

وزارة التعليم والبحث العلمي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : D'HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES
EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR D'ETAT

THEME

*Alimentation en eau potable des
agglomérations : Ouled-Moussa,
Hamada et Kouadria
Assainissement : d'Ouled-Moussa*

Proposé par :

D. H. W. Blida

Etudié par :

Bensalem M.

Bouloudene N.

Dirigé par :

M^r Utryska

وزارة التعليم والبحث العلمي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : D'HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES
EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR D'ETAT

THEME

*Alimentation en eau potable des
agglomérations : Ouled-Moussa,
Hamada et Kouadria
Assainissement : d'Ouled-Moussa*

Proposé par :

D. H. W. Blida

Etudié par :

Bensalem M.

Bouloudene N.

Dirigé par :

M^r Utryska

PROMOTION : JUIN 1984



Etudié par :

BENSALEM.M
BOULOUDENE.N

Dirigé par :
B. UTRYSKO

A.E.P et ASSAINISSEMENT

RESUME

La présente these traite de l'étude des reseaux d'alimentation en eau potable des agglomerations ouled.MOUSSA chef.lieu, HAMADA et KOUADRIA. Qui se situent à 35 Km d'Alger et 60 Km environ de Blida. L'adduction se fait par refoulement au moyen des forages. Et aussi l'assainissement du chef.lieu qui comprend l'étude du dimensionnement des collecteurs principaux et secondaires et de la station de relevage. Le rejet se fera, une partie vers la station d'epuration, l'autre dans un milieu recepteur (oued)

SAMMURAY

The present thesis deals with the study of drinking supply to the urban agglomerations around, Ouled.MOUSSA, HAMADA and KOUADRIA. Who situated at about 35 Km North of Algiers and 60 Km North.Est of Blida. Tapping water from the drinking main conduit and pumping the same to the reservoir R₂, and also drainage system of the O.MOUSSA. Who composed the study of designing the main collectors lines and seconds and the station of relevage and the station of epuration

ملخص

هذه الأطروحة تعالج دراسة شبكة تهوين المياه الصالحة للشرب لمدينة أولاد موسى، حمادة وقوادرية الواقعة بـ 35 كم شرق الجزائر وحوالي 60 كم من البليدة. جر المياه عن طريق دفن من مكان الآبار وكذلك الوسيطة لمدينة أولاد موسى التي فتوى على دراسة تطهير المياه قياسه الأنايب المجهزة الرئيسية والثانوية، محطة رفع المياه (الوسخة) كمية من هذه المياه تصل إلى محطة التطهير وكمية تصل إلى مكان الري أي في الأودية.

S O M M A I R E

A . E . P .

Page

CHAPITRE A :	GENERALITES.....	1
CHAPITRE B :	ETUDE DES BESOINS EN EAU.....	4
CHAPITRE C :	RESERVOIRS.....	10
CHAPITRE D :	ADDITION.....	27
CHAPITRE E :	POMPES.....	35
CHAPITRE F :	PROTECTION CONTRE LES COUPS DE BELIER.....	41
CHAPITRE G :	PROTECTION CONTRE LA CORROSION.....	53
CHAPITRE H :	DISTRIBUTION.....	56
CHAPITRE I :	POSE DES CONDUITES.....	79

A S S A I N I S S E M E N T

CHAPITRE A :	GENERALITES.....	
CHAPITRE B :	DIMENSIONNEMENT DES COLLECTEURS.....	
CHAPITRE C :	OUVRAGES DU RESEAU.....	
CHAPITRE D :	STATION DE RELEVAGE.....	
CHAPITRE E :	STATION D'EPURATION.....	

A N N E X E .

DETERMINATION DES DIAMETRES ECONOMIQUES.

LISTE DES TABLEAUX

	Page
1. POPULATIONS PAR AGGLOMERATION - PAR HORIZON.....	3
2. CONSOMMATION NON DOMESTIQUE.....	5
3. LES BESOINS EN EAU POTABLE PAR AGGLOMERATION (H. 1994 ET 2010).....	8
4. CONSOMMATION POUR CHAQUE ZONE (HORIZON 2010)....	14
5. CALCUL DE LA DISTRIBUTION.....	17
6. CALCUL DU VOLUME DU RESERVOIR R2.....	18
7. CARACTERISTIQUE DE LA CONDUITE DE REFOULEMENT (F1bis- F2bis-R4).....	37
8. CARACTERISTIQUE DE LA CONDUITE DE REFOULEMENT (R2-R1-et R4-R jumelés).....	39
9. CALCUL DU COUP DE BELIER (SP-R2).....	51
10. DEBITS DE SOUTIRAGE. O. MOUSSA ZONE HAUTE HORIZON 2010.....	58
11. DEBITS DE SOUTIRAGE. O.MOUSSA ZONE BASSE (H.2010)	58+59
12. REPARTITION DE DEBIT DES ZONES D'EXTENSION.....	60
13. DEBITS DE NOEUDS DE HAMADA (ZONE HAUTE).....	61
14. DEBITS DE NOEUDS DE HAMADA (ZONE BASSE).....	62
15. CALCUL DES PRESSIONS AU SOL (HAMADA: ZONES HetB)	64
16. CALCUL DU RESEAU DE DISTRIBUTION (O.MOUSSA ZONE HAUTE) (METHODE DE HARDY-CROSS).....	68
17. CALCUL DES PRESSIONS AU SOL (O.MOUSSA-ZONE HAUTE)	68
18. CALCUL DU RESEAU DE DISTRIBUTION (O. MOUSSA ZONE BASSE).....	70- 75
19. CALCUL DES PRESSIONS AU SOL (O.MOUSSA. ZONE BASSE)	77

NOMENCLATURE DES PLANCHES

PAGE

GRAPHE 1 : CALCUL DE LA CAPACITE THEORIQUE DU RESERVOIR	12
GRAPHE 2 : CAPACITE THEORIQUE EN ADDUCTION CONTINUE.....	13
GRAPHE 3 : CALCUL DU VOLUME DU RESE VOIR R1.....	19
GRAPHE 4 : CALCUL DU VOLUME DU RESERVOIR R2.....	20
GRAPHE 5 : CALCUL DU VOLUME DU RESERVOIR R3(R ₃ ^I -R ₃ ^{II}) jumelés	21
GRAPHE 6 : LES POMPES A CHOISIR (1,2,3).....	38-40

PLANCHES:

I : EQUIPEMENTS ET DIMENSIONS DU RESERVOIR R2 ET DE LA STATION DE POMPAGE.....	
II : SCHEMA GENERAL L'ADDUCTION.....	34
III : COEFFICIENT DE PERTE DE CHARGE C DANS UNE TUYERE.....	46
IV : EPURE DE BERGERON (S.P. + RESER VOIR).....	50
V : DIMENSIONNEMENT DU RESERVOIR D'AIR.....	52
VI : PROTECTION CONTRE LA CORROSION.....	55
VII : RESEAU DE DISTRIBUTION DE HAMADA.....	63
VIII : RESEAU DE DISTRIBUTION .O.MOUSSA.....	68
ZONE HAUTE	
IX : RESEAU MAILLE O.MOUSSA ZONE BASSE.....	69+76
X : POSE DE LA CONDUITE.....	80
XI : SCHEMA DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT.....	
SYSTEME UNITAIR	
XII : DIMENSIONNEMENT DES COLLECTEURS.....	
XIII : PROFIE EN LONG DU C.P.3.....	

REMERCIEMENTS.

- 1 MONSIEUR : B. UTRYSKID. Maitre de conference à l'ENFA
- Nous tenons à exprimer nos vifs remerciements à Monsieur B. UTRYSKID, notre professeur et guide promoteur de ce projet, pour les connaissances multifformes, qu'il n'a cessé de nous communiquer durant toute cette etude, pour son exemple de modestie et de compréhension.
- 2 Monsieur : G. LAPRAY: Maitre de conference à l'ENFA
- Nous avons l'honneur d'être ses élèves, de profiter de son savoir, de son experience, et d'admirer sa largeur, d'espérance et de compréhension, qu'il veuille recevoir, ici l'expression de notre profond respect.
- 3 Monsieur : A. KETTAB: Docteur-ingenieur, chef de departement.
- Nous tenons à le remercier, pour son accueil chaleureux sa disponibilité permanente, et son aide, qui nous a facilité ce travail.
- 4 NOS Remerciements vont également:
- A tous nos professeurs et assistants qui ont contribué notre formation.
- A Monsieur S'ELAN BOULOUDENE qui a contribué de près et de loin à la réalisation de ce projet.
- A Monsieur MEKKI.MOHAMED pour la Franpe.
- A Monsieur HARIZI REDOUANE.

DEDICACES.

Je dedie ce modeste ouvrage à: Je dedie ce modeste travail à:

N. BOULOUDENE.

M. BENSALAM.

N. BOULOUDENE.

M. BENSALAM.

CHAPITRE "A" : GENERALITES

INTRODUCTION

1/ Situation du problème et objet d'étude:

Les transformations qui s'opèrent dans notre pays ainsi que l'explosion démographique ont contribué à l'extension territoriale de chaque ville et à l'évolution du niveau de vie. Comme toutes les villes, OULED-MOUSSA n'a pas échappé à ce phénomène qui pose pour elle une demande pressante en eau potable. Donc notre étude consiste à alimenter et assainir la ville de OULED-MOUSSA.

2/ Situation géographique:

Le chef lieu de la commune de OULED-MOUSSA est situé à 35 Km à l'est d'Alger et à 60 Km environ de BLIDA.

OULED-MOUSSA est limitée au nord par les communes de BOUDOUAOU et REGHAIA, à l'est par TIENTIA et BANI-ALRANE au sud par BOUDERBALA et LAKEHDARIA, à l'OUEST par KHEMIS-EL-KHECENA.

3/ Situation topographique:

3-1. Altitude maximale:

En se référant à la carte topographique, on remarque que les points les plus hauts qui dominent l'ensemble sont situés au Sud de la commune à une altitude de 137 m.

3.2. Altitude minimale:

Les points les plus bas sont situés au nord à une altitude de 70m.

3.3. Reliefs:

La commune traversée du nord au sud par les Oueds de BOUDOUAOU et KADDARA, les monts les plus remarquables se situent au sud et au nord-est de la commune, ce sont respectivement le Djebel BCUZEGZ qui culmine 1052m et Djebel Ben-Norah qui culmine 495m.

4. Situation climatique:

L'étude climatique est nécessaire pour tout projet en hydraulique afin de nous permettre la connaissance des possibilités de présence d'eau en liaison avec l'étude géologique et pédologique.

a) Ouled-Moussa, de par sa situation géographique (Nord de l'Algérie) jouit d'un climat méditerranéen caractérisé par des étés chauds et secs avec parfois des orages brusques et violents, des hivers doux et pluvieux.

b) pluviométrie: la commune d'Ouled-Moussa se situe entre l'isohyète 750 mm au nord et plus juste au delà de la limite sud 850mm. l'isohyète 800 mm dans la région montagneuse.

5/ Structures d'habitats:

La ville de OULED-NOUSSA est entourée par des terres agricoles, ces terres sont classées dans la catégorie "défavorable" à l'urbanisation.

Actuellement on y rencontre deux types de densité moyenne et faible densité.

Equipements d'OULED-NOUSSA:

- Les Equipements Administratifs
 - A.P.C.
 - GENDARMERIE NATIONALE
 - KASBA
 - P.T.T.
- Les Equipements scolaires
 - Ecole de garçons.....1661 élèves
 - " mixte.....1527 "
 - C.E.M mixte.....1200 "
- Les Equipements culturels et sanitaires
 - deux (2) mosquées
 - P.M.I. (protection maternelle et infantile)
- Industrie:
 - SOTRAWIB (unité de production de carrelage)

Les prévisions 1980 - 1984

- court terme : 225 logements (4,5ha)
- une école primaire en cours 8 classes 8 logements (0,64ha)
- C.E.M. 21 classes - 21 logements (2,25ha)

Les prévisions 1984-1989

HABITAT:

- Densification: 84 logements
- Collectif : 225 logements
- Lotissement : 108 lots (infrastructure en cours)
- SCOLAIRE : école primaire 9 classes 9 logements.

HAMADA:

Hamada est constituée de groupes de maisons éparses entre les altitudes 155 et 115m.

Aucun équipement scolaire, sanitaire, administratif ou commercial n'existe.

KOUADRIA:

D'après le recensement de 1977, elle comptait 1141 hab et 1294 habitants selon les estimations en 1981.

Il existe une école de 2 classes, une mosquée et 104 logements en 1981.

quand aux besoins de logements, par terme, le P.U.D donne les chiffres suivants:

1981 - 1984 : 27 Logements

1984 - 1989 : 66 "

1989 - 1994 : 125 "

Les équipements prévisionnels consistent en l'extension de l'école et un centre de sante.

6/ Demographie:

La croissance démographique, le sort économique et l'élévation de niveau de vie, sont les causes principales de l'accroissement des besoins en eau.

Les structures démographiques de la ville de Ouled-Moussa et les agglomérations secondaires (Hamada et Kouadria) présentent approximativement les mêmes caractéristiques connues de la population algérienne.

A l'année de base (date de livraison) la population est estimée à 10624 hab. la population future a été déterminée moyennant la formule des interets composés:

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

P_o = population de l'année de base P_o = 10624 hab.

P_n = population pour l'horizon considéré

T = Taux d'accroissement de population, ce taux sera celui de la moyenne nationale T = 3,5%

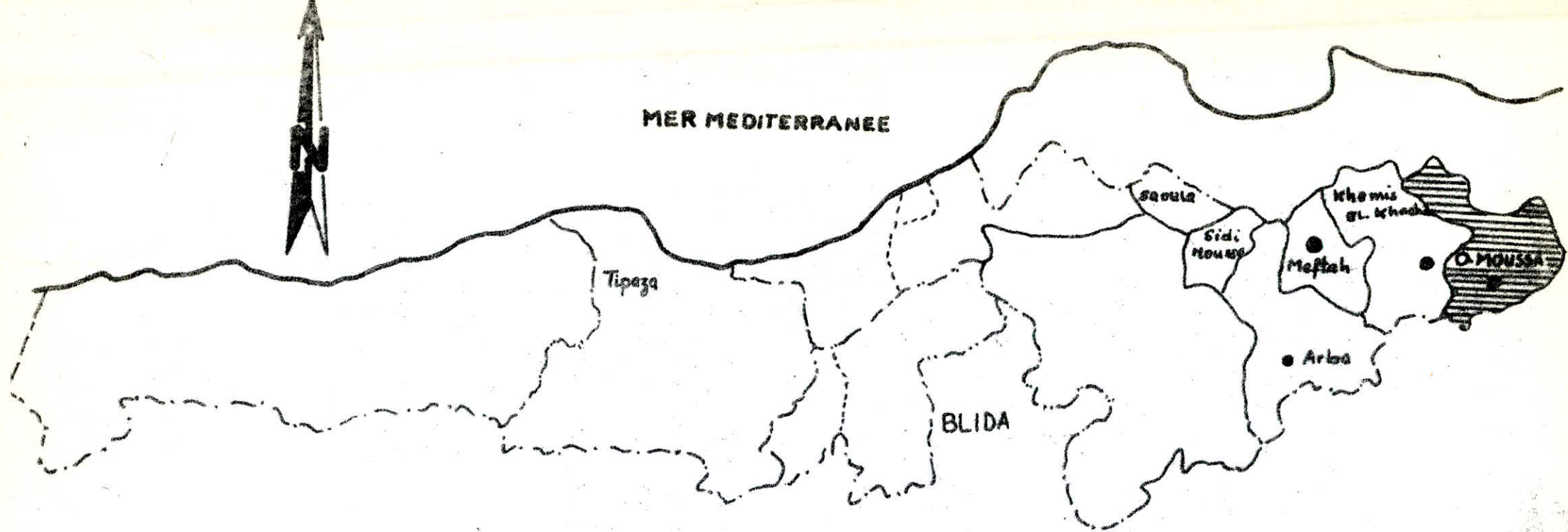
N = le nombre d'années separant les deux horizons considérés.

LOCALITES \ ANNE DE BASE	1 9 8 4
CHEF-LIEU	8 4 2 6
KOUADRIA	1 3 5 3
HAMADA	8 4 5
Σ	1 0. 6 2 4

Les populations par agglomération- par horizon

Tableau n° 1

LOCALITES	T %	1 9 8 4	1 9 9 4	2 0 1 0
CHEF-LIEU	3,5	8 4 2 6	1 1 8 8 6	2 0. 6 1 0
KOUADRIA	3,5	1 3 5 3	1 9 0 9	3 3 1 0
HAMADA	3,5	8 4 5	1 1 9 2	2 0 6 7
T O T A L	-	1 0.6 2 4	14987	= 2. 6 0 0 0



LIMITES ADMINISTRATIVES
DANS LE PLAN REGIONAL

CHAPITRE B

ETUDE DES BESOINS EN EAU

1. ESTIMATION DES BESOINS EN EAU.

Les besoins en eau potable sont évalués suivant deux horizons 1994 et 2010.

Les consommations moyennes journalières sont adoptées selon l'importance de la population et en fonction des ressources disponibles. D'après les résultats d'enquête sectorielle réalisée en 1975, au niveau national, la demande en eau potable pour 1977 en milieu urbain et dans les villes moyennes est de 120 l/j/hab.

Il a été constaté également que la quantité réellement consommable n'est plus que de 60%, ça devient donc:

120x60= 72 l/j/h.
100

1.1. Consommation domestique.

HORIZONS	1977	1983	1988	1994	2000	2010
CONSO. M. 1/j/hab.	72	80	89	104	112	125

Remarque 1: on a augmenté le débit de 10 à 20% pour chaque tranche de (5/ 10) ans.

1.2 Consommation non domestique:

- pour ce qui est de la consommation non domestique on ad. et 20 à 30% de tête de distribution.
- d'après le P.U.D., il est possible d'obtenir les besoins non domestique plus précis pour l'horizon 1994.
- pour faciliter le calcul le résultat s'exprime par habitant en le divisant par la population d'Ouled-Noussa (Chef-lieu)

Tableau donnant la consommation non domestique.

Tab: N° 2

EQUIPEMENTS	personnes (hab)	SUPERFICIE (²)	CONSOUMATIONS	
			l/unité/j	L/J
<u>SCOLAIRE:</u>				
Ecole primaire	2654	-	10	26540
CEM	3228	-	10	32280
Credhes.	120	-	10	1200
Maternelle.	240	-	10	2400
<u>SPORTIF:</u>				
Piscine.	-	-	-	50000
STADE.	-	-	-	10000
Salle omnisport	-	-	-	10000
<u>COMMUNAL.</u>	11886	-	20	237.720
<u>HANNAM.</u>	-	-	XX	20.000
<u>ABTPOIR.</u>	-	-	-	10.000
<u>COMMERCE.</u>				
Commerce 05	-	8290	-	45.600
Nettoyage	-	-	5,5	
<u>SANTE.</u>				
BAR-RESTAURANT (Cafe)	-	-	-	30.000
BAR-RESTAURANT (Cafe)	-	-	-	10.000
<u>ALIMENTATION DU BETA IL.</u>				
BOVIDES	2000	-	50	100.000
MOUTONS	3000	-	5	15.000
			=	600.740

on peut en dire donc (voir tableau n° 2)

$$\frac{600\ 740}{11886} = 51,0 \text{ l/j/hab pour l'horizon 1994.}$$

HORIZON	1994	2000	2010
CONSUMATION 1/j/hab	51	56	62

REMARQUE 2: puisque le PUD vise l'horizon 1994, donc on pourrait admettre que la consommation augmenterait aussi de 10 ± 20% pour chaque tranche de (5 ± 10) ans. à partir de 51 l/j/hab, obtenus en 1994.

1.3 Tableau récapitulatif plus une majoration de 20%

HORIZON	Consommation domestique	Consommation non domesti-	majoration 20%	Consommation TOTAL
	1/j/hab	1/j/hab	1/j/hab	1/j/hab.
1994	104	52	31,5	190
2010	125	62	37	220

1.4. Etude de problèmes posés par les variations du débit.

les problèmes posés par les variations du débit, ont trait aux pointes journalières, mensuelles, et, saisonnières.

- les variations annuelles dépendent au niveau de vie de la population.
- les variations mensuelles, selon l'importance de la ville.
- les variations journalières, selon le jour de la semaine.
- les variations horaires représentent la variation la plus importante aux heures de pointe.

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

Le réseau doit répondre à la demande exceptionnelle. En raison de toutes ces variations, il y a lieu d'affecter le débit moyen, d'un coefficient de majoration pour obtenir la valeur du débit de pointe du jour le plus chargé de l'année.

Ce coefficient de pointe appelé K3 est déterminé par le produit des coefficients K1 et K2.

K1: facteur de pointe saisonnière, qui tient compte aussi des pertes d'eau dans le réseau de distribution (1,1 et 1,3).

K1: pour notre cas est pris égal à 1,3.

K2: = $\frac{\text{Consommation max. horaire.}}{\text{consommation moy. horaire.}}$

Dans cette étude nous avons évalué les valeurs des coefficients K2 et K3 selon les normes communiquées par la "SETHYAL".

K2 = $\frac{M_{max}}{D_{max}}$ où $M_{max} = (1,2 \pm 1,4)$

D_{max} est estimé égal à 1,3.

B_{max} coefficient qui varie suivant la population.

habitants	1000	2500	6000	10000	20000	50000
B_{max}	2	1,6	1,4	1,3	1,2	1,15

Puisque notre population pour l'horizon 1994 est comprise dans l'intervalle (10.000 ± 50.000), on prend donc $B_{max} = 1,3$ d'où on aura $K2 = 1,3 \times 1,3 = 1,69$.

ce qui nous donne un coefficient de pointe horaire de

$$K3 = K1.K2 = 1,3 \times 1,69 = 2,2$$

pour les besoins finaux en eau potable. sont dans les tableaux N° 3 et 4 ci-après pour les deux horizons.

LES BESOINS EN EAU POTABLE PAR AGGLOMERATION

(5)

N°3

HORIZON 1994

Localités	Population	Dotation	Q_m	$Q_{min} K_1=4.3$	$Q_{min} K_1=4.3$	$Q_{max} K_2=2.2$
	hab	l/l/hab	l/A	l/A	m ³ /J	l/A
chef. lieu	11886	190	26,14	34,00	2936	57,51
Kouadria	1909	190	4,20	5,46	472	9,24
Hamada	1192	190	2,60	3,38	292	5,72
TOTAL	≈ 15000	190	32,94	42,84	3700	72,47

HORIZON 2010

N°4

Localités	Population	Dotation	Q_m	$Q_{min} K_1=4.3$	$Q_{min} K_1=4.3$	$Q_{max} K_2=2.2$
	hab	l/l/hab	l/A	l/A	m ³ /J	l/A
chef. lieu	20610	220	52,48	68,22	5894	115,47
Kouadria	3310	220	8,43	10,96	947	18,54
Hamada	2067	220	5,26	6,84	590	11,57
TOTAL	≈ 26000	220	66,17	86,02	7431	145,58

Q_m : consommation moyenne de toute l'année.
 Q_{min} : " " " de mois de pointe de l'année.
 Q_{max} : consommation en heures de pointe.

1.5 Etude comparative:

Le débit de nos forages étant de $35 \text{ l/s} + 8 \text{ l/s} = 43 \text{ l/s}$ soit $3715,2 \text{ m}^3/\text{j}$, les besoins en eau potable pour l'horizon 1994 s'élèvent à $3700 \text{ m}^3/\text{j}$, donc pour cet horizon, les ressources existent suffisent largement, pour couvrir les besoins pour 2010, les besoins en eau potable seront de l'ordre de $7431 \text{ m}^3/\text{j}$: l'évolution des besoins de cet horizon va se traduire par un déficit par rapport aux ressources existantes, ce déficit sera de $7431 - 3715 = 3716 \text{ m}^3/\text{j}$ soit $43,01 \text{ l/s}$.

il apparaît donc que les ressources actuelles n'arriveront pas à satisfaire les besoins futurs, pour l'horizon 2010.

Remarque 3: à partir de l'horizon de 1994, il faudra prévoir un nouveau forage; selon le déficit de l'ordre $3716 \text{ m}^3/\text{j}$ soit 43 l/s

1.6. caractéristiques des forages existants et projetés:

- F1: forage existant équipé d'une pompe électrique et d'un moteur à surface, ayant les caractéristiques suivantes:

$$Q = 8 \text{ l/s}$$

type de moteur N250 M16.WR.

$$P = 44 \text{ kW}$$

$$N = 1480 \text{ tr/min}$$

$$C_{\text{eff}} = 0,87$$

$$\eta = 0,93$$

- F2 bis: Forage qui est réalisé dans la région de KHECHNA.

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

$$h \text{ (profondeur)} = 90 \text{ m}$$

$$ND = 21,67 \text{ m}$$

$$NS = 23,11 \text{ m}$$

$$CTN = 48,63 \text{ m}$$

- F3. bis. Forage qui sera réalisé dans le futur juste à côté du F2 bis. puisque on a constaté que la nappe est bien alimentée et ce forage pourra combler un déficit de 43 l/s .

CHAPITRE I C

RESERVOIRS

1. Utilité des réservoirs:

Dans les cas des aductions gravitaires, qui transitent quotidiennement un débit sensiblement constant, le réservoir est absolument indispensable pour stocker l'eau aux moments des heures de pointe. Par contre en cas d'aduction par refoulement, l'utilité des réservoirs est constatée par certains techniciens.

Ceux-ci estiment qu'en raison de la régularité de la fourniture du courant électrique et le développement de la technologie (matériel - électronique), du taillage des réseaux de distribution, les réservoirs ne sont pas indispensables et que l'eau peut-être directement injectée dans le réseau avec des débits variables, selon les besoins.

En ce qui concerne notre projet, nous estimons que l'adoption de ces ouvrages s'i pose, ceci en vue inconvenients rencontrés par le réseau de distribution: (accident sur la conduite de refoulement, accident sur un forage ou un puits) nécessitent une dépose de pompe et une repose de pompe de secours etc....

2. Emplacement des réservoirs.

L'emplacement des réservoirs, doit être choisi de telle façon pour pouvoir satisfaire aux abonnés une pression suffisante au moment de pointe.

En conséquence l'altitude du radier doit-être située à un niveau supérieur à la plus haute cote piezométrique exigée dans le réseau de distribution.

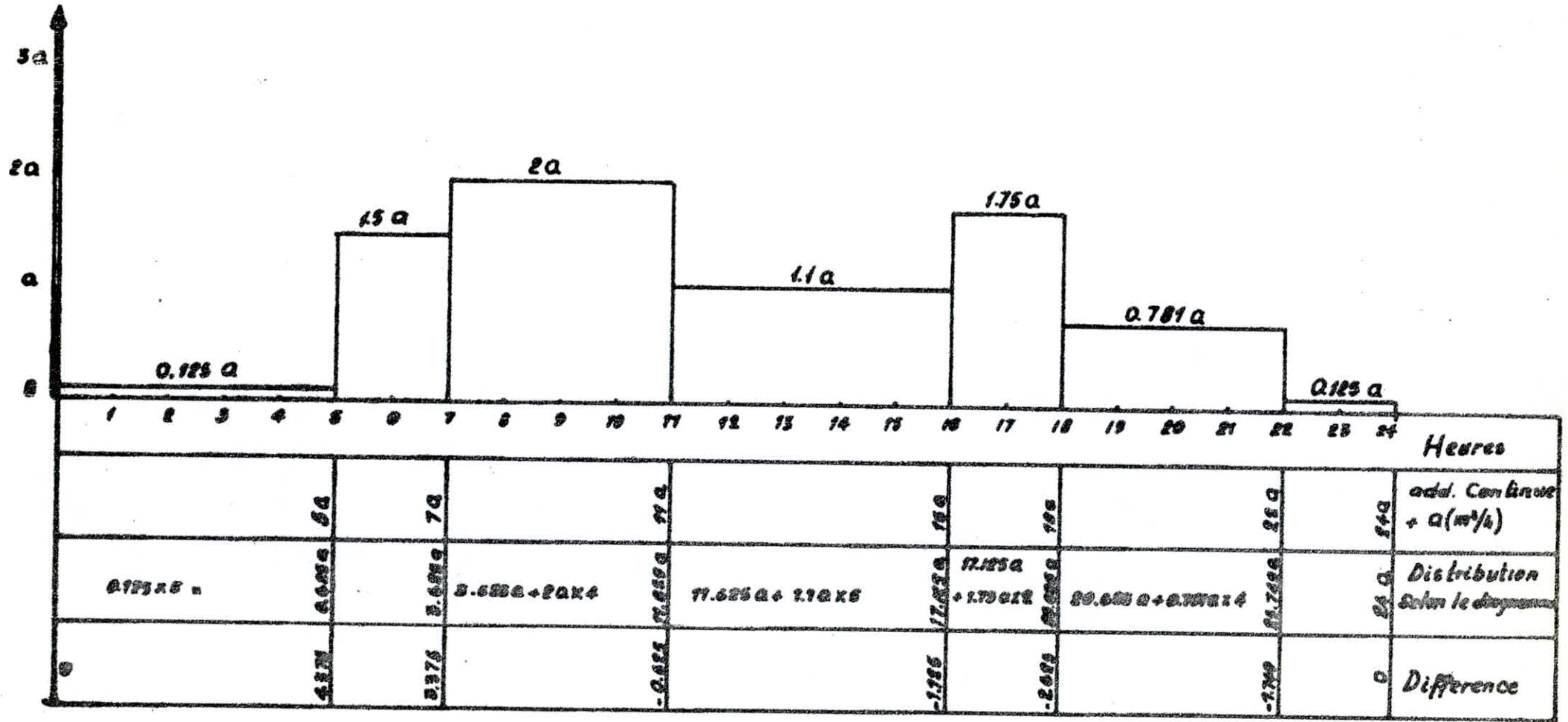
En parlant de l'adduction gravitaire, nous avons vu que celle-ci se calculait avec un débit d'apport égal au débit journalier nécessaire réparti sur 24 heures donc avec le débit horaire moyen \bar{Q} :

En parlant de l'adduction par refoulement, nous avons vu qu'il était recommandable d'étaler également le débit d'apport sur 24 heures en conséquence il arrive au réservoir un débit horaire Q'' et un débit horaire Q' à l'écoulement en ressort de la prise.

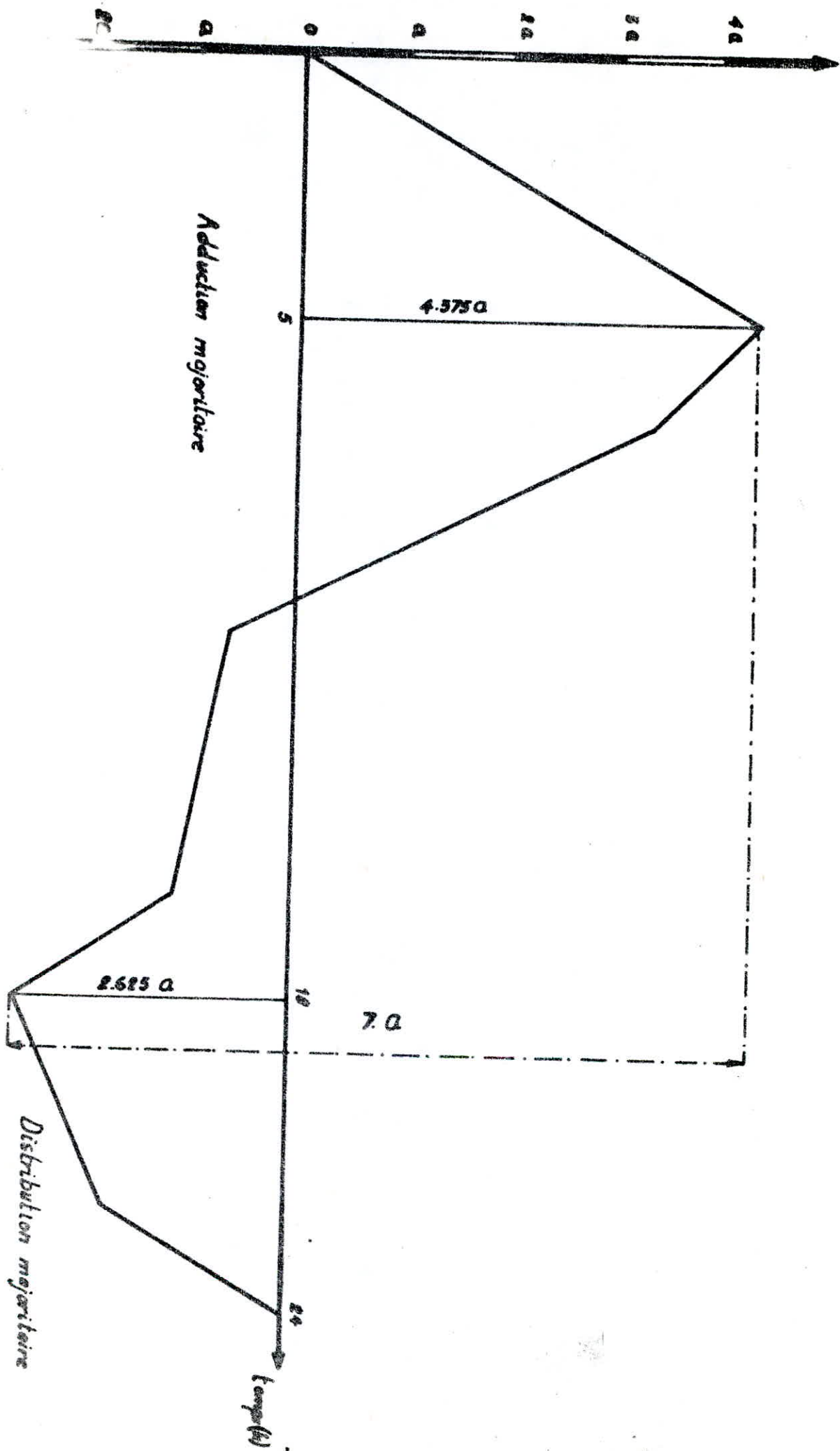
3. Capacité des réservoirs.

On sait que les débits sortants du réservoir sont variables selon l'heure de la journée, le jour de la semaine, la saison etc.... sachant que le débit de pointe horaire (détermination du coefficient de pointe horaire), dépend de l'importance de l'agglomération, de la localité à alimenter du point de vue population, du mode de vie, des usages et des différents consommateurs potentiels (industrie, élevage, arrosage etc....) et vu que des enquêtes n'ont pas été faites dans ce sens, nous avons adopté, pour notre projet une répartition, se rapprochant des indications données par A. "DUPONT". TOME II afin de limiter le temps de stagnation dans le réservoir il est nécessaire de dimensionner ce dernier selon la journée la plus chargée. Pour cette raison il est de connaître le coefficient de variation horaire du débit.

Variation horaire de débit. (Voir crache)



$$V = \text{Max}(V_a - V_d) + |\text{Min}(V_a - V_d)| = 4.375 + |-2.625| = 7a$$



GRAPHE: 2

4. Consommation pour chaque zone (horizon 2010)

Pour le calcul des capacités de chaque réservoir on s'est basé sur la consommation mentionnée ci-dessous pour les Zones que doit alimenter chacun des réservoirs.

Tableau 1

LOCALITE	NAB	POTATION 1/j/hab.	Qm 1/s	Qmm kj=1,3(1/s)	Q max kp=2.2(1/s)
Mouled-Moussa zone base	14880	220	37,88	49,24	83,36
KOUMBIER	3310	"	8,44	10,97	18,54
Z. HAUTE	583	"	1,48	1,92	3,26
Z. BASSE	1484	"	3,78	4,91	8,31
	20257	"	51,58	67,05	113,47

Tableau 2.

horizon	localité	habitants	Potation 1/j/hab.	Qm 1/s	Qmm kj=1,3	Qmax.
1994	O/MOUSSA Z. HAUTE	3304	190	7,27	9,45	15,99
2010	O/MOUSSA Z. HAUTE	5730	220	14,59	18,97	32,10

Tableau 3.

LOCALIT	habs	dotation 1/j/hab.	Qm 1/s	Qmm kj=1,3(1/s)	Q max. kp = 2,2 (1/s)
HAMMADA Z. HAUTE	583	220	1,48	1,92	3,26
HAMMADA Z. BASSE	1484	220	3,18	4,91	8,31

D'après la répartition horaire et le graphe de cette répartition on admet à un volume de régularité

$$V_r = (V_{+max}) + (V_{-max}) = 7.a$$

où a = débit moyen horaire de distribution en m^3/h .

Q_{pm} : consommation moyenne journalière, douz mois de pointe de l'année.

Remarque : pour la zone haute de O/MOUSSA, on a un débit de $81/s$,

ce qui ne suffira pas pour l'horizon 2010 on a donc un déficit de $(18,97-8)=11$ l/s , et pour combler ce dernier, on prévoit un pompage du réservoir principal R2 vers R1 pendant 22/24h.

le débit, dont pendant ces 22 heures revient à 12 l/s

4.1 Calcul de la capacité de R1 existant.

Données de base:

$Q_{pm} = 8$ $l/s + 12 \times 24/22 = 81$ $l/s + 13,09$ l/s d'après le graphe, on trouve un volume de régularisation de 380 m^3 ; on ajoute à ce dernier, la capacité d'incendie qui est de l'ordre de 120 m^3 ; le volume total revient donc $V_t = 380 + 120 = 500$ m^3 ; puisque on a déjà un château d'eau existant de 500 m^3 .

4.2. Calcul de la capacité de R3.

Données de base:

$$Q_{pm} = 6,83$$
 $l/s = 590$ m^3/j , $a = \frac{590}{24} = 24,58$ m^3/h

$$V_r = 7.a = 24,58 \cdot 7 = 172,06$$
 m^3

$$V_t = 172,06 + 120 = 292,06$$
 m^3

on prend un volume de 300 m^3 . $\left. \begin{array}{l} 150$ m^3 existant \\ 150 m^3 projeté \end{array} \right\} — Jumelés.

4.3 Calcul de la capacité de Reservoir. N°2

$$/IV^+_{max}/ + /V^-_{max}/ = Vr2$$

$$1001,125 + 538,07 = 1539,195 \text{ m}^3$$

$$Vr = Vr2 + RI$$

$$Vt = 1539,195 + 120 = 1659,195 \text{ m}^3$$

on prend donc et par mesure de sécurité un volume de 2000 m³

4.4 Dimensionnement de reservoir R2.

données de base:

hauteur de la lame d'eau $h = (3/8) \text{ m}$.

h est prise égale à 6m.

$V =$ Volume de reservoir $V = 2000 \text{ m}^3$

$V = S \cdot h$ --- $\frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot h$ ou D est le diamètre intérieur.

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot V}{\pi \cdot h}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 2000}{\pi \cdot 6}} = 20,61 \text{ m}$$

5. type de reservoirs.

- R1 château d'eau existant (TP=153,00m)
- R2 suivant le relief on a choisit un reservoir Semi-enterré à la côte du terrain 140.00m
- R3, R4 deux reservoirs jumelés à la côte de 152.00 M

6. choix du site.

le sol de fondation doit être examiner du point de vue de la capacité portante et du drainage des eaux.

le reservoir doit être couvert à l'abri des contaminations des eaux souterraines d'infiltration des pluies et des poudres et doit être en matière durable.

CALCUL DE LA DISTRIBUTION

TABLEAU: 5

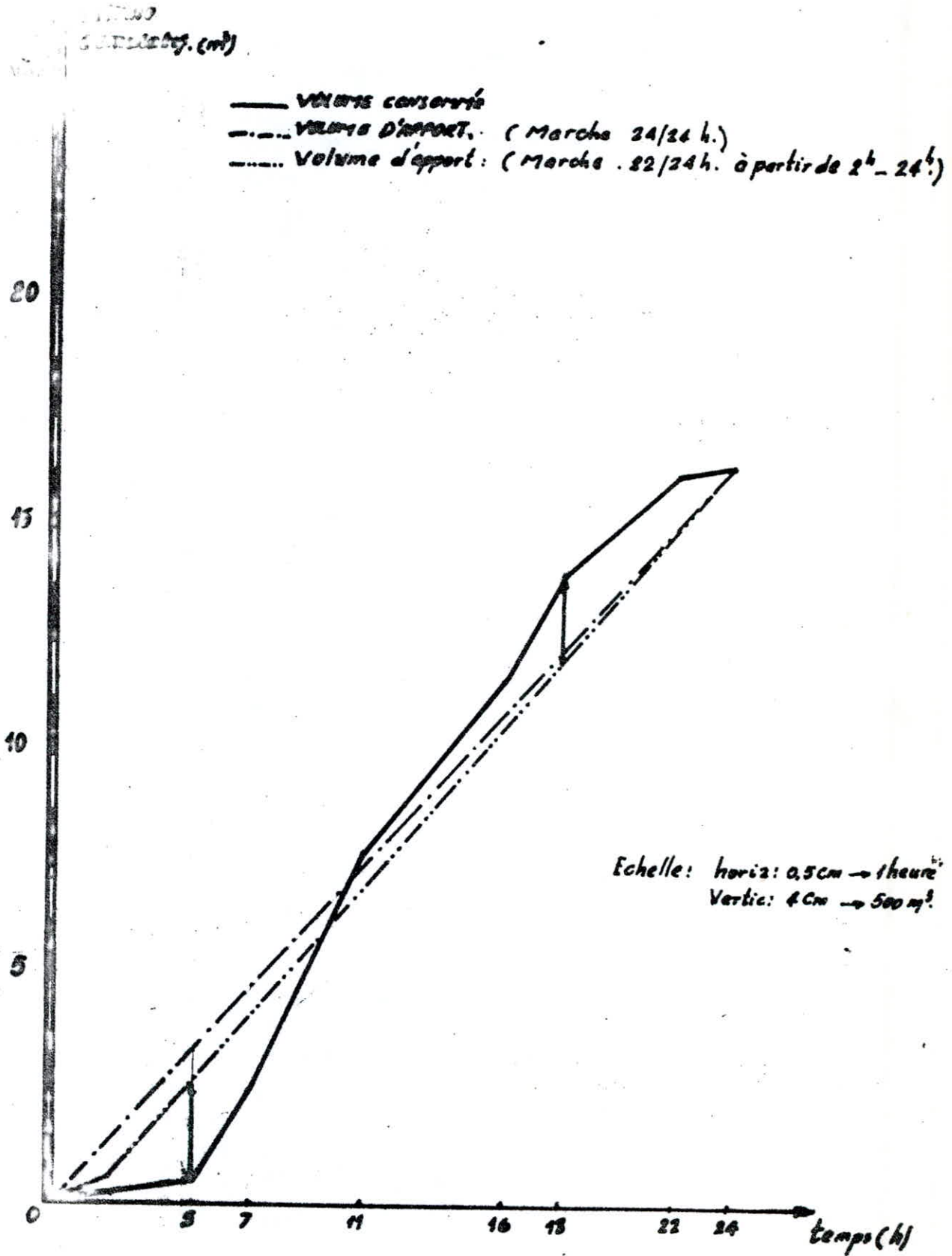
HEURES	D			DISTRIBUTION CUMULEE	
	Vers R_1	Vers R_2	Vers R_3	Distr Totale %	Cumulee
0 - 1	0	6.8	7.4	94.42	54.12
1 - 2	0	6.8	7.4	94.12	102.24
2 - 3	12	6.8	7.4	94.32	196.56
3 - 4	12	6.8	7.4	94.32	290.88
4 - 5	12	6.8	7.4	94.32	385.20
5 - 6	12	6.8	88.83	387.47	772.67
6 - 7	12	6.8	88.83	387.47	1160.14
7 - 8	12	6.8	118.44	494.06	1654.20
8 - 9	12	6.8	118.44	494.06	2148.26
9 - 10	12	6.8	118.44	494.06	2642.32
10 - 11	12	6.8	118.44	494.06	3136.38
11 - 12	12	6.8	65.14	302.18	3438.56
12 - 13	12	6.8	65.14	302.18	3740.74
13 - 14	12	6.8	65.14	302.18	4042.92
14 - 15	12	6.8	65.14	302.18	4345.10
15 - 16	12	6.8	65.14	302.18	4647.28
16 - 17	12	6.8	103.64	440.18	5088.06
17 - 18	12	6.8	103.64	440.18	5528.84
18 - 19	12	6.8	46.26	234.22	5763.06
19 - 20	12	6.8	46.26	234.22	5997.28
20 - 21	12	6.8	46.26	234.22	6231.50
21 - 22	12	6.8	46.26	234.22	6465.72
22 - 23	12	6.8	7.4	94.32	6560.04
23 - 24	12	6.8	7.4	94.32	6654.36

CALCUL DU VOLUME DU RESERVOIR R₂

TABLEAU: N° 6

Heures	Alimentation cumulée	Distribution cumulée	ΔV	
			+	-
0 - 1	277.265	51.12	226.145	
1 - 2	554.530	102.24	452.29	
2 - 3	831.795	156.56	635.235	
3 - 4	1109.06	210.88	818.18	
4 - 5	1386.325	265.20	1001.125	
5 - 6	1663.59	319.52	890.92	
6 - 7	1940.855	373.84	780.715	
7 - 8	2218.12	428.16	563.92	
8 - 9	2495.385	482.48	347.125	
9 - 10	2772.65	536.80	130.33	
10 - 11	3049.915	591.12		86.465
11 - 12	3327.18	645.44		388.645
12 - 13	3604.445	699.76		136.295
13 - 14	3881.71	754.08		161.21
14 - 15	4158.975	808.40		186.125
15 - 16	4436.24	862.72		211.04
16 - 17	4713.505	917.04		374.655
17 - 18	4990.77	971.36		538.07
18 - 19	5268.036	1025.68		495.024
19 - 20	5545.30	1080.00		451.98
20 - 21	5822.565	1134.32		408.935
21 - 22	6099.83	1188.64		365.935
22 - 23	6377.095	1242.96		422.945
23 - 24	6654.36	1297.28	0	0.000

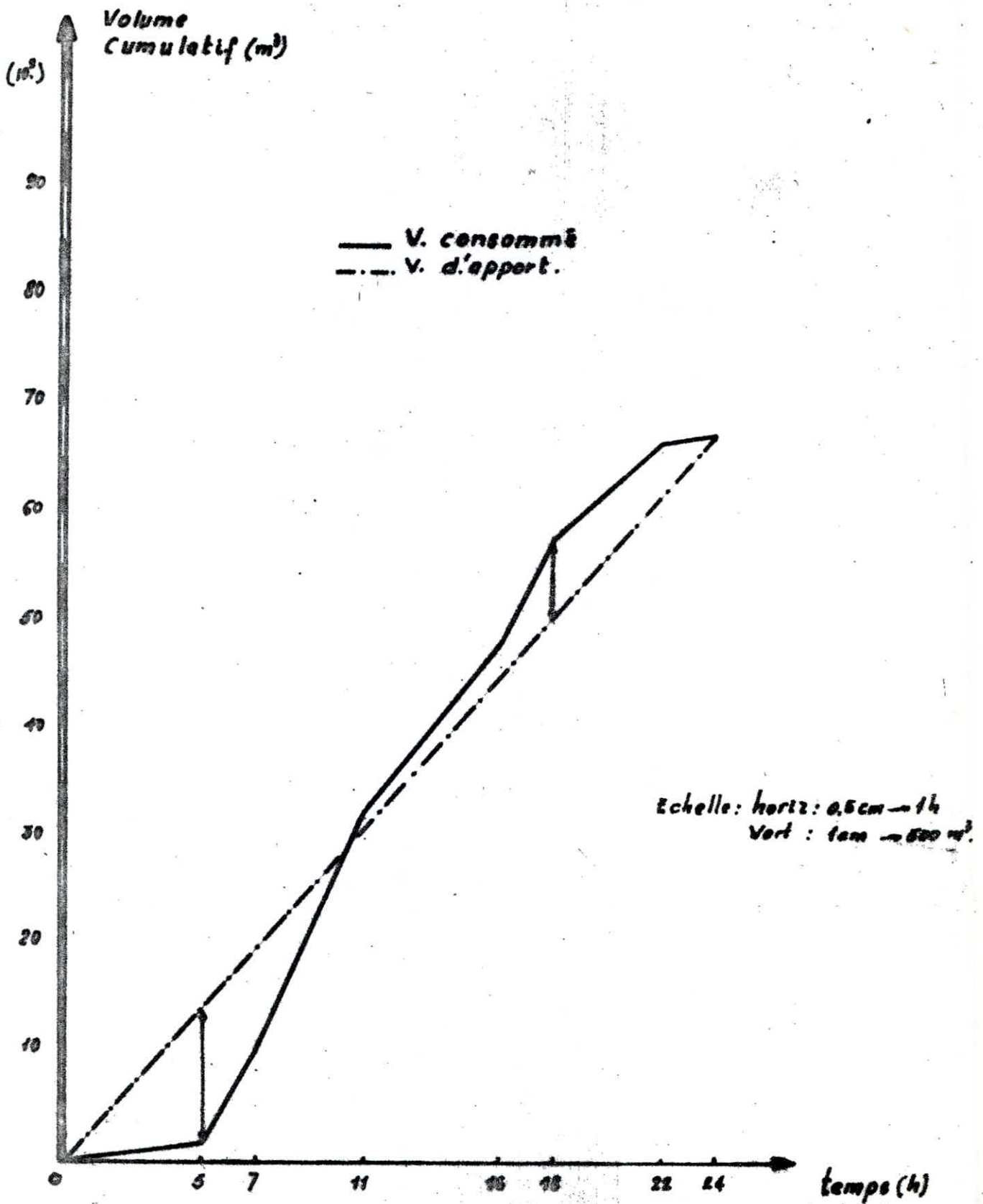
CALCUL DU VOLUME DU RESERVOIR .R1.



Capacité de régularisation : 380 m³
 Capacité incendie : 120 m³
 500 m³

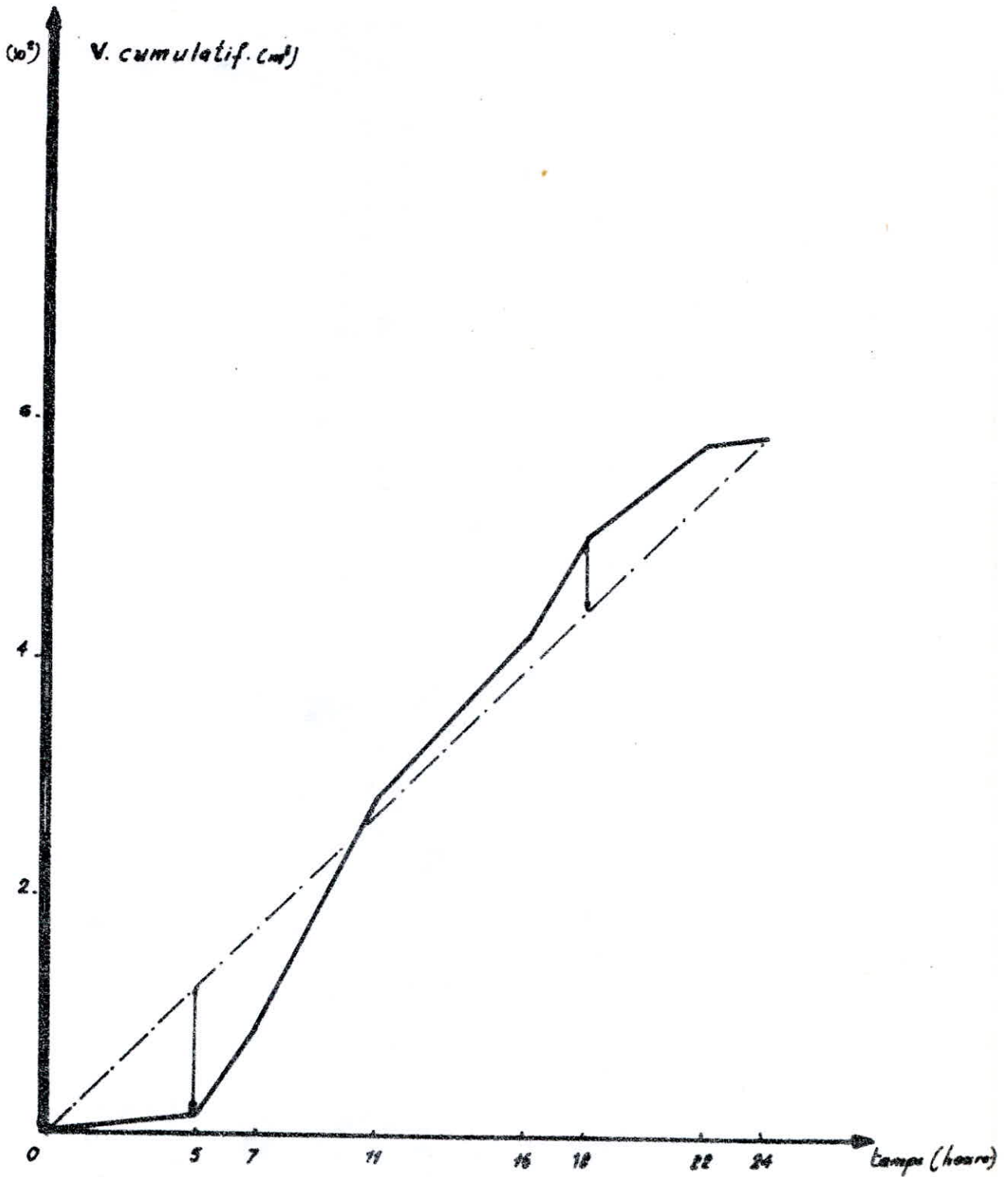
Capacité Disponible : 500 m³.

CALCUL DU VOLUME DU RESERVOIR. R2.



Capacité de régularisation : 1975 m³
 capacité d'incendie : 120 m³
 2095 m³

CALCUL DU VOLUME DU RESERVOIR R_3 ($R_1 + R_2$) jumelés.



capacité de régularisation :	171.5 m ³	
capacité d'incendie :	120 m ³	(150 m ³ existant)
	<u>291.5 m³</u>	(150 m ³ projeté)
capacité disponible :	300 m ³	

7. Implantation des reservoirs.

Une implantation correcte des reservoirs qui tient compte du relief permettant d'obtenir des depenses minimales des frais d'investissement et d'exploitation.

on doit tenir compte des facteurs suivants:

- le point le plus bas à alimenter.
- la hauteur du plus haut batiment.
- les pertes de charge à partir du reservoir jusqu'au point le plus défavorable.

8. Côtes du Radier de chaque reservoir.

8.1. Côté du Radier de R1

étant existant, la côte finale du trop-plein (TP=153,00)m

8.2 la côte du radier de R2

la côte maximale du réseau desservie par R2 est de 122m les batiments sont de deux étages ce qui necessite une pression de.

$$NP=120+(\Delta H_{ent}+P_s+h+3)$$

avec $(\Delta H_{ent}+P_s+h+3)=12m$ pour les batiments de deux étages, donc la côte du radier en première approximation est = C"R=120+12ext=

132m la côte definitive est de C"R=132+6,00=138.

8.3. Côte du radier du R3.R4 jumeles.

R4 étant existant et qui sera jumelé à R3 donc la côte finale du radier est 152,00m. et TP=155.

9. Equipement des reservoirs.

L'arrivée de l'eau dans le reservoir s'effectue par surverse en chute libre pour favoriser l'oxygène de l'eau.

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0,20m au dessus du radier afin d'éviter l'introduction des boues ou de sables, qui pourraient éventuellement se déposer dans la cuve, pour faciliter le brassage de l'eau, le départ sera prévu à l'opposé de l'arrivée.



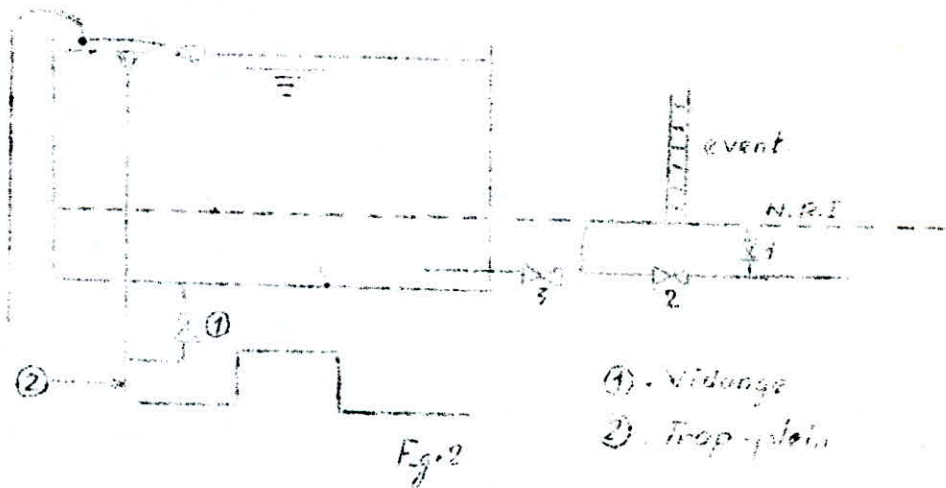
- conduite du trop-plein.

La conduite du trop-plein, est destinée à maintenir le niveau maximal susceptible d'être atteint dans le réservoir.

L'extrémité de cette conduite doit être en forme d'un siphon afin d'éviter l'introduction de certains corps nocifs dans la cuve.

- Vidange.

La conduite de vidange part du point bas du reservoir et se raccorde sur la canalisation du trop-plein elle comportera un robinet - vanne.



- Materialisation de reserve d'incendie.

le dispositif le plus souvent adopté est constitué par un siphon qui se désamorçe grâce à un vent+ quant le niveau de la reserve d'incendie est atteint

- en service normal : 1 est ouvert, 2 est fermé
- en cas de sinistre : 2 sera ouvert.

placer un troisieme robinet-vanne normalement ouvert afin de réparer 1 ou 2 en cas de besoin (voir fig.2)

10. Automatisation.

le fonctionnement rationnel et économique d'une pompe dépend de deux niveaux d'eau soit.

- à l'aspiration, le niveau dans la bache d'aspiration
- au refoulement, le niveau dans le reservoir

il importe: de réaliser.

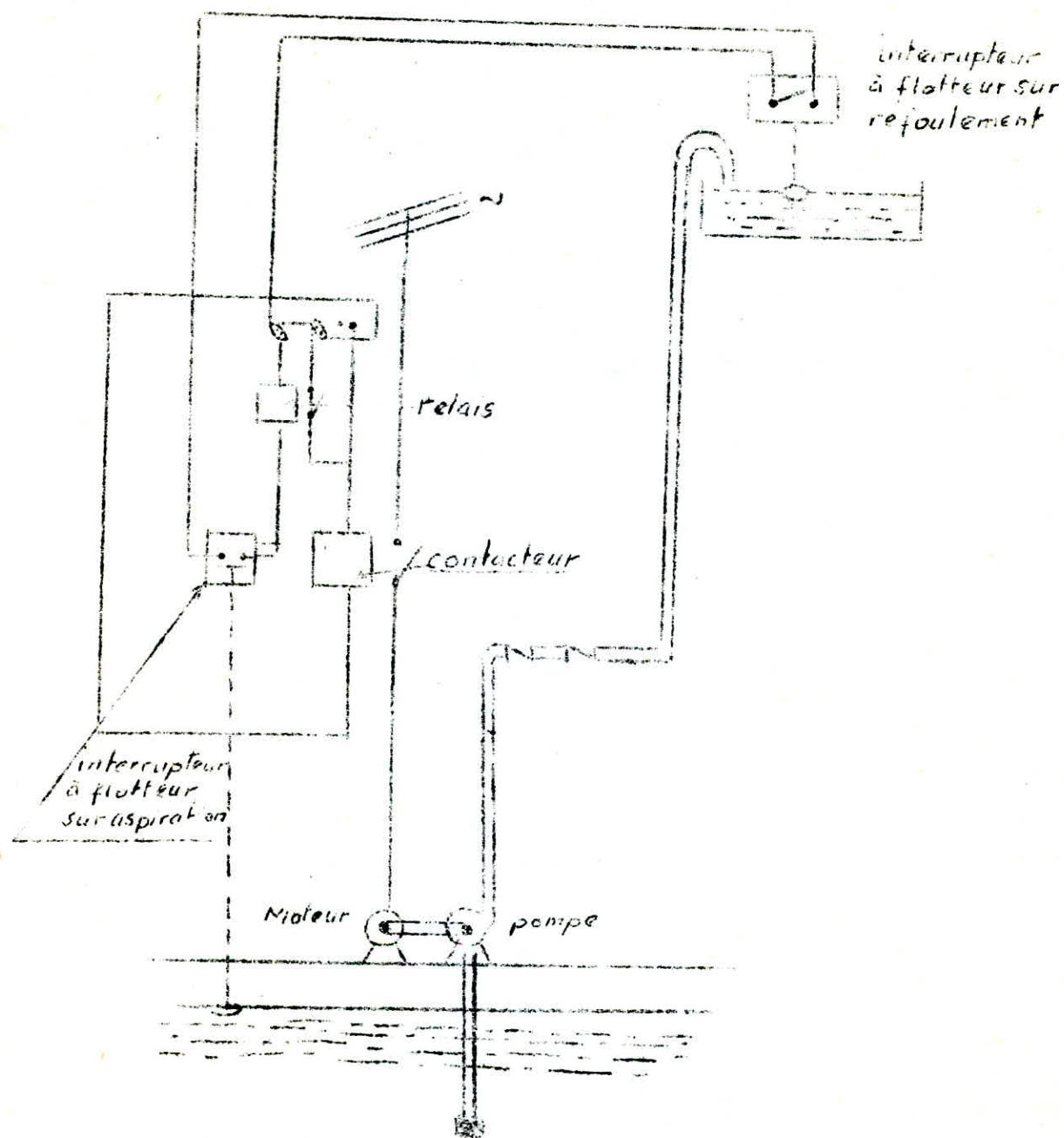
- l'arrêt du pompage lorsque le plan d'aspiration s'abaisse anormalement.

- l'arrêt du pompage quand le reservoir est plein

- la reprise du pompage dès que les conditions d'aspiration redeviennent normales ou, sitôt que le plan d'eau dans le reservoir s'abaisse au dessous d'un certain niveau. Pour que ces opérations puissent s'effectuer dans le minimum de temps et avec le minimum de surveillance, il est indispensable qu'elles soient en vue d'alerter le personnel d'exploitation dans le cas d'une anomalie de fonctionnement.

pour notre projet, on a proposé un système de commande par ligne pilote.

- on dispose d'un flotteur à la partie haute du réservoir, qui est relié par un câble enterré au contacteur du moteur, qui enclenche ce dernier pour un niveau d'eau inférieur et le déclenche pour un niveau supérieur.



11. Entretien et désinfection des réservoirs.

11.1 Hygiène des réservoirs.

Les réservoirs doivent être couverts et aérés. L'aération s'effectue par des ouvertures grillagées ou quinées d'épaisses plaques en verre. Les parois doivent être lissées sans pour cela utiliser un produit susceptible d'altérer la qualité de l'eau. La stagnation doit être évitée en créant une circulation.

11.2 Entretien des réservoirs.

L'importance de ces installations nécessite un soin particulier, tel que lavage, nettoyage et désinfection pour cela il faut :

- l'isolement et vidange de la cuve.
- élimination des dépôts sur les parois par brossage.
- examen et réparation éventuelle des parois
- désinfection
- rinçage à l'eau potable.
- remise en service.

11.3. Désinfection.

L'élimination des dépôts se fait par brossage manuel ou par projection d'eau sous pression, après on utilise le chlore ou le permanganate. Dans ce cas la présence d'un chimiste reste obligatoire.

C H A P I T R E D

A D D U C T I O N

1. Choix du tracé:

Le tracé des conduites a été étudié sur une carte établie à l'échelle 1/5000 de la région.

Pour le choix on s'est efforcé dans la mesure du possible de respecter les impératifs suivants:

- Choisir le tracé le plus court.
- Rechercher un profil en long aussi régulier que possible
- Eviter les pentes fortes qui donnent lieu à des contournement d'air nécessitant des équinements pour y pallier, ainsi ainsi que les profils horizontaux.
- Les tracés doivent suivre si possible les chemins existants (routes, pistes...) pour faciliter l'acheminement du matériel et l'accès aux installations.
- Le tracé en plan sera conçu avec des coudes largement ouverts, afin d'éviter les butées importantes.

Le tracé idéal est celui qui correspond à une rampe régulière de la station de captage vers le réservoir.

Dans notre projet on étudiera l'adduction dont le tracé passe par Quadria, cette dernière part du point de captage vers le réservoir.

2. Type d'adduction:

L'acheminement des eaux se fait par une adduction mixte quant le relief le permet, ce sera une adduction de type gravitaire, si non l'adduction est par refoulement.

Dans notre cas l'adduction se fait par refoulement.

3. Matériau de la conduite:

Notre choix s'est orienté vers les conduites en acier pour les avantages qu'elles présentent:

- Disponibilité sur le marché
- Offre une bonne flexibilité, qui permet d'épouser les grandes sinuosités du tracé en plan, et un profil dans l'emploi de pièces de raccord onéreuses.
- Le matériau offre une grande marge de sécurité non négligeable en cas de pression et surpression.
- Se présentent sous grandes longueurs, par conséquent limite le nombre de joints.

4. Etude du diamètre économique de refoulement:

Pour cette étude on s'est basé sur l'ANNEXE (ETUDE DU DIAMETRE ECONOMIQUE).

Exemple de calcul:

Le diamètre est déterminé en fonction de débit ($\phi = f(Q)$). les diamètres sont portés sur l'axe des abscisses en (mm), les débits sur l'axe des ordonnées en (l/s).

On fixe le débit à véhiculer sur l'axe, la projection sur la courbe économique nous donne directement le diamètre économique sans faire passer une approche de BOUEN ou de BRESSE. Pour toute explication VOIR ANNEXE.

4.1. La conduite reliant les forages et le réservoir R2.

$Q = 78,05$ l/s la courbe nous donne un $\phi = 300$ mm

$$\boxed{De = 300 \text{ mm.}}$$

4.2. La conduite reliant les réservoirs R2-R1.

$Q = 12$ l/s _____ $De = 150$ mm

$$\boxed{De = 150 \text{ mm}}$$

4.3. La conduite reliant les reservoirs R2=(R3-84) jumelés.

$$Q = 6,83 \text{ l/s} \quad \text{De} = 100 \text{ mm}$$

$$\boxed{\text{De} = 100 \text{ mm}}$$

5. Dimensionnement des conduites d'amenée par gravitaire:

5.1 Dimensionnement de la conduite reliant le R2 et P11:

5.1.1 Calculons le diamètre approximatif moyennant l'équation de la continuité et par considération d'une vitesse comprise entre l'intervalle (0,4 + 1,4) m/s.

On se propose une vitesse de 1,4 m/s avec un débit $Q=101,91$ plus le débit d'incendie $Q = 101,91+17 = 118,91 \text{ l/s} = 0,118,91 \text{ m}^3/\text{s}$

$$Q = V.A. \quad A = \frac{\pi D^2}{4} \quad \rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot V}} \text{ (m)} \quad \rightarrow D = 0,329 \text{ m}$$

on prend un $D = 350 \text{ mm}$, qui donne une vitesse: $V = \frac{4 \cdot Q}{\pi D^2} = 1,24 \text{ m/s}$

5.1.2. Calcul des pertes de charge totales:

les pertes de charge totales sont calculées moyennant la formule de DARCY-WEISBACH.

J = gradient de perte de charge.

V = Vitesse d'écoulement en (m/s)

D = diamètre de la conduite en (m)

G = accélération de la pesanteur en (m/s²)

F = Coefficient de frottement.

$$J = \frac{F \cdot V^2}{2gD} \quad \text{avec:}$$

F est donnée par la formule de COLEBROOK.

$$\boxed{\frac{1}{\sqrt{f}} = -0,86 \ln \left(\frac{\epsilon}{3,7D} + \frac{2,51}{\text{Re} \cdot \sqrt{f}} \right)}$$

ϵ = Coefficient de rugosité absolue = $4 \cdot 10^{-4}$ (m)

Re = Nombre de Reynolds: $\text{Re} = \frac{V \cdot D}{\nu}$ avec $\nu = 1,0136 \cdot 10^{-6}$ (m²/s)

La résolution de l'équation se fera par approximations successives. La première est donnée par la formule de

ADRESSE	CODE	TOUCHE	DRESSE	CODE	TOUCHE	ADRESSE	CODE	TOUCHE
000	7 6	2nd1b1	0 45	5 5	/	0 9 0	65	x
001	1 1	A	0 46	03	3	0 91	43	RCL
002	0 1	1	0 47	93	.	0 92	03	3
003	9 3	.	0 48	07	7	0 93	33	x
004	0 1	1	0 49	85	+	0 94	55	$\frac{x}{-}$
005	0 4	4	0 50	02	2	0 95	01	1
006	7 5	-	0 51	93	.	0 96	09	9
007	9 3	.	0 52	05	5	0 97	93	.
008	0 8	8	0 53	01	1	0 98	06	6
009	0 6	6	0 54	55	÷	0 99	55	÷
010	6 5	x	0 55	43	RCL	1 00	43	RCL
011	5 3	(0 56	06	6	1 01	02	2
012	4 3	RCL	0 57	55	+	1 02	95	=
013	0 1	1	0 58	43	RCL	103	42	STO
014	5 5	±	0 59	08	8	104	10	10
015	4 3	RCL	0 60	34	x	105	91	R/S
016	0 2	2	0 61	54)	106	76	2nd1b1
017	5 4)	0 62	23	LnX	107	13	C
018	4 2	STO	0 63	65	x	108	43	RCL
019	0 7	7	0 64	93	.	109	10	10
020	2 3	LnX	0 65	08	8	110	65	X
021	9 5	=	0 66	06	6	111	43	RCL
022	3 3	X2	0 67	95	=	112	04	4
023	3 5	1/X	0 68	33	X2	113	95	=
024	4 2	STO	0 69	35	1/X	114	42	STO
025	0 5	5	0 70	42	STO	115	11	11
026	4 2	STO	0 71	09	9	116	91	R/S
027	0 8	8	0 72	75	-	117	76	2nd1b1
028	4 3	RCL	0 73	43	RCL	118	14	D
029	0 3	3	0 74	08	8	119	64	X
030	6 5	X	0 75	95	=	120	93	.
031	4 3	RCL	0 76	50	2nd1x)	121	01	1
032	0 2	2	0 77	22	INV	122	05	5
033	5 5	÷	0 78	77	2ndxzt	123	95	=
034	4 3	RCL	0 79	43	RCL	124	91	R/S
035	0 0	0	0 80	43	RCL	125	76	2nd1b1
036	9 5	=	0 81	09	9	126	15	E
037	1 2	STO	0 82	42	STO	127	85	+
038	0 6	6	0 83	08	8	128	43	RCL
039	9 1	R/S	0 84	61	GTC	129	11	11
040	7 6	2nd1b1	0 85	12	B	130	95	=
041	1 2	B	0 86	76	2nd1b1	131	91	R/S
042	5 3	C	0 87	43	RCL	132		
043	4 3	R C L	0 88	43	RCL			
044	0 7	7	0 89	09	9			

NIKURASE correspondant au regime turbulent rugueux.

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

ON AURA DONC

$$\Delta H_L = J \cdot L \quad \text{avec}$$

$\Delta H_L =$ pertes de charge lineaire (m)

$L =$ Longueur de la conduite

$$\text{or } \Delta H_T = \Delta H_s + \Delta H_L \quad \Delta H_s = \text{pertes de charge singulieres}$$

Les pertes de charge singulieres sont estimees à 15% des pertes de charge lineaires. $\Delta H_s = 0,15 \Delta H_L$ d'ou

$$\Delta H_T = 1,15 \Delta H_L$$

Le calcul de ΔH_T se fait sur la calculatrice TI59 selon le programme, qui nous permettra de calculer le coefficient f , le gradient de perte de charge J et les pertes de charge totales ΔH_T .

Donnees de base :

$$\epsilon = 4 \cdot 10^{-4} \text{ (m)}$$

$$\nu = 1,0136 \cdot 10^{-6} \text{ (m}^2\text{/s)}$$

pour les conduite d'adduction

$$D = 350 \text{ mm}$$

$$V = 1,24 \text{ m/s}$$

$$lg = 1235 \text{ m}$$

Execution

1/ Stockage des donnees:

$$\nu \rightarrow 00, \epsilon \rightarrow 01, D \rightarrow 02, V \rightarrow 03, Lg \rightarrow 04.$$

$$\text{Precision : } 0.000001 \quad x \geq t$$

Resultats:

$$\text{APPUYER: } \boxed{A} \Rightarrow R_e; \text{ 06 } \boxed{B} \Rightarrow J; \boxed{C} \Rightarrow \Delta H_L;$$

$$\boxed{D} \Rightarrow \Delta H_s; \boxed{E} \Rightarrow \Delta H_T; \text{ RCL 05 } \Rightarrow f;$$

$$\text{RCL 09 } \Rightarrow F_t.$$

D (m)	V (m/s)	Re	Fr	Ft	J	HL (m)	h _{lt} (m)
350	1,24	428176,8	0,020688	0,0213369	0,00478 46	5,906	6,79

METHODE DE LA LONGUEUR FLUIDO-DYNAMIQUE :

(Theorie de G. LAPREY).

D'après la longueur fluïdo-dynamique, le diamètre D de la conduite est exprimé par la relation suivants

$$D = \lambda \cdot L \cdot D_0 \quad (m)$$

λ = Facteur de transition qui est égal à 1 lorsque le régime est turbulent rugueux et différent à 1 lorsque le régime ne l'est pas.

L = la longueur fluïdo-dynamique (m).

cas des conduites forcées circulaires $D_0 = 1,539$.

d'après la relation ci-dessus

$$\left(\frac{\lambda}{\lambda} \right) = \frac{D}{D_0} = \frac{0,35}{1,539} = 0,227$$

D'autre part, on a d'après la même théorie.

$$\frac{Q}{\sqrt{Jr}} = \left(\frac{\lambda}{\lambda} \right)^{2,5} \cdot (15,96 - 8,681 \ln \frac{\epsilon}{\lambda}) //$$

$$\frac{Q}{\sqrt{Jr}} = (0,227)^{2,5} (15,96 - 8,681 \ln \frac{0,0004}{0,227}) = 1,743306 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Pour } Q = 0,11891 \text{ m}^3/\text{s} \text{ on a } Jr = \left(\frac{Q}{1,743306} \right)^2 = 0,0046525$$

On vérifie le régime et ceci à l'aide de $\frac{\epsilon}{D}$, Re. et du diagramme de MOODY.

$$Re = \frac{V \cdot D}{\nu} = \frac{1,24 \cdot 0,35}{1,0136 \cdot 10^{-6}} = 428176,8$$

$$\frac{\epsilon}{D} = \frac{4 \cdot 10^{-4}}{0,35} = 11,428610^{-4}$$

D'après le diagramme de MOODY, le régime est situé dans la

PROB. DETERMINING PARTIALLY KNOWN

$\lambda = 0.5$

DEFINITIONS OF SYMBOLS:
 $D_0, H_0, \delta_0, D_1, A/P, D_2, K_0$

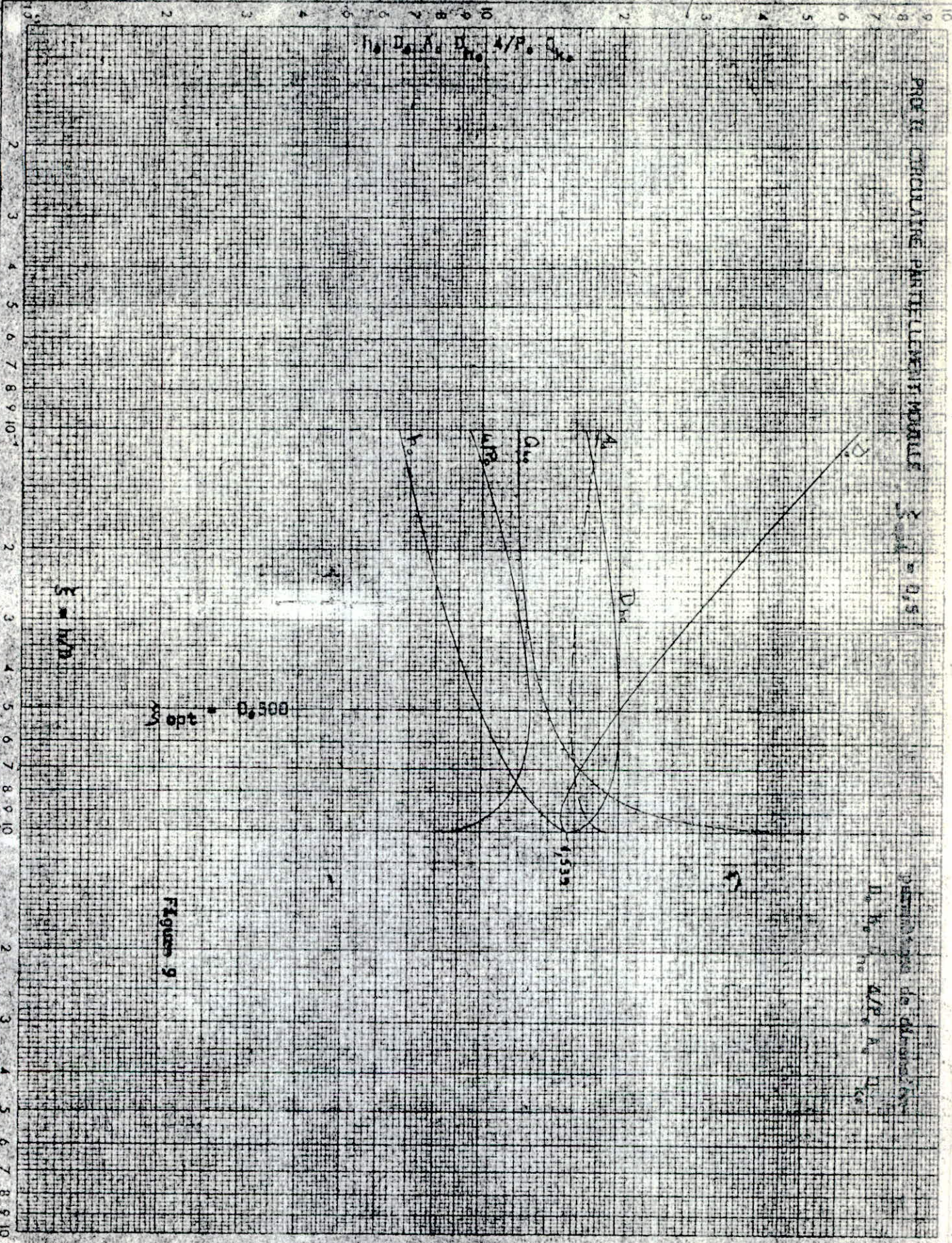
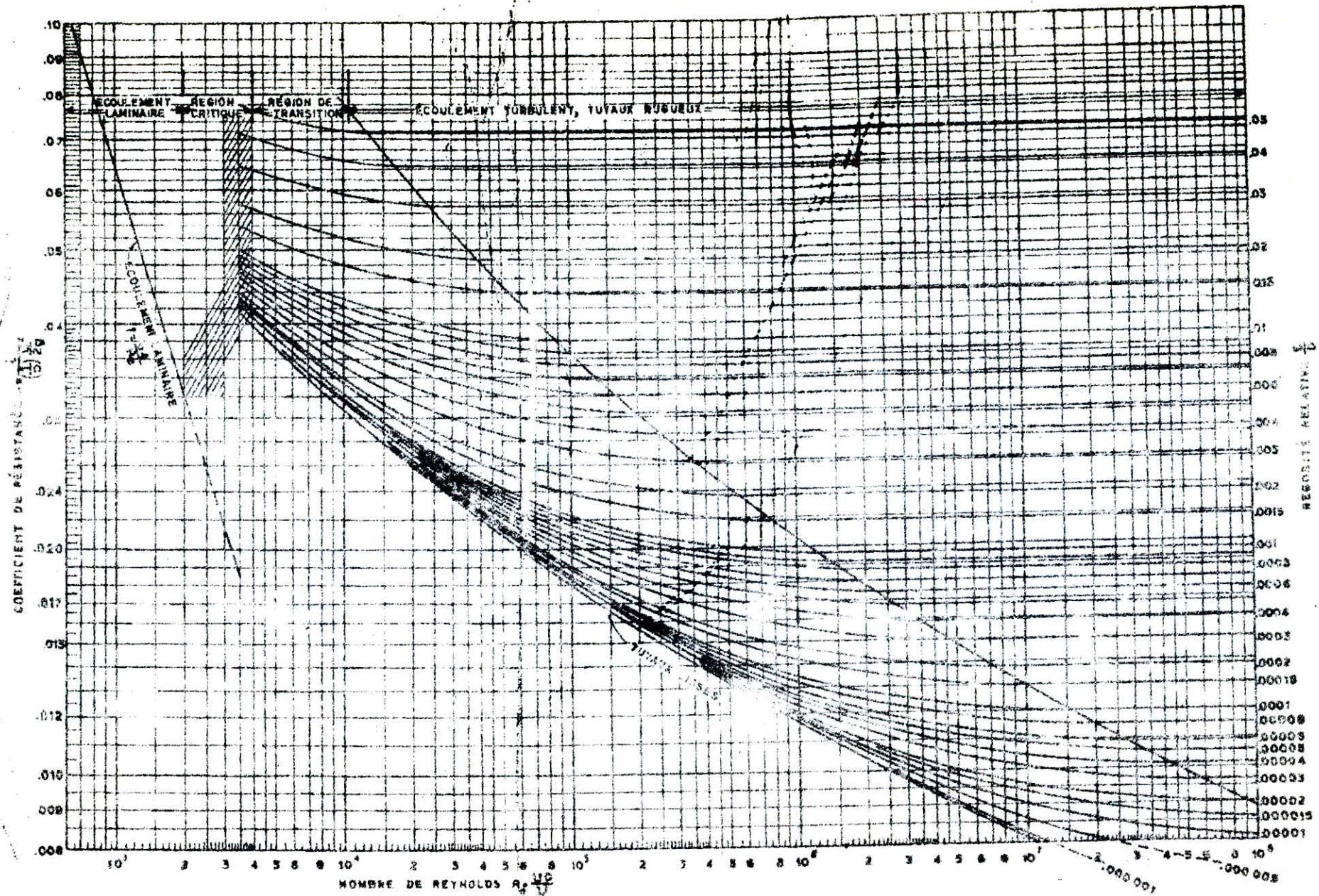
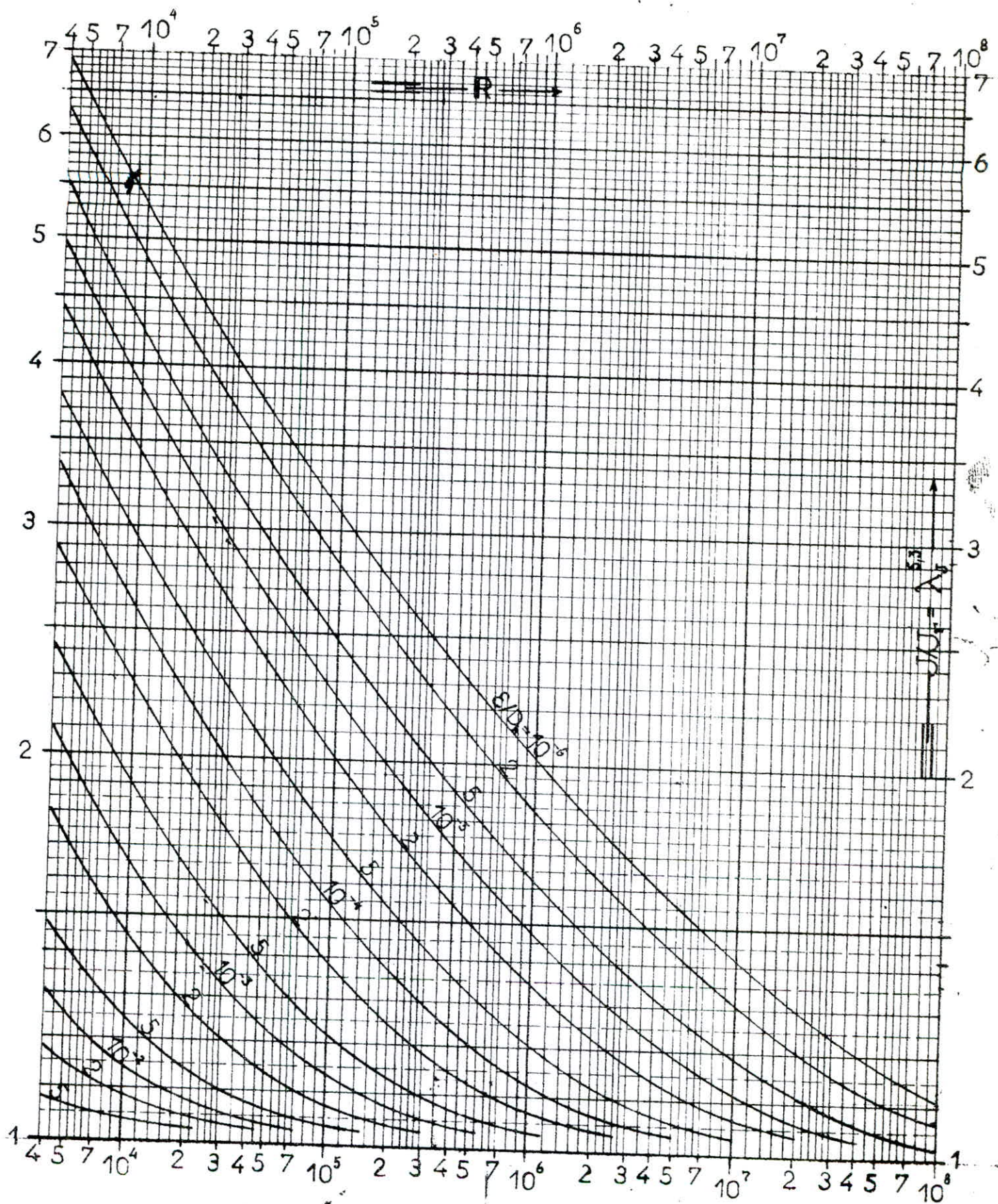


Figure 9



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

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



région de transition, donc $\lambda \neq 1$

on doit donc corriger la valeur de J_r à l'aide de l'abaque (17c) nous tirons le facteur $\lambda_J^{5,3}$ en fonction de Re et ϵ/D et on détermine la valeur réelle de J .

$$\lambda_J^{5,3} = \frac{J}{J_r} \Rightarrow J = \lambda_J^{5,3} \cdot J_r$$

$$\left. \begin{array}{l} Re = 428176,8 \\ \epsilon/D = 11,4286 \cdot 10^{-4} \end{array} \right\} \Rightarrow \lambda_J^{5,3} = 1,03 \Rightarrow J = 1,03 \cdot 0,0046525$$

$$J = 0,004792075$$

ϵ/D	Re	λ	J_r	$\lambda^{5,3}$	$J = \lambda^{5,3} \cdot J_r$	ΔH_L
10^{-4}	10^6	m	m/km	—	m/km	m
11,4286	0,4281768	0,227	4,6525	1,03	4,792075	5,918

5.2. Dimensionnement de la conduite reliant R1. P1

Données de base:

$$Q = 32 \cdot 10 + 17 = 49 \cdot 10 \text{ l/s} = 0,0491 \text{ m}^3/\text{s}$$

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

$$\epsilon = 4 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

$$J = 1,0136 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$$

$$\text{pour } v = 1 \text{ m/s} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,0491}{3,14 \cdot 1}} = 0,250 \text{ m}$$

donc on prend un diamètre ϕ 250

D (mm)	v (m/s)	Re	F_r	F_t	J	ΔH_L (m)	ΔH_T (m)
250	1,00	246645,62	0,02243	0,02339	0,0047735	0,72	0,82

5.3. Dimensionnement de la conduite reliant R3- H1.

Données de base:

$$Q = 3,26 + 17 = 20,26 \text{ l/s} = 0,02026 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 175 \text{ m}$$

$$\varepsilon = 4 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

$$\lambda = 1,0136 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$$

$$\text{pour } V = 1,2 \text{ m/s} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,02026}{3,14 \cdot 1,2}} = 0,146 \text{ m} \Rightarrow D = 150 \text{ mm}$$

$$\text{pour } D = 150 \text{ mm} \Rightarrow V = 1,15 \text{ m/s}$$

D (mm)	V (m/s)	Re	F _r	F _t	J	ΔH _L (m)	ΔH _T (m)
150	1,15	170185,48	0,025705	0,0266918	0,0120067	2,10	2,42

5.4. Dimensionnement de la conduite reliant R4. E.

Données de base:

$$Q = 8,31 + 17 = 25,31 \text{ l/s} = 0,02531 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 350 \text{ m}$$

$$\varepsilon = 4 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

$$\lambda = 1,0136 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$$

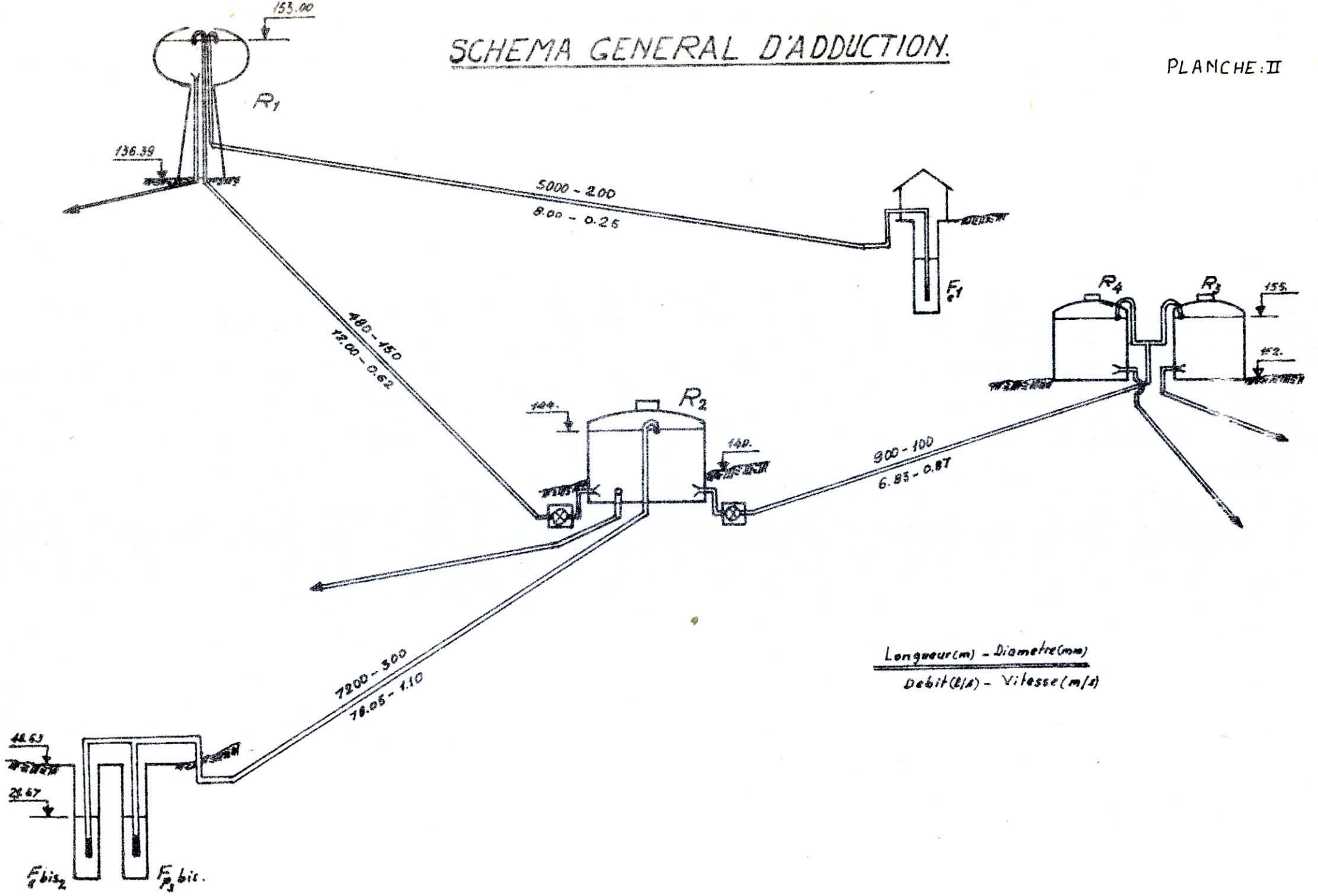
$$\text{pour } V = 1,4 \text{ m/s} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,02531}{3,14 \cdot 1,4}} = 0,151 \Rightarrow D = 150 \text{ mm}$$

$$\text{pour } D = 150 \text{ mm}, V = 1,43 \text{ m/s}$$

D (mm)	V (m/s)	Re	F _r	F _t	J	ΔH _L (m)	ΔH _T (m)
150	1,43	211621,94	0,025705	0,026529	0,018452	6,48	7,43

SCHEMA GENERAL D'ADDUCTION.

PLANCHE: II



CHAPITRE :

LES POMPES.

1. CHOIX DES POMPES AU NIVEAU DES FORAGES.

1.1. choix du genre des pompes.

Trois solutions peuvent être envisagées.

- a) Installation à l'abri des eaux
 - cette solution nécessite la construction d'un local spécial.
 - de préférence les pompes doivent fonctionner en charge pour éviter une hauteur d'aspiration (on doit donc assurer l'étanchéité à l'intérieur du local.
- b) Installation avec pompe immergée et moteur sec.
 - l'entretien du moteur est facile.
 - ne pose pas de problème d'étanchéité.
 - mais elle nécessite l'utilisation de longs arbres.
- c) Installation immergée.

Groupes d'électro-pompes : c'est la solution la plus économique car:

- elles sont très fiables.
- entretien facile.
- facilité d'installation.
- rendement élevé.
- elles sont simplement abritées (directement plongées dans les forages).

Notre choix du genre de pompes s'est orienté vers les groupes d'électro-pompes immergées (deux pompes pour chaque forage, une en marche, la seconde de secours).

2.1 Choix du type de pompes.

le choix du type de pompe dépend de la fonction du débit à refouler (Q) et de la hauteur manométrique d'élevation (HMT)

(Voir graphe ci-après)

2. CHOIX DES POMPES AU NIVEAU DE LA STATION DE POMPAGE.

On a prévu une seule station de pompage au niveau du réservoir R2, qui comprend les quatre pompes de refoulement, deux en marche et deux de secours, cette dernière situera à un niveau plus bas que le réservoir, afin que les pompes seront en pleine charge pour faciliter l'amorçage?

Nous allons choisir des pompes qui nous permettront d'avoir

- une faible consommation d'énergie
- une plus petite hauteur manométrique
- un volume réduit de notre réservoir principal R2

2.1 Choix de genre de pompe.

on a prévu pour les deux stations de pompage un paire de pompes à axe horizontal (une en marche, la deuxième de secours).

2.2. Choix de type de pompe à axe horizontal.

Le choix du type se fera d'après le catalogue du constructeur "JEUMONT SCHNEIDER" et le catalogue 861 BOMBAS IDEAL. en fonction des caractéristiques de refoulement (cette marque de pompes est très conseillée)

2.3. Point de fonctionnement.

Il est donné par l'intersection.

- de la courbe caractéristique de la pompe (Q,H) qui est tracée sur les catalogues.
- et de la courbe caractéristique de la conduite de refoulement (Q,HMT) qui est tracée en donnant plusieurs débits pour le diamètre choisis.

3. courbes caractéristiques de la Conduite reliant les deux Forages au Reservoir principal R2.

3.1 Conduite de l'intérieur du Forage F_2 bis au point de jonction.

$Q = 126 \text{ m}^3/\text{h}$, $\phi = 200 \text{ mm}$, $L = 27 \text{ m}$, $H_{mt} = (144 - 21.67) + 30 + 0.18 = 152.51 \text{ m}$.

$Q \text{ m}^3/\text{h}$	$Q \text{ l/s}$	$V \text{ m/s}$	R	f_t	J	ΔH_m	$1.15 \Delta H_m$
100	27.77	0.88	173638.52	0.019440	0.003840	0.10	0.12
125	34.72	1.10	217048.14	0.019041	0.005877	0.16	0.18
150	41.66	1.33	262430.94	0.018747	0.008459	0.23	0.26
175	48.61	1.55	305840.57	0.018540	0.011360	0.31	0.35
200	55.56	1.77	349250.20	0.018370	0.014680	0.40	0.46

3.2. conduite de l'intérieur du Forage F_3 p au point de jonction.

$Q = 155 \text{ m}^3/\text{h}$, $\phi = 200 \text{ mm}$, $L = 27 \text{ m}$, $H_{mt} = (144 - 21.67) + 30 + 0.28 = 152.61 \text{ m}$

$Q \text{ m}^3/\text{h}$	$Q \text{ l/s}$	$V \text{ m/s}$	R	f_t	J	ΔH_m	$1.15 \Delta H_m$
125	34.72	1.10	217048.14	0.019041	0.00588	0.16	0.18
150	41.66	1.33	262430.94	0.018747	0.008459	0.23	0.26
175	48.61	1.55	305840.57	0.018540	0.011360	0.31	0.35
200	55.56	1.77	349250.20	0.018370	0.014680	0.40	0.46
225	62.50	1.99	392659.83	0.018243	0.0184298	0.50	0.57

3.3 Conduite du point de jonction au reservoir Principal R2.

$Q = 281 \text{ m}^3/\text{h}$, $\phi = 300 \text{ mm}$, $L = 7200 \text{ m}$. $H_{mt} = 152.33 \text{ m}$.

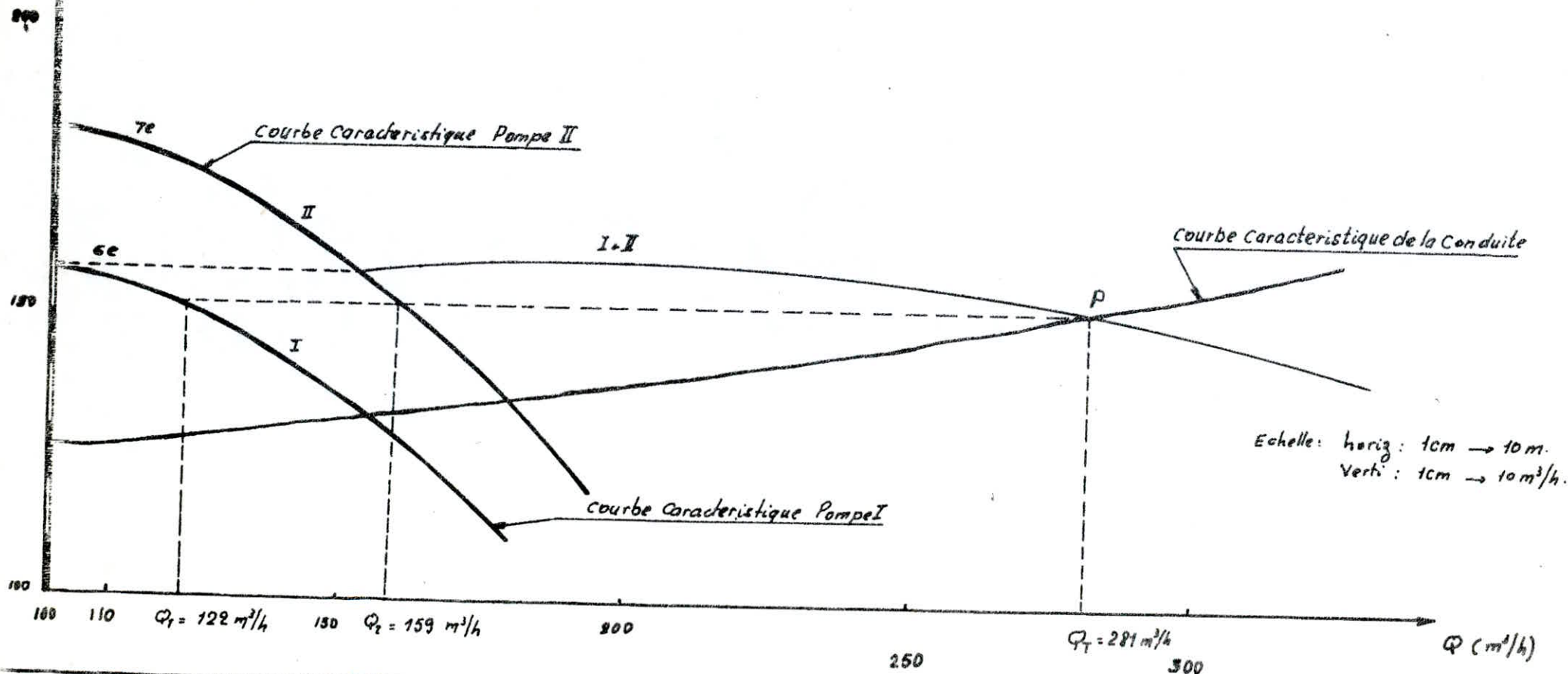
175	48.61	0.69	204222.57	0.018217	0.0014746	10.61	12.21
200	55.56	0.79	233820.04	0.017952	0.0019054	13.72	15.78
225	62.50	0.88	260437.78	0.017789	0.002338	16.84	19.37
250	69.44	0.98	290055.25	0.017580	0.0028714	20.67	23.78
275	76.39	1.08	319652.72	0.017428	0.003457	24.89	28.63
300	83.33	1.18	349250.19	0.017296	0.004096	29.49	33.19

Graph: 6

Les pompes à choisir

I
 $Q = 35 \text{ l/s} \quad 24/24 \text{ h}$
 $H_{mt} = 152,51 \text{ m}$
 Jeumont Schneider 12140 R-6e
 $\eta = 69\%$
 $P = 78,1 \text{ kw.}$

II
 $Q = 43 \text{ l/s} \quad 24/24 \text{ h}$
 $H_{mt} = 152,64 \text{ m}$
 Jeumont Schneider 12140 R-7e.
 $\eta = 75\%$
 $P = 78,2 \text{ kw.}$



4. conduite reliant le Reservoir R_2 et le Reservoir R_1 .

$$Q = 12 \text{ l/s} \Rightarrow 43.2 \text{ m}^3/\text{h}, \quad L = 480 \text{ m}, \quad \phi = 150 \text{ mm} \quad H_{MT} = (153.138) + 1.85 = 16.25 \text{ m}$$

$Q \text{ m}^3/\text{s}$	$Q \text{ l/s}$	$V \text{ m/s}$	R	f_L	J	ΔH_{L_m}	ΔH_{T_m}
35	9.72	0.55	81393.05	0.0219227	0.002256	1.083	1.24
40	11.11	0.63	93232.04	0.0215574	0.0029102	1.40	1.606
45	12.5	0.71	105071.03	0.0212598	0.0036453	1.75	2.01
50	13.89	0.79	116910.02	0.02101255	0.0044605	2.14	2.46
55	15.28	0.87	128749.01	0.0208033	0.0053558	2.57	2.96

5. Conduite reliant le reservoir R_2 et les deux Reservoirs Jumelés.

$$Q = 6.83 \text{ l/s} \Rightarrow 24.57 \text{ m}^3/\text{h}, \quad L = 900 \text{ m}, \quad \phi = 100 \text{ mm}, \quad H_{MT} = 26.17 \text{ m}.$$

$Q \text{ m}^3/\text{h}$	$Q \text{ l/s}$	$V \text{ m/s}$	R	f_L	J	ΔH_{L_m}	ΔH_{T_m}
20	5.6	0.71	70047.85	0.023455	0.006032	5.43	6.24
25	6.9	0.88	86819.26	0.022914	0.009053	8.15	9.37
30	8.3	1.05	103591.16	0.022594	0.012669	11.60	13.92
35	9.7	1.24	122336.23	0.022199	0.017415	15.67	18.02
40	11.1	1.40	138121.55	0.0219854	0.021985	19.79	22.75

NOTA:

Comme il n'existe pas de pompe pour tout débit à élever à toute hauteur donnée, différents cas sont envisagés. (Voir Graphes 1, 2)

1. si l'on accepte le point P' on doit donc augmenter le débit par diminution du temps de pompage.

2. elle consiste à accepter le point P'' , donc augmenter les pertes de charges par la disposition d'une Vanne sur la conduite de refoulement.

$$H_{MT}' = H_{MT} + \gamma \cdot h \quad \text{où } \gamma \cdot h = ah \text{ singulière de la Vanne.}$$

3. Si l'on desir conserver le point de fonctionnement et faire passer la courbe (Q'/H') de la pompe par le point p . La solution consiste à rogner la roue de la pompe; d'après la relation.

$$Q'/Q = H'/H = D^2/d^2.$$

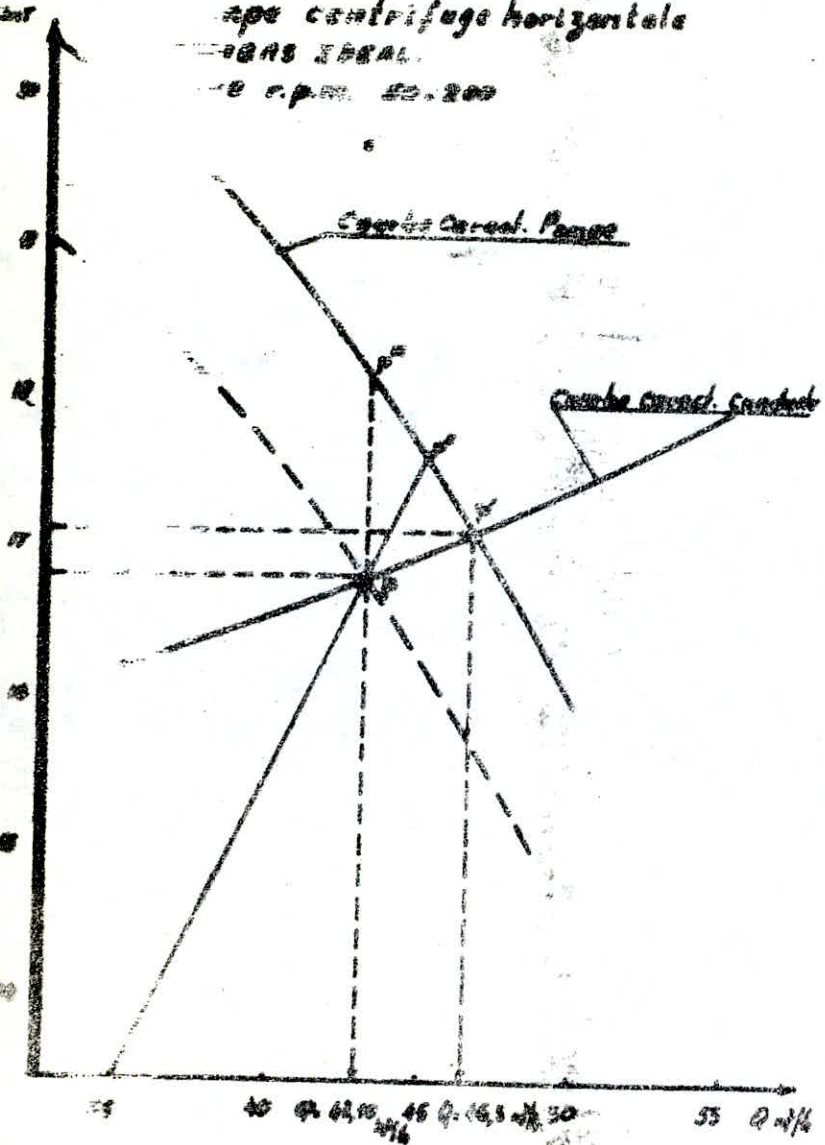
Remarque:

Dans notre cas la différence entre P' et P'' est insignifiante, la pompe peut être acceptée telle qu'elle, les solutions envisagées ne sont qu'à titre indicatif.

52:2

Pompe centrifuge horizontale

80 FRL
 1450 t/min
 200 mm Ø

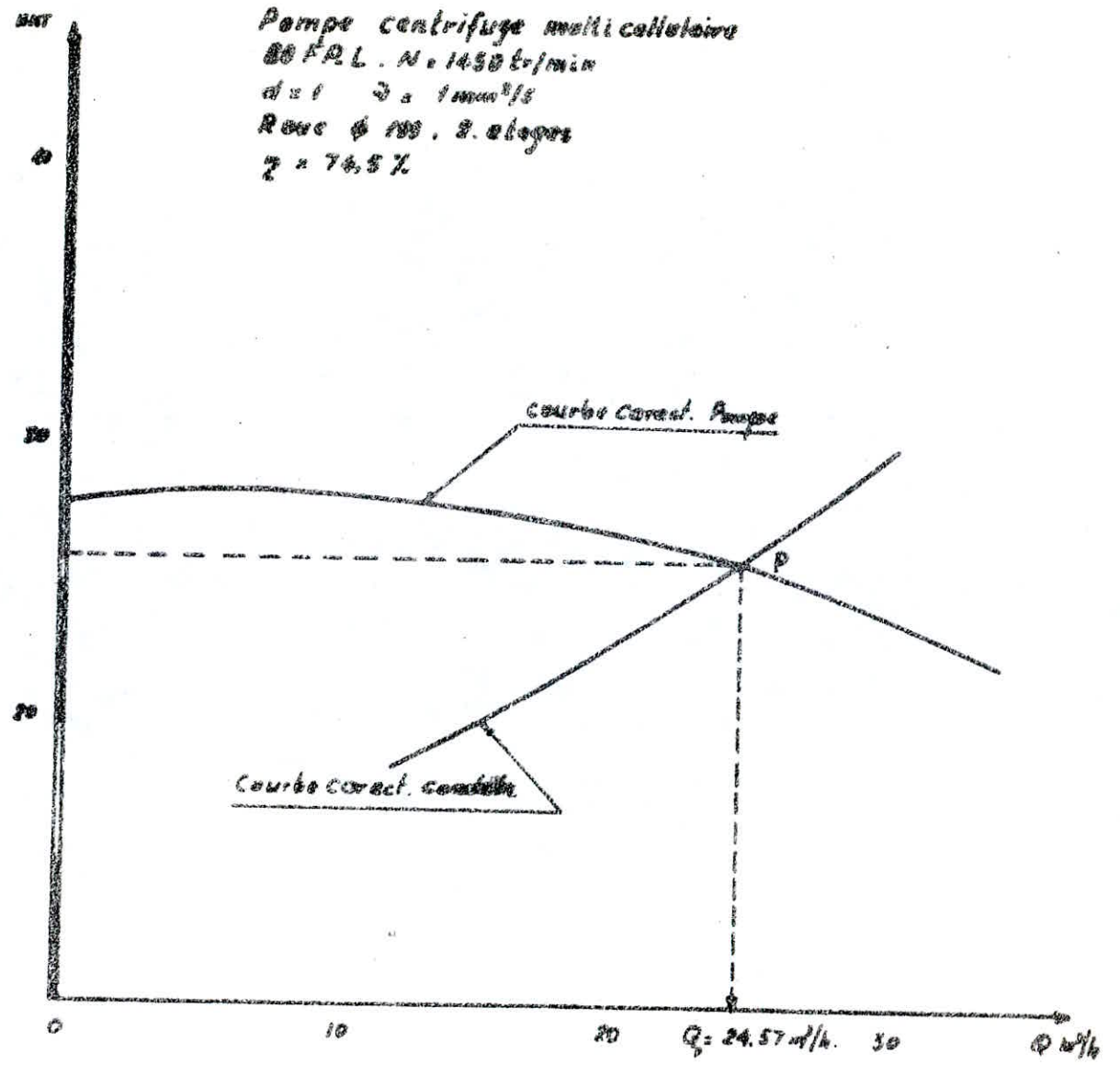


Echelle: horiz: 2cm → 5 m³/h
 Vert: 2cm → 5 m

Graph 5

Pompe centrifuge multicellulaire

80 FRL N. 1450 t/min
 d = 1 d = 1 mm Ø
 Roue Ø 100, 2. stages
 $\eta = 74.5\%$



Echelle: horiz: 2cm → 5 m³/h
 Vert: 2cm → 5 m

CHAPITRE F

PROTECTION CONTRE LE COUP DE BELIER.

I. Generalité:

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire qui correspond à la propagation d'ondes de surpression ou de dépression provoquées par une modification rapide du régime d'écoulement dans la conduite.

ces oscillations parcourent la canalisation d'une extrémité à l'autre en un mouvement d'aller et retour périodique.

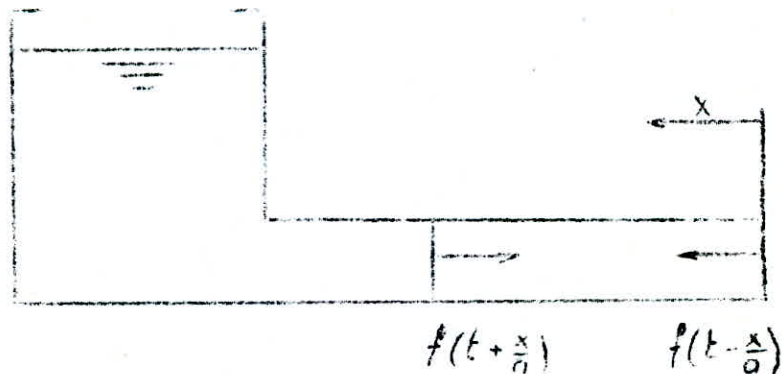
1° Les causes les plus fréquentes sont:

2. l'arrêt brutal des groupes alimentant la conduite
2. Démarrage des pompes alimentant la conduite.
3. Fermeture d'une vanne.

Les coups de belier en dehors des ruptures spectaculaires des conduites et de destruction d'appareils de pompage peuvent par leur répétition causer:

- Des destructions de joints
- Des déboitements de conduites
- Des pertes d'eau importantes
- Des détériorations de robinetterie ou d'appareils de pompage.

2/ Interpretation physique:



On suppose un observateur mobile qui se déplace à la célérité des ondes a , selon la loi $X = \pm at + C^{te}$.

$X =$ positif dans le sens contraire de l'écoulement.

La perturbation $F\left(t - \frac{x}{a}\right)$ se déplace à la vitesse (a) dans le sens $X > 0$

La perturbation $F\left(t + \frac{x}{a}\right)$ se déplace à la vitesse ($-a$) dans le sens $x < 0$.

En un point d'abscisse x au temps t , l'accroissement de pression est la somme de l'amplitude des deux ondes F et f arrivant à ce point à l'instant considéré. Deux ondes qui se croisent n'ont pas d'effet l'une sur l'autre.

3/ Protection contre les coups de bélier:

Les moyens destinés à diminuer ces effets sont nombreux, car il n'existe pas de solution unique pour tous les cas.

Pour limiter ce phénomène, nous proposons des réservoirs d'air. Puisque nous avons des hauteurs de refoulement assez grandes et des groupes électriques.

4/ Méthode de résolution du coup de bélier:

La méthode graphique de BERGERON est actuellement le meilleur moyen. Elle nécessite quelques tâtonnements très limités mais la précision est bonne.

4-1/ Principe du calcul du réservoir d'air:

Le calcul permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans la conduite de refoulement après s'être fixé, au préalable, le volume U_0 d'air en régime normal et les caractéristiques du dispositif d'étranglement. Le calcul est effectué à l'aide du diagramme de BERGERON dont:

1°/ Les abscisses sont graduées selon les vitesses de l'eau dans la conduite.

2°/ Les régimes sont considérés à rythmes entiers où

$$\theta = \frac{2L}{a} \text{ exprimant}$$

$$\theta \times \frac{L}{a} \text{ contre unité de temps.}$$

3°) Il sera tenu compte des pertes de charge dans l'organe d'étranglement.

4°) Il sera tenu compte des pertes de charge dans la conduites de refoulement.

ETUDE DU COUP DE BELIER AU REFOULEMENT (ARRÊT BRUSQUE)

Les calculs sont faits pour l'horizon 2010 avec la méthode graphique de BERGETON.

On a les caractéristiques suivantes de refoulement:

$$\phi = 300 \text{ mm, } L = 7200 \text{ m, } Q = 0,078 \text{ m}^3/\text{s} = 280,98 \text{ m}^3/\text{h,}$$

$$V = 1,10 \text{ m/s; } h_1 = 32,97 \text{ m}$$

5/ Vitesse de l'onde célérité:

D'après la formule d'ALLIEVI on a:

$$D = \text{diamètre intérieur en (m)} = 0,3 \text{ m}$$

$$E = \text{épaisseur du tuyau en (m)} = 0,005 \text{ m}$$

K = coefficient qui dépend matériau de la conduite
(K = 0,5 pour l'acier)

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K \frac{D}{e}}} = 1110,80 \text{ m/s}$$

Remarque:

La dépression peut conduire à un aplatissement de la conduite si celle-ci ne représente pas une épaisseur suffisante.

D'après (DUFONT II page 259), pour une conduite en acier il est admis que cette aplatissement ne peut se produire si l'épaisseur exprimée en millimètre, est égale ou supérieure à 8 fois le diamètre de la conduite exprimée en m.

$$\text{on a : } D = 0,3 \text{ m} \quad E_{\text{minimale}} = 0,3 \times 8 = 2,4 \text{ mm}$$

$$E = 5 \text{ mm}$$

notre conduite est donc en sécurité.

5.2 Valeur maximale du coup de belier sans système anti-belier:

$$b = \frac{a \cdot v_0}{g} = \frac{1118,80 \times 1,10}{9,81} = 125,45 \text{ m d'eau}$$

5.3 Surpression ou dépression dans la conduite:

* Cas de surpression:

$$H_g + b = 122,83 + 125,45 = 248,28 \text{ m}$$

* Cas de dépression:

$$H_g - b = 122,83 - 125,45 = -2,62 \text{ m}$$

H_g = hauteur géométrique (pression avant l'apparition du coup de belier).

5.4 Temps d'aller et retour de l'onde:

$$\bar{t} = \frac{2l}{a} = \frac{2 \times 7200}{1118,80} = 12,87 \text{ secondes}$$

5.5 Perte de charge dans la conduite de reflux:

Ces pertes de charge sont représentées sur l'épure de BERGERON par la parabole classique, qui n'est autre que la caractéristique de la conduite. Dans l'application de l'épure de BERGERON, ces pertes de charge sont supposées concentrées en un point, au départ de la pompe, comme s'il existait à cet emplacement un diaphragme fictif donnant la même perte de charge (DUPONT II page 275). donc ces pertes de charge doivent s'exprimer en fonction de la vitesse qui se forme en ce point.

$$\Delta h = f \cdot \frac{l}{D} \cdot \frac{v^2}{2g} \Rightarrow f = \frac{\Delta h \cdot D \cdot 2g}{l \cdot v^2}$$

$$f = \frac{32,97 \times 0,5 \times 19,62}{7200 \times (1,10)^2} = 0,022255585$$

$$\Delta h = \frac{0,022255585 \times 7200 \times v_F^2}{0,3 \times 19,62} = 27,25 v_F^2$$

V_f = Vitesse finale de l'eau dans la conduite, dans un intervalle de temps considéré.

5.6. Perte de charge à la montée de l'eau au réservoir:

Pour amortir rapidement les oscillations et réduire le volume du réservoir d'air, on a utilisé une tuyère à la base de ce dernier; (voir fig 1).

À la montée de l'eau la tuyère aura un coefficient de débit de l'ordre 0,92 (DUPONT II Page 277)

$$\frac{V_1}{V_f} = \frac{\phi^2}{d'^2} = \frac{\phi^2}{(0,92 \cdot d)^2} = K$$

- ϕ diamètre de la conduite de refoulement.
- d = diamètre intérieur de la tuyère.
- d' = diamètre de la veine contractée.

V_1 = vitesse de l'eau dans la tuyère lors de la montée de l'eau vers le réservoir.

V_f = Vitesse finale de l'eau dans la conduite de refoulement à la fin de l'intervalle de temps θ .

5.6.1 Choix de d :

d sera choisi pour que K reste compris entre 15 et 20 on prend $d = 0,08$

$$K = \frac{(0,3)^2}{(0,92 \cdot d)^2} = 16,61 \quad \text{-----} \quad d = 0,08 \text{ m}$$

5.6.2. Perte de charge à la montée de l'eau vers le réservoir:

$$\Delta h_1 = \frac{c V_1^2}{2g}, \quad \Delta h_1 = \text{perte de charge à la montée de l'eau}$$

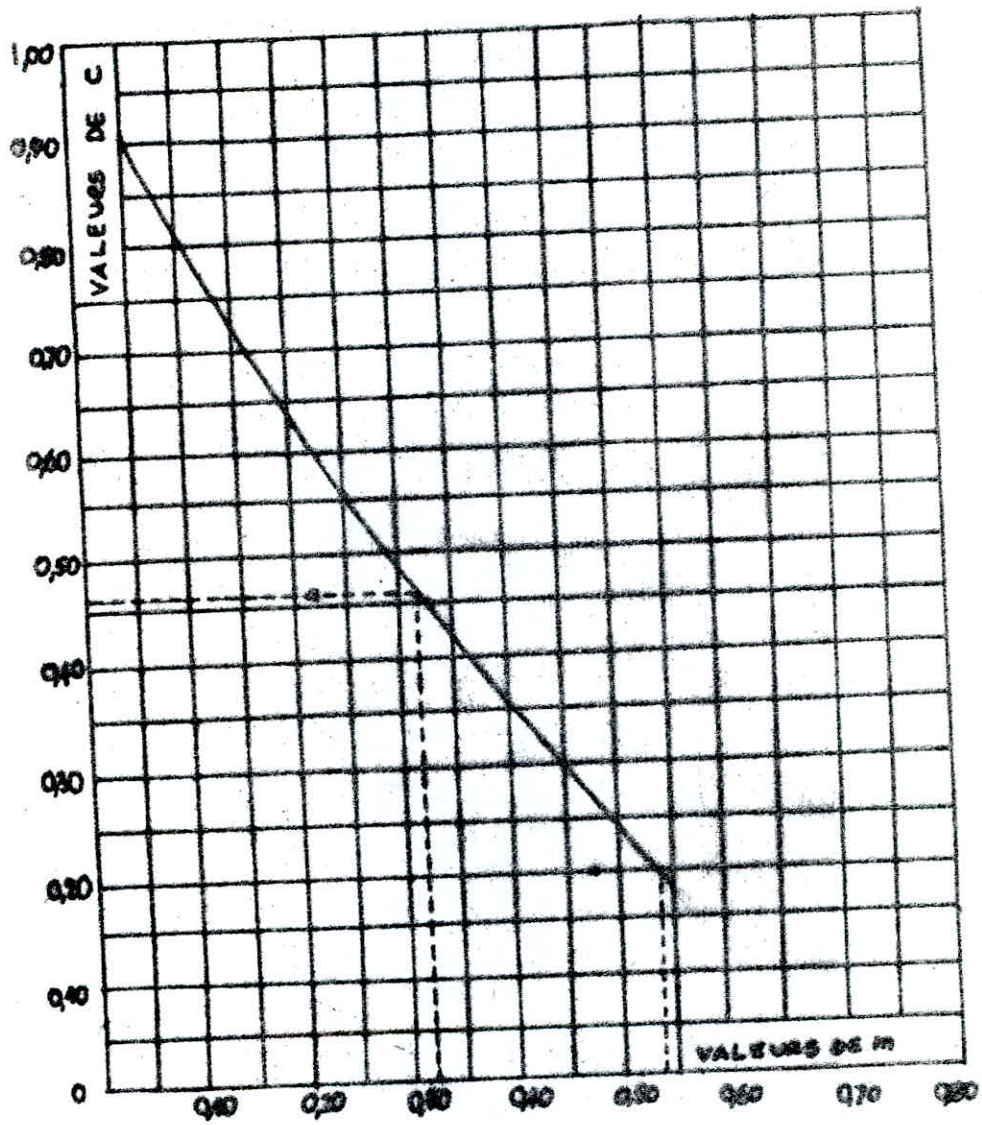
elle s'évalue en fonction du rapport m .

$$m = \frac{d'^2}{D^2} = \frac{(0,92 \times 0,08)^2}{(0,1000)^2} = 0,54$$

$$\Rightarrow \text{D'après l'abaque} \rightarrow c = 0,20$$

on a:

$$V_1 = \frac{\phi^2}{(0,92d)^2} V_f \Rightarrow \Delta h_1 = \frac{c}{2g} \cdot \frac{\phi^4}{(0,92d)^4} \cdot V_f^2$$



COEFFICIENT DE PERTE DE CHARGE
(C) DANS UNE TUYERE

$$\Rightarrow \Delta h_1 = \frac{0.001 (0.5)^4 \cdot V_F^2}{2 \times 9.81 (0.92 \times 0.05)^4} = 2.81 V_F^2$$

$$\Delta h_1 = 2.81 V_F^2$$

5.7 Pertes de charge à la descente de l'eau:

A la descente de l'eau, la tuyère agit comme un ajutage rentrant de BORDA, avec un coefficient de contraction de 0,5 (voir fig. 2)

$$\frac{\pi d^2}{4} V_1 = \frac{\pi \phi^2}{4} V_2 \quad V_2 = \text{vitesse de l'eau au niveau de la descente de l'eau}$$

$$\frac{V_2}{V_F} = \frac{\phi^2}{d^2} = \frac{2\phi^2}{d^2} = K' \Rightarrow K' = \frac{2(0.02)^2}{(0.001)^2} = 28,125$$

$$\text{ou } K = 16.61 \Rightarrow K' = 16.9K$$

$$m' = \frac{d'^2}{D^2} = \frac{0.5d^2}{D^2} = \frac{0.5(0.001)^2}{(0.100)^2} = 0.32 \Rightarrow \text{d'après}$$

$$\text{l'abaque } C' = 0.47$$

$$\Delta h_2 = \frac{C' V_2^2}{2g} \text{ or } V_2 = \frac{2\phi^2}{d^2} V_F$$

$$\Rightarrow \Delta h_2 = \frac{C' 4 \phi^4}{2g d^4} V_F^2 \Rightarrow \Delta h_2 = \frac{0.47 \times 4 \times (0.02)^4}{2 \times 9.81 \times (0.001)^4} V_F^2$$

$$\Delta h_2 = 7.76 V_F^2$$

5.8 Variation du volume d'air:

$$\Delta u = S \bar{v}_m = \frac{\pi (2.5)^2}{4} \times 12.37 V_m = 0.9093 V_m$$

V_m = Vitesse moyenne qui sera supposée égale à la moyenne arithmétique des vitesses au début et la fin de l'intervalle ϕ .

5.9 Pression dans le réservoir d'air:

Elle est exprimée en admettant que la détente de l'eau s'effectue conformément à la loi de POISSON.

$$z = \frac{(z_0 + \Delta h) u_0^{1/\gamma}}{u^{1/\gamma}}$$

Z_0 = Pression absolue en marche normale.

ΔH = Perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal.

U_0 = Volume d'air choisi arbitrairement

U = Le nouveau volume d'air.

1,4 : constante adiabatique de l'air

On prend $U_0 = 1,00 \text{ m}^3$ (régime normal)

$$\text{-----} Z = \frac{(122,83 + 10 + 32,97) \times 1^{1,4}}{U^{1,4}} = \frac{165,8}{U^{1,4}}$$

5.10 La pression dans la conduite avec perte de charge:

$$* \text{ Montée : } Z - \Delta h_1 \text{-----} Z - 2,81 V_f^2$$

$$* \text{ Descente : } Z + \Delta h_2 \text{-----} Z + 7,76 V_f^2$$

5.11 La pression dans la conduite sans perte de charge:

Pour la vitesse V_f considérée, on cherche sur la parabole de perte de charge dans la conduite la valeur de Δh

$$* \text{ Montée : } P = Z - \Delta h_1 - \Delta h = Z - 2,81 V_f^2 - 27,25 V_f^2$$

$$\text{-----} P = Z - 30,06 V_f^2$$

$$* \text{ Descente : } P' = Z + \Delta h_2 + \Delta h = Z + (7,76 + 27,25) V_f^2$$

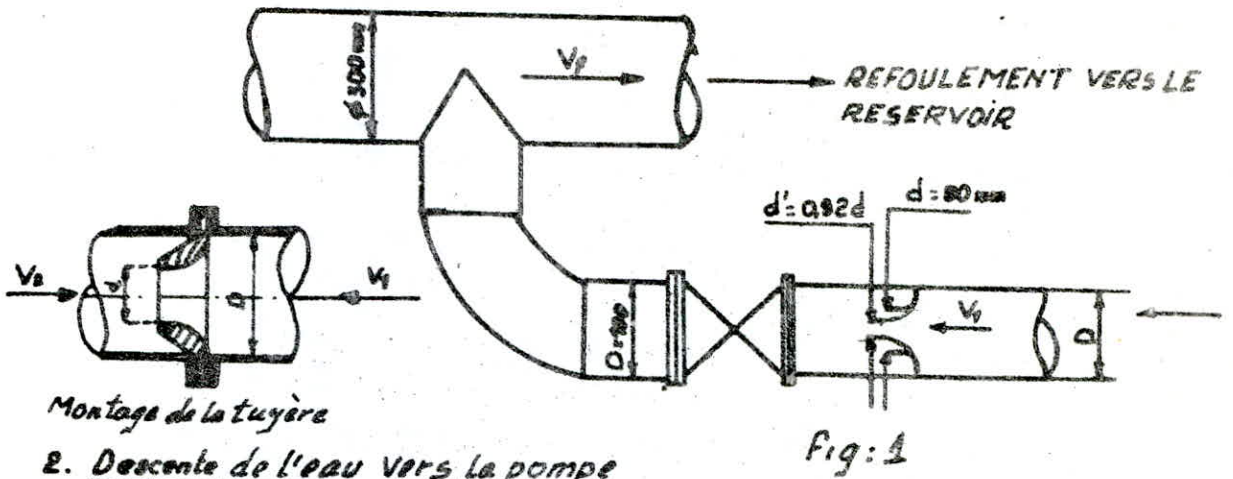
$$\text{-----} P' = Z + 35,01 V_f^2$$

5.12 Par la valeur de la pression finale absolue sera mené l'horizontale qui recoupera la droite a en un point tel que $2P, 4P, 6P, \dots$ etc et qui devra correspondre à la vitesse V_f fixée au départ. (Les calculs peuvent se schématiser par l'illustration des fig 3,4).

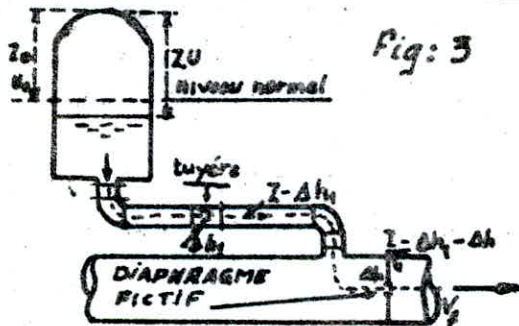
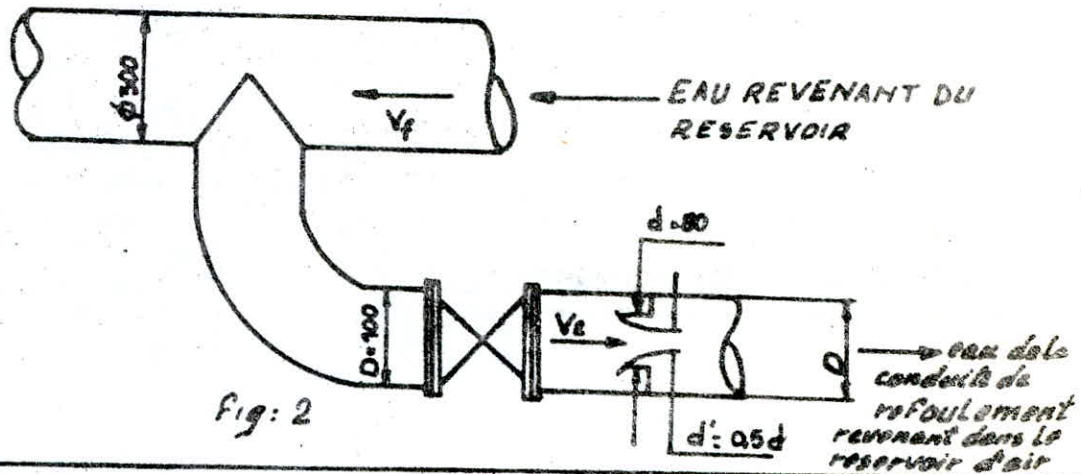
5.13 Détermination de la pente de la droite:

Les abscisses sont tracées selon les vitesses de l'eau dans la conduite au lieu des débits. Ce n'est qu'un changement d'appellation puisque la conduite présente un diamètre uniforme.

1. Montée de l'eau vers le réservoir



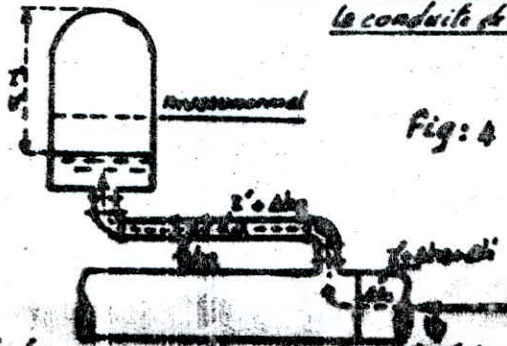
2. Descente de l'eau vers la pompe



L'eau monte vers le réservoir

v_f = vitesse dans la conduite de refoulement
 Z = Pression dans le réservoir d'air
 Δh_1 = Perte de charge dans la tuyère
 Δh = Perte de charge dans la conduite de refoulement

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



Pertes de charge successives à la descente de l'eau dans la conduite de refoulement

$$\varnothing = 0,300 \text{ m}$$

$$S = \Pi (0,3)^2 / 4 = 0,070686 \text{ m}^2$$

$$a = 1118,80 \text{ m/s}$$

$$\rightarrow \frac{a}{gS} = \frac{1118,80}{9,81 \cdot 0,070686} = 1613,33 \text{ (dimension TL}^{-2}\text{)}$$

puisque $\frac{b}{q}$ a aussi pour dimension TL^{-2} , on aura donc:

$$\frac{b}{q} = \frac{1613,33}{1(\text{m}^3/\text{s})} \text{ de même dimension.}$$

* Echelle des ordonnées b

$$1 \text{ cm} = 10 \text{ m} \rightarrow 1613,33 : 10 = 161,333 \text{ cm.}$$

* Echelle des q: on transfère théoriquement l'échelle des vitesses en échelle des débits.

$$1 \text{ cm} = 0,1 (\text{m/s}) \rightarrow Q = 0,1 \cdot 0,070686 = 0,0070686 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$1 \text{ cm} = 0,0070686 \text{ m}^3/\text{s.}$$

$\rightarrow 1 \text{ m}^3/\text{s}$ sera représenté par 141,471 cm.

on aura donc la pente de $\frac{a}{gS} = \frac{161,333}{141,47} = 1,14$

$$\text{tan} = 1,14 \rightarrow \alpha^\circ = 48^\circ 44' 24''$$

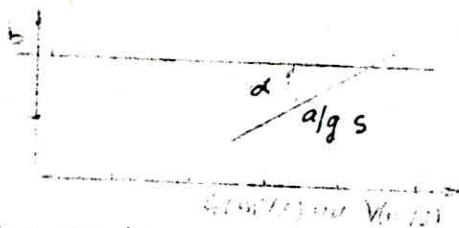
Volume des réservoirs d'air:

D'après les résultats obtenus, on remarque que l'air peut occuper un volume max: $U_{\text{max}} = 2,132 \text{ m}^3$. Mais à cet instant le réservoir doit contenir encore de l'eau pour éviter le passage de l'air dans la conduite, donc nous proposons un volume total: $U = 2,5 \text{ m}^3$ pour le R2.

Équipement de dispositifs anti-belier:

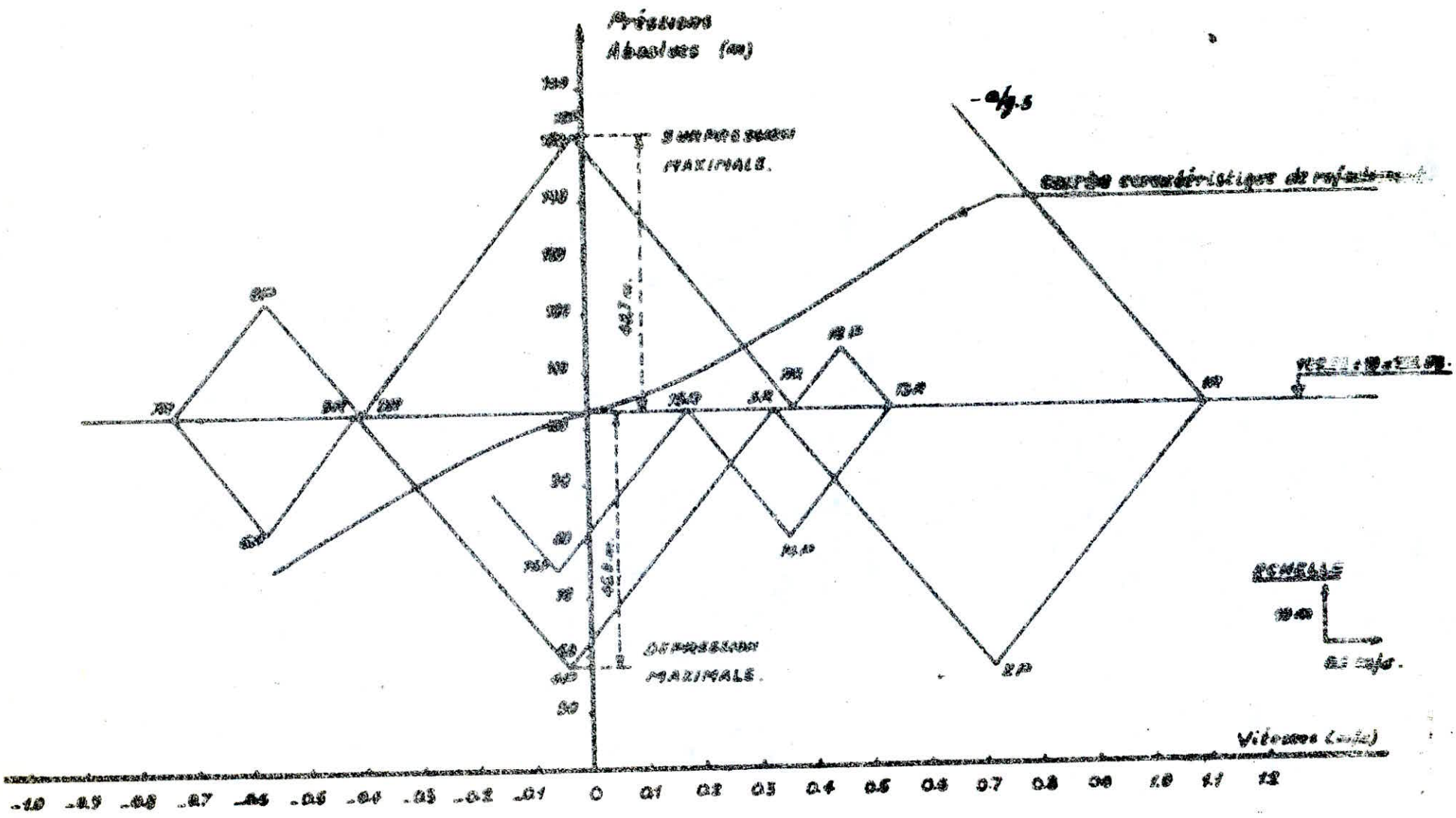
Le réservoir comportera:

- Un manomètre à la partie supérieure.
- Un clapet anti-belier
- Un niveau d'eau visible dont les prises sur la cuve doivent permettre d'observer les niveaux minimaux et maximaux atteints.
- Une vanne d'isolement pour les interventions
- Deux électrodes permettant l'éclenchement ou l'arrêt du groupe compresseur d'air.



EPURE DE BERGERON.

ARRET BRUSQUE DE LA POMPE S.P. AU RESERVOIR R2.



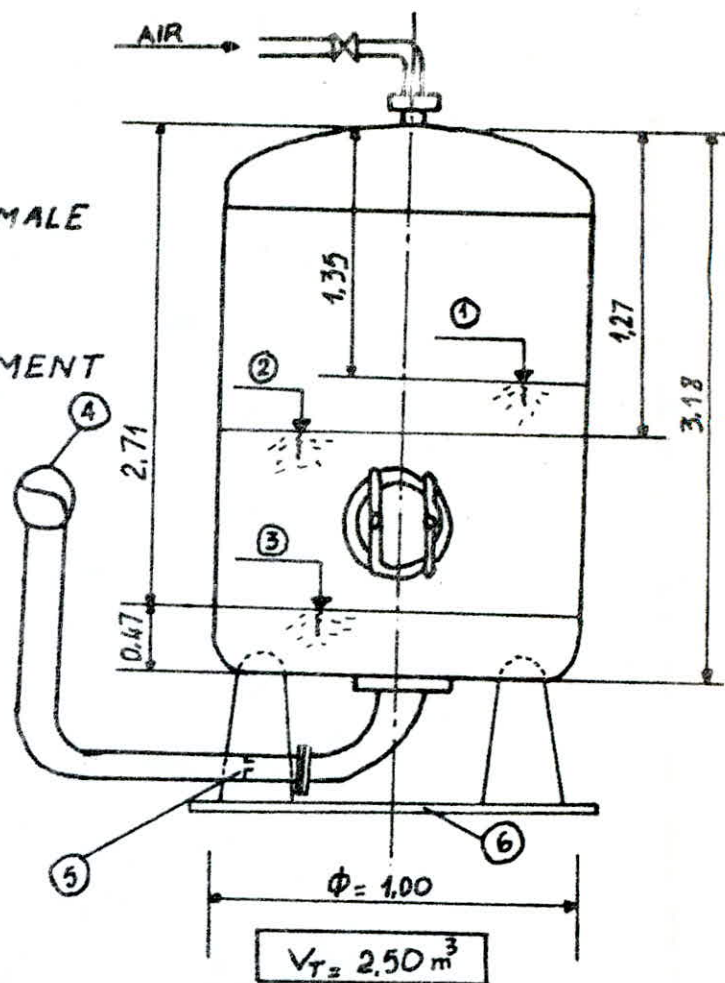
RESULTATS DES CALCULS DU COUP DE BELIER

TAB: 9

INTERVALLE DE TEMPS θ	VARIATION DU VOLUME D'AIR $\Delta U = 50 V_m = 0,9097 V_m$	VOLUME D'AIR U (m ³)	PRESSION DANS LE RESERVOIR D'AIR $Z = \frac{165,80}{U^{1,4}}$	PERTE DE CHARGE DANS LA (CONDUITE) TUYERE * MONTEE : $\Delta h_1 = 2,81 V_f^2$ * DESCENTE : $\Delta h_2 = 7,76 V_f^2$	PRESSION DANS LA CONDUITE AVEC PERTE DE CHARGE * MONTEE : $Z - \Delta h_1$ * DESCENTE : $Z + \Delta h_2$	PERTE DE CHARGE AU REFOULEMENT $\Delta h = 27,25 V_f^2$	PRESSION DANS LA CONDUITE SANS PERTES DE CHARGE * MONTEE : $Z - 30,06 V_f^2$ * DESCENTE : $Z - \Delta h_1 - \Delta h_2$ * DESCENTE : $Z + \Delta h_2 + \Delta h_1$ * DESCENTE : $Z + 35,04 V_f^2$	VITESSE DANS LA TUBULURE DE BRANCHEMENT. * MONTEE : $V_1 = 16,64 V_f$ * DESCENTE : $V_2 = 28,125 V_f$	VITESSE LUE SUR LE GRAPHES : V_f	DESIGNATION DU POINT	VITESSE MOYENNE V_m	VITESSE FINALE CHOISIE V_f	OBSERVATION
0	0,000	4,000	$Z_0 + \Delta h_0 = 165,8$			32,97			$V_0 = 4,4$	1R			MARCHE NORMALE
0	0,825	4,825	74,449	4,437	69,982	13,931	56,052	44,876	0,715	2P	0,907	0,715	Montée de l'eau dans la conduite r.f.
20	0,325	2,132	57,448	0,004	57,444	0,044	57,399	0,664	-0,040	4P	0,337	-0,04	"
30	-0,279	4,853	69,943	2,557	72,470	8,978	81,448	16,540	-0,574	6P	-0,307	-0,574	Descente de l'eau vers les pompes
40	-0,520	4,353	110,872	2,524	113,393	8,854	122,246	16,031	-0,570	8P	-0,572	-0,57	Descente de l'eau vers les pompes
50	-0,268	4,065	151,808	0,003	151,811	0,011	151,822	0,562	-0,020	10P	-0,295	-0,02	"
60	0,196	4,261	119,835	0,569	119,266	5,518	113,748	7,474	0,450	12P	0,245	0,45	MONTEE
70	0,366	4,627	83,866	0,354	83,512	3,434	80,078	5,897	0,355	14P	0,402	0,355	"
80	0,134	4,761	75,080	0,010	75,070	0,098	74,972	0,997	-0,060	16P	0,147	-0,06	"

DIMENSIONNEMENT DU RESERVOIR D'AIR

- ①: NIVEAU MAX
- ②: NIVEAU EN MARCHE NORMALE
- ③: NIVEAU MINI
- ④: CONDUITE DE REFOULEMENT
- ⑤: TUYERE
- ⑥: SOCLE ROBUSTE EN U POUR MAINTENIR SOLIDEMENT LE RESERVOIR D'AIR



DIMENSIONNEMENT

On a choisi une cuve cylindrique de diamètre intérieur égale à 1m
On aura donc

1°/ Hauteur du réservoir

$$H_T = \frac{V_T}{\pi r^2} = \frac{2,5}{3,14(0,5)^2} = 3,18 \text{ m}$$

$$H_T = 3,18 \text{ m}$$

2°/ Hauteur du niveau minimum d'eau

D'après les calculs, on a le volume d'air maximum qui est égale à 2,132 m³
(voir tableau)

on aura donc le volume d'eau minimum = $2,5 - 2,132 = 0,368 \text{ m}^3$

$$\Rightarrow H_3 = \frac{0,368}{3,14(0,5)^2} = 0,47 \text{ m}$$

$$H_3 = 0,47 \text{ m}$$

3°/ NIVEAU D'EAU EN MARCHE NORMALE

$$U_0 = 1 \text{ m}^3 \Rightarrow \text{Volume d'eau} = 1 \text{ m}^3 \Rightarrow H_2 = \frac{1}{3,14(0,5)^2} = 1,27 \text{ m}$$

$$H_2 = 1,27 \text{ m}$$

4°/ NIVEAU D'EAU MAX

On a le volume d'air mini = 1,065 m³ \Rightarrow Volume d'eau = 2,5 - 1,065 = 1,435 m³

$$H_1 = \frac{1,435}{3,14(0,5)^2} = 1,83 \text{ m}$$

$$H_1 = 1,83 \text{ m}$$

$$3,18 - 1,83 = 1,35 \text{ m}$$

CHAPITRE " G "

PROTECTION DE LA CONDUITES CONTRE LA CORROSION.

1. Corrosion interne.

1.1. GENERALITE

La Corrosion est caractérisée par une attaque de metal due à des causes qui trouvent leurs origines dans l'eau charriée l'acier non protégé, au contact de l'eau, se trouve normalement Corrodé, l'étendue de cette corrosion naturelle dépend d'un certain nombre de facteurs et notamment:

- P.H
- Teneur en oxygène dissout dans l'eau.
- Vitesse de circulation dans l'eau

1.2. Lutte contre la corrosion.

Les procédés de lutte qui peuvent être retenus sont:

- Interposition d'un film protecteur entre l'eau et le metal, ce film peut-être constitué soit par un enduit bitumeux soit un enduit spécial (email)
- Modification des caracteristiques physico-chimiques de l'eau à vehiculer par un traitement approprié.

2. Corrosion externe.

1.1. Généralité.

La corrosion externe des conduite est due essentiellement à des phénomènes extérieurs en liaison le plus souvent soit:

- avec des installations électriques.
- avec la nature du sol.

Si ces phénomènes sont importants il peut se produire une destruction rapide de la conduite, il est donc nécessaire d'attacher une grande importance à ces phénomènes.

2.2. Corrosion par formation de pile:

Ce phénomène peut-être comparé à deux métaux différents plongés dans un bac d'électrolyse où une électrode vase corroder au profit de l'autre.

Dans le cas d'une conduite; cette dernière jouera le rôle d'anode et se trouve attaquée (voir planche fig. 2.1.1.).

2.3. Corrosion par suite d'influence d'une source électrique extérieure:

Cette corrosion est produite par électrolyse due à des courants variables (voir fig. 2.2.1.).

3. Lutte contre la corrosion externe.

parmi les procédés de lutte contre la corrosion autre que le revêtement extérieur (couche bitumineuse) on distingue deux procédés les plus utilisés.

3.1. Protection par anode réactive:

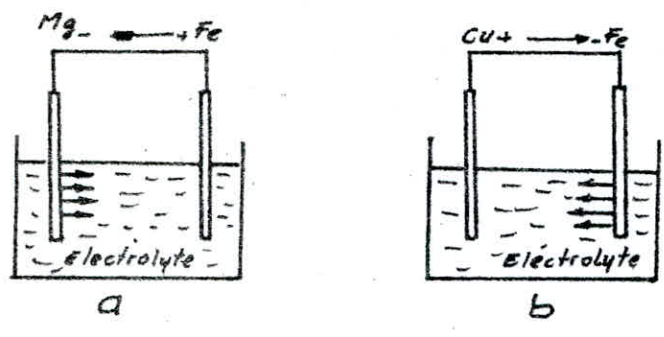
Basée sur un principe simple qui consiste à relier électriquement la conduite à une pièce métallique plus électro-négative que l'acier, cette pièce va se corroder en jouant le rôle d'anode à profit de la conduite (voir fig. 3.1.1.)

3.2. Protection cathodique par soutirage de courant:

Le procédé consiste à relier électriquement la conduite au pôle négatif d'une source de courant continu; le pôle positif étant raccordé à une prise de terre constituée par des pièces métalliques enfouies dans un milieu humide (voir fig 3)

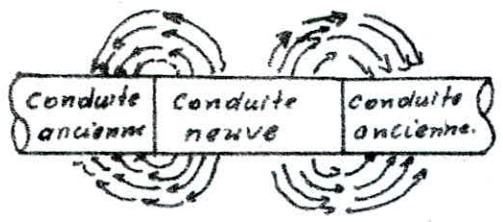
Le courant en quittant la prise de terre regagne le pôle négatif de source électrique en passant par la conduite et ce sont les pièces métalliques qui vont se corroder au profit de la conduite.

Fig: 1. Corrosion par formation de pile.

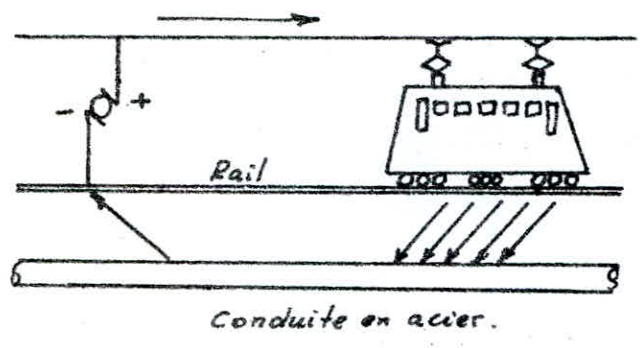


a: le fer est protégé
 b: le fer est Corrodé

Fig: 2: Cause de la corrosion externe.

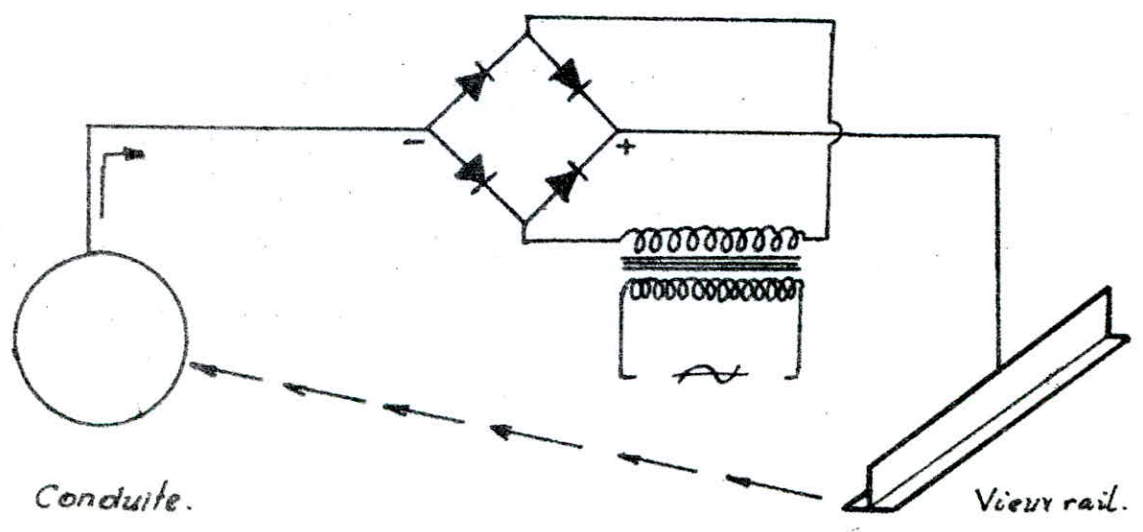


a: stats de surface differents.



b: Courant vagabond.

Fig: 3: Protection par Courant de Soutirage



C H A P I T R E H

D I S T R I B U T I O N

Selon la manière d'alimentation, le réseau de distribution se compose de trois parties.

RESEAU 1: A partir du château d'eau de 500 m³ il comprend le réseau de distribution du chef-lieu (Zone haute) qui s'étend sur une superficie de 24,37 ha comprise entre 122 et 137 m.

RESEAU 2: A partir du réservoir R2 (projeté) de 2000 m³ il comprend KOUADRIA, chef-lieu (Zone basse); château d'eau R1 en hauteur de pointe (Zone haute) et Harada.

Reseau 3: A partir des réservoirs jumelés d'un volume de 150 m³ chacun, les parties entre les côtés 145 à 112m.

Donc pour les calculs concernant l'horizon 2010, nous avons prévu certaines liaisons éventuelles pour compléter les mailles. Il est à remarquer que ces liaisons seront réalisées au futur après formation des routes définitifs.

La répartition des débits s'est faite selon le type des habitations à partir du P.U.D. on a distingué trois types:

- TYPE A : Habitat collectif, qui se caractérise par la densité haute (300 Hab/ha) soit 54 logements par hectare.
- TYPE B: Habitat individuel avec la densité de 109 hab/ha soit 20 logements par hectare.
- TYPE C: Les parties d'équipements urbains, tel que l'administratif commercial, sanitaire, scolaire etc..., se caractérise par une densité de 362 hab/ha.

Avec ces définitions, le débit de chaque nœud a été déterminé à partir des surfaces à desservir dans laquelle la proportion de type d'occupation est détaillée.

Pour l'horizon 2010 l'augmentation de la population est de 8724 habitants (O.MOUSSA), avec les ratios admis: 50 logements /ha à raison de 6 personnes, il est nécessaire de réaliser 1454 logements, donc la superficie pour les zones d'extension sera 29 ha environ. Pour les extensions 10 ha au nord et le reste à l'Est, a été prévu dans le calcul de l'horizon 2010, en total 48,73 L/s a été considéré.

2/ Débits de soutirage:

- Pour le calcul des débits soutirés, on procède comme suit:

En premier lieu: on commence à calculer la superficie desservie pour chaque noeud en utilisant la méthode des médiatrices. Cette méthode consiste à tracer les médiatrices des tronçons des conduites constituant le réseau.

Ainsi on obtient un contour fermé autour de chaque noeud. Ce contour représente la superficie desservie par le noeud.

Connaissant la superficie de chaque noeud et la dotation spécifique, on détermine le débit soutiré pour chaque noeud.

En deuxième lieu: connaissant la surface limitée par le périmètre d'urbanisme (y compris l'extension) et la population totale on calcule la densité.

3/ Calcul des débits soutirés aux noeuds:

- Les aires des surfaces délimitées par les médiatrices sont déterminées par planimétrie.

Connaissant la superficie que dessert chaque noeud nous déduisons la population rattachée à chaque noeud.

P= Population (hab)

P = DXS D= Densité (hab/ha)

S= Superficie (ha)

Debits de soutirage. O. Moussa. Z. Basse Horizon 2010.
Suite.

TABLEAU: 11

14	B C	5,30 1,60	"	580 579	"	2,11 1,03	3,1
16	B C	0,5 1,6	"	55 579	"	0,21 1,03	1,2
17	A B C	0,40 0,30 2,30	"	120 33 882	"	0,46 0,13 1,47	2,1
18	A C	0,50 1,00	"	150 362	"	0,57 0,65	1,22 + 13,9 = 15,1. Z. d'extension
19	C	2,30	"	832	"	1,47	1,47 + 14,01 = 15,5 Z. d'extension.
20	B C	2,60 1,80	"	285 651	"	1,09 0,16	1,3
21	B C	1,90 0,50	"	208 181	"	0,69 0,32	1,0
22	A B C	1,30 1,10 2,30	"	390 120 832	"	1,48 0,46 1,48	3,4
23	A B C	1,00 2,10 0,70	"	300 230 253	"	1,15 0,88 0,44	2,5
24	A B C	3,30 2,90 4,10	"	990 317 1483	"	3,68 1,11 2,62	7,4
26	A B C	0,30 3,60 0,60	"	90 394 217	"	0,34 1,49 0,38	2,2
27	A B C	2,00 3,70 1,00	"	600 405 362	"	2,29 1,55 0,65	4,5 + 18,5 Vers Kouadria = 23,0
28	A B	1,00 8,50	"	300 930	"	1,15 3,55	4,7
29	A C	2,40 0,60	"	720 217	"	2,75 0,39	3,1

- Détermination du débit spécifique:

Les consommations seront directement ajoutées au noeud qui les dessert. On déduit le débit spécifique à chaque habitant de ce qui sera rajouté par le coefficient de pointe ($K_p=2,2$)

$$Q_{sp} = \frac{Q_i}{P} \times K_p.$$

P = Population
Kp = Coefficient de pointe.
Q_i = débit journalier moyen (l/s)

connaissant la population desservie par chaque noeud et le débit spécifique, nous déduisons les débits soutirés à chaque noeud:

$$Q_n = Q_{sp} \times P \quad Q_n = \text{débit normal}$$

Pour les valeurs voir tableaux suivants:

Repartition de débit des zones d'extension:

Les besoins en eau potable des zones d'extension sont pris en considération pour l'horizon 2010, aux noeuds proches des sites choisis.

$$Q_{max} = \text{débit de pointe à distribuer} = 48,73 \text{ l/s}$$

$$S = \text{Superficie} = 29 \text{ ha}$$

$$\text{Débit unitaire par surface} = \frac{48,73}{29} = 1,68 \text{ l/s/hab}$$

NOEUDS	SURFACES (ha)	Q _{max} (l/s)
2	3	4,81
3	7	11,48
4	3	4,50
18	8	13,90
19	8	14,01
TOTAL	29	48,73

Les débits de noeuds de KANADA:

Population en 2010: 2067 hab

Superficie : 11,70 ha

HYPOTHESE:

Puisque les terres sont à vocation agricole il y a lieu de penser que la superficie actuellement occupée ne changerait pas au futur, donc la densité augmenterait;

$$\text{Densité en 2010} = \frac{2067}{11,70} = 176,67 \text{ hab/ha}$$

Pour l'alimentation en eau potable de Kanada on a deux points de départ:

1/ A partir du réservoir R de 150 m³ pour la zone haute

TAB: 13

NOEUDS	SUPERFICIE (ha)	2 0 1 0	
		POPULATION	Q _{max} (l/s)
H1	1,9	335	1,88
H2	0,7	124	0,69
H3	0,7	124	0,69

NOTA :

$$q = 220 \text{ l/hab/j}$$

q = dotation

P = Population

$$Q_{\text{max}} = \frac{q \times P}{24 \times 3600} \times Q_r$$

Q_r = débit de pointe = 2,2

2/ A partir du reservoir R de 150 m³ pour la zone basse:

TABLEAU: 14

BOUEUS	SUPERFICIE (ha)	POPULATION	Q _{max.} (l/s)
H 10	0,4	71	0,40
H 11	0,5	88	0,49
H 12	0,8	141	0,79
H 6	1,0	177	0,99
H 7	3,0	530	2,97
H 8	1,0	177	0,99
L3	0,9	159	0,89
H 4	0,8	141	0,79

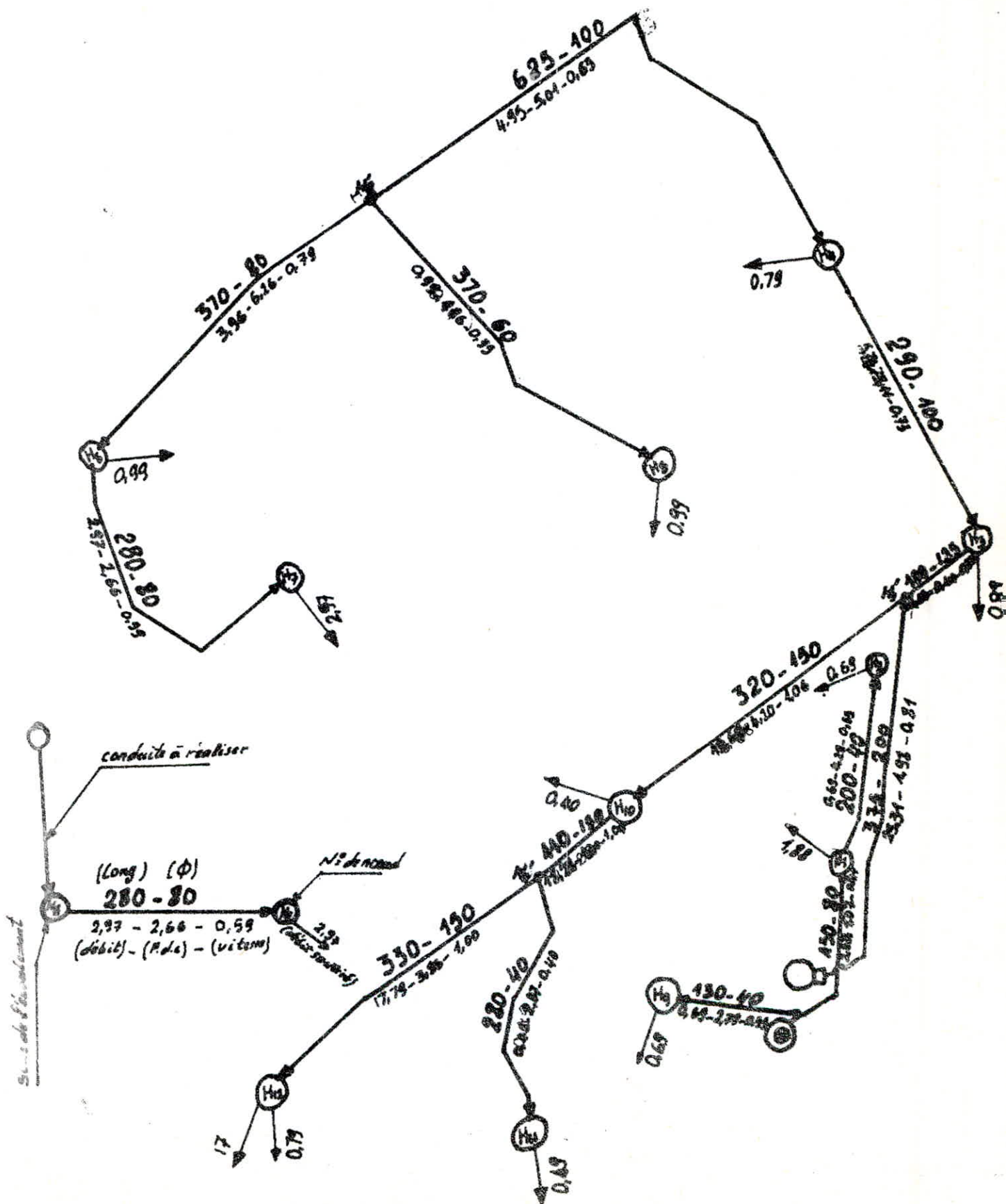
Réseau de distribution de Hamada :

Plusieurs facteurs ont influé sur la conception de notre réseau.

- La zone non urbanisée
- Les habitants sont éparés et installés seulement le long des pistes.

Vu ces conditions, nous avons opté pour un réseau racifié.

SCHEMA DU RESEAU DE DISTRIBUTION DE HAMADA



Hamada zone basse

tableau N°15

TRON- -CONS	Longu- -eur [m]	Diamè- -tre [mm]	débit [l/s]	J	Δh [m]	vitesse [m/s]	Hauteur Piezomé- [m]	cote au sol [m]	Pression au sol [m]
R - H ₃	375	200	25,31	0,0052850	1,98	0,81	153,02	136,00	17,02
H ₃ - H ₃	100	125	6,63	0,0043968	0,44	0,54	152,58	125,00	27,58
H ₃ - H ₄	290	100	5,74	0,0107395	3,11	0,73	149,47	115,00	34,47
H ₄ - H ₈	625	100	4,95	0,008024	5,01	0,63	144,46	112,00	32,46
H ₈ - H ₈	370	60	0,99	0,005038	1,86	0,35	142,60	115,00	27,60
H ₈ - H ₆	370	80	3,96	0,0169355	6,26	0,79	138,20	115,00	23,20
H ₆ - H ₇	280	80	2,97	0,0095070	2,66	0,59	135,54	118,00	17,54
H ₃ - H ₁₀	320	150	18,68	0,0131316	4,20	1,06	148,82	138,00	10,82
H ₁₀ - H ₁₁	110	150	18,28	0,0126346	1,40	1,04	147,42	130,00	17,42
H ₁₁ - H ₁₁	280	40	0,49	0,0074056	2,07	0,40	145,35	137,00	8,37
H ₁₁ - H ₁₂	330	150	17,79	0,0117002	3,86	1,00	143,56	122,00	21,56

Hamada zone haute

R - H ₁	150	80	2,57	0,0071388	1,07	0,51	153,93	145	8,93
H ₁ - H ₂	200	40	0,69	0,0214888	4,29	0,55	149,64	135	14,64
R ₁ - H ₉	130	40	0,69	0,0214888	2,79	0,55	152,21	145	7,21

4/ Calcul du reseau de distribution

Le calcul du reseau maillé a été conduit par approximations successives selon la methode de HARDY-CROSS qui repose sur deux lois.

1er Loi : La somme des débits arrivants à un noeud doit être égale à la somme des débits qui en sortent.

2eme Loi: le long d'un parcours orienté et fermé, la somme algébrique des pertes de charge est nulle.

4-1/ Methode de HARDY-CROSS

1.1 Principe :

Consiste à se fixer dans chaque maille une repartition supposée des débits ainsi qu'un sens supposé d'écoulement, tout en respectant la 1er loi et on calcule les pertes de charge dans chaqu'un des tronçons qui composent la maille. On calcule les pertes de charge par la formule de DARCY-WEISBACH

$$\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_S$$

$$\Delta H_L = J \cdot L_e = f \cdot \frac{V^2}{2gD} \cdot LG$$

ΔH_S est évaluée à 15% des pertes de charge linéaires

$$\Delta H_S = 0.15 \Delta H_L = 0.15 f \cdot \frac{V^2}{2gD} \cdot LG$$

$$\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_S = f \cdot \frac{V^2}{2gD} \cdot LG + 0.15 f \cdot \frac{V^2}{2gD} \cdot LG = 1.15 f \cdot \frac{V^2}{2gD} \cdot LG$$

on exprime la vitesse en fonction de débit d'après l'équation de Continuité:

$$Q = V \cdot A \Rightarrow V = \frac{Q}{A} = \frac{4Q}{\pi D^2} \text{ d'où } V^2 = \frac{16 Q^2}{\pi^2 \cdot D^4}$$

Remplaçons V^2 dans ΔH_T on aura :

$$\Delta H_T = 1.15 \cdot f \cdot \frac{8Q^2}{g\pi^2 D^5} \cdot LG$$

Posons $LG = 1.15 \cdot LG$

$$\text{donc } \Delta H_T = L_e \cdot f \cdot \frac{8 \cdot Q^2}{g\pi^2 D^5} = r Q^2$$

d'où $r =$ résistance de la conduite.

Remarque :

La vitesse, la viscosité cinématique, la rugosité de la conduite (après une certaine durée de service) nous incitent à considérer l'écoulement en régime transitoire, pour cela il est nécessaire de travailler avec le coefficient de frottement en régime transitoire établie par K-WHITE COLEBROOK. Le principe d'équilibre des pertes de charge dans un contour orienté et fermé se traduit par l'égalité suivante :

$$\sum \Delta H_T = \sum r Q^2 = 0$$

5/ Détermination du débit correctif:

si ΔQ_0 étant la correction à apporter aux débits initiaux, le nouveau débit sera:

$$Q_1 = Q_0 + \Delta Q_0$$

La somme de pertes de charge sera :

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

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

$$\text{Comme } \Delta Q_0^2 = 0$$

$$\text{on peut écrire : } \sum r (Q_0^2 + 2 Q_0 \Delta Q_0) = 0$$

$$\text{d'où } \Delta Q_0 = \frac{\sum r Q_0^2}{2 \sum r Q_0} = - \frac{\sum r Q^2}{2 \sum r Q_0}$$

Chaque maille est calculée séparément et la valeur de Q trouvée à l'aide de l'équation précédente sera la correction à apporter au débit supposé initialement son signe algébrique. Pour le cas où un débit s'est véhiculé par une conduite commune à deux mailles, les corrections aux deux mailles s'ajoutent algébriquement en changeant le signe de la correction déduite de la maille adjacente. Les approximations seront poursuivies jusqu'à ce que:

- La valeur du débit correctif soit voisine de zéro $\Delta Q = 0,41/s$
- La somme algébrique de la maille considérée soit: $\Delta H = 0,5m$

L'utilisation de la TI 59 nous a permis d'accélérer les calculs dont voici le programme d'un réseau maillé par la méthode de H. CROSS Régime d'écoulement transitoire.

Formules utilisées:

$$Re = \frac{4191}{\pi \cdot D} ; \quad Fr = \left(100 - 0.1 \ln \left(\frac{D}{\epsilon} \right) \right)^{-2} ; \quad Ft = \left[0.3164 \ln \left(\frac{4191}{Re} + \frac{1.31}{Re^{0.4}} \right) \right]^{-2}$$

$$r = \frac{Fr \cdot L}{17.09 \cdot D^5} = \frac{119 \cdot L \cdot Fr}{17.09 \cdot D^5} ; \quad \Delta H_T = r \cdot Q_1 \cdot Q_1 \Rightarrow \Delta H_T = r \cdot Q^2$$

$$\Sigma r \cdot Q = 2 \cdot \frac{\Delta H_T}{Q} ; \quad \Delta Q = - \frac{\Sigma \Delta H_T \cdot 1000 (l/s)}{12r \cdot Q}$$

Re= Nombre de REYNOLDS.

Q = Debit (m³/s)

D = Diametre de la conduite (m)

ν = Viscosité cinématique (m²/s)

ϵ = Rugosité absolue de la conduite (m)

Fr= Coefficient de frottement en régime turbulent rugueux (NIKURADSE).

Ft= Coefficient de frottement en régime de transition (COLBROCK -WITHE).

r = Resistance de la conduite (S⁺²/m⁺⁵)

Lg= Longueur geometrique de la conduite (m).

ΔH_T = Perte de charge totale.(m)

ΔQ = Debit correctif.

Pour des commodités de calcul Q est exprimée en (l/s).

Equilibrage d'un reseau maillé par la methode de HARDY CROSS
(MAILLE PAR MAILLE) "programme pour TI 59"

ADRESSE	CODE	TOUCHE	ADRESSE	CODE	TOUCHE	ADRESSE	CODE	TOUCHE
000	76	2ndLbl	045	22	INV	090	44	44
001	11	A	046	67	2ndX ² E	091	45	Y ^x
002	42	STO	047	12	B	092	05	5
003	58	58	048	43	RCL	093	65	X
004	01	1	049	50	50	094	43	RCL
005	42	STO	050	55	÷	095	46	46
006	01	01	051	43	RCL	096	65	X
007	00	0	052	51	51	097	43	RCL
008	42	STO	053	65	X	098	47	47
009	50	50	054	01	1	099	65	X
010	42	STO	055	00	0	100	43	RCL
011	51	51	056	00	0	101	47	47
012	91	R/S	057	00	0	102	50	2nd1x
013	76	2ndLbl	058	94	1/2	103	95	=
014	12	B	059	95	=	104	66	2nd pause
015	04	4	060	91	R/S	105	66	"
016	42	STO	061	76	2ndLbl	106	66	"
017	00	00	062	33	X ²	107	66	"
018	04	4	063	43	RCL	108	66	"
019	03	3	064	44	44	109	66	"
020	42	STO	065	55	÷	110	66	"
021	59	59	066	43	RCL	111	66	"
022	76	2ndLbl	067	45	45	112	44	SUM
023	13	C	068	95	=	113	50	50
024	01	1	069	23	lnx	114	65	X
025	44	SUM	070	65	X	115	02	2
026	01	1	071	93	•	116	55	÷
027	44	SUM	072	08	8	117	43	RCL
028	59	59	073	06	6	118	47	47
029	43	RCL	074	85	+	119	95	=
030	72	2ndInd	075	01	1	120	66	2nd pause
031	01	1	076	93	•	121	66	"
032	42	STO	077	01	1	122	66	"
033	72	2nd Ind	078	04	4	123	66	"
034	05	5	079	95	=	124	66	"
035	09	9	080	33	X ²	125	66	"
036	97	2nd Dsz	081	35	1/x	126	66	"
037	00	0	082	55	÷	127	66	"
038	13	C	083	01	1	128	44	SUM
039	71	SBR	084	02	2	129	51	51
040	33	X ²	085	93	•	130	22	INV
041	43	RCL	086	00	0	131	71	SBR
042	01	1	087	09	9			
043	32	X ^{≥t}	088	55	÷			
044	43	RCL	089	43	RCL			
045	58	58						
		INV						

stockage des données ↘ STO 00

Précision 0,000001 $\times \geq t$

caracteristiques	N° Registre		unité	observations
D_i	$02 + 4i$	$i = (0, 1 \dots n)$ $n \leq 10$	m	—
ε_i	$03 + 4i$		m	—
L_{Gi}	$04 + 4i$		m	—
Q_i	$05 + 4i$		m^3/s	introduit avec son signe

Resultats:

Afficher le numéro de la dernière mémoire utilisée ($05 + 4n$)

APPUYER SUR **A** $\Rightarrow 0$

APPUYER SUR **B** $\Rightarrow 1^{ère}$ pause

$2^{ème}$ pause

$$\Delta H_T = rQ^2$$

$$|2rQ|$$

\vdots

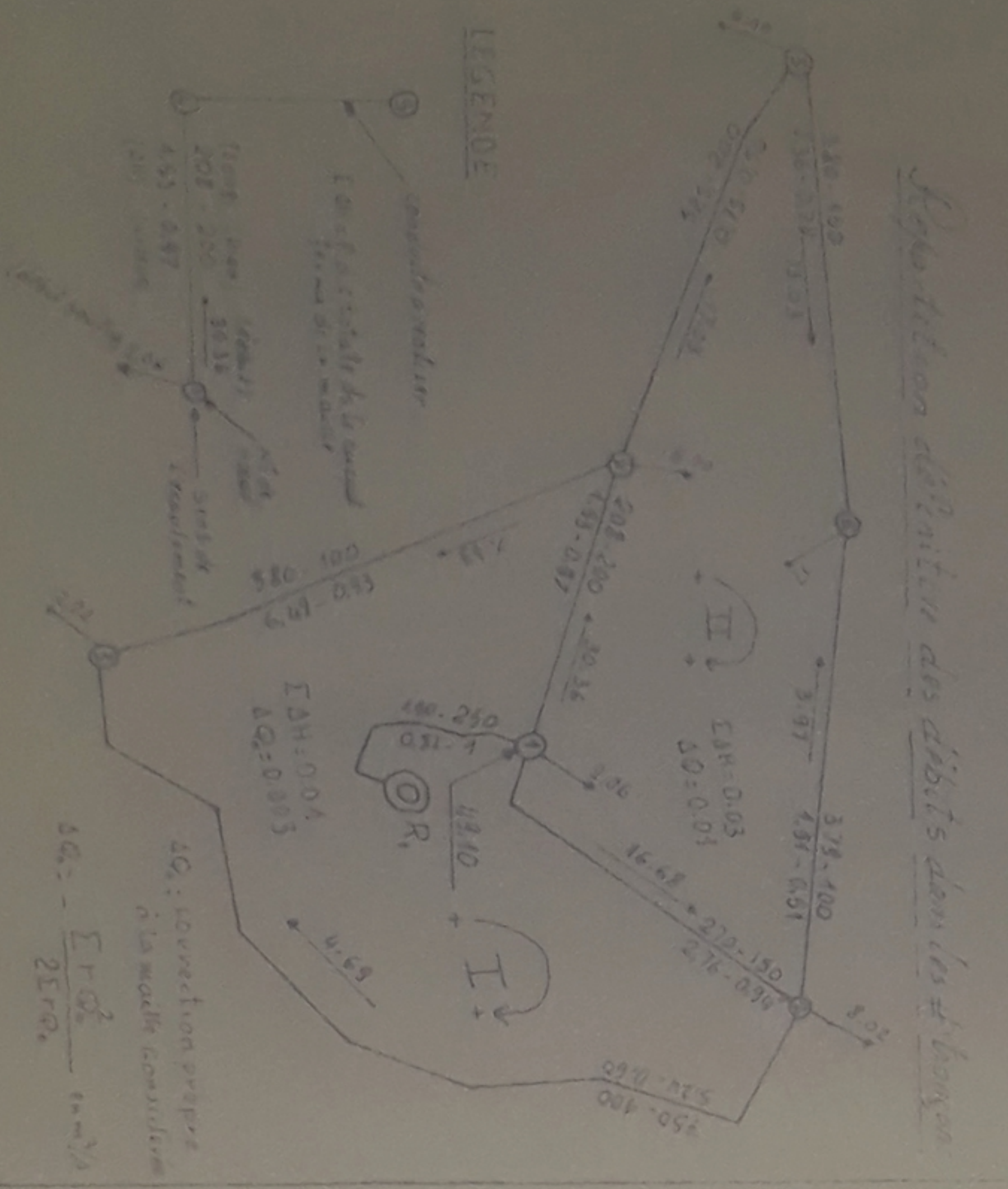
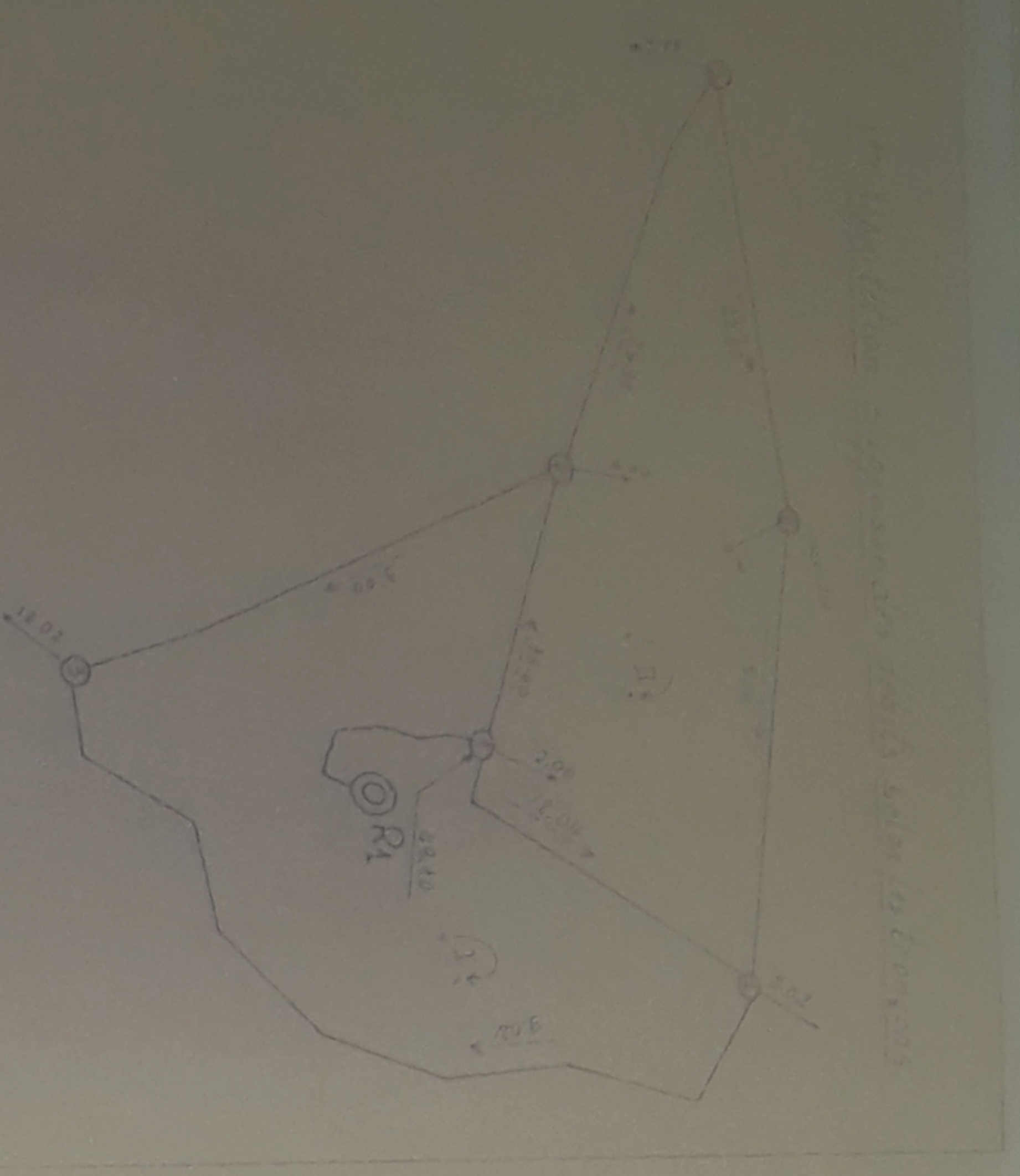
\vdots

Δq affiché

$$RCL 50 \Rightarrow \sum rQ^2$$

$$RCL 51 \Rightarrow \sum |2rQ|$$

Calcul du Réseau Maillé "ZONE HAUTE" HORIZON 2010



N° des tronçons	Caractéristiques de la conduite		Débit Q_0 (l/s)	1 ^{ère} APPROXIMATION		1 ^{ère} CORRECTION		Débit corrigé (l/s)		
	Tronçon	Diamètre (mm)		Longueur (m)	CH P	CH A	TOTAL		CH P	CH A
I	1-2	150	270	12.04	1.74	13.78	-3.29	5.24	1.95	13.98
	2-3	100	750	9.02	18.40	27.42	-3.29	-	-3.29	5.73
II	3-4	100	580	-3.00	-4.09	-7.09	-	-	-3.29	-6.29
	4-1	200	208	-35.00	-2.03	-37.03	5.24	4.95	-35.05	
				Σ	17.72	5381.24	$\Delta Q_1 = -3.29$			
I	1-2	150	270	12.10	1.75	13.85	-3.24	5.24	1.95	14.05
	2-3	100	750	9.02	18.40	27.42	-3.24	-	-3.24	5.73
II	3-4	100	580	-3.00	-4.15	-7.15	-	-	-3.24	-6.39
	4-1	200	208	-35.00	-2.03	-37.03	5.24	4.95	-35.05	
				Σ	12.10	2307.04	$\Delta Q_2 = -3.24$			

N° des tronçons	2 ^{ème} APPROXIMATION		Débit corrigé (l/s)	2 ^{ème} CORRECTION		Débit corrigé (l/s)	
	CH P	CH A		TOTAL	TOTAL		
I	1-2	12.12	1.75	13.87	-3.24	14.07	
	2-3	9.02	18.40	27.42	-3.24	5.73	
II	3-4	-3.00	-4.15	-7.15	-	-6.39	
	4-1	-35.00	-2.03	-37.03	5.24	-35.05	
				Σ	12.12	2307.04	$\Delta Q_3 = -3.24$

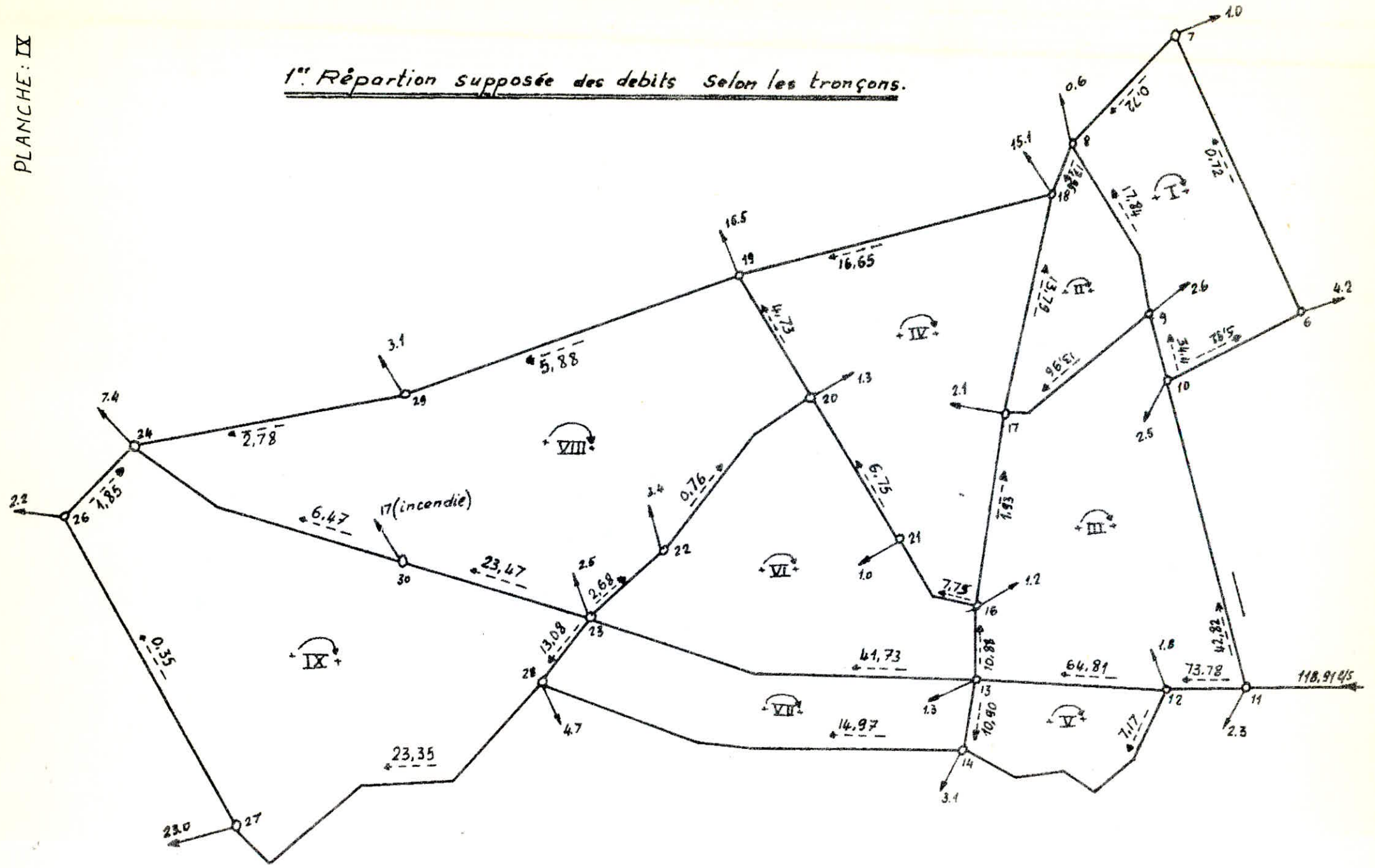
N° des tronçons	3 ^{ème} APPROXIMATION		Débit corrigé (l/s)	3 ^{ème} CORRECTION		Débit corrigé (l/s)	
	CH P	CH A		TOTAL	TOTAL		
I	1-2	12.12	1.75	13.87	-3.24	14.07	
	2-3	9.02	18.40	27.42	-3.24	5.73	
II	3-4	-3.00	-4.15	-7.15	-	-6.39	
	4-1	-35.00	-2.03	-37.03	5.24	-35.05	
				Σ	12.12	2307.04	$\Delta Q_4 = -3.24$

N° des tronçons	Diamètre (mm)	Longueur (m)	CH P (l/s)	CH A (l/s)	TOTAL (l/s)	Débit corrigé (l/s)
1	150	270	12.12	1.75	13.87	14.07
2	100	750	9.02	18.40	27.42	5.73
3	100	580	-3.00	-4.15	-7.15	-6.39
4	200	208	-35.00	-2.03	-37.03	-35.05

$C_R = 150 \text{ m}$, $\Phi 250 \text{ mm}$, $L_{R1} = 150 \text{ m}$, $Q = 3.50 \text{ l/s}$
 $\Delta H_T = 0.82$, $C_R = 150 - 0.82 = 149.18 \text{ m}$

PH 010/184

1^{re} Répartition supposée des débits selon les tronçons.



CALCUL DU RESEAU MAILLE D'OUJED-MOUSSA

ZONE BASSE

TAB:18

HORIZON 2010

N° MAILLE	MAILLE ADJACENTE	CARACTERISTIQUE DE LA CONDUITE			DEBIT SUPPOSE	1 ^{er} APPROXIMATION		1 ^{er} CORRECTION			DEBIT CORRIGE
		Tronçon	Diamètre (mm)	Longueur (m)	Q ₀	$\Delta H = r Q_0^2$	$ 2r Q_0 $	CMP	CMA	Total	Q ₁
I	III	10-9	200	80	34,4	0,75	43,84	-0,3	0,24	-0,06	34,34
	II	9-8	150	180	17,84	2,10	235,59	-0,3	0,24	-0,06	17,78
		8-7	100	315	-0,72	-0,05	144,22	-0,3	—	-0,30	-1,02
		7-6	100	465	-0,72	-0,08	212,90	-0,3	—	-0,30	-1,02
		6-10	100	205	-5,92	-2,28	774,72	-0,3	—	-0,30	-6,22
Σ					0,44	1408,28					
							$\Delta q = -0,3$				

II	III	9-17	150	195	13,96	1,39	199,71	-0,24	0,24	0,00	13,96
	IV	17-18	150	220	13,79	1,53	222,57	-0,24	0,28	0,04	13,83
		18-8	150	55	-17,96	-0,65	72,47	-0,24	—	-0,24	-18,20
	I	8-9	150	180	-17,84	-2,10	235,59	-0,24	0,30	0,06	-17,78
Σ					0,17	730,35					
							$\Delta q = -0,24$				

III		11-12	250	90	73,78	1,49	32,44	-0,24	—	-0,24	73,54
	V	12-13	250	195	64,81	2,00	61,74	-0,24	0,05	-0,19	64,62
	VI	13-16	150	80	10,88	0,35	63,86	-0,24	0,31	0,07	10,95
	IV	16-17	100	220	1,93	0,26	270,00	-0,24	0,28	0,04	1,97
	II	17-9	150	195	-13,96	-1,39	199,71	-0,24	0,24	0,00	-13,96
	I	9-10	200	80	-34,40	-0,75	43,84	-0,24	0,30	0,06	-34,34
		10-11	250	330	-42,82	-1,48	63,09	-0,24	—	-0,24	-43,06
Σ					0,18	740,63					
							$\Delta q = -0,24$				

IV	III	16-17	100	220	-1,93	-0,26	270,00	-0,28	0,24	-0,04	-1,97
	VI	16-21	100	125	7,75	2,39	616,02	-0,28	0,31	0,03	7,78
	VI	21-20	100	180	6,75	2,61	772,61	-0,28	0,31	0,03	6,78
	VIII	20-19	100	145	4,73	1,03	436,13	-0,28	0,09	-0,19	4,54
		19-18	150	340	-16,65	-2,46	415,32	-0,28	—	-0,28	-16,93
	II	18-17	150	220	-13,79	-1,53	222,57	-0,28	0,24	-0,04	-13,83
Σ					0,77	2732,65					
							$\Delta q = -0,28$				

V	VII	12-14	100	290	7.17	4.74	1322.22	-0.05	—	-0.05	7.12
	III	14-13	100	70	-10.90	-2.64	485.19	-0.05	0.12	0.07	-10.83
	III	13-12	250	195	-64.81	-2.00	61.74	-0.05	0.24	0.19	-64.62
					Σ	0.10	1869.15				
$\Delta q = -0.05$											

VI	IV	20-21	100	180	-6.75	-2.61	772.61	-0.31	0.28	-0.03	-6.78
	IV	21-16	100	125	-7.75	-2.39	616.02	-0.31	0.28	-0.03	-7.78
	III	16-13	150	80	-10.88	-0.35	63.86	-0.31	0.24	-0.07	-10.95
	VII	13-23	200	415	41.73	5.77	275.88	-0.31	0.12	-0.19	41.54
	VIII	23-22	100	110	2.68	0.25	187.46	-0.31	0.09	-0.22	2.46
VIII	22-20	100	220	-0.72	-0.04	100.73	-0.31	0.09	-0.22	-0.94	
					Σ	0.63					
$\Delta q = -0.31$											

VII	V	13-14	100	70	10.90	2.64	485.19	-0.12	0.05	-0.07	10.83
		14-28	150	460	14.97	3.78	505.21	-0.12	—	-0.12	14.85
	IX	28-23	150	80	-13.08	-0.50	76.77	-0.12	0.12	0.00	-13.08
	VI	23-13	200	415	-41.73	-5.76	275.88	-0.12	0.31	0.19	-41.54
					Σ	0.17	1343.05				
$\Delta q = -0.12$											

VIII	VI	22-20	100	220	0.72	0.04	100.73	-0.09	0.31	0.22	0.94
	VI	22-23	100	110	-2.68	-0.25	187.46	-0.09	0.31	0.22	-2.46
	IX	23-30	200	260	23.47	4.44	97.21	-0.09	0.12	0.03	23.50
	IX	30-24	100	450	6.47	5.99	1851.42	-0.09	0.12	0.03	6.50
		24-29	100	420	-2.78	-1.03	742.47	-0.09	—	-0.09	-2.87
		29-19	100	400	-5.88	-4.40	1495.63	-0.09	—	-0.09	-5.97
	IV	19-20	100	145	-4.73	-1.03	436.13	-0.09	0.28	0.19	-4.54
					Σ	0.45	4941.05				
$\Delta q = -0.09$											

IX	VII	23-28	150	80	13.08	0.50	76.77	-0.12	0.12	0.00	13.08
		28-27	150	355	23.35	7.10	608.14	-0.12	—	-0.12	23.23
		27-26	100	545	0.35	0.02	121.30	-0.12	—	-0.12	0.23
		26-24	100	120	-1.85	-0.13	141.17	-0.12	—	-0.12	-1.97
	VIII	24-30	100	450	-6.47	-5.99	1851.42	-0.12	0.09	-0.03	-6.50
	VIII	30-23	200	260	-23.47	-1.14	97.21	-0.12	0.09	-0.03	-23.50
						Σ	0.36	2896.00			
$\Delta q = -0.12$											

2 ^{eme} Approximation					
0.75	43.76	- 0.04	0.21	0.17	34.51
2.09	234.80	- 0.04	0.25	0.21	17.99
- 0.10	204.31	- 0.04	—	- 0.04	- 1.06
- 0.15	301.61	- 0.04	—	- 0.04	- 1.06
- 2.52	810.53	- 0.04	—	- 0.04	- 6.26
Σ 0.06					

$$\Delta q = -0.04$$

3 ^{eme} Approximation.					
0.76	43.98	- 0.03	0.18	0.15	34.66
2.14	237.57	- 0.03	0.13	0.10	18.09
- 0.11	212.33	- 0.03	—	- 0.03	- 1.09
- 0.17	313.43	- 0.03	—	- 0.03	- 1.09
- 2.55	816.05	- 0.03	—	- 0.03	- 6.29
Σ 0.06	1623.36				

$$\Delta q = -0.03$$

1.39	199.71	- 0.25	0.21	- 0.04	13.92
1.54	223.22	- 0.25	0.22	- 0.03	13.80
- 0.67	73.44	- 0.25	—	- 0.25	- 18.45
- 2.09	334.80	- 0.25	0.04	- 0.21	- 17.99
Σ 0.18	731.17				

$$\Delta q = -0.25$$

1.39	199.14	- 0.13	0.18	0.05	13.97
1.54	222.74	- 0.13	0.17	0.04	13.84
- 0.69	74.45	- 0.13	—	- 0.13	- 18.58
- 2.14	237.57	- 0.13	0.03	- 0.10	- 18.09
Σ 0.09	733.90				

$$\Delta q = -0.13$$

1.19	32.33	- 0.21	—	- 0.21	73.33
1.98	61.56	- 0.21	0.04	- 0.17	64.45
0.35	64.26	- 0.21	0.23	0.02	10.97
0.27	275.60	- 0.21	0.22	0.01	1.98
- 1.39	199.71	- 0.21	0.25	0.04	- 13.92
- 0.75	43.76	- 0.21	0.04	- 0.17	- 34.51
- 1.49	69.42	- 0.21	—	- 0.21	- 43.27
Σ	746.66				

$$\Delta q = -0.21$$

1.18	32.24	- 0.18	—	- 0.18	73.15
1.98	61.40	- 0.18	0.03	- 0.15	64.30
0.35	64.38	- 0.18	0.18	0.00	10.97
0.27	276.99	- 0.18	0.17	- 0.01	1.97
- 1.39	199.14	- 0.18	0.13	- 0.05	- 13.97
- 0.76	43.98	- 0.18	0.03	- 0.15	- 34.66
- 1.51	69.76	- 0.18	—	- 0.18	- 43.45
Σ 0.13	747.91				

$$\Delta q = -0.18$$

- 0.27	275.60	- 0.22	0.21	- 0.01	- 1.98
2.40	618.41	- 0.22	0.23	0.01	7.79
2.63	776.05	- 0.22	0.23	0.01	6.79
0.95	418.61	- 0.22	0.09	- 0.13	4.41
- 3.57	422.30	- 0.22	—	- 0.22	- 17.15
- 1.54	223.22	- 0.22	0.25	+ 0.03	- 13.80
Σ 0.6	2734.20				

$$\Delta q = -0.22$$

- 0.27	276.99	- 0.17	0.18	0.01	- 1.97
2.41	619.20	- 0.17	0.18	0.01	7.80
2.64	777.19	- 0.17	0.18	0.01	6.80
0.90	406.62	- 0.17	0.06	- 0.11	4.30
- 3.67	427.79	- 0.17	—	- 0.17	- 17.32
- 1.54	222.74	- 0.17	0.13	- 0.04	- 13.84
Σ 0.47	2730.53				

$$\Delta q = -0.17$$

4.67	1313.00	-0.04	—	-0.04	7.08
-2.61	482.07	-0.04	0.09	0.05	-10.78
-1.89	64.56	-0.04	0.21	0.17	-64.45
Σ 0.07	1856.63				

$$\Delta q = -0.04$$

4.62	1305.62	-0.03	—	-0.03	7.05
-2.59	473.85	-0.03	0.07	0.04	-10.74
-1.98	61.40	-0.03	0.18	0.15	-64.30
Σ 0.05	1846.87				

$$\Delta q = -0.03$$

-2.63	776.05	-0.23	0.22	-0.01	-6.79
-2.40	618.41	-0.23	0.22	-0.01	-7.79
-0.35	64.27	-0.23	0.21	-0.02	-10.97
5.70	274.63	-0.23	0.09	-0.14	41.40
0.21	172.07	-0.23	0.09	-0.14	2.32
-0.06	131.50	-0.23	0.09	-0.14	-1.08
Σ 0.46	2036.93				

$$\Delta q = -0.23$$

-2.64	777.19	-0.18	0.17	-0.01	-6.80
-2.44	619.20	-0.18	0.17	-0.01	-7.80
-0.35	64.38	-0.18	0.18	0.00	-10.97
5.66	273.70	-0.18	0.07	-0.11	41.29
0.19	162.28	-0.18	0.06	-0.12	2.20
-0.08	151.09	-0.18	0.06	-0.12	-1.20
Σ 0.37	2037.86				

$$\Delta q = -0.18$$

2.64	482.07	-0.09	0.04	-0.05	10.78
3.72	501.16	-0.09	—	-0.09	14.76
-0.50	76.77	-0.09	0.07	-0.02	-13.10
-5.70	274.63	-0.09	0.23	0.14	-41.40
Σ 0.12	1334.63				

$$\Delta q = -0.09$$

2.59	473.85	-0.07	0.03	-0.04	10.74
3.68	498.12	-0.07	—	-0.07	14.69
-0.50	76.89	-0.07	0.06	-0.04	-13.11
-5.66	273.70	-0.07	0.18	0.11	-41.29
Σ 0.09	1328.56				

$$\Delta q = -0.07$$

0.06	131.50	-0.09	0.23	0.14	1.08
-0.20	172.07	-0.09	0.23	0.14	-2.32
1.14	97.33	-0.09	0.07	-0.02	23.48
6.04	1860.00	-0.09	0.07	-0.02	6.48
-1.09	766.51	-0.09	—	-0.09	-2.96
-4.53	1518.52	-0.09	—	-0.09	-6.06
-0.95	418.61	-0.09	0.22	0.13	-4.41
Σ 0.45	4964.56				

$$\Delta q = -0.09$$

0.08	151.09	-0.06	0.18	0.12	1.20
-0.19	162.26	-0.06	0.18	0.12	-2.20
1.14	97.25	-0.06	0.06	0.00	23.48
6.04	1854.43	-0.06	0.06	0.00	6.48
-1.17	790.55	-0.06	—	-0.06	-3.02
-4.67	1541.42	-0.06	—	-0.06	-6.12
-0.90	406.62	-0.06	0.17	0.17	-4.30
Σ 0.30	5003.49				

$$\Delta q = -0.06$$

0.50	76.77	-0.07	0.09	0.02	13.10
7.03	605.01	-0.07	—	-0.07	23.16
0.01	79.71	-0.07	—	-0.07	0.16
-0.15	150.33	-0.07	—	-0.07	-2.04
-6.04	1860.00	-0.07	0.09	0.02	-6.48
-1.14	97.33	-0.07	0.09	0.02	-23.48
Σ 0.20	2869.16				

$$\Delta q = -0.07$$

0.50	76.89	-0.06	0.07	0.01	13.11
6.98	603.19	-0.06	—	-0.06	23.10
0.00	55.45	-0.06	—	-0.06	0.10
-0.16	155.67	-0.06	—	-0.06	-2.10
-6.00	1854.28	-0.06	0.06	0.00	-6.48
-1.14	97.25	-0.06	0.06	0.00	-23.48
Σ 0.18	2842.73				

$$\Delta q = -0.06$$

N° MAILLE	MAILLE ADJACENTE	CARACTERISTIQUE DE LA CONDUITE			Debit	4 ^{eme} Approximation		4 ^{eme} Correction			Debit Corrigé Qs
		Tronçon	Diamètre (mm)	Longueur (m)		l/s	$\Delta H = rQ^2$	$ 2rQ_3 $	CMP	CMA	
I	III	10-9	200	80	34.66	0.76	44.17	-0.03	0.12	0.09	34.75
	II	9-8	150	180	18.09	2.16	238.89	-0.03	0.11	0.08	18.17
		8-7	100	315	1.09	-0.12	218.33	-0.03	—	-0.03	1.12
		7-6	100	465	1.09	-0.17	322.30	-0.03	—	-0.03	1.12
		6-10	100	205	6.29	-2.58	819.96	-0.03	—	-0.03	6.32
Σ					0.05	1643.66					

$$\Delta q = -0.03$$

II	III	9-17	150	195	13.97	1.40	199.86	-0.11	0.12	0.01	13.98
	IV	17-18	150	220	13.84	1.54	223.38	-0.11	0.13	0.02	13.86
		18-8	150	55	18.58	-0.70	74.97	-0.11	—	-0.11	18.69
	I	8-9	150	180	18.09	2.16	238.89	-0.11	0.03	-0.08	18.17
Σ					0.08	733.10					

$$\Delta q = -0.11$$

III	V	11-12	250	90	73.15	1.18	32.16	-0.12	—	-0.12	73.03
	V	12-13	250	195	64.30	1.97	64.25	-0.12	0.02	-0.10	64.20
	VI	13-16	150	80	10.97	0.35	64.38	-0.12	0.14	0.02	10.99
	VI	16-17	100	220	1.97	0.27	275.60	-0.12	0.13	0.01	1.98
	II	17-9	150	195	13.97	1.40	199.86	-0.12	0.11	-0.01	13.98
	I	9-10	200	80	34.66	0.76	44.17	-0.12	0.03	-0.09	34.75
		10-11	250	330	43.45	-1.52	70.05	-0.12	—	-0.12	43.60
Σ					0.09	747.48					

$$\Delta q = -0.12$$

IV	III	16-17	100	220	1.97	-0.27	275.60	-0.13	+0.12	-0.01	-1.98
	VI	16-21	100	125	7.80	2.42	620.00	-0.13	0.14	0.01	7.84
	VI	21-20	100	180	6.80	2.65	778.34	-0.13	0.14	0.01	6.84
	VIII	20-19	100	145	4.30	0.85	396.48	-0.13	0.04	-0.09	4.21
		19-18	150	340	17.32	-3.74	432.03	-0.13	—	-0.13	-17.45
	II	18-17	150	220	13.84	1.54	223.38	-0.13	0.11	-0.02	-13.86
Σ					0.36	2725.83					

$$\Delta q = -0.13$$

V	III	12-14	100	290	7.05	4.58	1300.09	- 0.02	—	- 0.02	7.03	
	III	14-13	100	70	- 10.74	- 2.57	478.07	- 0.02	0.05	0.03	- 10.71	
		13-12	250	195	- 64.30	- 1.97	61.25	- 0.02	0.12	0.10	- 64.20	
							Σ	0.04	1839.42			

$\Delta q = -0.02$

VI	IV	20-21	100	180	- 6.80	- 2.65	778.34	- 0.14	- 0.01	0.13	- 6.81	
	IV	21-16	100	125	- 7.80	- 2.42	620.00	- 0.14	- 0.01	0.13	- 7.81	
	II	16-13	150	80	- 10.97	- 0.35	64.38	- 0.14	- 0.02	0.12	- 10.99	
	VII	13-23	200	415	41.29	5.63	772.92	- 0.14	- 0.09	0.05	41.20	
	VIII	23-22	100	110	2.20	0.17	153.89	- 0.14	- 0.10	0.04	2.10	
	VII	22-20	100	220	- 1.20	- 0.10	167.88	- 0.14	- 0.10	0.04	- 1.30	
							Σ	0.28	2057.46			

$\Delta q = -0.14$

VII	V	13-14	100	70	10.74	2.57	478.07	- 0.05	0.02	- 0.03	10.71	
		14-23	150	460	14.69	3.64	495.76	- 0.05	—	- 0.05	14.64	
	IX	23-23	150	80	- 13.11	- 0.50	76.94	- 0.05	0.04	- 0.01	- 13.12	
	VI	23-13	200	415	- 41.29	- 5.63	272.97	- 0.05	0.14	0.09	- 41.20	
							Σ	0.06	1323.75			

$\Delta q = -0.05$

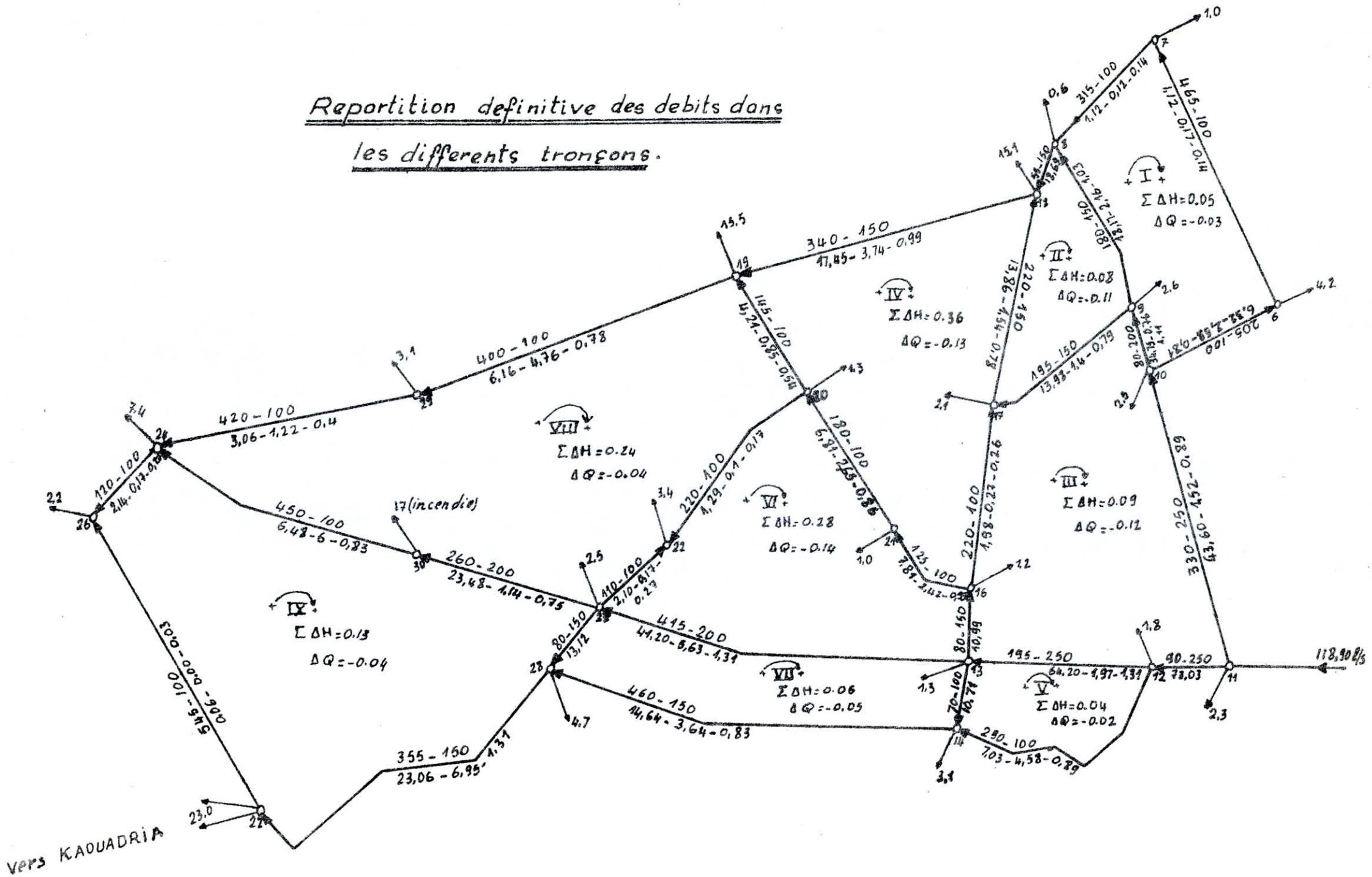
VIII	VII	20-22	100	220	1.20	0.10	167.88	- 0.04	0.14	0.10	1.30	
	VII	22-23	100	110	- 2.20	- 0.17	153.89	- 0.04	0.14	0.10	- 2.10	
	IX	23-30	200	260	23.48	1.14	87.25	- 0.04	0.04	0.00	23.48	
	IX	30-24	100	430	6.48	6.00	1854.28	- 0.04	0.04	0.00	6.48	
		24-29	100	420	- 3.02	- 1.22	806.57	- 0.04	—	- 0.04	- 3.06	
		29-19	100	400	- 6.12	- 4.76	1556.68	- 0.04	—	- 0.04	- 6.16	
	IV	19-20	100	146	- 4.30	- 0.85	396.48	- 0.04	0.13	0.09	- 4.21	
							Σ	0.24				

$\Delta q = -0.04$

IX	VII	23-28	150	80	13.11	0.50	76.94	- 0.04	0.05	0.01	13.12	
		28-27	150	355	23.10	6.95	601.63	- 0.04	—	- 0.04	23.06	
		27-26	100	545	0.10	0.00	34.66	- 0.04	—	- 0.04	0.06	
		26-24	100	120	- 2.10	- 0.17	160.25	- 0.04	—	- 0.04	- 2.14	
	VII	24-30	100	450	- 6.48	- 6.00	1854.28	- 0.04	0.04	0.00	- 6.48	
	VIII	30-23	200	260	- 23.48	- 1.14	87.25	- 0.04	0.04	0.00	- 23.48	
							Σ	0.13	2825.01			

$\Delta q = -0.04$

Repartition definitive des debits dans
les differents troncons.



CALCUL DES PRESSIONS AU SOL, U. MOUSSA Z.B.

N°	ϕ (mm)	L (m)	Q (kg)	ΔH_T (m)	V_v (ml/s)	C. piez	C. Terr	Pression (cm)	Observations.
R ₂						-	138	-	
11	350	3235	118.91	6.79	1.24	131.21	122.30	8.91	R + 1 étage
10	250	330	43.60	-1.52	0.89	132.73	116.00	16.73	
6	100	205	6.32	-2.58	0.81	135.31	116.00	19.31	
7	100	465	1.12	-0.17	0.14	135.48	95.00	40.48	
8	100	315	1.12	-0.12	0.14	135.60	110.00	25.60	
18	150	55	18.69	-0.7	1.06	136.30	110.00	26.30	
19	150	340	17.45	-3.74	0.99	140.04	104.00	36.04	
29	100	400	6.16	-4.76	0.78	144.80	95.00	49.80	
24	100	420	3.06	-1.22	0.40	146.02	95.00	51.02	
11						131.21	122.30	8.91	"
12	250	90	73.03	1.18	1.48	130.03	121.00	9.03	R + 1 étage
14	100	290	7.03	4.58	0.89	125.46	115.00	10.45	
28	150	460	14.64	3.64	0.83	121.81	107.00	14.81	
27	150	355	23.06	6.95	1.31	114.86	88.00	26.86	
26	100	545	0.06	0.00	0.03	114.86	93.00	21.86	
24	100	120	2.14	0.17	0.27	114.69	95.00	19.69	
11						131.21	122.30	8.91	"
12	250	90	73.03	1.18	1.48	130.03	121.00	9.03	"
13	250	195	64.20	1.97	1.31	128.06	117.00	11.06	
23	200	415	41.20	5.63	1.31	122.43	108.00	14.43	
30	200	260	23.48	1.14	0.75	121.29	105.00	16.29	
24	100	450	6.48	6.00	0.83	115.29	95.00	20.29	
11						131.21	122.30	8.91	"
10	250	330	43.60	-1.52	0.89	132.73	116.00	16.73	
9	200	80	34.75	-0.76	1.11	133.49	115.00	18.49	
17	150	195	13.98	-1.40	0.79	134.89	114.00	20.89	
16	100	220	1.98	0.27	0.26	134.62	117.00	17.62	
21	100	125	7.81	2.42	0.99	132.20	115.00	17.20	
20	100	180	6.81	2.65	0.86	129.55	110.00	19.55	
22	100	220	1.29	-0.1	0.17	129.65	110.00	19.65	
23	100	110	2.10	-0.17	0.27	129.82	108.00	21.82	

Equipement du réseau de Distribution.

a: type de canalisation.

le réseau de distribution est constitué d'un assemblage de tuyau en amiante-ciment de diamètre compris entre 100 et 250 mm. pouvant supporter une pression 60 m.

Appareils et accessoires.

- robinet-vannes.

Le rôle de ces appareils, est de permettre l'isolement des divers tronçons du réseau, afin de pouvoir effectuer des répartitions.

Ils permettent aussi de régler les débits, la manœuvre de ces robinets s'effectue à partir du sol au moyen d'une clé.

- Ventouses:

La présence d'air dans les conduites, peut provoquer des perturbations de l'écoulement, et parfois des détériorations de la canalisation.

pour remédier à ce type de problème, nous prévoyons des ventouses au droit de chaque point haut, pour éliminer les contournements d'air.

Cet appareil est branché au moyen d'un T à bride, au point considéré.

- Bouches d'incendie:

Les bouches d'incendie sont installées en bordures des trottoires espacées au niveau de 150m, ces appareils sont branchés sur des conduites de faibles pressions.

- Robinets de décharges.

Les robinets de décharges, sont placés au niveau des points les plus bas du réseau, afin de faciliter la vidange et l'évacuation des dépôts.

- Clapet.

Pour empêcher le retour de l'eau, en sens inverse, nous avons prévu des clapets.

Pour l'Equipement du réseau de distribution, nous avons utilisé les pièces suivantes.

- Tés et coudes: pour permettre la prise des conduites secondaires, à partir des canalisations principales.

- Cônes de raccordement : pour raccorder les tuyaux de différents diamètres.

C H A P I T R E . I .

POSE DES CONDUITES.

La pose en terre s'effectue dans une tranchée de largeur suffisante (0,60 m au minimum) de manière que la manutention des conduites se fasse commodément, toutefois il n'y a lieu de remarquer qu'au droit de chaque extrémité une niche plus large que la tranchée est réalisée.

La hauteur de la tranchée est fixée d'après la relation suivante.

$$h = (\varnothing + C + L)$$

\varnothing : diamètre de la conduite; i : épaisseur du lit de sable ($0,15 \leq i \leq 0,20$ m)

L : épaisseur du remblai compté à partir de la génératrice supérieure de la conduite ($0,6 \leq L \leq 1,2$ m)

- préparation du fond de fouille:

Le fond de fouille de la tranchée est débarrassée de pierres, ensuite couvert d'un lit de rose bien nivelée généralement constitué soit par:

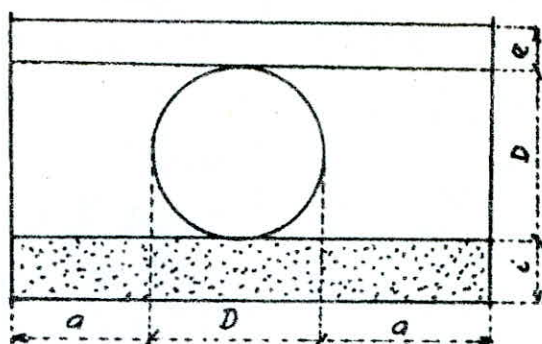
- du gravier fin, voir même du sable.
- le déblai préalablement

Avant de procéder au remblayage un essai des joints est effectué avec une pression égale à 1,5 la pression de service. Un premier remblai est fait, avec de la terre ne comportant pas de grosses pierres et de texture similaire au lit de sable, jusqu'à la génératrice de la conduite.

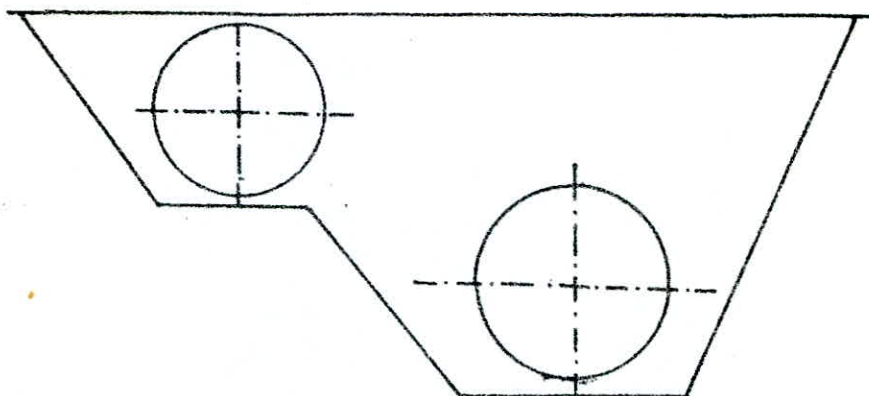
Après un léger compactage, vient le remblai définitif,
Remarque: la cote du fond de la tranchée d'une conduite d'AEP est plus grande que celle des eaux usées, l'écartement entre deux conduites et la pose sous le trottoir pour le cas de la distribution a été schématisé. (voir planche N°....).

Pose de la conduite

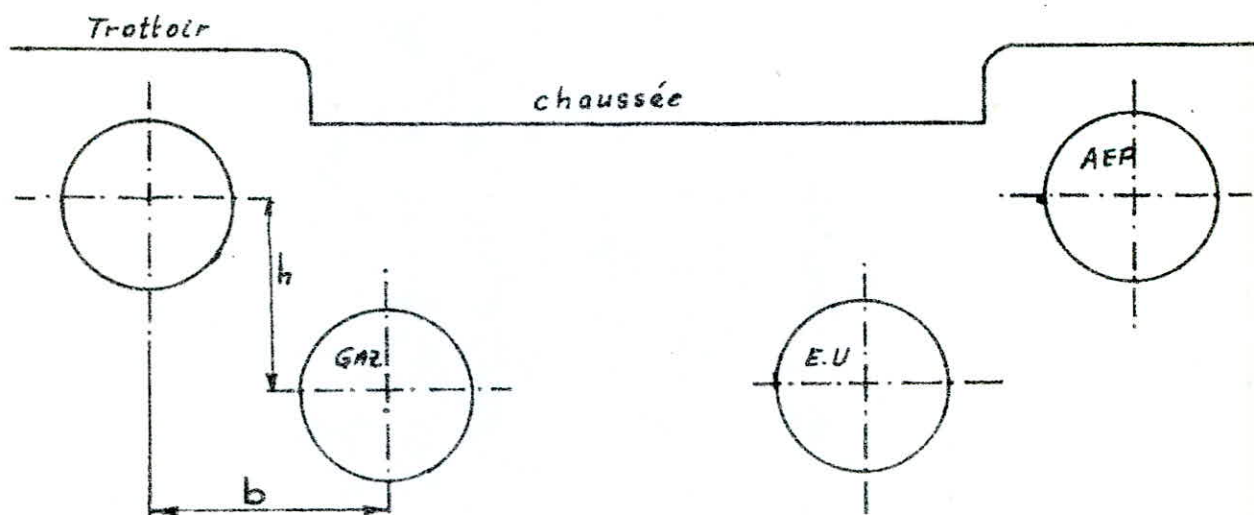
Pose dans une tranchée



Pose à proximité d'une conduite d'eau usée.



Profil type.



A N N E X E I

ETUDE DES DIAMETRES ECONOMIQUES.

- Hypothèse:

1. Le coût de station de pompage est proportionnel à la puissance installée/
2. Le coefficient de perte de charge est calculé pour une vitesse de $0,8 \text{ m/s} = V_0$
3. On se limite à un seul système de fonctionnement c'est-à-dire: 24/24h;

Remarque: $V_0 = 0,8 \text{ m/s}$ diffère peu des vitesses réelles économiques.

- Coût total annuel d'installation:

1. Conduite.

K_1 -L.l.a.

où, K_1 : Coût d'un metre lineaire de la conduite, pose y comprise. (DA/m.l)

L: Longueur de la conduite. en (m)

a: Annuité.

2. Station de pompage

K_2 -P.a.

où, K_2 : coût d'un KW installé à la puissance réelle

F.: puissance réelle de fonctionnement en KW.

- Fonctionnement.

K_3 -F.T

où, K_3 : coût d'un Kwh d'énergie électrique

t: temps de fonctionnement.

nombre d'heures dans l'année $t=24h \times 365j$.

Puissance réelle:

$$P = \frac{P_E}{1000M} \cdot Q \text{ Hmt.} \quad (\text{Kw})$$

$$\text{Hmt} = H_g + \frac{fL}{D} - \frac{8Q}{11 \pi D^5} = H_g + r \cdot L \cdot Q^2.$$

où, r : resistance unitaire de la conduite.

$$r = \frac{8 \cdot f}{11 \pi D^5}$$

f: coefficient de frottement moyennant la formule de COLEBROOK: $\frac{1}{\sqrt{f}} = -0,86 \ln \left(\frac{\epsilon}{3,7D} + \frac{2,51}{\text{Re} \sqrt{f}} \right)$

pour une vitesse $V_0 = 0,8 \text{ m/s}$, viscosité cinématique

$$\nu = 10^{-6} \text{ M}^2/\text{s}$$

- Coût fixe et variable.

$$\text{coût total} = K_1 L \cdot a + K_2 \cdot P \cdot a + K_3 \cdot P \cdot T.$$

$$= K_1 \cdot L \cdot a + (K_2 \cdot a + K_3 \cdot T) \left(\frac{P_E}{103 \sqrt{L}} \cdot Q \text{ Hmt} + \frac{P_E}{103 \sqrt{L}} \cdot 2 \cdot L \cdot Q^3 \right)$$

$$= (K_2 \cdot a + K_3 \cdot T) \left(\frac{P_E}{103 \sqrt{L}} \cdot H_g \right) \cdot Q + K_1 \cdot L \cdot a + (K_2 \cdot a + K_3 \cdot T) \frac{P_E}{103 \sqrt{L}} \cdot L \cdot Q^3$$

$$\left(\frac{\quad}{A} \right) \quad \left(\frac{\quad}{B} \right)$$

A. Coût indépendant des diamètres

B. Coût variable.

- Fonction à étudier.

Coût annuel par 1 mètre de longueur de la conduite fraction variable en fonction des diamètre choisis.

$$C = K_1 \cdot a + (K_2 \cdot a + K_3 \cdot T) \frac{P_E}{103 \sqrt{L}} \cdot Q^3 \cdot r$$

K_1 et r dépendent du diamètre X, ALORS,

$$\frac{dc}{dx} = \frac{dK_1}{dx} \cdot a + (K_2 \cdot a + K_3 \cdot t) \frac{pg}{103M} \cdot Q_3 \cdot \frac{dr}{dx} = 0$$

Correspondre à un minimum de coût (pour Q donné)
si on disposait d'une gamme continue des diamètres X
le meilleur correspondrait à :

$$\frac{dK_1}{dr} = - \frac{P_1 \cdot g}{103M} \cdot Q_3 \left(K_2 + K_3 \frac{t}{a} \right)$$

en réalité, le choix du diamètre est limité à la série normalisée; on peut calculer uniquement des valeurs $\Delta K_1 / \Delta r$ (voir tableau ci-après) entre deux diamètres voisins sur la liste des diamètres disponibles.

pour un débit (Q) donné on peut calculer le membre droit de l'équation et par la suite on cherche le diamètre pour lequel $\Delta K_1 / \Delta r$ est le plus proche de la valeur calculée.

- Courbe des diamètres économique.

pour chaque deux diamètres voisins on peut calculer
- $\Delta K_1 / \Delta r$ et trouver un débit.

$$Q_e^3 = - \frac{\Delta K_1}{\Delta r} \cdot \frac{E}{pg(K_2 + K_3 \cdot t/a)} = - \frac{\Delta K_1}{\Delta r} \cdot A$$

qui satisfait à l'équation de minimum. C'est le débit pour lequel le "diamètre économique" se trouve juste entre deux diamètres étudiés.

pour chaque paire de diamètres voisins D_i et D_{i+1} on calcule - $\Delta K_1 / \Delta r$ et $Q_e^3 = \sqrt[3]{-\Delta K_1 / \Delta r \cdot A}$.

On place le point obtenu, dont les coordonnées sont.

$1/2 (D_i + D_{i+1})$ et Q_e , dans le système D; Q.

tous les points permettent de tracer la "courbe de diamètre économiques".

- Application de la courbe.

pour un debit donné. on cherche le diametre normalisé le plus proche de la courbe optimale.

Remarque :

- La courbe obtenue sera valable que pour les :
- paramètres hydrauliques; rugosite absolue, la viscosité et la vitesse V_0 qui est donnée.
- Paramètres de fonctionnement : temps, t.
- Paramètres économiques :

Tableau des prix des conduites. K1
 prix de station de pompage.....K2
 tarif d'électricité.....K3
 annuité.....a.

Données de base:

rugosité $\epsilon = 0,4 \text{ mm.}$

Vitesse $V_0 = 0,8 \text{ m/s}$

Viscosité $\nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

temps $t = 8760 \text{ h (24h.365)}$

K1 pour la conduites en acier, suivant les différents ϕ

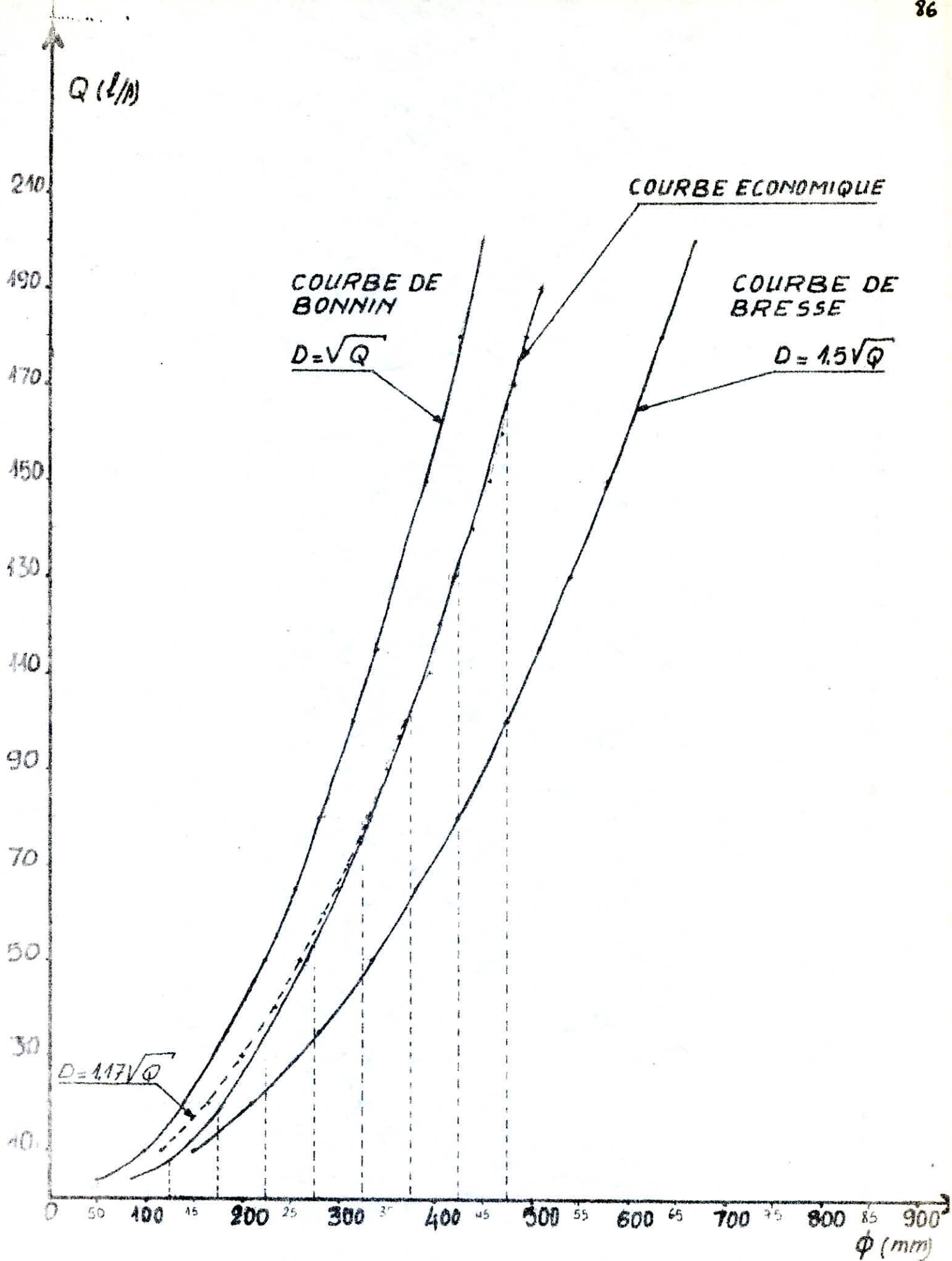
K2 = 6000DA/KW (pour P=450Kw)

K3 = 0,19 DA/Kw donne par la SONELEAZ

annuité a= 0,0888274.

DETERMINATION DU DIAMETRE ECONOMIQUE

№	Diamètre [mm]	Coût des ml Pose compris [Dn/m]	Coût des ml [Dn/m]	ΔK	$-\Delta Z$	$-\frac{\Delta K}{\Delta Z}$	Débit économi- que Q_0 [m ³ /s]	coefficient $\alpha = \frac{D}{\sqrt{Q}}$
1	400	147.31	250.90					
				37.62	224.66	0.17	0.0078	
2	150	184.93	29.44					
				44.63	22.98	1.94	0.0177	
3	200	229.56	6.46					
				37.66	4.46	8.44	0.0289	
4	250	267.22	2.00					
				65.85	1.24	53.10	0.0535	
5	300	333.07	0.76					
				104.53	0.42	248.88	0.0949	
6	350	437.60	0.34					
				62.84	0.17	369.65	0.1024	
7	400	500.44	0.17					
				64.00	0.08	800.00	0.1324	
8	450	564.44	0.09					
				64.01	0.04	1600.25	0.1666	
9	500	628.45	0.05					



ETUDIEE Par: BOULOUDEMEN

BENSALEM.M

DIRIGEE Par: Dr. UTRYSKU.

CHAPITRE A.
GENERALITES.

1. INTRODUCTION:

La seconde partie de notre étude consiste en l'assainissement de la ville d'OULED-FOUSSA (Chef-lieu) dont ce dernier a pour but d'assurer l'évacuation des eaux usées ainsi que celle des eaux pluviales dans des conditions satisfaisantes.

2. PRESENTATION:

Réseau d'assainissement: On peut évacuer toutes les eaux de la Ville par deux collecteurs principaux (C.P.3 et C.P.4 voir planche n° XI); qui transporteront les eaux usées après des déchargements vers la station d'épuration, où elles seront épurées. Egalement, on peut évacuer les eaux usées de la zone haute (la partie Est de la ville, où le château d'eau se trouve) de la même manière par deux collecteurs qui se rejoindront sur la route goudronnée d'où les eaux usées seront refoulées vers le collecteur (CS.3.1.1.) (Voir planche n° XI). Les conditions naturelles permettent de proposer un système d'évacuation Unitaire avec un deversoir d'orage à l'aval de la ville ce-ci joue notamment dans un réseau à système Unitaire un rôle essentiel. En principe c'est un ouvrage destiné à décharger le réseau d'une certaine quantité d'eau pluviale de manière à réagir sur l'économie du projet en réduisant les dimensions du réseau en aval. Il permet de ne transporter vers la station d'épuration qu'un ^{débit} d'eaux usées.

CHAPITRE B.

DIMENSIONNEMENT DES COLLECTEURS.

1. Les eaux d'infiltration.

On estime environ de 0,001 l/s/m des eaux d'infiltration dues aux eaux souterraines qui affluent par des fentes dans les conduites et les regards.

2. Débits des eaux usées:

On estime à 80% la proportion d'eau évacuée par rapport à l'eau distribuée.

Qm = 0,8 x C x Population l/s.

où, C: Consommation spécifique qui est de 220 l/j/hab pour l'horizon 2010.

Qm: débit moyen de rejet de l'année l/s/

Qmm = K1 . Qm. l/s.

où, Qmm. débit de mois de pointe de l'année l/s.

.K1 dans notre étude est pris égal à 1,2.

Qmax = K2 x Qmm (L/S)

Où : K2 = 1,5 + $\frac{2,5}{\sqrt{Qmm}} \leq 4$

la répartition des débits est déterminée selon le type d'habitation dans le PUD. (voir partie AEP. CH.H)

3. Evaluation des debits des eaux pluviales:

3.1. définition:

Toute étude d'un réseau d'assainissement necessite à l'étape initiale la détermination des débits pluviaux ou d'eaux usées à évacuer

3.2. Debit d'apport

Les eaux de ruissellement comprennent les eaux de pluie les eaux de lavage et les eaux de drainage. Pour le calcul d'apport d'eaux pluviales. On tient compte du bassin versant qui est délimité par les lignes de crête (mouvement anticlinal) et par les lignes de thalweg (mouvement Synclinal), du Coefficient de ruissellement et enfin de l'intensité de pluie Qp=CIA (l/s)

3.2.1. Coefficient de ruissellement

ou le taux d'imperméabilisation, qui est le rapport entre la surface totale des parties revêtues A' et la surface totale du bassin versant A

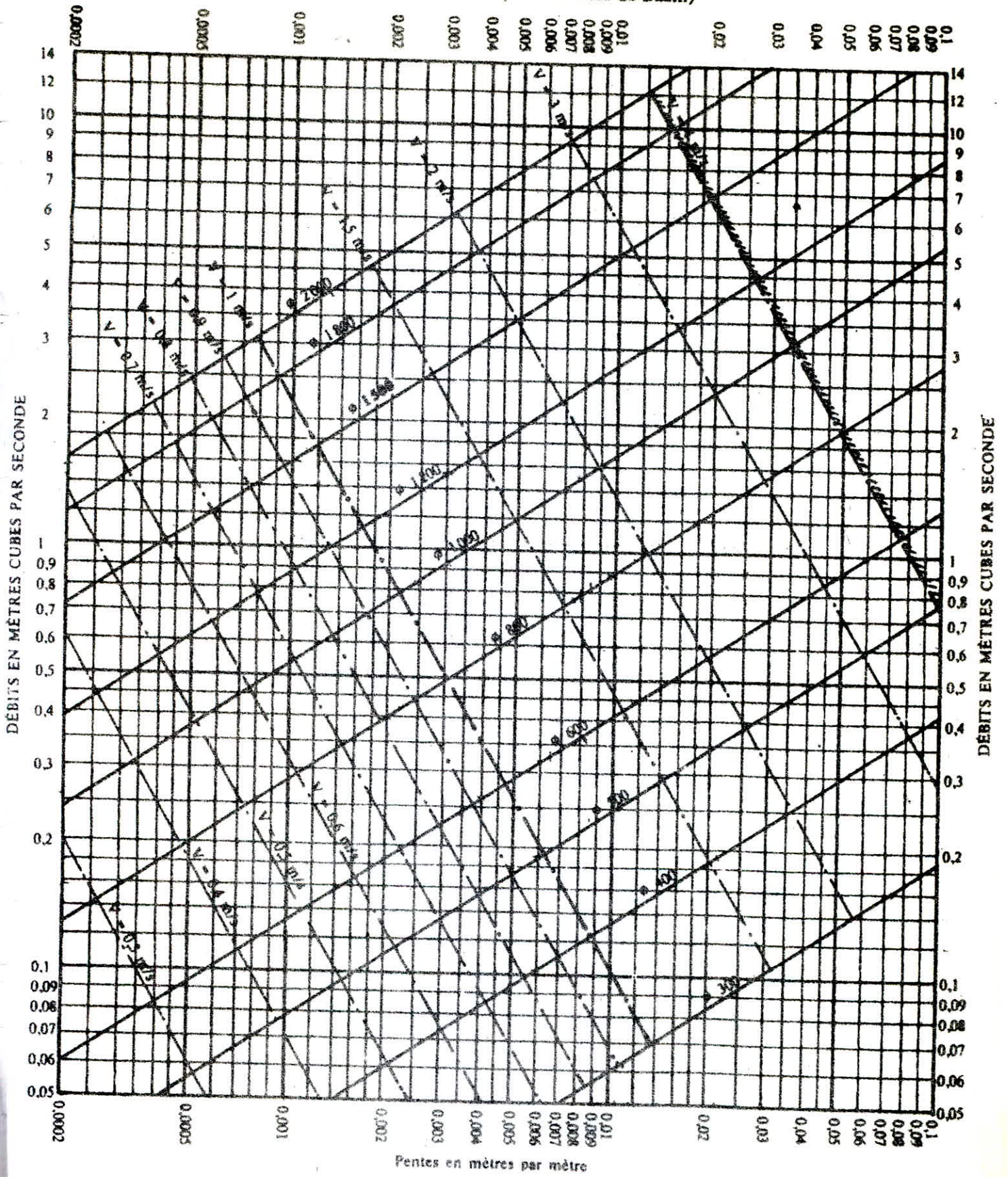
C = $\frac{A'}{A}$ où A' et A en (ha)

Remarque: pour les surfaces, nous ont été communiquées par la SETHYAL. (DHW BLIDA)

3.2.2. intensité de pluie.

ANNEXE VII

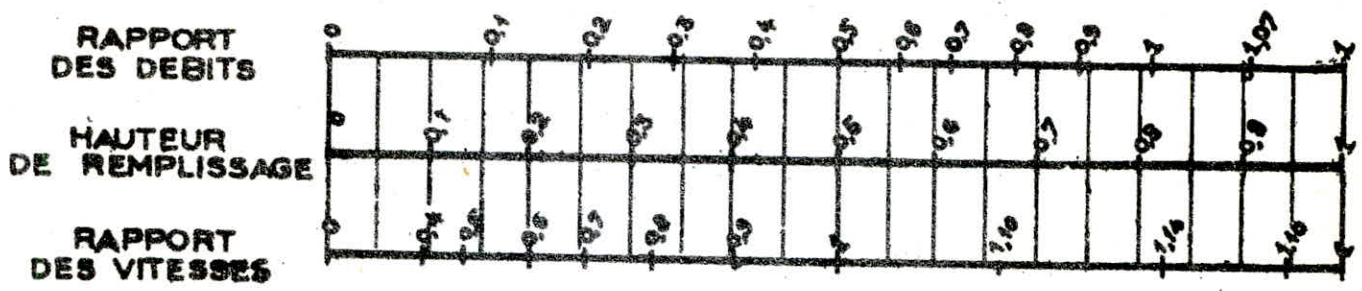
RÉSEAUX FLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF
(Canalisations circulaires - Formule de Bazin)



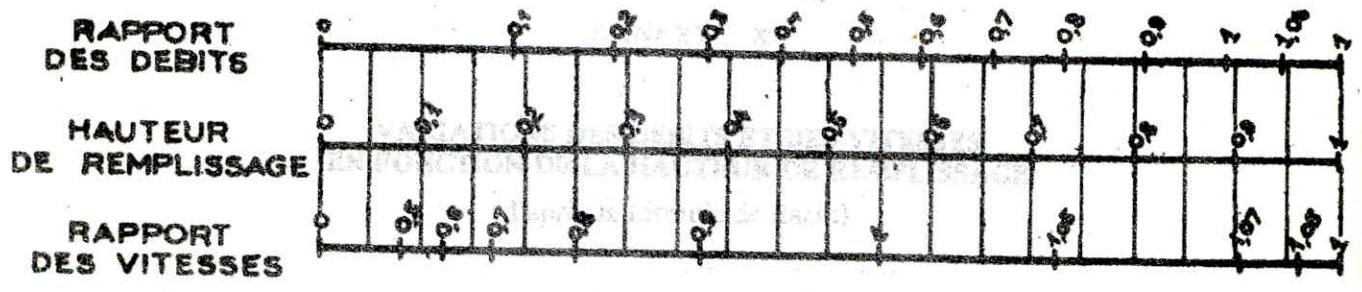
ANNEXE X

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

a) Ouvrages circulaires

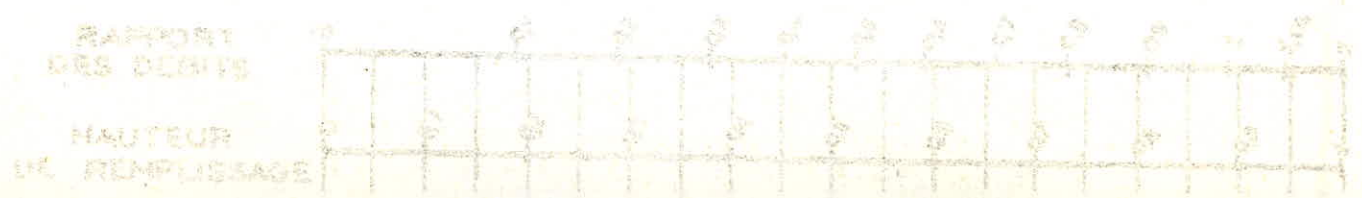


b) Ouvrages ovoïdes normalisés



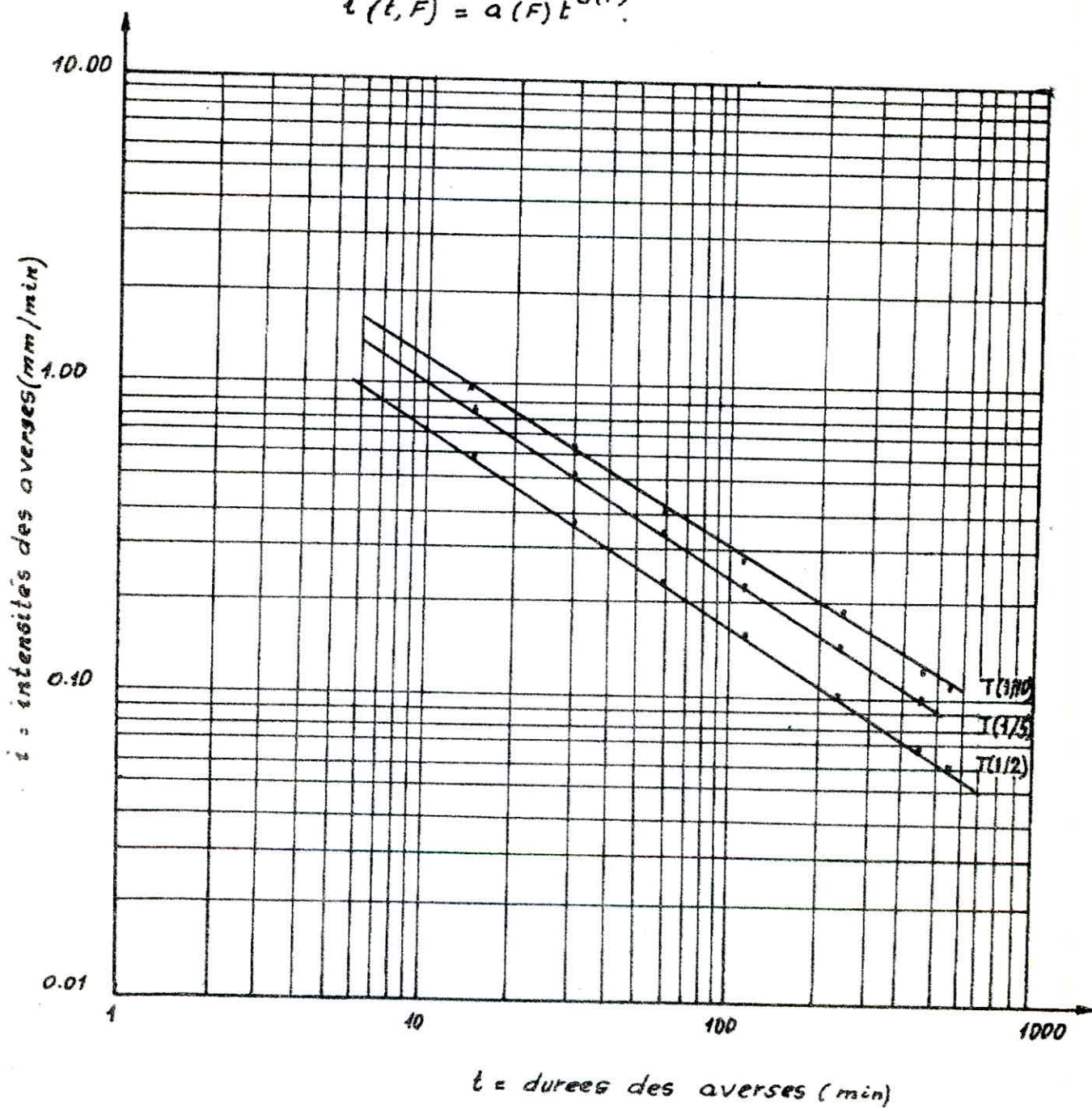
Exemple - Pour un ouvrage circulaire rempli aux 3/10, le débit est les 2/10 du débit à pleine section et la vitesse de l'eau est les 78/100 de la vitesse correspondant au débit à pleine section

b) Ouvrages ovoïdes normalisés



COURBE INTENSITE DE PLUIE

$$i(t, F) = a(F) t^{b(F)}$$



On prend en considération la pluviométrie de la station de KHEMIS-EL-KHECHINA. (06-07)

- pluie moyenne annuelle $\overline{P_{an}} = 720 \text{ mm}$

- pluie moyenne journalière maximum $\overline{P_j} = 56,4 \text{ mm}$

une précipitation pluviale est caractérisée par son intensité, sa durée et sa fréquence.

$T = 1/F$. où T: période de retour de 2 ans.

F: Fréquence de dépassement.

$$i(t, F) = a(F) t^{b(F)}$$

où t: durée de pluie en (hr)

b: exposant climatique

D'après la courbe intensité de pluie, on trouve pour une période de retour de 2 ans et pour un temps t.

t = 15 min 0,59 mm/min.

t = 30 min 0,39 "

t = 1 h 0,25 "

t = 2 h 0,17 "

t = 4 h 0,11 "

t = 8 h 0,07 "

t = 24h 0,04 "

on tient compte de cette fréquence biennale (T=2ans) et t= 15min dans le calcul.

$$\left. \begin{array}{l} \text{pour } t= 15\text{min} \\ n= 1/2 = 0,5 \end{array} \right\} i = 0,59 \text{ mm/min} = 35,4 \text{ mm/h}$$

et comme : 1mm \rightarrow 2,78 l/s/ha.

nous deduisons que l'intensité de pluie i aura pour valeur

$$\left. \begin{array}{l} 1 \rightarrow 2,78 \\ 35,4 \rightarrow i \end{array} \right\} \Rightarrow i = 2,78 \times 35,4 = 98,41 \text{ l/s/ha.}$$

4. pente moyenne.

selon le relief du terrain nous avons calculé la pente moyenne d'après la formule. suivante:

où: L(m) = le plus long cheminement hydraulique.

$L_n(m)$ = Longueurs des tronçons successifs.

$I_n(m/m)$ = pentes des tronçons successifs.

$$I = \left[\frac{L}{\sum \frac{L_n}{\sqrt{I_n}}} \right]^2$$

CHAPITRE C .

OUVRAGES DU RESEAU.

1. Déversoir d'orage.

Un déversoir est un ouvrage destiné à décharger le réseau d'une certaine quantité d'eaux pluviales de manière à réagir sur l'économie en réduisant les dimensions du réseau Aval.

Les déversoirs d'orage seront dimensionnés afin de transporter un débit égal:

Qd = 2 x Qmax.

où, 2: Nombre de dilution/

Qmax: débit d'eaux usées en heure maximale du mois de pointe de l'année (l/s)

Qd = 2/3 μ b √ 2g h^{3/2}

où : μ = 0,60

b: longueur du déversoir (m)

h: hauteur de charge en (m) au dessus du seuil du déversoir

g: la pesanteur (m/S²).

exemple de calcul: collecteur 40-41

Qm = 0,8 x C x P = 41,98 l/s

Qmm = Qm . K1 = 41,98 x 1,2 = 50,40 l/s; où K1 = 1,2

Qmax = 50,40 . 1,85 = 93,24 l/s où K2 = 1,5 + 2,5 = 1,85

Qd = 2 . QMax = 2 x 93,24 = 186,48 L/s, vers la station d'épuration

Qp = 1213,91 l/s

Q = 800 mm

I = 0,03 m/m

Qps = 1470 l/s

par débit de temps de pluie, la hauteur d'eau dans le tuyau d'arrivage sera:

Qp / Qps = 1213,91 / 1470 = 0,83 => Annexe X -> rh=0,70 -> H=560mm

par 2 fois débit de temps sec, la hauteur du seuil de déversement est :

Qd / Qps = 186,48 / 1470 = 0,13 => Annexe X -> rh=0,19 -> H=152mm_{sd}

2 fois débit de temps sec, c'est à dire 186,48 l/s l'eau (ø 800) a une hauteur de 152 mm. dans le tyau.

Hauteur du seuil de deversement: h_{sd} = 152 mm.

la difference H = 560 - 152 = 408mm

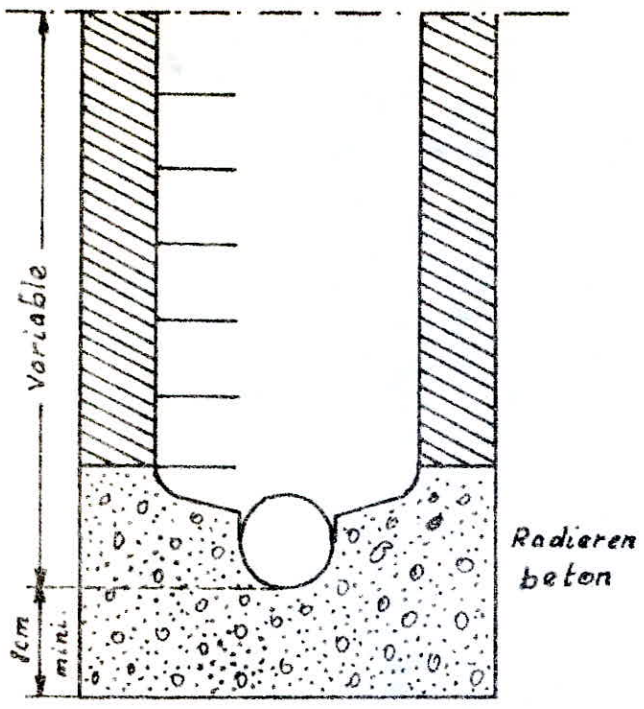
d'où ho = 408 / 2 = 204 mm.

le débit Qo 'vacuer dans un milieu récepteur (Cued) sera

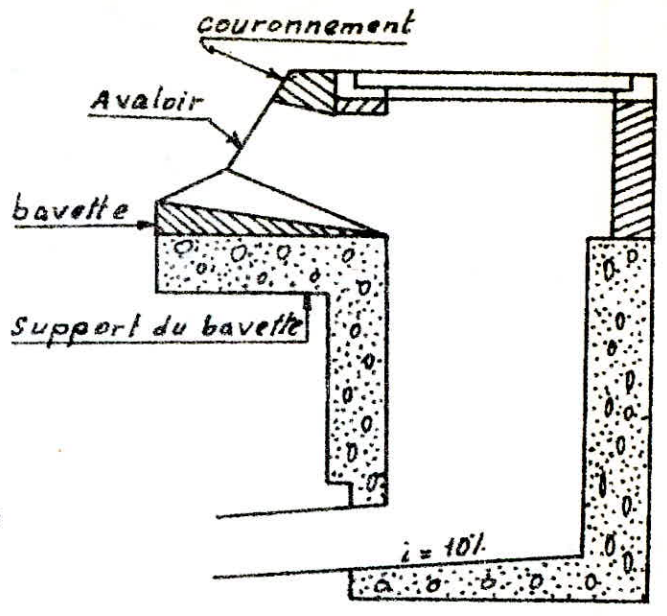
Qo = 1213,91 - 186,48 = 1027,43 l/s = 1,03 m³/s

REMARQUE : 186,48 l/s doivent entrer dans la station d'épuration,

PLANCHE : XV

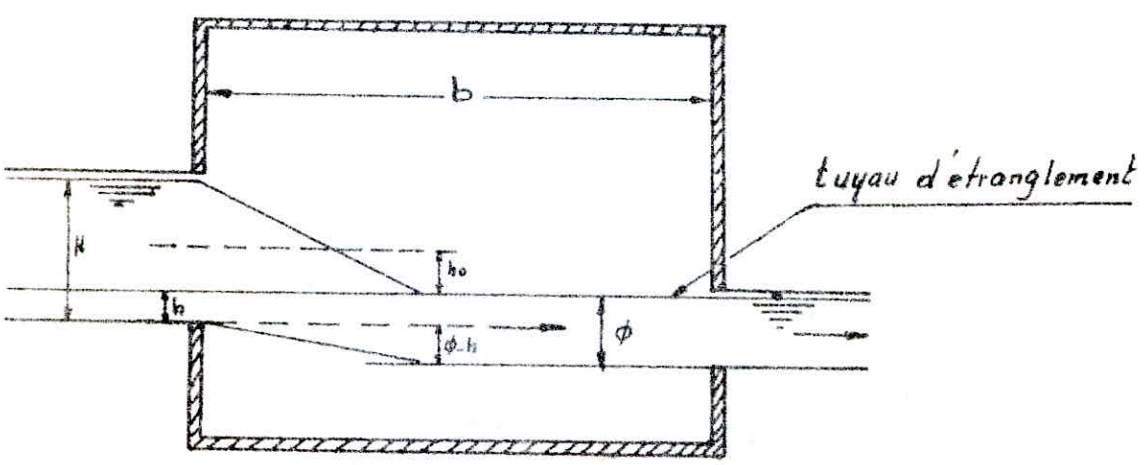
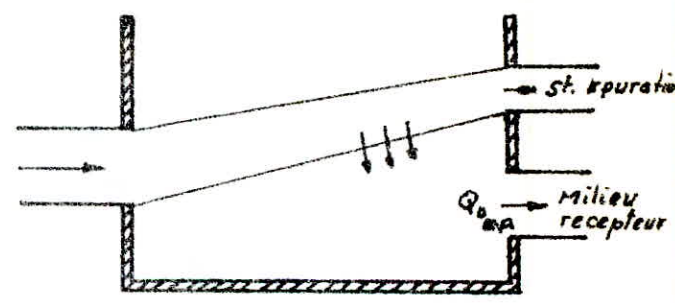
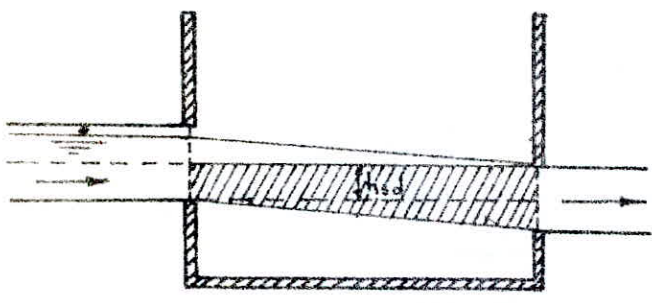


Regard de visite



Bouche d'égout
sans décantation.

Deversoir d'orage



on choisit $\mu = 0,6$.

C* Coefficient de securité compris entre (1,5 et 1,75)

on prend C= 1.7.

$$b = 1.7 \cdot 3/2 \cdot \frac{1,03}{0,6 \sqrt{19,62(0,204)^{3/2}}} = 11 \text{ m.}$$

donc la longueur du déversoir 1 sera de 11m.

on a choisi un déversoir des deux côtés avec

b=5,50m.

2. Element s constitutifs du réseau:

2.1. Regards de visite ou de jonction:

les regards de visite sont installés:

- à chaque branchement latéral.
- à chaque changement de pente, diamètre et direction de la conduite.

∅ 300 - 400----- 50m

∅ 500 - 600----- 75m

∅ 700 - 800-----100m

2.2. Regards de chute :

les regards de chute sont prévus:

- pour diminuer la profondeur de pose des conduites
- pour empêcher le changement brusque ou le dépassement de la vitesse maximale.
- pour traverser des ouvrages souterrains.

2.3. Avaloirs:

La reception de l'eau pluviale se fera à travers une grille placée environ à 2 m plus bas que le niveau des caniveaux de la chaussée.

Quand la hauteur de relevage dépasse 9 (neuf) mètres, l'implantation d'une station de relevage est nécessaire.

D'après notre projet, on installera une station de relevage à la partie Est de la Ville. C'est à dire la zone haute, pour relever les eaux usées sur le collecteur (CS-3-1.1): afin d'éviter de les jeter dans l'oued. Sa capacité est déterminée par le débit égal à une fois de Q_{max} .

1. Constitution:

Elle se compose en général d'un puisard d'aspiration ou (réservoir de réception), de deux pompes en parallèles munies de dispositifs d'entraînement, ainsi que des conduites d'aspiration et de refoulement et enfin d'installations annexes.

Au niveau de la conduite d'aménée, il est conseillé en assainissement de mettre un panier qui retiendra les matières en suspension.

Remarque:

En assainissement, pour protéger les pompes contre l'usure on emploie une seconde pompe qui donnent-elles deux un temps de pompage de 24/24 h.

Donc leur fonctionnement doit être très régulier et ainsi éviter les démarrages trop fréquent et pour cela pendant que la 1er marche, la seconde est en repos et entre deux démarrages successifs il est admis 5 mn d'intervalle avec 6 démarrages par heure pour chaque pompe.

2. Pompes:

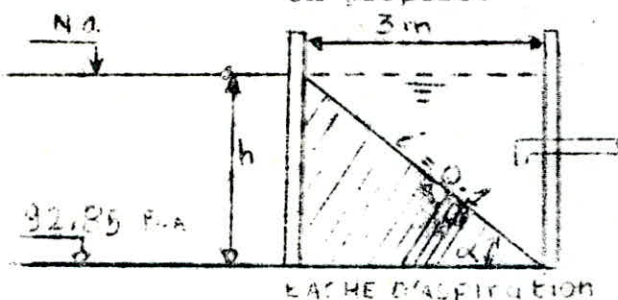
- pour relever les eaux usées les pompes doivent être alimentées en charge pour éviter les désamorçages.

- Les pompes sont installées dans un regard étanche voisin de la bache d'aspiration où elles aspirent l'effluent en charges

2.1. Caractéristiques de refoulement.

La hauteur manométrique est $H_{mt} = H_g + \Delta HT$

on propose.



$i = \text{tg} \alpha$ est la pente du fond
 $= 0,1$ la longueur du fond $= 3m$.

d'où $h = b \cdot i = 3 \cdot 0,1 = 0,3m$.

$N_a = 92,85 + 0,3 = 93,15m$.

$H_g = 131,18 - 93,15 = 38,03m$

- Détermination de la perte de charge totale. ΔHT .

on a d'après la formule de continuité.

$$Q = V \cdot A = \frac{V \cdot \pi D^2}{4} \quad \text{d'où } V = \frac{4Q}{\pi D^2}$$

Bonnin, on prend à la première approximation,

$$D = \sqrt[4]{\frac{4Q}{\pi V}} = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot 0,03036}{\pi \cdot 0,97}} = 0,174 \text{ m} \quad \text{on prend donc un } \varnothing 200 \text{ pour}$$

$$\varnothing 200 \rightarrow V = \frac{4 \cdot 0,03036}{\pi \cdot (0,2)^2} = 0,97 \text{ M/s.}$$

formules utilisées pour la perte de charge.

$$\Delta H = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g} \quad \text{où } f = \text{coefficient de perte de charge.}$$

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log_{10} \left(\frac{\varepsilon}{3,7 D} + \frac{2,51}{\text{Re} \sqrt{f}} \right); \quad \text{Re} = \frac{VD}{\nu}$$

ν = Viscosité cinématique des fluides en m^2/s dans les eaux usées = $1,31 \times 10^{-6}$ (à la $T^\circ = 10^\circ \text{C}$)

ε = rugosité = 1,5 mm.

V = Vitesse moyenne de l'eau dans la conduite =

L = Longueur = 900m.

D = Diamètre = 200 mm

$Q_{\text{max}} = 30,36 \text{ l/s} = 0,03036 \text{ m}^3/\text{s}$

$h_g = 38,03 \text{ m.}$

Q (l/s)	V (m/s)	Re	f_r	f_e	J	ΔH_f (m)	H_{mt} (m)
40	0,32	47855	0,01862	0,02223	0,00622	0,64	38,67
20	0,64	47855	"	0,02175	0,00227	2,35	40,38
30,36	0,97	148092	"	0,02087	0,005011	5,18	43,21
40	1,27	192292	"	0,02043	0,00841	8,70	46,73
50	1,60	246275	"	0,02012	0,01343	13,60	51,63

on peut calculer le volume d'exhaure dans la station de

relevage avec la formule: $V_j = \frac{Q_j}{4N}$

où: Q_j = Débit de fonctionnement en m^3/h

N = Nombre de démarrages dans l'heure

quand:

$$N = 8 \text{ démar/heure, } V_j = 3,415$$

$$N = 10 \text{ démar/heure, } V_j = 2,132$$

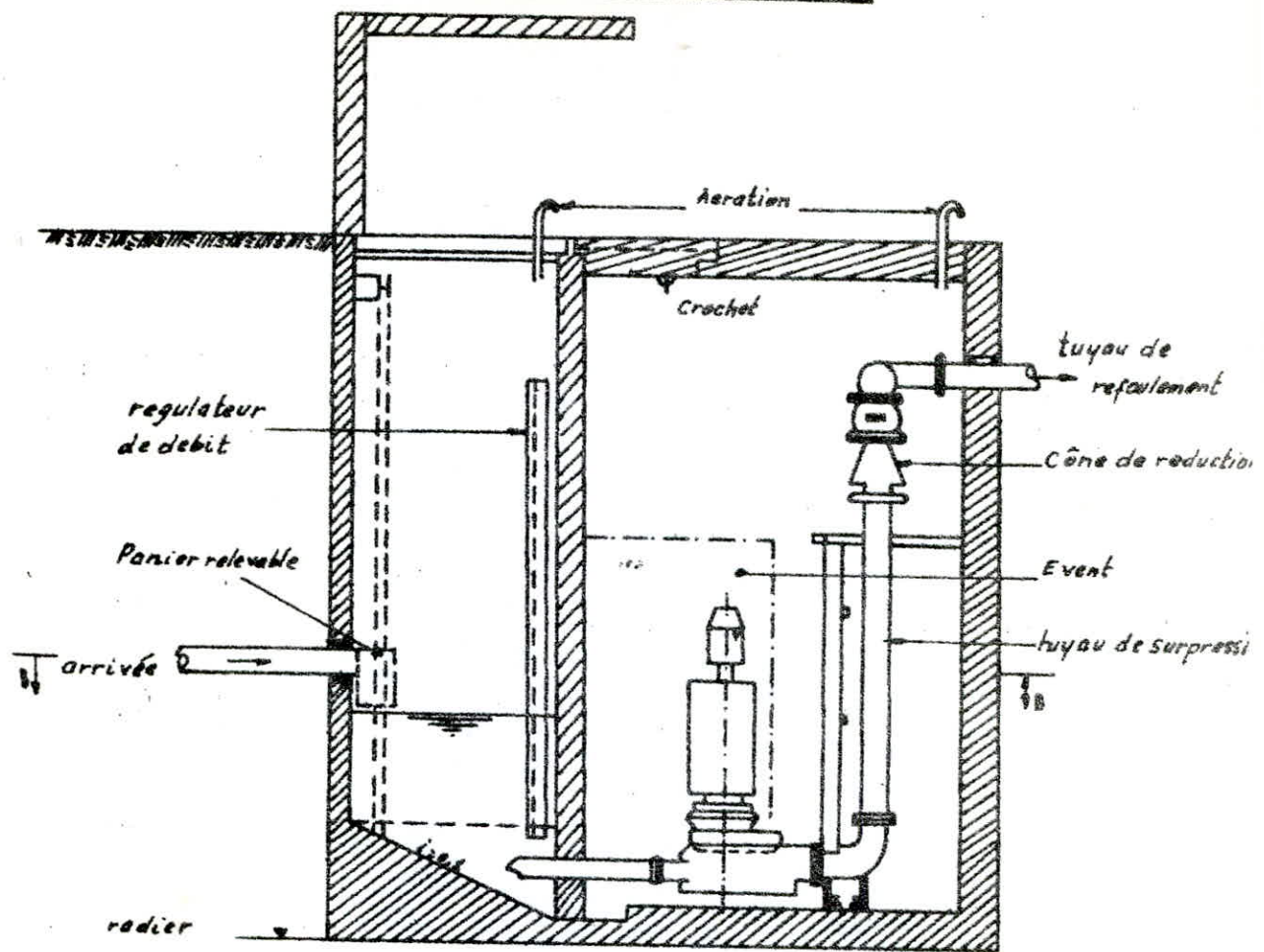
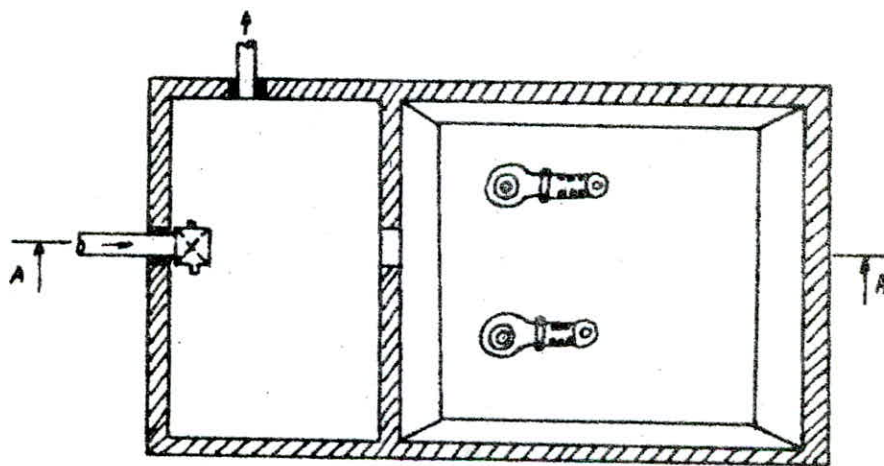
$$N = 12 \text{ démar/heure, } V_j = 2,277$$

$$N = 6 \text{ démar/heure, } V_j = 4,554.$$

3. Choix de la pompe:

Le catalogue des pompes (JEUMONT-SCHNEIDER) donne 2 pompes monocentrifuges; quoiqu'il n'est pas caractérisées par les caractéristiques suivantes:

PLANCHES

STATION DE RELEVAGECOUPE A-ACOUPE B-B

Graphes:

CHOIX DE POMPE

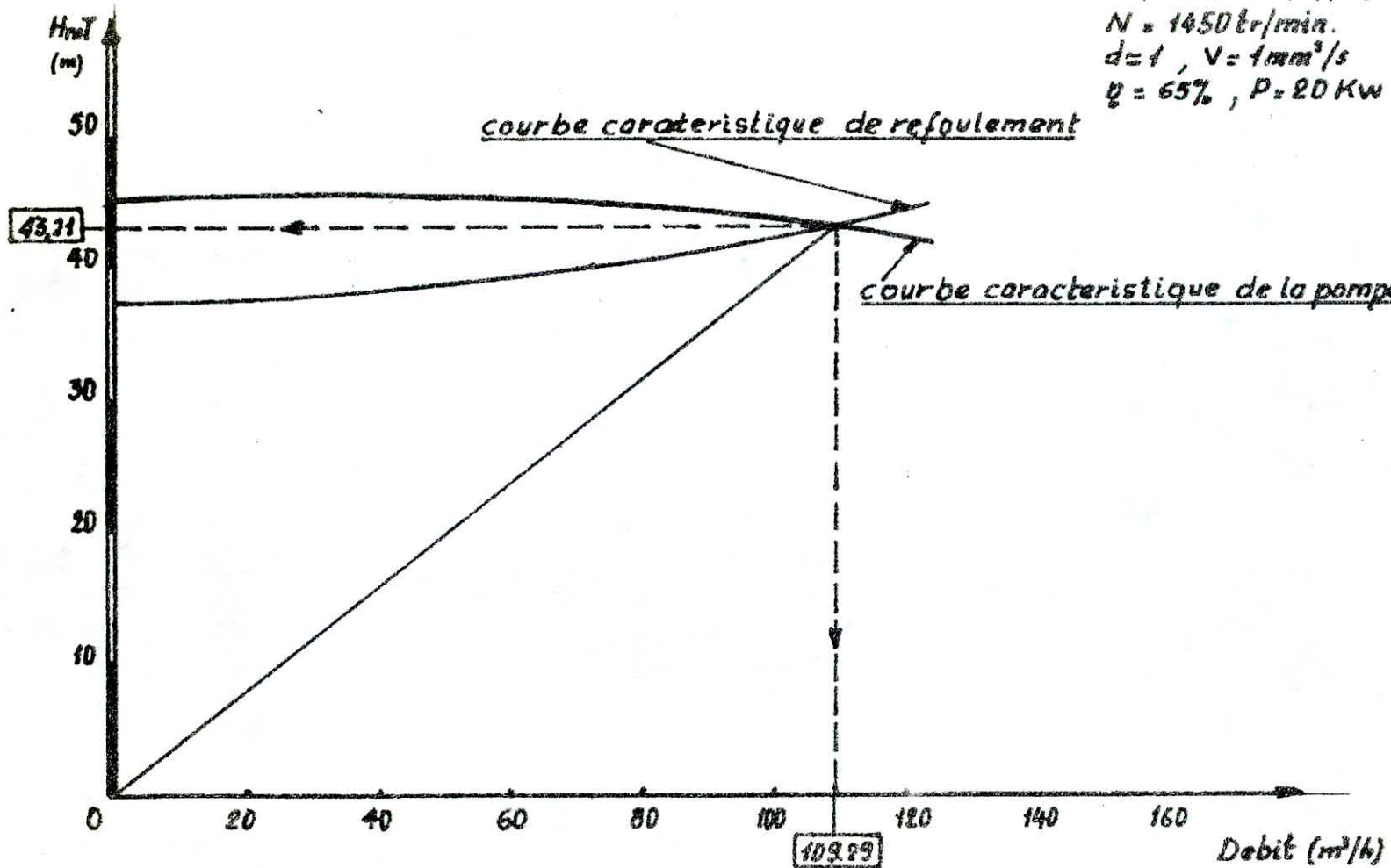
Pompe monocellulaire JEUMONT-SCHNEIDER

MPE 200 N°1bis

$N = 1450 \text{ tr/min.}$

$d = 1, V = 1 \text{ mm}^3/\text{s}$

$\eta = 65\%, P = 20 \text{ Kw}$



DFE 200 N°1 bis

$N = 1450 \text{ tr/min}$

$d = 1 ; V = 1 \text{ m}^3/\text{s}$

$\eta = 65\%$

$P = 20 \text{ KW}$

$HMT = 43,21 \text{ m}$

$Q = 30,36 \text{ l/s} = 109,29 \text{ M}^3/\text{h.}$

CHAPITRE E

STATION D'ÉPURATION

Une station d'épuration est prévue afin de retourner des eaux usées à la nature sous forme de produits inertes utilisables pour l'agriculture et de produits gazeux ayant une certaine valeur énergétique et, d'autre part, à obtenir finalement un effluent épuré à divers niveaux d'efficacité et rejeté à la nature.

On conseille le traitement suivant:

1. Traitement préliminaire

1.1. Dégrillage

1.2. Déssableur

2. Traitement primaire

2.1 Décanteur primaire

3. Traitement secondaire

3.1. Bassin d'aération avec formation de boues activées.

3.2. Décanteur secondaire

4. Traitement complémentaire:

4.1. Dégresseur de boues

4.2. Lit de séchage de boues.

4.3 Désinfection par chlore.

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

A . E . P .

- 1 HYDRAULIQUE URBAINE (TOME II) A. DUPONT
- 2 HYDRAULIQUE GENERALE ET APPLIQUEE M. CARLIER
- 3 HYDRODYNAMIQUE. GRAPHIQUE G. LAPRAY
- 4 DISTRIBUTION D'EAU DANS LES AGGLOMERATIONS
URBAINES ET RURALES C. GOMELLA et H. GUERREE
- 5 MANUEL D'HYDRAULIQUE GENERALE A. LANCASTRE
- 6 CATALOGUES DES POMPES JEUMONT. SCHNELDER

S S A I N I S S E M E N T

- 7 LES EAUX USEES DANS LES AGGLOMERATION G. GOMELLA
URBAINES ET RURALES (TOME I COLLECTE) et H. GUERREE
- 8 COURS D'ASSAINISSEMENT URBAIN UNIVERSITE
STUTTAGART

