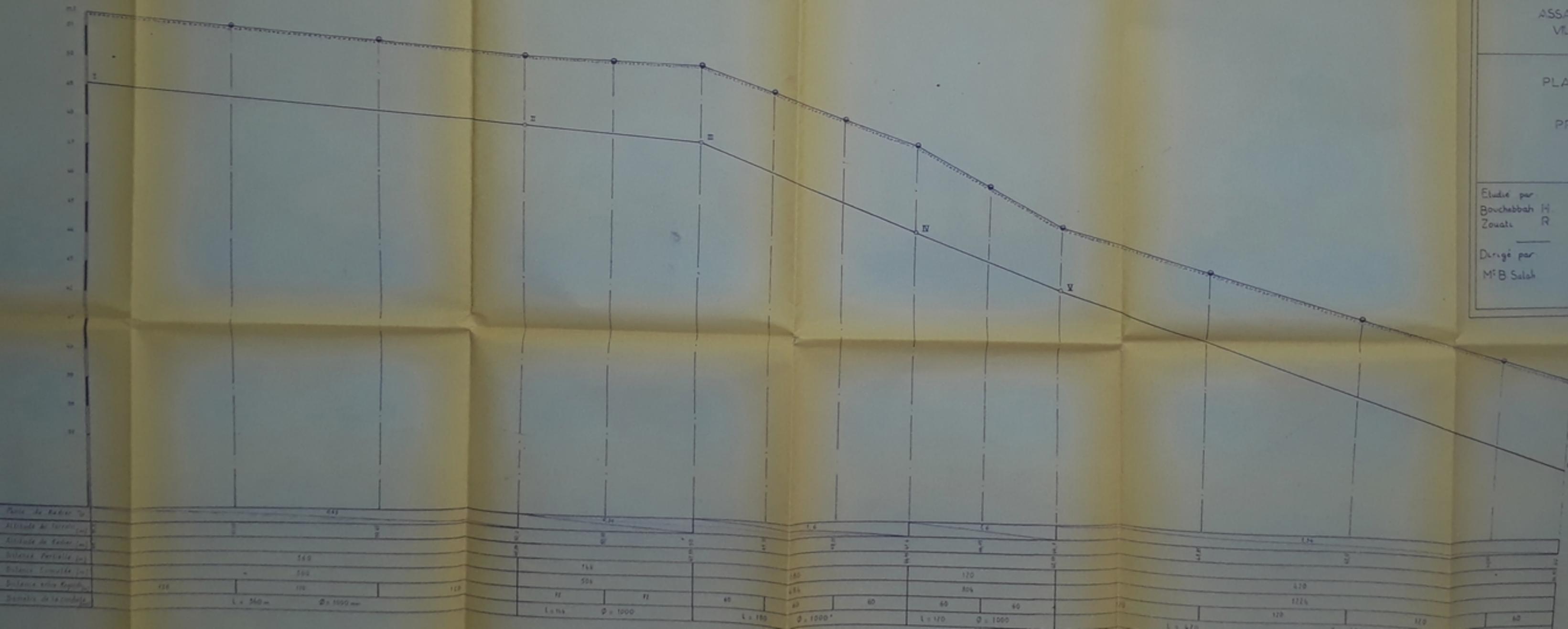
Echelle V 1/50
H 1/1200

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE EL HARRACH

ASSAINISSEMENT DE LA VILLE DE TADMAÏT

PLAN DU COLLECTEUR PRINCIPAL N° II

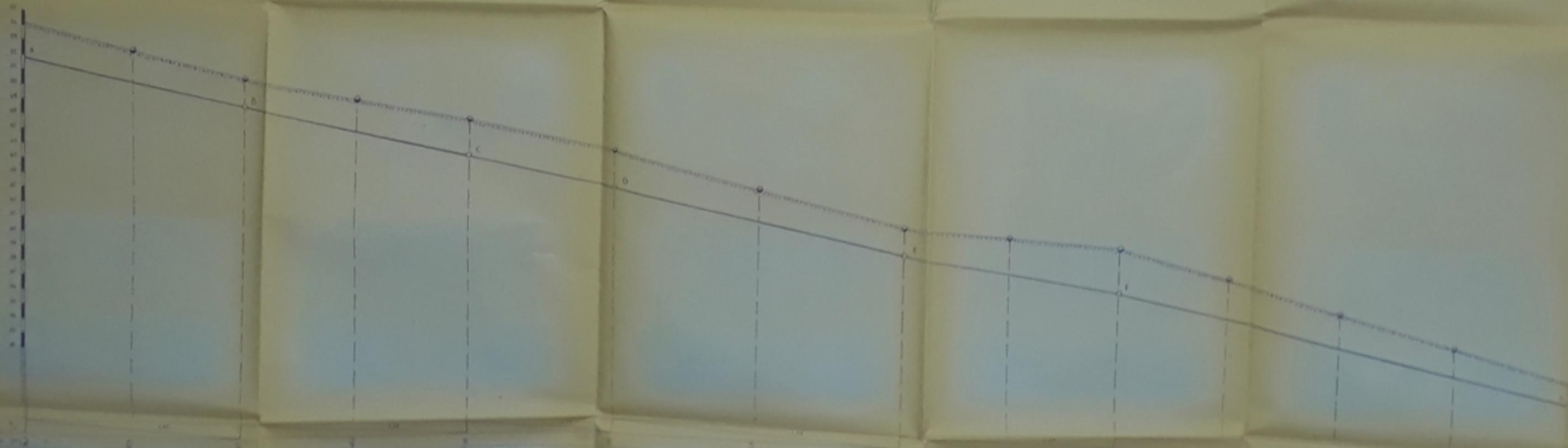
Etude par Bouchebbah H Zouati R	PLANCHE N° VII	Echelle V-1/50 H-1/1200
Dirigé par M ^{re} B Salah	Proposé par DHW de TIZI OUZOU	Promotion JUN 85



COLLECTEUR PRINCIPAL DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT N° I
VILLE DE TADMAIT

LEGENDE

—	regard de voie
•	raccordement entre deux tronçons
—	sol
—	tracé du collecteur



ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE EL WERACH		
ASSAINISSEMENT DE LA VILLE DE TADMAIT		
PLAN DU COLLECTEUR PRINCIPAL N° I		
Échelle de l'axe	Échelle de la planche	Échelle de la coupe
1:1000	1:100	1:50
Projeté par	Approuvé par	Exécuté par
M. Soudani	Dr. O. EL WAZIR	JUN 45

10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
110	120	130	140	150	160	170	180	190	200
210	220	230	240	250	260	270	280	290	300
310	320	330	340	350	360	370	380	390	400
410	420	430	440	450	460	470	480	490	500
510	520	530	540	550	560	570	580	590	600
610	620	630	640	650	660	670	680	690	700
710	720	730	740	750	760	770	780	790	800
810	820	830	840	850	860	870	880	890	900
910	920	930	940	950	960	970	980	990	1000

