

17/84
2 ex

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : **Hydraulique**

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

**Alimentation en Eau
potable de la ville de
BOLIDOUAOU**

7 PLANS

Proposé par :

D.H.W.A

Etudié par :

N. DERRADJI
D. EL KORSO

Dirigé par :

DR. BEDNARCZYK.



Promotion: Janvier 81

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
—»O«—

وزارة التعليم والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique
—»O«—

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
—»O«—

دائرة الري
DEPARTEMENT HYDRAULIQUE
—»O«—

PROJET DE FIN D'ETUDES
—»O«—

en vue d'obtention de diplôme d'ingénieur d'état en hydraulique

THEME

*Alimentation en Eau Potable de la Ville
de BOUDOUAOU*

Proposé par :
D. H. W. A.

Etudié par :
DERRADJI N.
EL - KORSO D.

Dirigé par :
Dr BEDNARCZYK

Promotion Janvier 1984

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

أَفَرَأَيْتُمُ الْمَاءَ الَّذِي تَشْرَبُونَ ، ءَأَنْتُمْ
أَنْزَلْتُمُوهُ مِنَ السَّمَاءِ أَمْ نَحْنُ الْمُنزِلُونَ .

وَجَعَلْنَا مِنَ الْمَاءِ كُلَّ شَيْءٍ حَيٍّ .

صدق الله العظيم

Je dédie ce modeste ouvrage.

A la mémoire de ma chère regrettée mère
A mon père pour tout son sacrifice consenti à mon égard, et
avec toutes mes reconnaissances pour les aides moraux et maté-
riels dont j'ai bénéficié de sa part.

A mes soeurs
A mes beau-frères
A mes neveux et nièces
A tous mes amis.

DJILALI.

- DEDICACES -

Je dédie ce travail en signe de respect et de reconnaissance

- A ma mère; pour tout le sacrifice qu'elle a consenti à mon égard pour que je réussisse.
- A SIDI-SMAIL qui ma beaucoup aidé par ses conseils.
- A mon frère, sa femme et leurs enfants.
- A mes amis
- A tous ceux qui ont contribué de près où de loïn à ma formation.

N. DERRADJI.

REMERCIEMENTS

A Tous nos professeurs

- Nous avons eu le privilège de nous compter parmi vos élèves
Nous sommes heureux de vous exprimer notre profonde reconnaissance.
- Au promoteur : Dr BEDNARCZYK
- A tous ceux qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration de cette thèse..
- Notre respect aux Membres du Jury qui nous feront l'honneur d'apprécier notre travail.

Veillez trouver ici le témoignage de notre gratitude.

CHAPITRE I.

GENERALITES

- 1. - INTRODUCTION.....1
- 2. - SITUATION GEOGRAPHIQUE1
- 3. - SITUATION TOPOGRAPHIQUE.....1
- 4. - SITUATION CLIMATIQUE.....2
- 5. - STRUCTURES D'HABITATS.....4
 - a - Logements.....4
 - b - Equipements scolaires.....4
 - c - Equipements sanitaires4
 - d - Equipements socioculturels.....4
 - e - Equipements Commerciaux.....5
 - f - Autres équipements.....5

CHAPITRE II.

POPULATION

- 1. - Démographie.....6
- 2. - Evolution de la Population.....6

CHAPITRE III

ETUDE DES BESOINS EN EAU

- 1. - Estimation des besoins en eau.....8
 - 1.1. - Besoin en eau pour l'horizon 2000.....8
 - 1.2. - Besoin en eau pour l'horizon 210.....11

CHAPITRE IV

- 1. - Etude comparative des ressources14
- * - Caractéristiques des forages.....23

CHAPITRE VI

RESERVOIRS

1. - Rôle des réservoirs.....	18
2. - Capacité du réservoir.....	18
* - Capacité disponible à présent.....	18
* - Volume d'eau à stocker.....	19
5. - Methode de calcul.....	19
a - Méthode analytique.....	19
b - Méthode graphique.....	20
4. - Emplacement des réservoirs.....	27
5. - Détermination des diamètres des réservoirs.....	27
6. - Equipement des réservoirs.....	28

CHAPITRE VII

ADDUCTION

1. - Choix du tracé	31
2. - Choix du type de tuyau.....	31
3. - Choix des pompes.....	31
4. - Calcul du diamètre économique.....	34
4.1. - Méthode de calcul.....	34
(par refoulement, gravitaire).	

CHAPITRE VIII

RESEAU DE DISTRIBUTION.....	71
1. - Dimensionnement des conduites.....	71
reliant le réservoir au réseau de distribution.	
2. - Détermination des débits au nœuds.....	76
3. - Calcul du réseau maillé	82
4. - Calcul des pression au sol.....	93
5. - Equipement du réseau de distribution.....	93

CHAPITRE IX

1. - Protection des conduites contre le coup de belier....98
2. - Moyen de protection.....99
3. - Réservoir d'air.....100
4. - COnduite gravitaire.....106

CHAPITRE X

PROTECTION CONTRE LA CORROSION.....122

1. - Protection externe.....122
2. - Protection interne.....124

CHAPIIRE XI

1. - Pose des conduites en tranchée.....125
2. - Traversée des routes.....125
3. - Traversée des cours d'eau.....126
4. - Désinfection des conduites.....126.

CHAPITRE I

GENERALITES

1. - INTRODUCTION

L'objet, de notre étude consiste à l'alimentation en eau potable de la ville de Boudouaou, qui présente un aspect, bien structuré bien charpenté sur une colonne solide.

L'extension de la ville de Boudouaou se fait grand souci d'urbanisation laissant de vastes espaces libres, elle prend deux directions majeures sous formes d'ailes déployées : l'une au nord vers le douar de Benturkia et l'autre au sud vers le douar de Ben-Adjel.

2. - SITUATION GEOGRAPHIQUE

La région de Boudouaou est située à 35 Km à l'Est d'Alger, elle se présente géographiquement comme une zone de contact entre les ensembles Mitidja-Kabylie, c'est l'endroit de passage principal, plus part des échanges inter-régionaux.

La ville de Boudouaou est délimitée au nord par la mer, à l'Est par Thénia à l'Ouest par Réghaïa et au Sud par Ouled-El-Mouloud.

3. - SITUATION TOPOGRAPHIQUE

La commune de Boudouaou se présente comme la succession de 2 ensembles naturels bien distincts

- Zone littorale au nord où les altitudes ne dépassent pas 50m

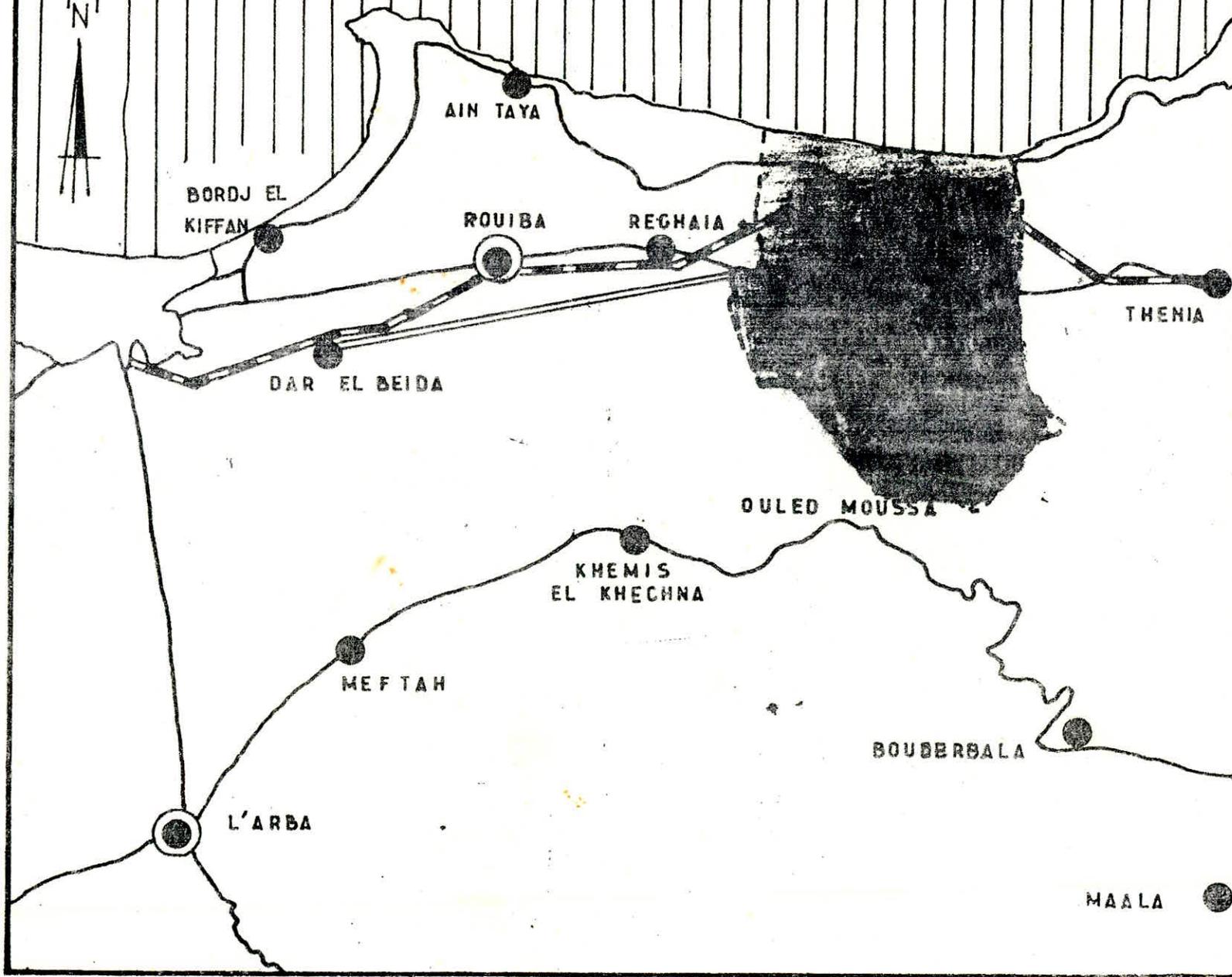
- Zone de plateau de part et d'autres de la vallée de l'Oued-Boudouaou avec les altitudes comprises entre 50 m et 100 m.

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. Le climat est du type méditerranéen doux assez humide et tempéré, la température moyenne est de 17° C, la pluviométrie moyenne est de 800 mm, les vents chargés d'humidités proviennent surtout du nord et de l'Oue l'influence modératrice de la mer fait que le climat soit doux et favorable à l'agriculture.

BOUDOUAOU DANS LE CADRE REGIONAL

LEGENDE



-  DAIRA
-  COMMUNE
-  ROUTE
-  AUTO ROUTE
-  CHEMIN DE FER
-  LIMITE COMMUNALE

ECHELLE 1/300.000

5. - STRUCTURES D'HABITATS

- a - Logements - Existants

Le parc recensé en 1977 s'élevait à 4160 logements, les réalisations à ce jour sont de 230 logements ce qui nous donne un total de 4390 logements.

* PROJETES

1750 logements pour l'an 2000

B - Equipements scolaires

* - Existants

3 écoles primaires à Boudouaou.....	2872 élèves
2 C.E.M. à Boudouaou.....	1811 élèves
1 école primaire à Benturkia.....	1028 élèves
1 école primaire à Benadjel.....	1007 élèves
1 lycée à Benadjel.....	1100 élèves

* Projetés

1 école primaire à Boudouaou.....	480 élèves
1 technicum à Boudouaou.....	760 élèves
1 école primaire à Benturkia.....	480 élèves
1 I.T.E. à Benturkia.....	525 élèves

C - Equipements sanitaires

* Existants

1 centre de santé à Boudouaou.....	4900 m2
1 polyclinique à Benadjel.....	1400 m2
1 Polyclinique à Benturkia	6300 m2

* Projetés

1 polyclinique à Boudouaou.....	1800 m2
---------------------------------	---------

D - Equipements socio-culturels

* Existants

- 1 stade
- 1 maison de jeunes
- 1 salle des fêtes
- 1 mosquée

Nature d'Établissement	Superficie en . m2	Dotation l/3, m2	Consommation Journalière m3/J
<u>- Boudouaou</u>			
1 Centre de santé	4900	5	24,50
1 Polyclinique	1800	5	9,00
<u>- Benturkia</u>			
2 Polyclinique	6300	5	31,50
<u>- Benadjel</u>			
1 Polyclinique	1400	5	7,00

D- BESOINS MUNICIPAUX

Nature d'Équipement	Surface m2	Dotation l/3, m2	Consommation Journalière m3/J
<u>-- Boudouaou</u>			
1 Daïra	700	10	7,0
1 Mahkama	4900	"	49,0
1 Banque	1050	"	10,0
2 P.T.I.	8500	"	85,0
Darak-El-Watani	4000	"	40,0
2 Marchés	9000	5	45,0
2 Stations Sonatrach	12700	"	127,0
1 Maison de Jeune	500	2	2,5
1 Salle des fêtes	650	"	1,7
1 Bibliothèque	2500	4	10,0
1 Mosquée	-	-	10,0
50 Commerces	18500	5	97,5
		Σ =	568,30
<u>- Benturkia</u>			
1 Mosquée	-	10 m3/J	10
14 Commerces	8700	5	43,5
		Σ =	53,5
<u>- Ben-Adjel</u>			
1 Mosquée	-	-	10
1 Souk-El-Fellah	12700	5	63,5
1 CAPCS	13700	"	68,5
		Σ =	142,0

CHAPITRE II

POPULATION

1. - DEMOGRAPHIE

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

Les structures démographiques de la ville de Boudouaou présentent approximativement les mêmes caractéristiques connues de la population Algériennes.

D'Après les renseignements recueillis auprès de la CNERU, la population a été estimée en 1980 à

Boudouaou	13171 habitants
Benturkia	9821 habitants
Benadjel.....	4639 habitants

2. - EVOLUTION DE LA POPULATION

L'évolution de la population est évaluée selon la formule des intérêts composés suivante :

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

ou P_n : Population future pour un horizon considéré

P_0 : Population actuelle

n : nombre d'année séparant l'année de base et l'horizon considéré.

T : taux d'accroissement de la population

En ce qui concerne le taux d'accroissement nous ne disposons d'aucune donnée suffisante pour le calculer on sait que la moyenne nationale est de 3,2 %

La politique de stabilisation et fixation de la population rurale et la limite de l'exode rural nous amènent à considérer que le taux de migration est nul

Les calculs de l'évolution de la population pour les différents horizons sont représentés dans le tableau suivant

Années	Boudouaou	Benturkia	Benadjel
1980	13171	9821	4639
2000	24729	18440	8710
2010	33885	25267	11935

CHAPITRE III

ETUDE DES BESOINS EN EAU

2. - ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

Les besoins en eau potable sont évalués suivant deux horizons 2000 et 2010

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

1.1. - Besoins en eau pour l'horizon 2000

a) - Besoins domestiques

Section	Population	Consommations Moyennes Journalières l/j/ha	CONSUMMATIONS TALES m ³ /j
- Boudouaou	24729	180	4451,22
- Benturkia	13440	180	2319,20
- Benadjel	8710	180	1567,80

b - BESOINS SCOLAIRES

Nature d'Établissement	Nombre d'Élèves	Relation l/j/Élève	Consommations Total/Journalières m ³ /j
<u>Boudouaou</u>			
4 écoles prim.	3352	80	268,16
2 C.E.M.	1811	80	144,88
1 Technicum	760	80	60,80
Total			473,84
<u>Benturkia</u>			
2 Ecoles Prim.	1500	80	120,00
1 I.T.E.	525	80	42,00
Total			162,00
<u>Benadjel</u>			
1 école Prim	1007	80	80,56
1 Lycée	700	80	56,00
Total			136,56

Nature d'Etablissement	Superficie en .m2	Dotation l/3/m2	Consommation Journalière m3/J
<u>- Boudouaou</u>			
1 Centre de santé	4900	5	24,50
1 Polyclinique	1800	5	9,00
<u>- Benturkia</u>			
2 Polyclinique	6300	5	31,50
<u>- Benadjel</u>			
1 Polyclinique	1400	5	7,00

D- BESOINS MUNICIPAUX

Nature d'Equipement	Surface m2	Dotation l/3/m2	Consommation Journalière m3/J
<u>- Boudouaou</u>			
1 Daïra	700	10	7,0
1 Mahkama	4900	"	49,0
1 Banque	1050	"	10,5
2 P.T.T.	8500	"	85,0
Darak-El-Watani	4000	"	40,0
2 Marchés	9000	5	45,0
2 Stations Sonatrach	12700	"	127,0
1 Maison de Jeune	500	2	2,5
1 Salle des fêtes	650	"	1,3
1 Bibliothèque	2500	4	10,0
1 Mosquée	4	-	10,0
60 Commerces	10000	5	97,5
		$\Sigma =$	568,30
<u>- Benturkia</u>			
1 Mosquée	-	10 m3/J	10
14 Commerces	6700	5	43,5
		$\Sigma =$	53,5
<u>- Ben-Adjel</u>			
1 Mosquée	-	-	10
1 Souk-El-Fellah	12700	5	63,5
1 CAPCS	13700	"	68,5
		$\Sigma =$	142,0

TABLEAU RECAPITULATIF DES DIFFERENTS TYPES DE BESOINS

Secteurs	Type de besoins	Consommation Journalière m3/J	Total m3/J.
Boudouaou	- Domestiques	4451,22	5326,86
	- Scolaires	473,64	
	- Sanitaires	33,50	
	Municipaux et autres	368,50	
Benturkia	- Domestiques	3319,20	3566,34
	- Scolaires	162,64	
	- Sanitaires	31,50	
	Municipaux et autres	53,50	
Benadjel	- Domestiques	1567,00	1885,36
	- Scolaires	168,56	
	- Sanitaires	7,00	
	Municipaux et autres	142,00	

TABLEAU RECAPITULATIF DES DIFFERENTS TYPES DE BESOINS AVEC UNE MAJORATION DE 15 %

Dans le tableau qui suit, nous prévoyons une majoration de 15 % qui traduit le pourcentage des pertes et fuites, probables dans les réseaux de distribution ; nous prévoyons cette majoration sur le débit total journalier.

Secteurs	Type de besoins	Consom. Journal. m3/J	Major. de 15 %	Consommat. Jour. TOTAL m3/J	Totale /J
Boudouaou	Domestiques	4451,22	647,00	5118,90	6125,92
	Scolaires	473,64	71,10	544,94	
	Sanitaires	33,50	5,03	38,53	
	Municipaux et autres	368,50	55,25	423,55	
Benturkia	Domestiques	3319,20	497,80	3816,40	4101,28
	Scolaires	162,64	24,40	187,04	
	Sanitaires	31,50	4,73	36,23	
	Municipaux et autres	53,50	8,03	61,53	
Benadjel	Domestiques	1567,00	237,17	1802,97	2168,16
	Scolaires	168,56	25,28	193,84	
	Sanitaires	7,00	1,05	8,05	
	Municipaux et autres	142,00	21,30	163,30	

1.2 - BESOINS EN EAU POUR L'HORIZON 2010

Compte tenu de l'élévation du niveau de vie, ainsi que l'accroissement de la population, les dotations journalières sont majorées jusqu'à 200 l/J/Hab.

a) - Besoin domestiques

Secteur	Population	Consommation moyenne journalière l:J:hab	Consommation totale m ³ /J
Boudouaou	33885	200	6777
Benturkia	25267	200	5053,4
Benadjel	11935	200	2387

B - BESOINS SCOLAIRES

Nature d'Etablissement	Nombre d'élèves	Dotation l/J/élèves	Consommat. totale M ³ /J	Total m ³ /J
<u>Boudouaou</u>				
4 écoles primaires	3352	100	335,20	592,00
1 C.E.M.	1811	"	181,10	
1 Technicum	760	"	76,00	
<u>Benturkia</u>				
2 écoles primaires	1508	"	150,80	203,30
1 I.T.E	525		52,50	
<u>Benadjel</u>				
1 écoles primaires	1007	"	100,70	210,70
1 lycée	1100	"	110,00	

C - BESOINS SANITAIRES

BOUDOUAOU.....	33,5 m ³ /J
BENTURKIA.....	31,5 m ³ /J
BENADJEL.....	7,0 m ³ /J

D - BESOINS MUNICIPAUX

BOUDOUAOU.....	368,30 m ³ /J
BENTURKIA.....	53,50 m ³ /J
BENADJEL.....	142,00 m ³ /J

* Tableau récapitulatif des différents types de besoins plus une majoration de 20 %

Secteurs	Types de Besoins	Consommat. Journalière m ³ /J	Majoration de 20%	Consommat. Journal Total m ³ /J	Total m ³ /J
Boudouaou	Domestiques	6777,00	1355,40	8132,40	9311,05
	Scolaires	592,30	105,86	698,16	
	Sanitaires	33,50	5,03	38,53	
	Municipaux et autres	368,30	73,66	441,96	
Benturkia	Domestiques	5053,40	1010,68	6064,08	6410,04
	Scolaires	203,30	40,66	243,96	
	Sanitaires	31,50	6,30	37,80	
	Municipaux et autres	53,50	10,70	64,20	
Benadjel	Domestiques	2387,00	477,40	2864,40	3296,04
	Scolaires	210,70	42,14	252,84	
	Sanitaires	7,00	1,40	8,40	
	Municipaux et autres	142,00	28,40	170,40	

* Tableau récapitulatif des différents types de besoins en eau potable pour les deux horizons (2000 et 2010)

Années	Boudouaou	Benturkia	Benadjel	Total m ³ /J
2000	6125,92	4101,28	2168,16	12395,36
2010	9311,05	6410,04	3296,04	19017,13

Les besoins en eau potable du centre urbain de Benturkia et Benadjel s'élèvent à 143,46 l/s en 2000 et 220,11 l/s en l'an 2010, les forages existants fournissent un débit de 29 l/s qui sont destinés à alimenter toutes les zones citées.

En conséquence, nous avons un déficit de 114,46 l/s en l'an 2000 et 191,11 l/s en l'an 2010.

Pour y remédier à cela, nous avons projetés des forages à l'aval de Boudouaou, et de la station de traitement d'eau du barrage El-Kaddara pour pouvoir satisfaire les besoins de la population à long terme.

CHAPITRE IV

1 Etude comparative des ressources

Les ressources disponibles sans abusés dans la région de Bourkema d'après l'étude hydro-géologique faite par la S.N.M.E. en 1968 ressort que les forages existants du côté nord-ouest de Bourkema sont de faible débit.

* CARACTERISTIQUES DES FORAGES

- FE₁

$$Q = 14,1/s$$

Niveau dynamique : 17 m

Niveau statique : 8 m

$$X = 550,770$$

$$Y = 391,865$$

- FE₂

$$Q = 15,1/s$$

Niveau dynamique : 17,30 m

Niveau statique : 10 m

$$X = 560,910$$

$$Y = 380,750$$

Forages projetés

- Fp1

$$Q = 20,1/s$$

$$X = 563,355$$

$$Y = 380,530$$

- Fp2

$$Q = 20,1/s$$

$$X = 563,400$$

$$Y = 380,500$$

le niveau dynamique est estimé selon la SNMA = 12,5 m

- Fp3

$$Q = 20,1/s$$

Niveau dynamique 9,5 m

CHAPITRE V

ETUDE DES PROBLEMES POSES PAR LES VARIATIONS DES DEBITS

Les problèmes posés par les variations des débits sont les suivants :

- Les variations annuelles, dépendent du niveau de vie de la population
- Les variations mensuelles, selon l'importance des villes
- ~~tes~~ variations journalières, selon le jour de la semaine
- Les variations horaires, qui représentent la variation la plus importante aux heures de pointe.

En raison de toutes ces variations, il y' a lieu d'appliquer au débit moyen, un coefficient de majoration pour obtenir la valeur du débit de pointe du jour le plus chargé de l'année.

Ce coefficient varie entre 1,15 et 4,30

(d'après les statistiques faites par A. Dupont)

1- Coefficient journalier Kj

$$Kj = \frac{\text{Consommation maximale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}}$$

pour une ville de quelques dizaines de millier d'habitants ce coefficient a une valeur de 1,2

2- Coefficient horaire Ko

$$K_o = \frac{\text{Consommation maximale horaire}}{\text{Consommation moyenne horaire}}$$

pour une même population, le coefficient horaire peut atteindre une valeur moyenne de 2,00, qui paraît admissible du fait que les industries localisées dans cette zone sont traitées à part.

3- Coefficient de pointe Kp

$$K_p = K_o \times K_j = 2,00 \times 1,2 = 2,4$$

Par la consommation maximale journalière seront dimensionnées les réservoirs, les conduites principales partant de celui-ci ainsi que le réseau de distribution.

Les dimensionnements de ces derniers seront étudiés pour l'horizon 2010.

$$Q_p = K_p \cdot Q_{\max}$$

SECTEURS	CONSOMMATION MOYENNE JOURNA- LIERE - m ³ /j	CONSOMMATION MAXIMALE JOURNA- LIERE - m ³ /j	DEBIT DE POINTE l/s
Boudouaou	9.311,05	11.173,26	310
Benturkia	6.410,04	7.692,05	214
Benadjel	3.296,04	3.955,25	110

Les volumes d'eau à stocker.

-Boudouaou 2262 m³ on prendra un volume standard de 2300m³ actuellement il existe un réservoir de 500 m³ ce qui vous donne un réservoir à projeté d'un volume de 1800 m³.

-Benadjel 1000 m³ - 500m³ = 500m³ on projete un réservoir de 500m³.

-Benturkia 1600m³ - 300m³ = 1.300m³ on projete un réservoir de 1.300m³ qui sera semi enterré il doit être couvert à l'abri des contaminations des eaux souterraines d'infiltration des pluies et des poussières et doit être construit en matières durables et aérées, tout en restant à l'abri de la chaleur et du froid.

3-METHODE DE CLACUL

Le découpage en tranches horaires pendant lesquelles le débit reste constant, se fait à l'aide d'un analyseur de débit.

Dans une première approximation, on peut admettre la répartition de la consommation selon les coefficients horaires (ah%) ces coefficients varient suivant les différentes heures de desserte et l'importance de la population.

* Volume du réservoir

a)- méthode analytique

$$V_T = \Delta V_{\max}^+ + \Delta V_{\max}^- + \Delta V_{ri}$$

Les volumes ΔV_{\max}^+ et ΔV_{\max}^- sont respectivement les excés et les insuffisances lors des différentes heures de la journée

- ΔV = volume apport - volume consommé

- volume apport = volume max journalier

ΔV_{ri} = volume de réserve d'incendie qui est estimé à 120m³
(pour une durée d'extinction de 2 h)

volume consommé = volume apport x $\frac{ah \times 24}{100}$

(voir tableaux).

b)- méthode graphique

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

Le volume est obtenu en sommant, en valeur absolue, les écarts des 2 extremums par rapport à la courbe d'apports

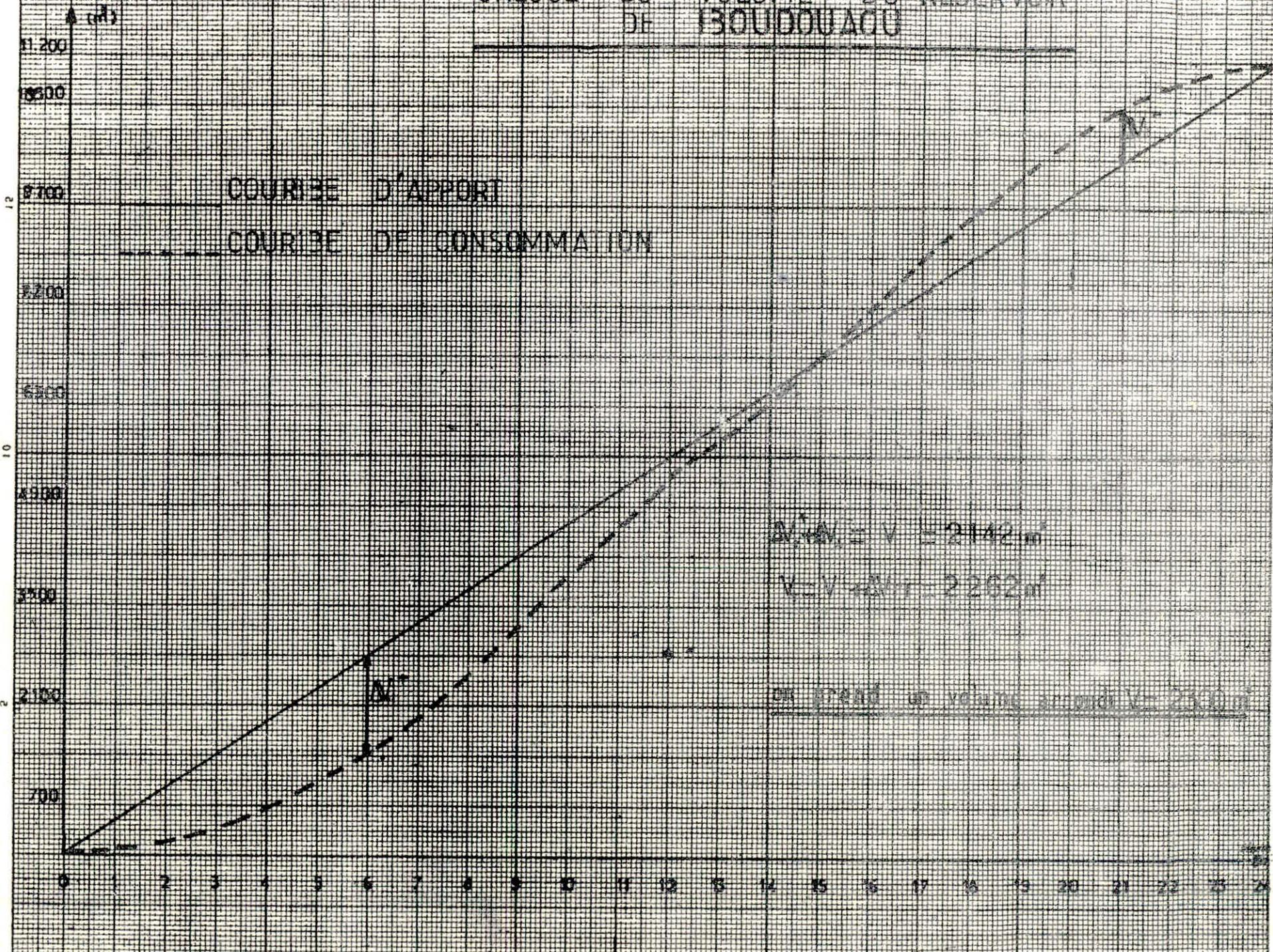
$|\Delta V_1| + |\Delta V_2| =$ volume du réservoir
en ajoutant la réserve d'incendie on obtient le volume total du réservoir (voir graphes).

CALCUL DE LA CAPACITE
DU RESERVOIR DE BOUDOUAOU

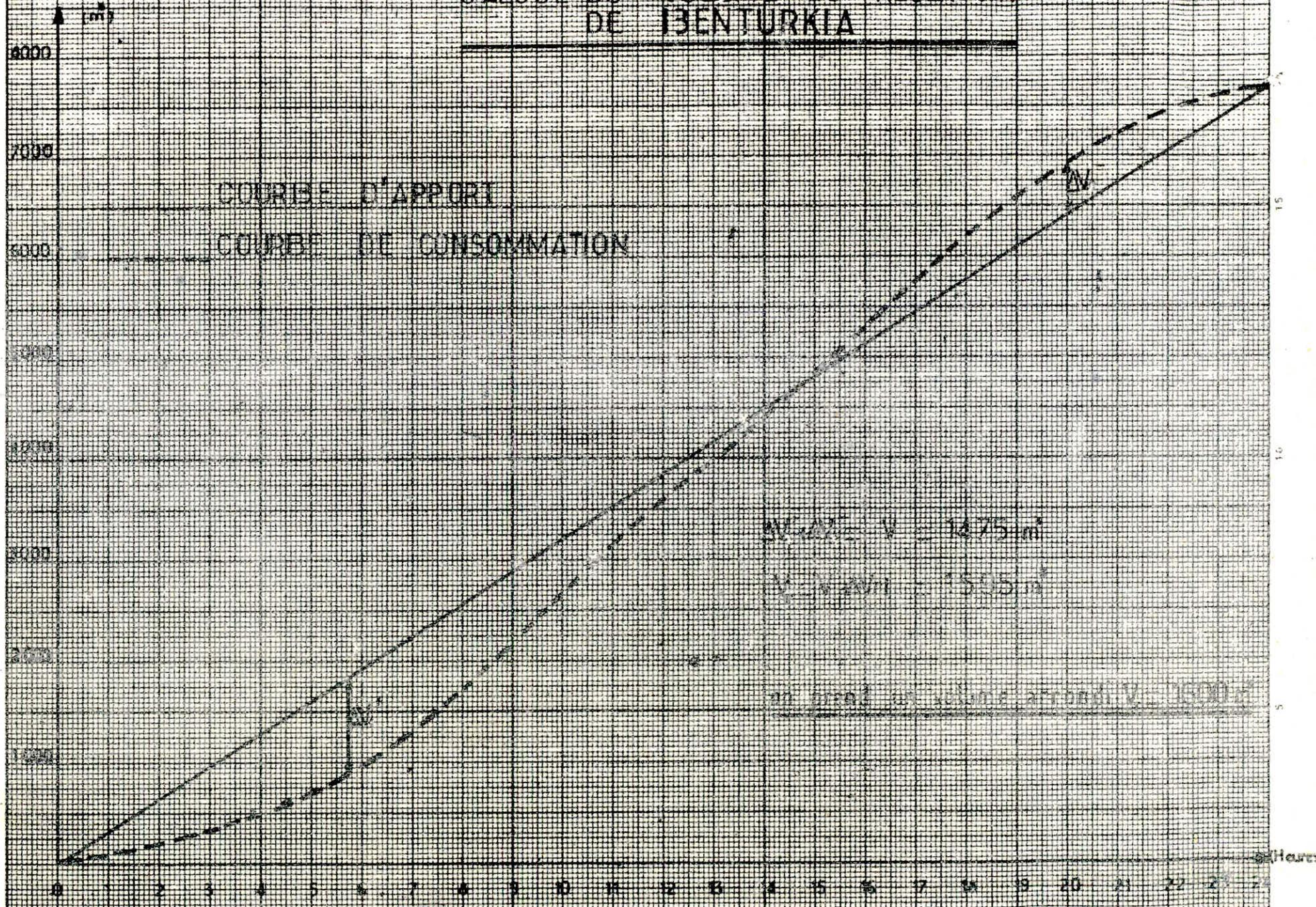
-21-

$\Delta t=1h$	$a_h(\%)$	VOLUME (m ³)		VOLUME CUMULE (m ³)		DIFFERENCE $\Delta V(m^3)$	
		Q. Δt	Q. Δt app. 24	V _{apport}	V _{consommé}	ΔV^+	ΔV^-
0 — 1	1,50	465,55	167,60	465,55	167,60	297,95	—
1 — 2	1,50	"	167,60	931,10	335,20	595,90	—
2 — 3	1,50	"	167,60	1396,65	502,80	893,85	—
3 — 4	1,50	"	167,60	1862,20	670,40	1191,80	—
4 — 5	2,50	"	279,33	2327,75	949,73	1378,02	—
5 — 6	3,50	"	391,06	2793,30	1340,79	1452,51	—
6 — 7	4,50	"	502,79	3258,85	1843,58	1415,27	—
7 — 8	5,50	"	614,53	3724,40	2458,11	1266,29	—
8 — 9	6,25	"	698,33	4189,95	3156,44	1033,51	—
9 — 10	6,25	"	698,33	4655,50	3854,77	800,73	—
10 — 11	6,25	"	698,33	5121,05	4553,01	567,95	—
11 — 12	6,25	"	698,33	5586,60	5251,43	335,17	—
12 — 13	5,00	"	558,66	6052,15	5810,05	242,06	—
13 — 14	5,00	"	558,66	6517,70	6368,75	148,95	—
14 — 15	5,50	"	614,53	6983,25	6983,28	—	0,03
15 — 16	6,00	"	670,39	7448,80	7653,67	—	204,87
16 — 17	6,00	"	670,39	7914,36	8324,06	—	409,70
17 — 18	5,50	"	614,53	8379,90	8938,59	—	558,69
18 — 19	5,00	"	558,66	8845,45	9498,25	—	651,80
19 — 20	4,50	"	502,79	9311,00	10.000,04	—	689,04
20 — 21	4,00	"	446,93	9776,55	10.446,97	—	670,42
21 — 22	3,00	"	335,20	10.242,10	10.782,17	—	540,07
22 — 23	2,00	"	223,46	10.707,65	11.005,63	—	297,98
23 — 24	1,50	"	167,60	11.173,20	11.173,23	—	0,03

CALCUL DU VOLUME DU RESERVOIR BOUDOUAGU



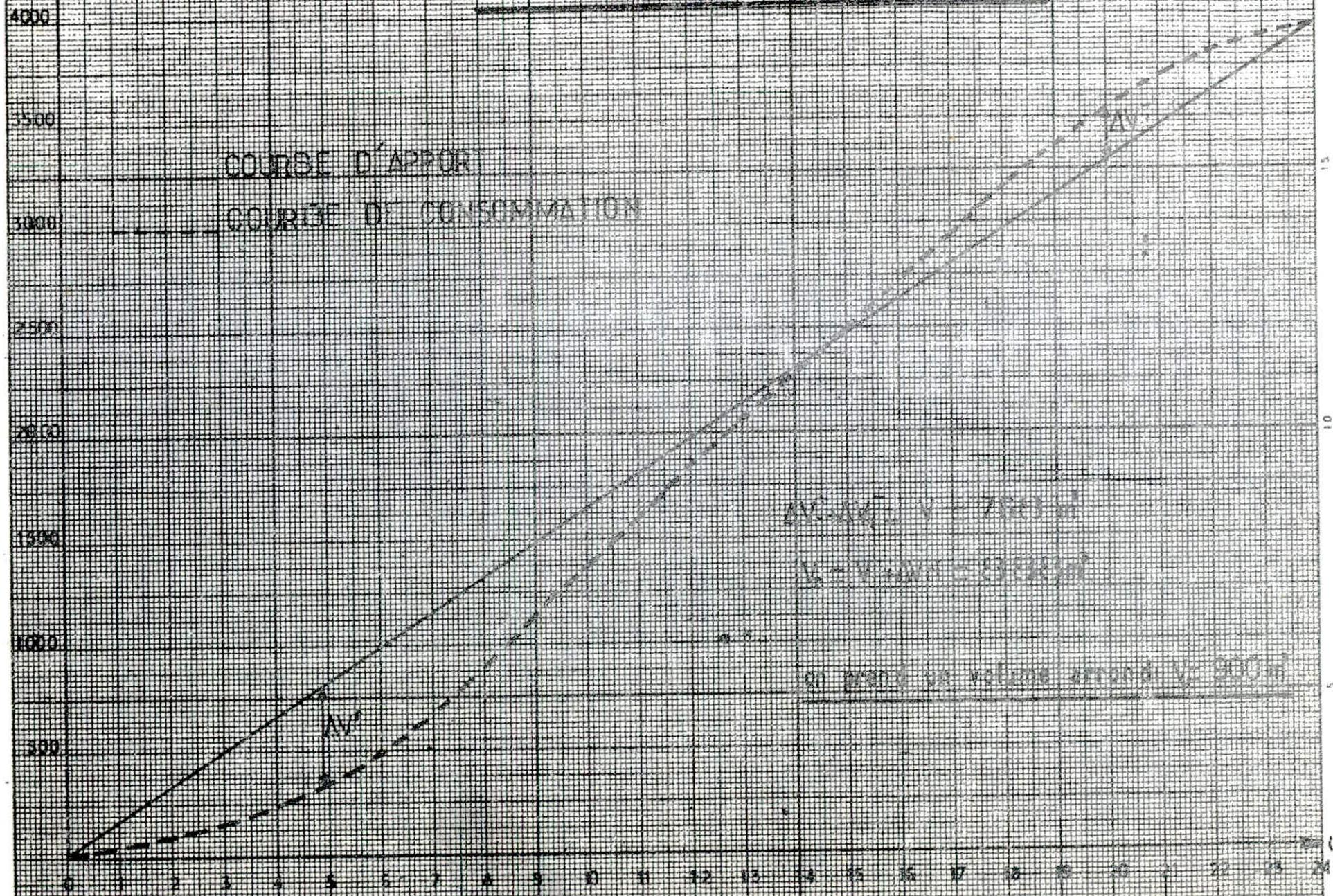
CALCUL DU VOLUME DU RESERVOIR DE BENTURKIA



DU RESERVOIR DE BENADJEL

$\Delta t=1h$	a_0 (%)	VOLUME (m ³)		VOLUME CUMULE (m ³)		DIFFERENCE ΔV (m ³)	
		Q. Δt	Q. $\Delta t. a_{1024}$	V. apport.	V. consommé	ΔV^+	ΔV^-
0 - 1	1,50	164,830	59,33	164,830	59,33	105,47	-
1 - 2	1,50	"	59,33	329,60	118,66	210,94	-
2 - 3	1,50	"	59,33	494,40	177,99	316,41	-
3 - 4	1,50	"	59,33	659,20	237,22	421,83	-
4 - 5	2,50	"	98,88	824,00	336,20	487,80	-
5 - 6	3,50	"	138,43	988,80	474,64	524,17	-
6 - 7	4,50	"	177,98	1153,60	652,61	500,99	-
7 - 8	5,50	"	217,54	1383,40	870,15	483,25	-
8 - 9	6,25	"	247,20	1633,20	1117,35	365,85	-
9 - 10	6,25	"	247,20	1883,00	1364,55	283,45	-
10 - 11	6,25	"	247,20	2132,80	1611,75	201,05	-
11 - 12	6,25	"	247,20	2377,60	1858,95	118,65	-
12 - 13	5,00	"	197,76	2575,40	2056,71	85,69	-
13 - 14	5,00	"	197,76	2773,20	2254,47	52,73	-
14 - 15	5,50	"	217,54	2990,70	2472,01	-	0,01
15 - 16	6,00	"	237,31	3228,00	2709,32	-	72,52
16 - 17	6,00	"	237,31	3465,30	2946,63	-	145,03
17 - 18	5,50	"	217,54	3682,80	3164,17	-	197,77
18 - 19	5,00	"	197,76	3880,60	3361,93	-	230,76
19 - 20	4,50	"	177,98	4058,60	3539,91	-	243,91
20 - 21	4,00	"	158,21	4216,80	3698,12	-	237,73
21 - 22	3,00	"	118,66	4335,40	3816,78	-	191,18
22 - 23	2,00	"	79,10	4414,50	3895,88	-	105,48
23 - 24	1,50	"	59,33	4473,80	3955,21	-	0,01

CALCUL DU VOLUME DU RESERVOIR DE BENADJEL



10

100 (M)

1
2
1

4-EMPLACEMENT DES RESERVOIRS PROJETES

Pour éviter les constructions existantes et celles projetées par le plan d'urbanisme, nous avons préféré que l'emplacement des réservoirs soit à l'extérieur du périmètre à urbaniser. De façon à alimenter en même temps les constructions existantes et celles prévues dans le cadre de l'extension de la ville de Boudouaou. Ces réservoirs seront implantés à des côtes de façon à réduire la hauteur de la tour et au même niveau de trop plein pour chaque cas.

5-DETERMINATION DES DIAMETRES DES RESERVOIRS

-Boudouaou : on prendra $h = 7 \text{ m}$ $V = 1.800 \text{ m}^3$

$$V = \frac{\pi D^2}{4} \cdot h$$
$$D = \sqrt{\frac{4 \times V}{\pi h}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 1800}{3,14 \cdot 7}} = 18,09 \text{ m}$$

On prendra un diamètre de 19 m.

-Benturkia : $h = 6 \text{ m}$ $V = 1.300 \text{ m}^3$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 1.300}{\pi \cdot 6}} = 16,61 \text{ m}$$

On prendra un diamètre de 17 m.

-Benadjel : $h = 4 \text{ m}$ $V = 500 \text{ m}^3$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 500}{\pi \cdot 4}} = 12,62 \text{ m}$$

On prendra un diamètre de 13 m.

6-EQUIPEMENT DES RESERVOIRS

L'arrivée de l'eau dans le réservoir s'effectue par surverse, en chute libre pour favoriser l'oxygénation 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 des sables; qui pourraient éventuellement se décanter dans la cuve. Pour faciliter le brassage de l'eau, le départ sera prévu à l'opposé de l'arrivée.

-Conduite de trop plein

La conduite de 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 réservoir et se raccorde sur la canalisation du trop plein, elle comportera un robinet-vanne.

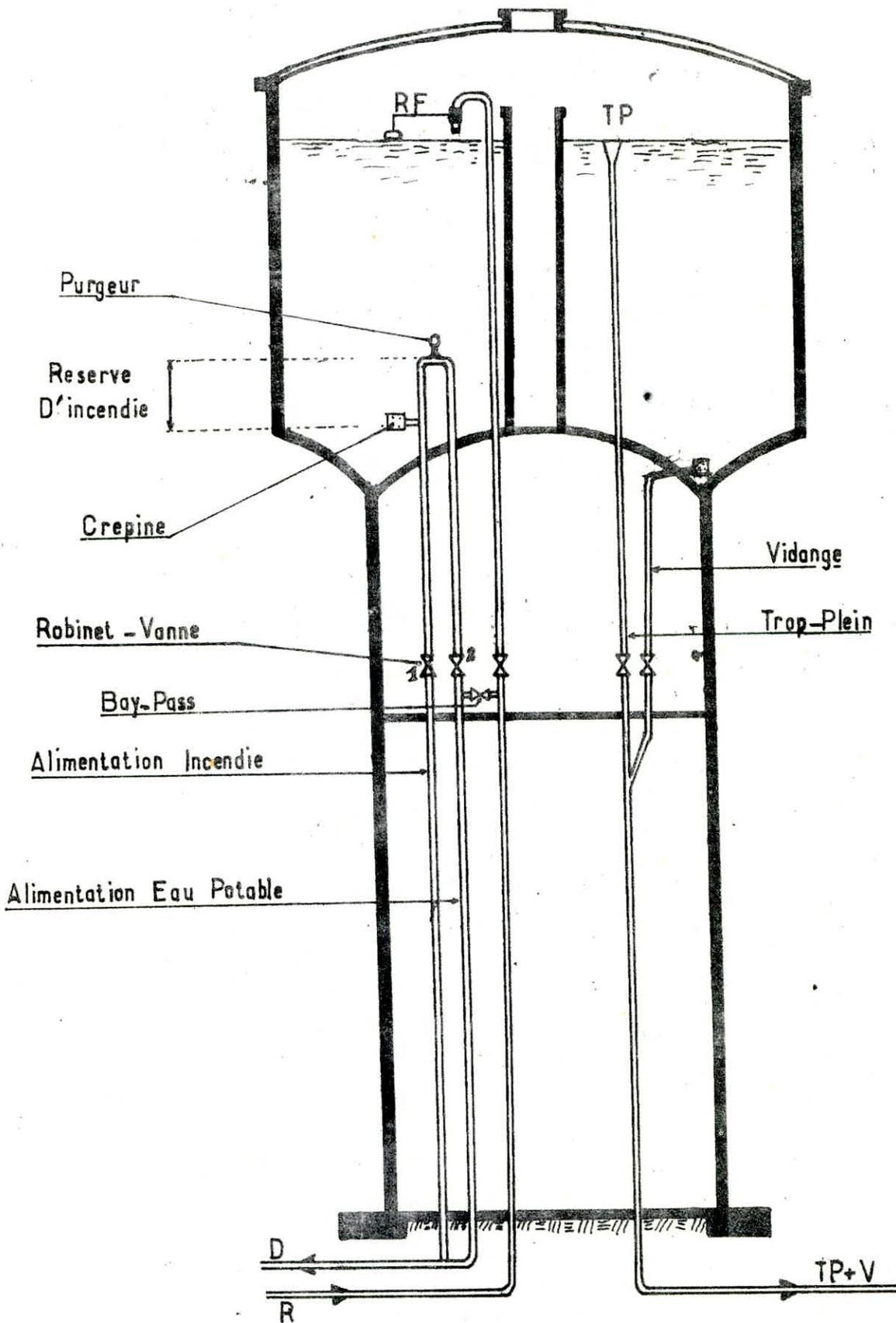
-Robinet flotteur

Le réservoir sera équipé d'un robinet flotteur qui obture la conduite d'arrivée, l'eau atteint son niveau maximale et s'ouvre quand le niveau d'eau sera minimal.

-Réserve d'incendie

Le fonctionnement est de la manière suivante: (figure suivante) en service normal la vanne 1 est fermée, la vanne 2 ouverte en cas de sinistre on ouvre la vanne 1 afin que la réserve puisse être renouvelée.

SCHEMA DE FONTAINERIE



ADDUCTION1-CHOIX DU TRACE

Le choix du tracé a été effectué à partir de certains impératifs, qui sont les suivants.

-le tracé le plus court possible afin de réduire les frais d'investissement.

-recherche d'un profil en long, aussi régulier que possible, avec une rampe dans le même sens vers le réservoir d'accumulation, . Nous avons évité les contre pentes, qui peuvent donner lieu à la à la formation de poches d'air et qui, dans le cas de refoulement lors d'un arrêt brusque peuvent faire apparaître en ces points des cavitations entraînant une rupture de la veine liquide, pouvant provoquer des désordre graves (vibrations, décollements) de joints etc..) et pouvant aller jusqu'à l'éclatement de la conduite pour.Faciliter l'acheminement nous avons suivi les accotements des routes.

-les coudes doivent être largement ouverts afin d'éviter les butées importantes.

Le tracé a été étudié sur une carte topographique à l'échelle 1/5000.

2-CHOIX DU TYPE DU TUYAU

Généralement les tuyaux les plus utilisés pour l'adduction par refoulement ou gravitairement sont en acier, ensuite viennent les autres types (aniante, ciment, tuyaux en béton armé, à âme tête, et les tuyaux en PVC).

En ce qui concerne notre étude, toutes les canalisations ont été prises en acier pour diverses raison.

-Les tuyaux en acier sont très économique, solide, résistents.

-disponibilité sur le marché.

-peuvent supporter des pressions élevées.

ADDITION EXISTANTE DE BOUDOUAOU

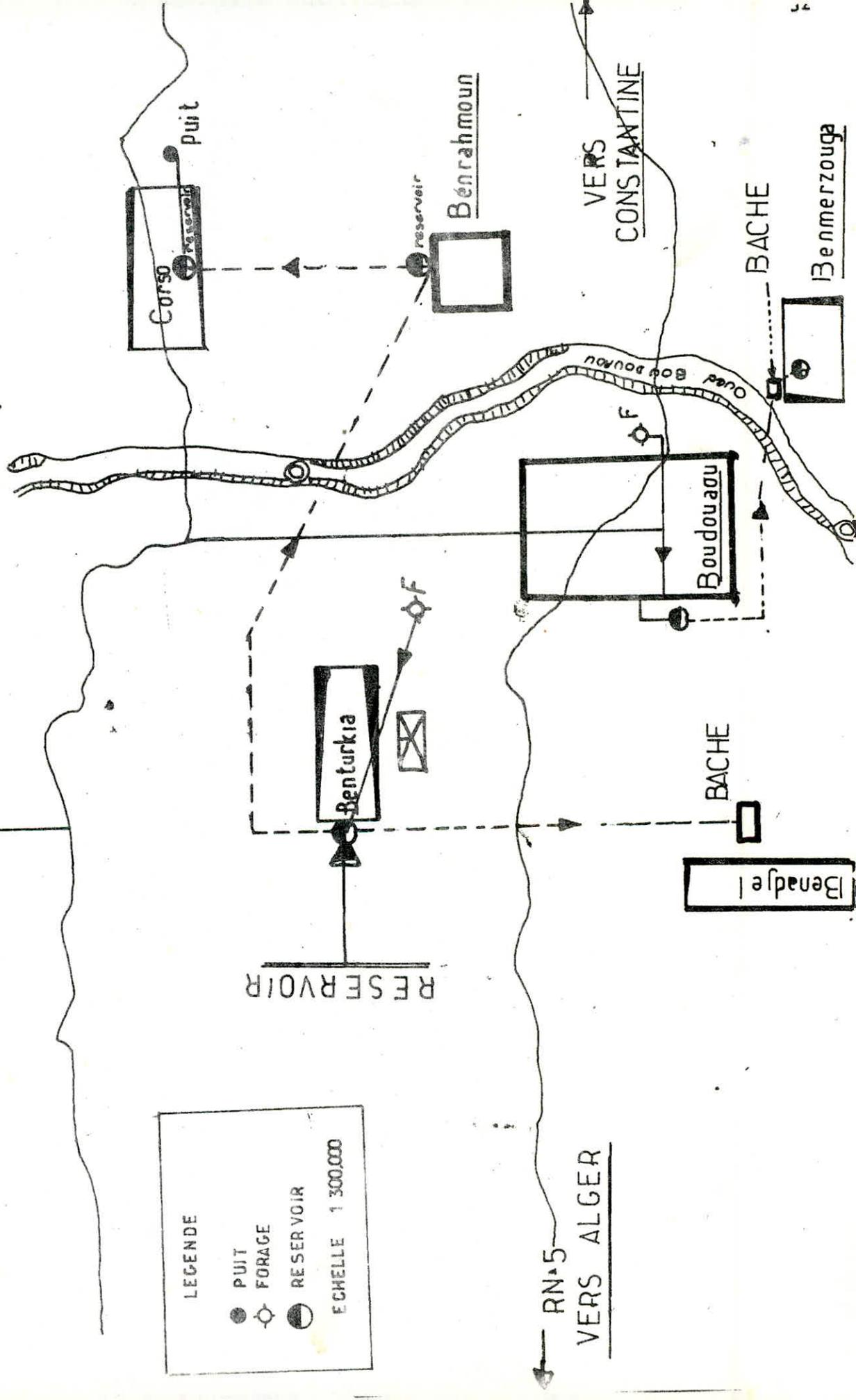


B EL BAHRI

LEGENDE

- PUIT
- ⊕ FORAGE
- ◐ RESERVOIR

EGHELLE 1/300.000



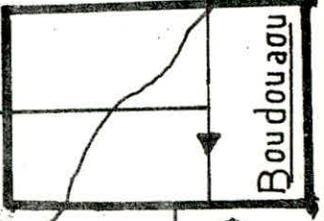
RESERVOIR



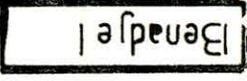
puit



F



F



BACHE



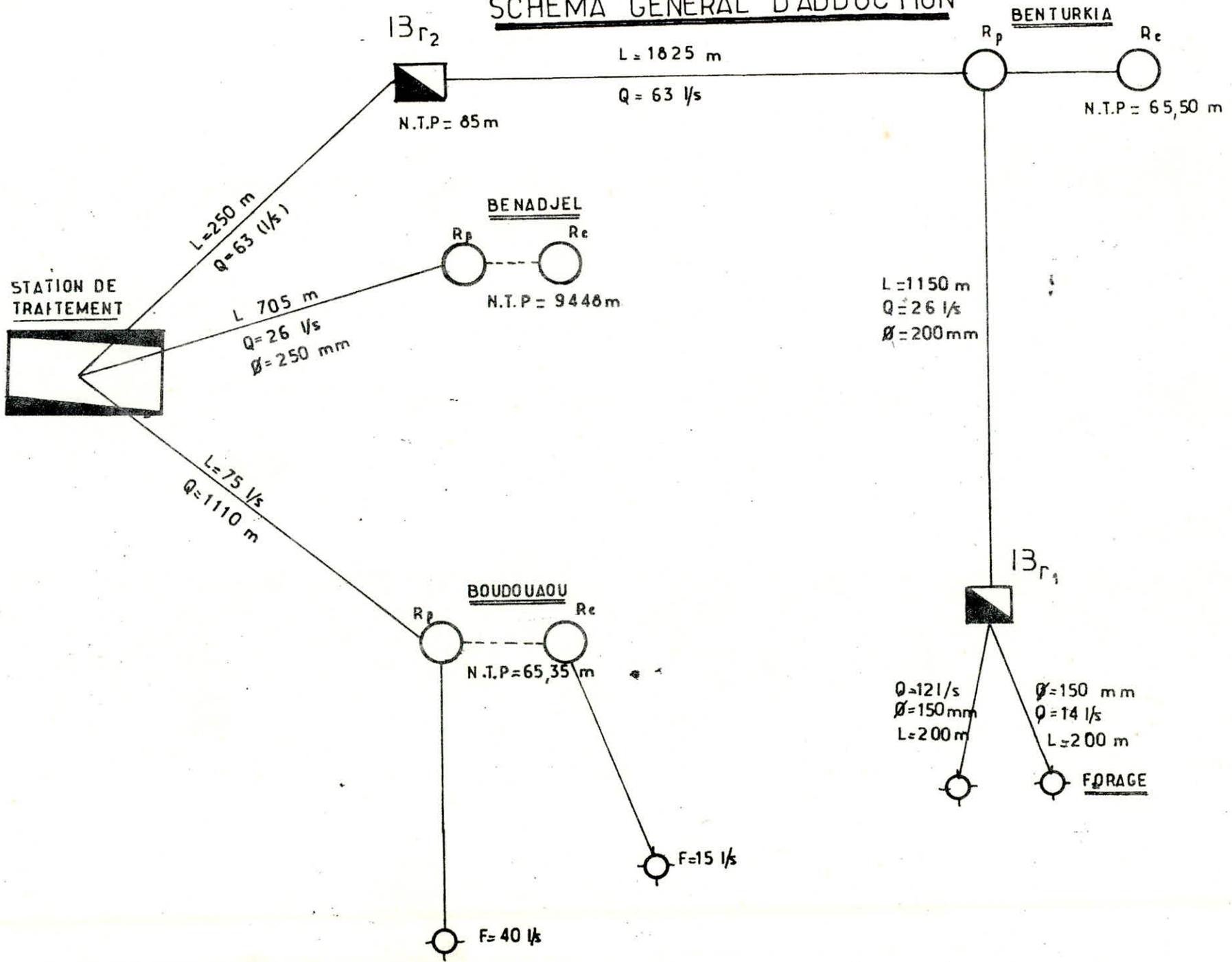
BACHE

Benmerzouga

VERS
CONSTANTINE

RN.5
VERS ALGER

SCHEMA GENERAL D'ADDUCTION



4-CALCUL DU DIAMETRE ECONOMIQUE

Notre étude, consiste sur la détermination des différents diamètres partant de la station de traitement et des forages projetés (voir schéma général).

La détermination de ces diamètres est basée sur une étude technico-économique, qui conduit à une optimisation entre :

- Les frais d'amortissement des canalisations à installer
- Les frais d'exploitation des différentes pompes utilisées.

4.1. Méthode de calcul aduction par refoulement

La formule de bonnin donne un diamètre approximatif

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

Q- débit à transiter en (m³/s).

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

V- vitesse moyenne d'écoulement (m/s)

ν - viscosité cinématique.

D'après l'équation de continuité, on détermine la vitesse d'écoulement de l'eau dans la conduite.

$$Q = V \cdot A \quad \Rightarrow \quad V = \frac{4 \cdot Q}{\pi D^2}$$

La nature du régime d'écoulement, est fonction du nombre de reynolds et de la rugosité absolue.

Ayant ces deux paramètres, on peut déterminer le régime d'écoulement, tout en se référant au diagramme de moody. En régime turbulent lisse, le coefficient de frottement est donné par la formule de Nikuradzé

$$F_n = \left[1,14 - 0,86 \ln \left(\frac{\xi}{D_h} \right) \right]^{-2}$$

ou ξ = rugosité absolue.
D_h = diamètre hydraulique.

En régime transitoire, le coefficient de frottement est donné par la formule de Colebrook.

$$F_c = 0,86 \ln \left[\frac{\epsilon}{Dh} + \frac{2,51}{RV \sqrt{F_c}} \right]^{-2}$$

Pour la détermination des pertes de charge totales occasionnées dans la conduite de refoulement, nous avons utilisé les formules suivantes :

-Les pertes de charges, sont déterminées par la méthode de Darcy Weisbach

$$\Delta H = \frac{F.L.V^2}{2g.Dh}$$

-Les pertes de charge singulières, sont exprimées par une longueur équivalente (Ley) occasionnant une perte de charge lors du passage d'un débit Q de sorte que

$$\Delta H_s = \frac{F Ley.V^2}{2g. Dh.}$$

Ley : longueur équivalente

F : coefficient de frottement

D : diamètre de la conduite

V : vitesse moyenne d'écoulement

-Les pertes de charge dues aux frottements, sont exprimées par la formule suivante :

$$\Delta H_F = F. \frac{L_G}{D} \frac{V^2}{2g}$$

L_G : longueur géométrique.

-Les pertes de charge totales sont :

$$\Delta H_T = \Delta H_s + \Delta H_F.$$

Nous avons estimé la longueur équivalente à 15% de la longueur géométrique

$$L_T = L_G + L_{ey}$$

$$\text{donc } L_T = 1,15 L_G$$

D'après l'équation de continuité on a

$$Q = V.A \quad \text{d'où} \quad V = \frac{Q}{A}$$

Q = débit (m³/S)

A = section de la conduite (M²)

par conséquent :

$$\Delta H_T = 1,15 \cdot \frac{f \cdot L \cdot G \cdot Q^2}{2g \cdot A^2}$$

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

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

Calcul de la hauteur manométrique totale (Hmt)

$$H_{mt} = H_g + \Delta H_T + H_a$$

H_g = hauteur géométrique de refoulement

ΔH_T = pertes de charge totales

H_a = hauteur géométrique d'aspiration = 2m (pour les forages).

Après avoir déterminé la Hmt, nous nous référons au catalogue des pompes, qui nous donne la Hmt pratique et le rendement de la pompe correspondante

-Puissance absorbée

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

- η = rendement de la pompe

-Calcul de l'énergie (E)

$$E = P \cdot 24 \cdot 365$$

-Tarif de l'énergie (e)

$$e = a + c \cdot P_c + d \cdot P_a + \sum e_h \cdot n_h$$

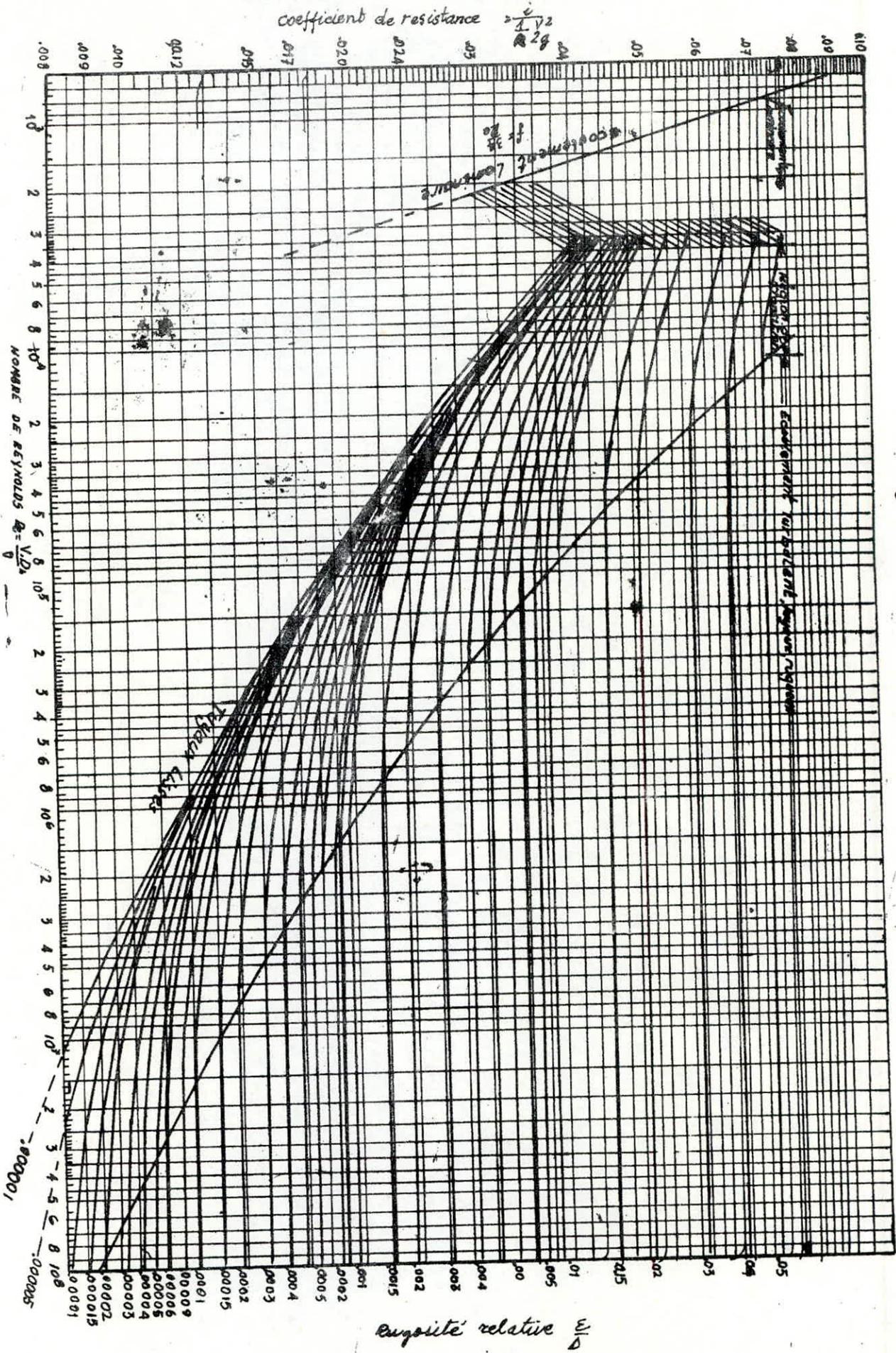
a - redevance fixe = 28 DA/mois

CP_c - puissance mise à disposition

d P_a - puissance absorbée

e_h - coefficient de pondération.

Diagramme de Moody



avec : C = 2,10 DA/KW/mois

d = 9,9 DA/KW/mois

CPC + DPa = terme de puissance

eh.nh = consommation effective d'énergie

En générale on distingue 3 tarifs d'énergie au cours de la journée

* Heures de pointe 17h 21h ; eh = 0,4735 /KWH

n1.h1 = 4 / 24 = 0,167

* Heures pleines

(6h - 17h
21h - 22h30 ; eh2 = 0,0981DA/KWH.

n2.h2 = 12,5 / 24 = 0,521

* Heures creuses 22h30-6h ; eh3 = 0,0248 DA/KWH

n3.h3 = 7,5 / 24 = 0,312

Σeh.nh = eh1.nh1+eh2.nh2+eh3.nh3 = 0,167 + 0,521+0,312 =1
d'où le tarif de l'énergie e =0,19 DA/KWH (d'après la tarification donnée par la SONELGAZ).

- Frais avec annuité

S'annuité est déterminée d'après la formule suivante :

A = I / ((1+i)^n - 1) + i

i = taux d'annuité = 5 % (adopté en Algérie)

n = nombre d'année d'amortissement = 30 ans

le diamètre économique est celui qui converge à la plus faible somme des frais d'amortissement et ceux d'exploitation A =0,083827

Calcul de l'adduction S_T à la Bache de Reprise₂

Dans ce cas on envisage 2 variantes

- a) - un refoulement 20 /24
- b) - un refoulement de 24"/24"

$$Q = \frac{5445,65}{20.3600} = 0,0756 \text{ m}^3/\text{s} = 75,6 \text{ l/s}$$

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

P = pertes de puissance (KW) P = 10 % de P

Hmt = H_g + H_f + H_{asp}

Energie consommée

e. = P = 365.n

n = nombre d'heures de fonctionnement par jour

H_T = 1,15 J.L

Calcul

à refoulement 20"/24"

$$Q = \frac{5445,65}{20.3600} = 0,0756 \text{ m}^3/\text{s}$$

En utilisant la formule de Bouin

$$D = \sqrt[3]{\frac{Q}{0,7}} = \sqrt[3]{\frac{0,0756}{0,7}} = 0,275 \text{ m} = 275 \text{ mm}$$

ou prend = 0,7

$$P = \frac{9,81 \cdot 0,0756 \cdot H_{mt} \cdot 1,18}{0,7}$$

P = 1,165428 Hmt

Prix de l'énergie

$$e \cdot E_h = \frac{12,5}{20} \cdot 0,0981 + \frac{7,5}{20} \cdot 0,0248 = 0,0706125$$

Ø mm	V m/s	B 10 ⁴	f _n	f _c	Σ	AH _f	Hmt
250	1,54	38,50	0,01615	0,01763	0,008524	2,45	12,95
300	1,07	32,09	0,01553	0,01742	0,003388	0,97	11,47
350	0,79	27,50	0,01503	0,01735	0,001577	0,45	10,95
400	0,60	24,06	0,01461	0,01735	0,000796	0,23	10,73

Frais d'exploitation

Ø mm	Puissance Kw	Energie Kwh	Prix de l'énergie à 0,0106 Kw
250	15,09	110157	7770,44
300	13,77	97691	6891,83
350	12,74	93148	6377,42
400	12,50	91250	4445,29

Frais d'amortissement

Ø mm	Prix de la conduite m/l	Longueur	Prix total de la con- duite m/l	Annuité
250	267,22	250	66805	5934,12
300	333,97	250	84257,5	7484,36
350	137,60	250	109400	7717,72
400	500,40	250	125100	11112,90

Bilan

Diamètre mm	250	300	350	400
Frais d'exploitation	7770,44	6891,83	6377,42	4445,29
Frais d'amortissement	5934,12	7484,38	9717,72	11112,90
Total	13712,58	14376,23	16295,14	17557,75

b) - Refoulement 24/24

$$Q = \frac{5445,65}{24 \cdot 3600} = 0,063 = 63 \text{ l/s}$$

$$D = \sqrt[4]{Q} = 0,063 = 251 \text{ mm}$$

$P = 9781.0,063.Hmt.1,1$

$0,7$

$P = 0,9716 Hmt$

Prix de l'energie = 0,19 DA

$Hg = 10 m$

Ø mm	V m/s	B	Fn	Fc	J	AN _T	Hmt m
200	2,01	40,11	0,01697	0,01822	0,01875	5,39	15,89
250	1,28	32,08	0,01615	0,01786	0,00596	1,71	12,21
300	0,89	26,74	0,015525	0,01771	0,00238	0,68	11,18
350	0,65	22,92	0,015025	0,01769	0,00109	0,31	10,81

Frais d'exploitation

Diamètres (mm)	Puissance Kw	Energie Kwh	Prix de l'energie à 0,19 DA
200	15,45	112785	21429,15
250	11,87	86651	16463,69
300	10,87	79351	15076,69
350	10,51	76723	14577,37

Frais d'amortissement

Diamètres mm	Prix de la con- duite DA/ml	Longueur (m)	Prix total de la conduite DA	Annuité DA
200	229,56	250	57390	5097,81
250	267,22	250	66805	5934,12
300	333,07	250	84257,5	7484,38
350	437,60	250	109400	9717,72

ADJUTUN SI A LA EST, DE BENTUNIA

CARACTERISTIQUE DE LA POMPE

Type de pompe: JEUMONT SCHNEIDER

Série: MEN 125-250

Pompe à axe horizontal

$N = 1450$ tr/min

$h_{int} = 122$ m

$\eta = 17\%$

CARACTERISTIQUE DE LA CONDUITE

20

10

70

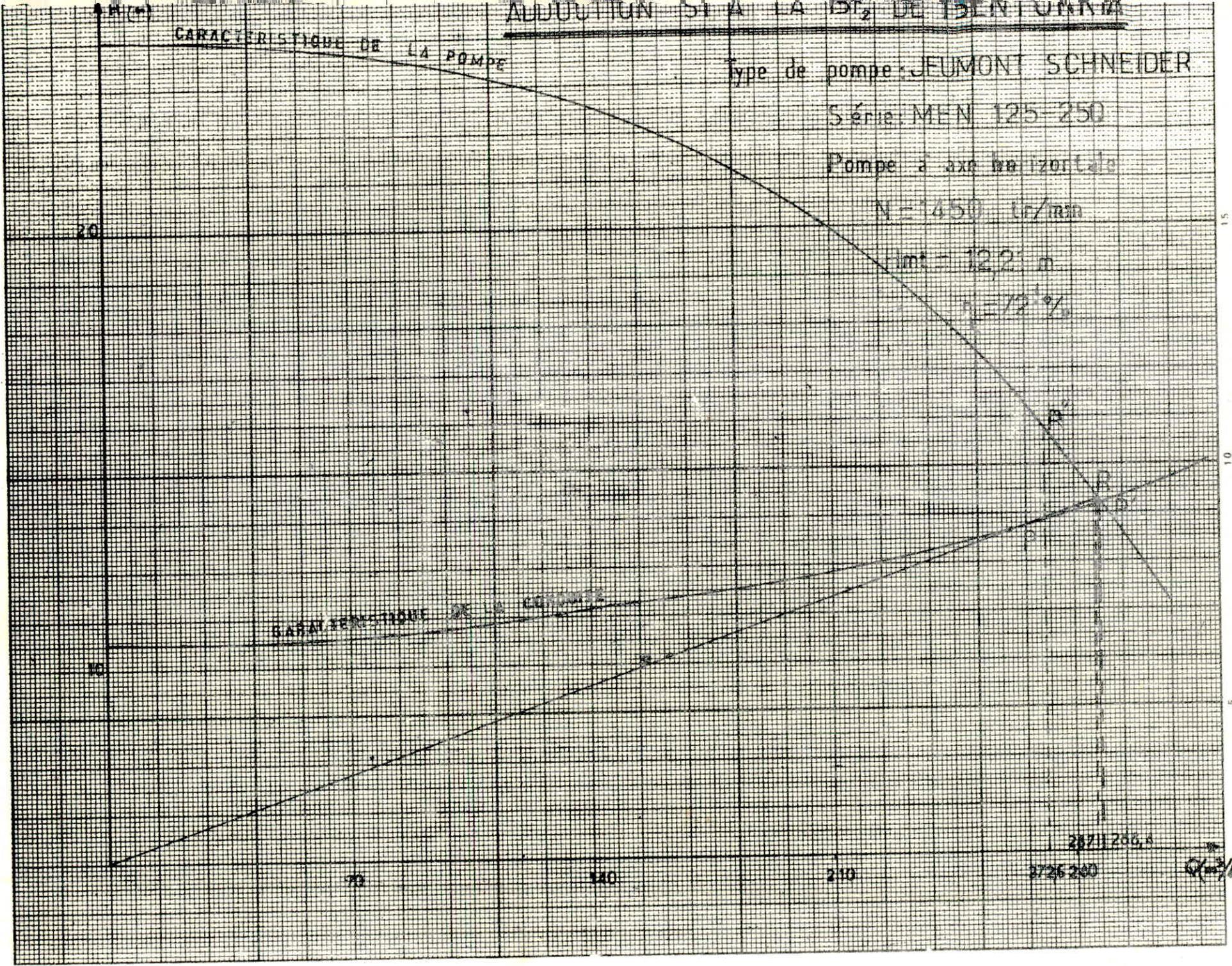
140

210

3726200

2871286,8

$Q (l/s)$



Bilan

Diamètres (mm)	200	250	300	350
Frais d'exploitat.	21429,15	16463,69	15076,69	14577,37
Frais d'amortissem.	5097,81	5934,12	7484,38	9717,72
Total	26526,96	22397,81	22561,07	24295,09

Conclusion :

Dans les 2 cas le diamètre le plus économique c'est le 250 mm.
nous choisissons la 1ère variante pour 2 hypothèses importantes

- nous avons un refoulement de 20h/24
- plus économique que la 2ème variante.

Choix des pompes

Nous choisissons une pompe à axe horizontale
type MEN 125/250

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

$$n = 72 \%$$

Point de fonctionnement de la pompe

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

$Ah = f(Q)$ Pour la conduite S_t à la bache de reprise 2 le point P
correspond à un débit de 272,16 m³/h et de hauteur 12,95 m est le
point de fonctionnement désiré en vue de rapprocher ces débits, plusieurs
solutions sont possibles.

1ère variante

Accepter la caractéristique de la conduite t'elle qu'elle est le débit
relevé sera supérieur à celui désiré et la durée de pompage sera diminuée

$$Q = 272,16 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$V = Q \cdot T = 272,16 \cdot 20 = 5443,2 \text{ m}^3$$

Se temps de remplissage se réduit à

$$T = \frac{5443,2}{288,2} = 18,87 \approx 19 \text{ heures}$$

Dans ces conditions la puissance absorbée est

$$P = \frac{2,81 \cdot 0,08011 \cdot 13,3}{0,72} = 14,52 \text{ Kw}$$

avec une majoration de 10 % la puissance sera de :

$$P = 15,97 \text{ Kw}$$

2ème variante

Elle consiste à vanner sur le refoulement dans ce cas la consommation d'énergie augmente ce vannage va créer une perte de charge de 1,6 m (P'R) le temps de pompage, est évidemment de 20/24 h. Cette perte de charge, engendre un gaspillage d'énergie. Cette variante présente des inconvénients.

3ème variante

Cette solution consiste au rognage de l'impulseur de façon à rapprocher le P'an P

- Pourcentage de rognage

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

ou m coefficient de rognage

q et h - coordonnées du point P

Q et H - coordonnées du point R.

avec

$$q = 272,16 \text{ et } h = 12,95$$

$$Q = 287,00 \text{ et } H = 13,4$$

$$m = \sqrt{\frac{q}{Q}} = \sqrt{\frac{272,16}{287}} = 0,97$$

Le pourcentage de rognage sera donc de :

$$1 - 0,97 = 3 \%$$

avec un temps de pompage de 20/24 h et un rendement de 72 % sa puissance sera donc de :

$$p = \frac{2,81 \cdot 0,0797 \cdot 13,4}{0,72} = 14,55 \text{ Kw}$$

avec une majoration de 10 % P = 16,00 Kw.

Conclusion

Nous constatons que la puissance absorbée par réduction du temps de pompage est légèrement inférieure à celle obtenue par rognage des roues. Donc on propose le point de fonctionnement P' et on réduit le temps de pompage ce qui nous donne en outre plus de souplesse à l'installation et permet de parer à un accroissement de la demande de l h.

Adduction de Fpz à la bache de reprise 1

$Q = 14 \text{ l/s} = 0,014 \text{ m}^3/\text{s}$

-47-

$N_d = 17 \text{ m}$

$N_{asp} = 2 \text{ m}$

$H_q = 23,5 \text{ m}$

$L = 200 \text{ m}$

$D = \sqrt[4]{Q} = 0,014 = 0,118 = 120 \text{ mm}$

Frais d'amortissement

Diamètres mm	Prix de la conduite DA/ml	Longueur total de la conduite m	Prix de revient de longueur total de la conduite	Annuité DA
100	147,31	200	29462	2617,02
150	184,93	200	36986	3285,36
200	229,59	200	45918	4070,76
250	267,22	200	53444	4747,27

FRAIS D'ÉNERGÉTIQUE

Q l/s	V m/s	$R \cdot 10^4$	F_n	F_n	β	LAET m	HMT Théori m	HMT Prati m
100	1,78	17,82	0,019946	0,021595	0,034873	8,02	31,52	32,5
150	0,79	11,88	0,018117	0,020976	0,004448	1,02	24,52	27
200	0,45	8,91	0,016968	0,021029	0,001085	0,25	23,75	27
250	0,28	7,13	0,016150	0,021338	0,000341	0,08	23,58	27

Rendement n	Puissance Kw	Énergie E_{en}	Prix de l'énergie à 0,19 DA
79,7	5,60	49056	9320,64
77,8	4,77	41785,20	7939,19
77,8	4,77	41785,20	7939,19
77,8	4,77	41785,20	7939,19

Diamètre mm	100	150	200	250
Frais d'exploitation	9320,64	7939,19	7939,19	7939,19
Frais d'amortissement	2617,02	3285,36	4078,76	4747,27
Total	11937,66	11224,55	12017,95	12686,46

Le diamètre le plus économique est le 150 mm

Choix des pompes

Pompe JEUMONT-SCHNEIDER

Axe vertical

WEN 50-160

NT = 2900 tr/min

$\eta = 0,778 \%$

ADDITION DU $\sqrt{P_2}$ A LA BR.

CARACTERISTIQUES DE LA POMPE

type de pompe: JUMONT SCHNEIDER

Série: MEN 50-160

pompe à axe vertical

N = 2900 tr/min

$P_{max} \text{ (théor.)} = 270 \text{ m}$

$\eta = 77.3\%$

CARACTERISTIQUE DE LA LIGNÉE

H (m)

55

50

45

40

1.96

6

8

10

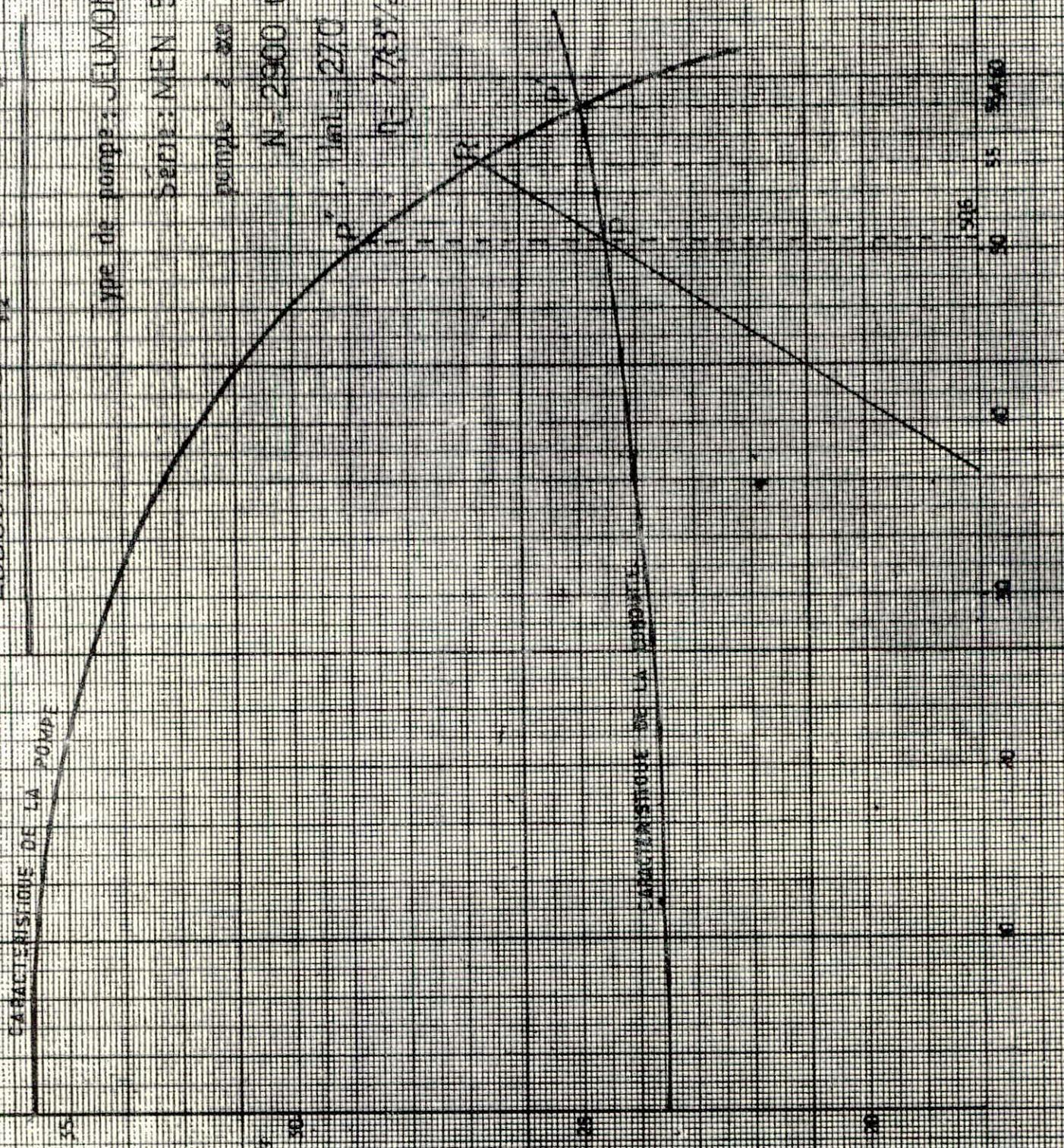
12

14

16

18

debits (m³/s)



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

$$\Delta H = f(Q)$$

Pour la conduite Fp2 à la bache de reprise 1 le point P' correspond à un débit de 56,80 m³/h et de hauteur 24,90 m

1ère variante

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

$$Q = 50,4 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$V = Q.T. = 50,4.24 = 1209,6 \text{ m}^3$$

Le temps de remplissage se réduit à

$$T = \frac{1209,6}{56,80} = 21,29 = 22 \text{ h.}$$

Dans ces conditions la puissance absorbée est

$$P = 9,81.0,01576.24,90 = 4,95$$

avec une majoration de 10% ^{0,778} P = 5,45 Kw

2ème variante

Cette solution consiste au rognage de l'impulseur de façon à rapprocher le point P' du point P

Pourcentage de rognage

$$\frac{Q}{q} = \frac{H}{h} + 1$$

ou m : coefficient de rognage

q et h coordonnées du point P

Q et H coordonnées du point R

avec q = 50,4 m³/h et h = 24,50 m

$$Q = 54,99 \text{ m}^3/\text{h} \quad H = 26,70 \text{ m}$$

$$m = \frac{q}{Q} = \frac{50,4}{54,99} = 0,96$$

le pourcentage de rognage sera de

$$1 - 0,96 = 4 \%$$

avec un temps de pompage de 24/24 h et un rendement $\eta = 77,8\%$

La puissance sera :

$$P = \frac{9,81 \cdot 0,015275 \cdot 26,70}{0,778} = 5,14 \text{ Kw}$$

avec une majoration de 10 % $P = 5,66 \text{ Kw}$

Conclusion :

La lère variante donne un résultat plus raisonnable de point de vu économique et gain de temps sur le refoulement de 2 h .

adduction station de traitement au Rp de Benadjel

$Q = 26 \text{ l/s} = 93,6 \text{ m}^3/\text{h}$

$L = 705 \text{ m}$

$H_g = 20 \text{ m}$

$N_{rp} = 94,48 \text{ m}$

$N_{asp} = 75 \text{ m}$

$D = \sqrt[4]{Q} = 0,026 = 0,161 \text{ m} = 161 \text{ mm}$

* Frais d'amortissement

Diamètres (mm)	Prix du ml (DA)	Longueurtotale de la conduite (m)	Prix de revient de la longueur totale de la Conduite	Annuité en (DA)
150	184,93	705	130375,65	11580,88
200	229,56	705	161839,80	14375,74
250	267,22	705	188390,10	16734,13
300	333,07	705	234814,35	20857,85

* Frais d'exploitation

\sqrt{Q} m/s	R 10^4	F _n	F _c	J	AHT	Hmt Théorique (m)	Hmt Pratique (m)	Rendement. N %	Puissance KW	Energie Kwh	Prix de l'énergie 0,19 DA
47	22,070	0,01811	70,01985	80,01458	11,82	31,83	36,00	82,40	11,14	97586,40	18541,42
83	16,550	0,01697	00,01953	30,00343	2,76	22,76	26,30	78,50	8.54	74810,40	14213,98
53	13,240	0,01615	10,01953	50,00112	20,91	20,89	21,50	73,00	7,51	65787,60	12499,64
37	11,030	0,01556	10,01969	60,00046	60,37	20,35	21,50	73,00	7,51	65787,60	12499,64

* Bilan

(mm)	150	200	250	300
Coût d'exploitation	10541,42	14213,98	12499,74	12499,64
Frais d'amortissement	11580,88	14375,74	16734,13	20857,85
Total	30122,30	28589,72	29233,87	33357,49

Le () le plus économique est le 200 mm

ADDUCTION STATION DE TRAITEMENT AU RP DE BENADJEL

type de pompe: JEUMONT SCHNEIDER

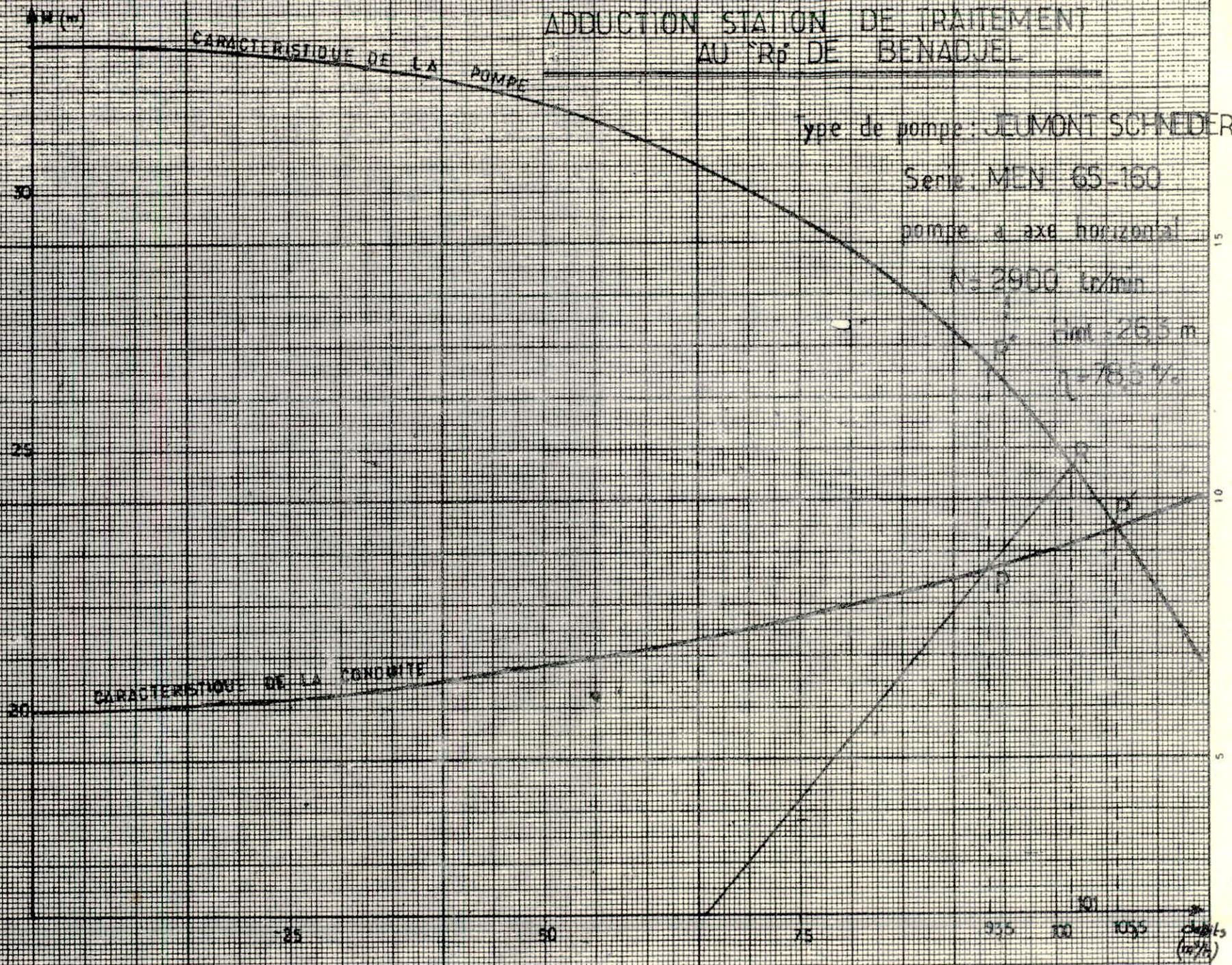
Serie: MEN 65-160

pompe a axe horizontal

N = 2900 tr/min

haut = 26,3 m

$\eta = 76,3\%$



Point de fonctionnement de la pompe

Le point de fonctionnement est donné par l'intersection (P') de la caractéristique de la pompe et celle de la conduite ($\Delta H = f(Q)$)
 Pour la conduite ST au Rp de BENADJEL le point P correspond à un débit de 93,6 m³/h et une hauteur H = 22,76 m, est le point de fonctionnement désiré.

- Choix des variantes1ère variante

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

- Volume entrant dans le réservoir

$$V = Q.T. = 93,6 \cdot 24 = 2246,4 \text{ m}^3$$

- Le temps de remplissage se réduit à

$$T = \frac{2246,4}{105,5} = 21,29 \text{ h}$$

dans ces conditions la puissance absorbée est

$$P = \frac{9,81 \cdot 0,029305 \cdot 22,76}{0,785} = 8,34 \text{ Kw}$$

majoration de 10 % P = 9,16 Kw

2ème variante

Cette solution consiste au rognage de l'impulseur de façon à rapprocher le point P' au point P

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

ou m coefficient de rognage

q et la coordonnées du point P

Q et H coordonnées du point R

avec q = 93,6 m³/h h = 22,76 m

Q = 101 m³/h H = 24,70 m

$$m = \frac{Q}{q} = \frac{101}{93,6} = 1,079 = 1,08$$

1 - 0,96 = 0,04 le coefficient de rognage est égal 4 %
 la puissance sera :

$$P = \frac{9,81 \cdot 0,02805 \cdot 24,70}{0,785} = 8,66 \text{ Kw}$$

Majoration de 10 % P = 9,52 Kw

Conclusion

La différence entre la puissance par diminution de temps est légèrement inférieure à celle du rognage. on optera pour la première variante nous avons un gain de temps de 2 h.

-Adduction de la bache de reprise 1 au réservoir de Benturkia.

Q = 26 L/S

L = 1.150 M

NTP = 65,5 m

Nasp = 75 m

Hg = 51 m.

$$D = \sqrt[4]{Q^1} = \sqrt[4]{0,026^1} = 0,161 \text{ m} = 161 \text{ mm.}$$

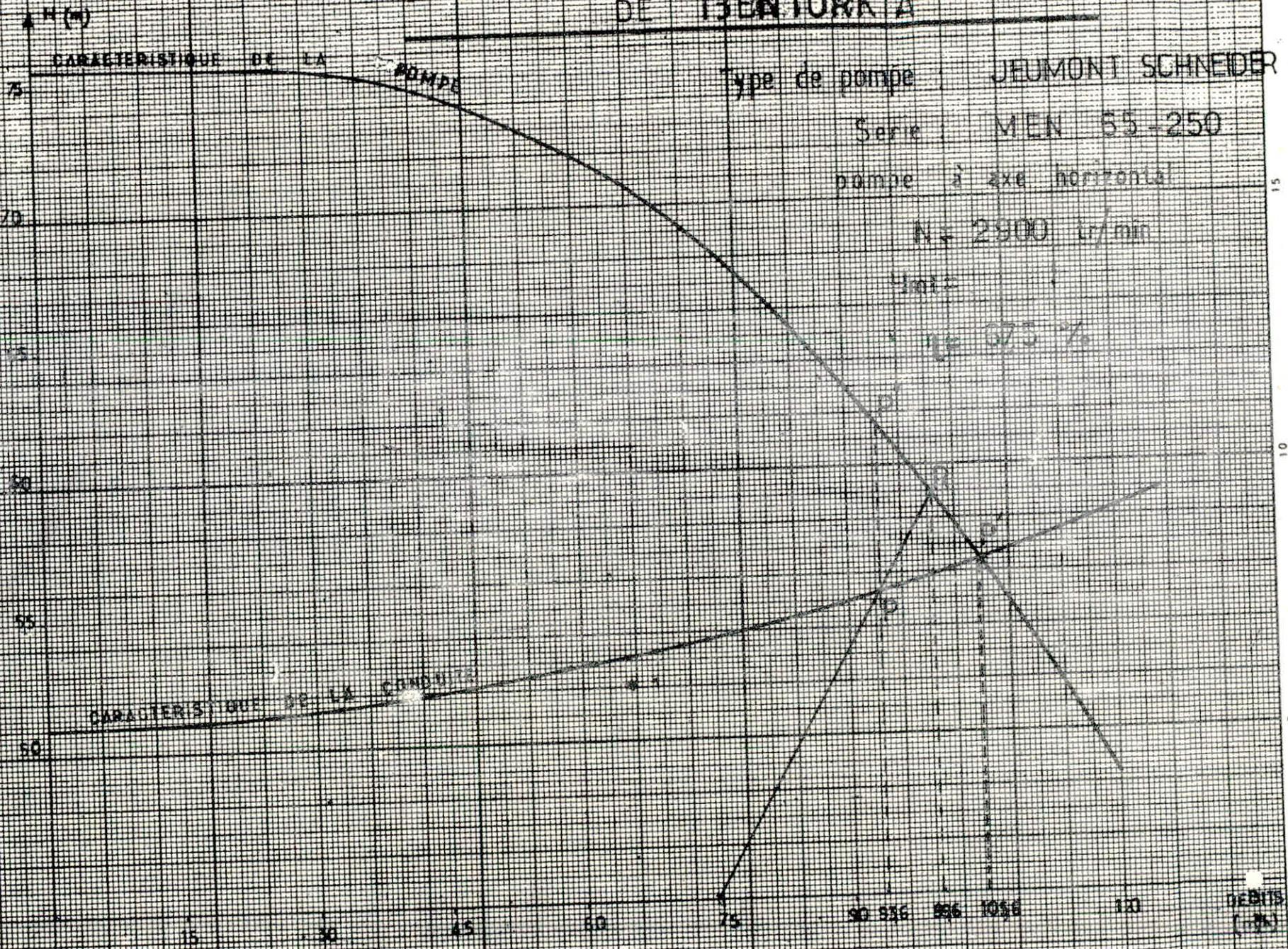
*Frais d'amortissement

DIAMETRES (mm)	PRIX DU ml (DA)	LONGUEUR (m)	PRIX DE LA CONDUITE (DA)	ANNUITE (DA)
150	134,93	1.150	212.669,5	18.890,79
200	229,56	1.150	263.994,0	23.449,79
250	267,22	1.150	307.303,0	27.296,80
300	333,07	1.150	383.030,5	34.023,45

FRAIS D'EXPLOITATION

DIAMETRES	V m/s	IR 10^4	F _n	F _c	J	H _T	Hmt THEO- QUE (m)	Hmt PRA- TIQUE (m)	REN- DEM- ENT n%	PUIS- SANCE Kw	ENERGIE Kwh	PRIX DE L'ENERGIE à 0,19 DA
150	1,47	22,07	0,018117	0,019858	0,014581	19,28	70,28	73	69	26,98	236344,8	44905,5
200	0,83	16,55	0,016964	0,019533	0,003429	4,53	55,53	61,5	67,5	23,24	203582,4	38680,66
250	0,53	13,24	0,016151	0,019535	0,001119	1,48	52,48	61,5	67,5	23,24	203582,4	38680,66
300	0,37	11,03	0,015525	0,019696	0,000458	0,61	51,61	52	64	20,72	181507,2	34486,37

RETOULEMENT BACHE DE REPRSE, AU B. DE IBENTURKIA



Type de pompe : JEUMONT SCHNEIDER
 Serie : MEN 65-250
 pompe à axe horizontal
 N : 2900 tr/min
 η : 67.5 %

DEBITS
(m³/s)

BILAN

DIAMETRES (mm)	150	200	250	300
Frais d'amortis sement	18.890,79	23.449,79	27.296,80	34.023,45
Frais d'exploita tion	44.905,5	38.680,66	38.680,66	34.486,37
Total	63.796,29	62.130,45	65.977,46	68.509,82

Le diamètre le plus économique est le 200 mm.

-Point de fonctionnement de la pompe

Le point de fonctionnement, est donné par l'intersection (P') de la caractéristique de la pompe et celle de la conduite ($h = f(Q)$) pour la conduite bache de reprise au réservoir de Benadjel le point P correspond à un débit de 93,6 m³/h et une hauteur de 52,48 m, est le fonctionnement désiré.

En vue de rapprocher ces débits, plusieurs solutions sont possibles

PREMIERE VARIANTE :

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

-Volume entrant dans le réservoir

$$Q = 93,6 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$V = Q.T = 93,6 . 24 = 2246,4 \text{ m}^3$$

-Le temps de remplissage se réduit à

$$T = \frac{2246,4}{105,6} = 21,27 = 22\text{h}$$

Donc la puissance dans ces conditions sera de

$$P = \frac{9,81 . 0,02933 . 56,6}{0,675} = 24,13 \text{ Kw}$$

avec une majoration de 10% $P = 26,54 \text{ Kw}$.

DEUXIEME VARIANTE :

Cette solution consiste au rognage de l'impulseur de façon à rapprocher le P' au point P

-Pourcentage de rognage

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

ou

n = coefficient de rognage

q et h = coordonnées du point P

Q et H = coordonnées du point R.

$$\text{avec } q = 93,6 \text{ m}^3 \quad h = 52,48$$

$$Q = 99,6 \text{ m}^3 \quad H = 58,80$$

$$n = \frac{q}{Q} = \frac{93,6}{99,6} = 0,9397 = 0,94$$

Le pourcentage de rognage sera donc :

$$1 - 0,94 = 6\%$$

Avec un temps de pompage de 24/24h et un rendement n 67,5%
La puissance sera de :

$$P = \frac{9,81 \cdot 0,02766 \cdot 58,8}{0,675} = 23,64 \text{ Kw}$$

avec une majoration de 10% P = 26 Kw.

TROISIEME VARIANTE:

La troisième variante consiste à vanner sur le refoulement, dans ce cas, la consommation d'énergie augmente. Ce vannage va créer une perte de charge RP" = 2,8m le temps de pompage est évidemment de 24h/24h. Cette perte de charge engendre un gaspillage d'énergie donc cette solution présente des inconvénients.

CONCLUSION :

Nous constatons que la puissance absorbée par réduction de temps de pompage est légèrement supérieur à celle obtenue par rognage des roues. Donc on propose le point de fonctionnement P' et on réduit le temps de pompage ce qui donne par conséquence plus de souplesse à l'installation et permet de parer à un accroissement de la demande de (2h de temps de pompage en réserve).

Détermination du diamètre économique Fpi au Rpl (Boudouaou)

Caractéristiques du forage

-63-

$Q = 40 \text{ l/s} = 0,04 \text{ m}^3/\text{s}$

Niveau dynamique = 12,5 m

Niveau du terrain = 19,0 m

Longueur de la conduite 500 m

Rugosité absolue = 0,1 mm

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

Hauteur géométrique = 62,35 m

Frais d'amortissement

Diamètre ϕ (mm)	Prix de la conduite m/s	Longueur m	Prix total de la condui- te	Annuité (DA)
150	184,93	500	92465	3213,43
200	229,56	500	114780	10195,61
250	267,22	500	133610	11868,33
300	333,07	500	166535	14792,88

Frais d'exploitation de Fpi au Rpl

Q mm	V m/s	R 10^4	F _n	F _c	J	h _{NT} m	h _{nt} Théor m
150	2,28	33,95	0,018117	0,119332	0,03355	12,29	81,64
200	1,27	24,46	0,016968	0,018790	0,007723	4,44	66,79
250	0,81	20,37	0,016151	0,018604	0,002498	1,44	63,78
300	0,56	16,93	0,015526	0,018605	0,000991	0,57	62,92

H _{nt} Pratique m	Rendement %	Puissance Kw	Energie Kwh	Prix de l'énergie (DA)
87,0	79,8	42,78	374752,80	71203,03
76,20	80,8	37,01	324205,60	61599,44
66,0	80,4	32,21	282159,60	53610,32
66,0	80,4	32,21	282159,60	53610,32

Diamètres mm	150	200	250	300
Frais d'amortissement	8213,43	10195,61	11868,23	14792,88
Frais d'exploitation	71203,03	61599,44	53610,32	53610,32
Total	79416,46	71795,05	65478,55	68403,32

Donc le diamètre le plus économique = 250 mm

ADDITION Fd. R. DE BOUDOJAOU

Type de pompe: JEUMONT SCHNEIDER

Série: MEN 30-250

Pompe à axe vertical

N = 2900 tr/min

Hauteur: 660 m

$\eta = 80.1\%$

H(m)
80
70
60
0

CARACTERISTIQUE DE LA POMPE

CARACTERISTIQUE DE LA ECYONELLE

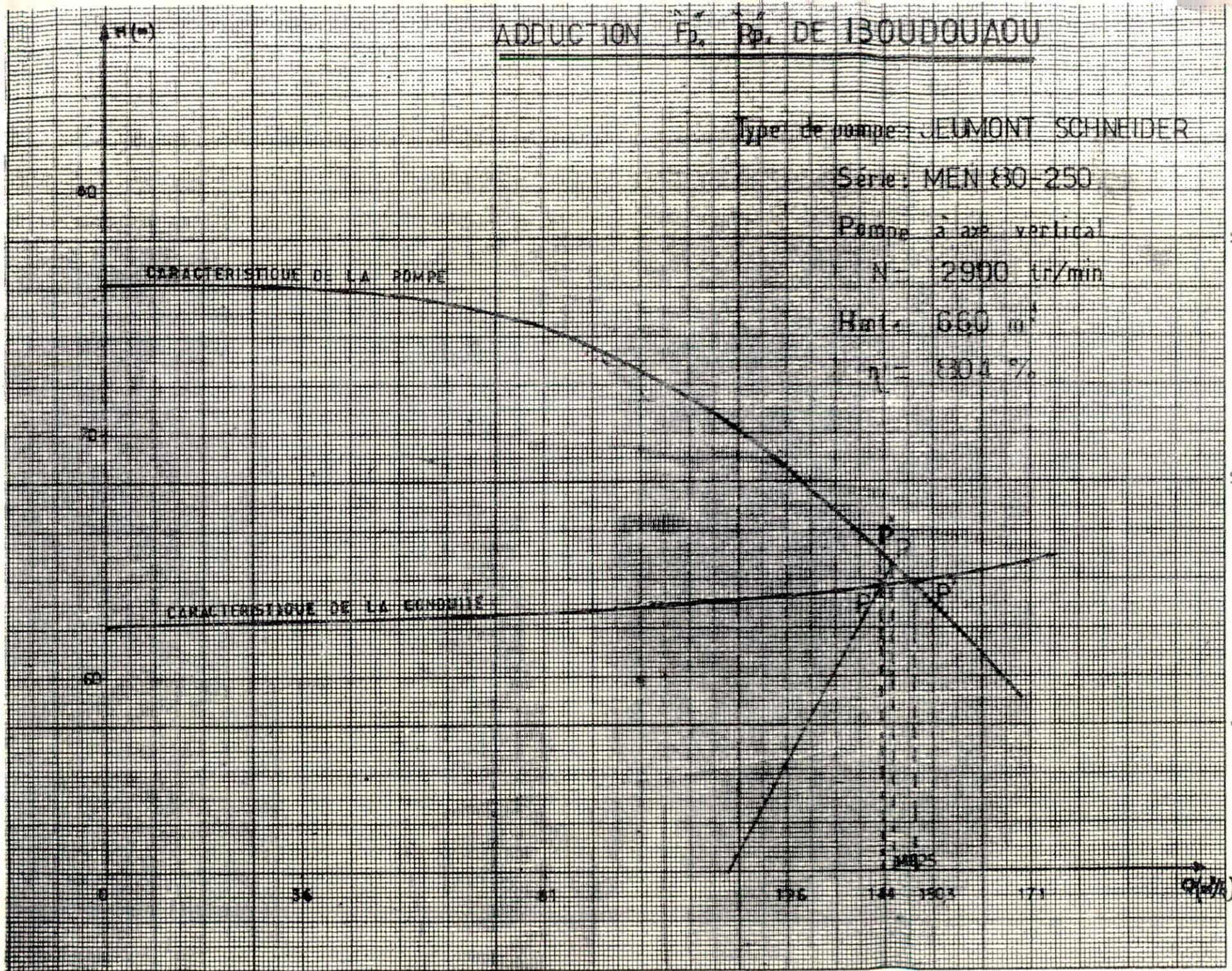
P'
P
P

0 56 81 136 144 150.3 171

Q (l/s)

1.5
1.0
0.5
0

— 0.3 —



Point de fonctionnement de la pompe

Le point de fonctionnement, est donné par l'intersection (P') de la caractéristique de la pompe et celle de la conduite $AH = f(Q)$.
 Pour la conduite Fp2 au RP1, le point P' correspond à un débit de 150,3 m³/h et de hauteur 63,9 m, est le point de fonctionnement en vue de rapprocher ces débits, plusieurs solutions sont possibles.

1ère variante

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

- Volume entrant dans le réservoir

$$Q = 144 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$V = Q.T. = 144.24 = 3456 \text{ m}^3$$

Le temps de remplissage se réduit à

$$T = \frac{3456}{150,3} = 22,99 = 23 \text{ heures}$$

Dans ces conditions la puissance absorbée est

$$P = \frac{9,81.0,04175.63,9}{1} = 32,55 \text{ Kw}$$

avec une majoration de 10 % la puissance sera de :

$$P = 35,81 \text{ Kw}$$

2ème variante

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

Ce vannage va créer une perte de charge de 0,6 m le temps de pompage est évidemment de 24/ 2 Ah. Cette perte de charge engendre un gaspillage d'énergie donc cette solution présente des inconvénients.

3ème variante

Cette solution consiste au rognage de l'impulseur de façon à rapprocher le point P' du point P du point P

- Pourcentage de rognage

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

$$\text{avec } q = 144 \text{ m}^3/\text{h} \quad h = 63,7 \text{ m}$$

$$Q = 146,25 \text{ m}^3/\text{h} \quad H = 64,8 \text{ m}$$

$$m = \sqrt{\frac{144}{146,25}} = \sqrt{\frac{144}{146,25}} = 0,99$$

Le pourcentage de rognage sera donc de

$$1 - 0,99 = 1 \%$$

La puissance sera de

$$P = \frac{9,81 \cdot 0,040625 \cdot 64,8}{0,804} = 32,12 \text{ Kw}$$

avec une majoration de 10 % $P = 35,33 \text{ Kw}$

Conclusion

Dans ce cas les 3 variantes sont acceptables la 1ère présente un gain de temps sur le pompage la 2ème engendre une faible perte de charge

la 3ème la puissance est légèrement inférieure à la 1ère variante.

4-2 Méthode de calcul d'adduction gravitaire

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

Q étant le débit en m³/s

V vitesse choisie 1 m/s

- Détermination de la vitesse réelle

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

D : diamètre de la conduite en m.

f pertes de charge dans la conduite

$$AH_T = J \cdot L$$

ou

$$J = \frac{f \cdot V^2}{2gDh} = \frac{f \cdot 0.02}{2g Dh \cdot A^2}$$

$$Ley = 1,15 L$$

$$DH_T = J L \cdot 1,15$$

on prend toujours un diamètre normalisé en vérifiant la perte de charge par rapport à la hauteur disponible

AH_T

ADDUCTION GRAVITAIRE DE LA ST AU Rp DE BOUDOUAOU

$$Q = 75 \text{ l/s} = 0,075 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$\text{Ctp du réservoir de Bouadouaou} = 65,35 \text{ m}.$$

$$\text{Hauteur disponible} = 75 - 65 = 10 \text{ m}$$

déterminons le diamètre

on choisit une vitesse de 1 m/s.

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot V}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,075}{1,3,14}} = 0,309 = 310 \text{ mm}.$$

On prend un diamètre normalisé de 350 mm qui nous donne une vitesse réelle de :

$$V = \frac{4 \cdot Q}{\pi D^2} = \frac{4 \cdot 0,075}{3,14 (0,35)^2} = 0,78 \text{ m/s}.$$

$$H = J_L = \frac{f \cdot V^2}{2g D^5} L$$

à l'aide du programme sur TI 59 on a :

$$f_n = 0,015025$$

$$f_c = 0,017362$$

$$IR = 10^4 = 27,28$$

$$J = 0,0015382$$

$$H_T = 1,15 J \cdot L = 0,0015382 \cdot 1,15 \cdot 1110 = 1,96 \text{ m}.$$

La hauteur disponible est supérieur à H_T

10) 1,96.

On propose un écoulement de 24/24.

Ce qui nous donne un débit $Q = 631/S$

- on prend $V = 1m/S$

$$D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,063}{3,14 \cdot 1}} = 0,283 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé de 300 mm avec une vitesse correspondante de :

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \cdot 0,063}{3,14 (0,3)^2} = 2,99 \text{ m/s}$$

$$AH_T = 3 \cdot 1,1,25 = \frac{f \cdot V^2}{2g \cdot Dh} : 1,15 \cdot L$$

D'après le programme sur W 59

$$fn = 0,015525$$

$$fc = 0,017714$$

$$\cdot 10^4 = 26,73$$

$$f = 0,002383$$

La perte de charge totale

$$AH_T = 1,15 \cdot f \cdot L = 1,15 \cdot 0,002383 \cdot 1825 = 5 \text{ m}$$

La hauteur disponible = 27-66-19m

$$19 \text{ m} > 5 \text{ m}$$

CHAPITRE -VIIIRESEAU DE DISTRIBUTION1-DIMENSIONNEMENT DE LA CONDUITE RESERVOIR AU POINT (6)
DE BOUDOUAOUDonnées de bases :

$$L = 85 \text{ m}$$

$$\epsilon = 0,1 \text{ mm}$$

$$Q = 310 \text{ l/s} = 0,31 \text{ m}^3/\text{s}$$

on propose une vitesse de 1 m/s

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot V}} = 0,628 \text{ m}$$

On prendra un diamètre de 650 mm avec une vitesse réelle

$$V = \frac{4 \cdot Q}{\pi D^2} = \frac{4 \cdot 0,31}{\pi (0,65)^2} = 0,93 \text{ m/s}$$

D'après la théorie de la longueur fluïdo-dynamique; pour un profil circulaire plein (abaque n°9) nous avons

$$D_0 = 1,539 \quad \lambda = \frac{D}{D_0} = \frac{0,65}{1,539} = 0,422$$

Par application de la formule

$$\frac{Q}{\sqrt{J}} = \lambda^{2,5} (15,96 - 8,681 \ln \frac{\epsilon}{\lambda D}) = 10,23 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 0,31 \text{ m}^3/\text{s} \longrightarrow J = 0,00091.$$

Par la méthode classique, en utilisant la formule de Darcy Weisbach avec $f = 0,01324$. Nous avons

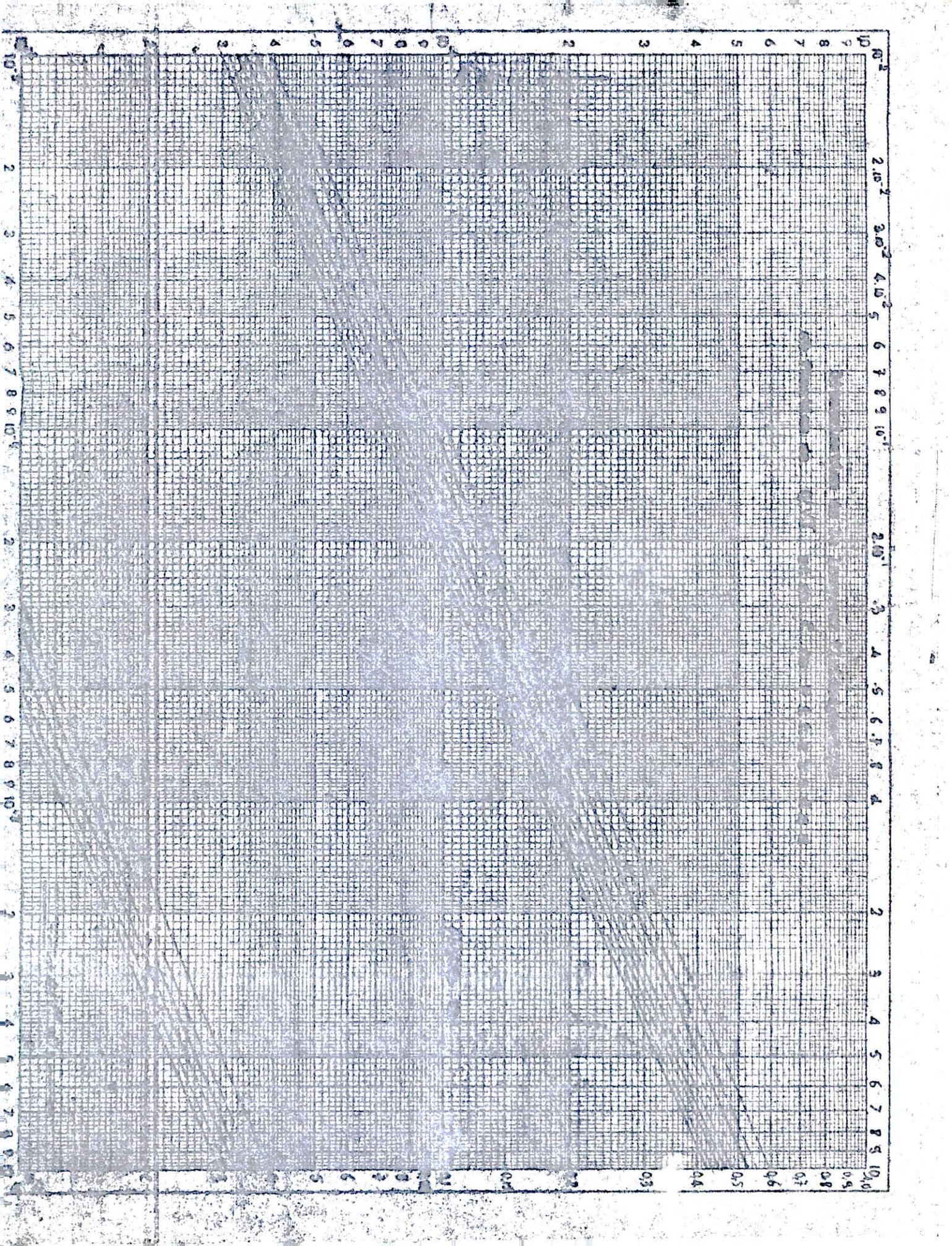
$$J = \frac{f V^2}{2g D_h} = 0,0008988 = 0,00090.$$

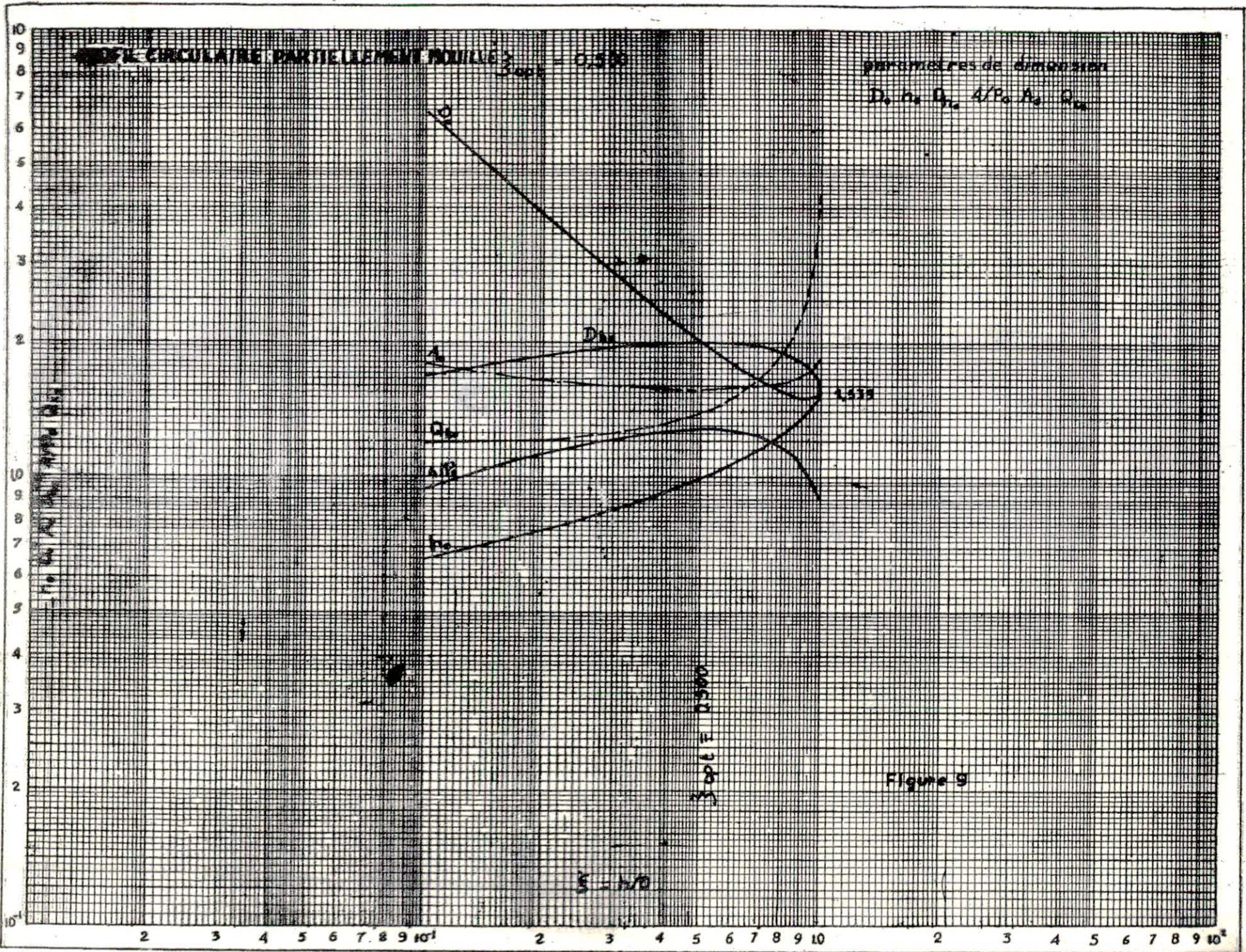
La perte de charge totale

$$\Delta H_T = J_{ley} = 0,00091 \times 1,15 \times 85 = 0,0889 \text{ m}$$

$$\Delta H_T = 0,10 \text{ m.}$$

Les deux méthodes donnent les mêmes résultats. La conduite reliant les deux réservoirs aura un diamètre de 200 mm. Puisqu'elle permet simplement de maintenir le même niveau dans les 2 réservoirs.





-CONDUITE RELIANT LE RESERVOIR EXISTANT AU NOEUD 1 DE BENTURKIADonnées de base:

$$L = 275 \text{ m}$$

$$Q = 214 \text{ l/s} = 0,214 \text{ m}^3/\text{s}.$$

on prend une vitesse de 1m/s.

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,214}{3,14 \cdot 1}} = 0,522 \text{ m}.$$

On prend un diamètre normalisé de 500 mm donnant une vitesse réelle de :

$$V = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2} = \frac{4 \cdot 0,214}{3,14 \cdot (0,5)^2} = 1,09 \text{ m/s}$$

$$\Delta H_T = \frac{f \cdot V^2}{2g \cdot Dh} \cdot L \cdot 1,15 \quad \text{avec } f = 0,015614$$

$$\Delta H_T = \frac{0,015614 \cdot 316 \cdot (1,09)^2}{19,61 \cdot 0,5} = 0,60 \text{ m}$$

$$\Delta H_T = 0,6 \text{ m}.$$

La conduite reliant les deux réservoirs aura un diamètre de 150mm puisqu'elle permet simplement de maintenir le même niveau dans les 2 réservoirs.

CONDUITE RELIANT LE RESERVOIR EXISTANT DE BENADJEL AU POINT (1)Données de bases :

$$L = 125 \text{ m}$$

$$Q = 110 \text{ l/s} = 0,11 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$= 0,1 \text{ mm}$$

on propose une vitesse de 1 m/s.

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,11}{3,14 \cdot 1}} = 0,374 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé de 400 mm qui nous donne une vitesse réelle de :

$$V = \frac{4 \cdot Q}{\pi D^2} = \frac{4 \cdot 0,11}{3,14 (0,4)^2} = 0,88 \text{ m/s}$$

$$\Delta H = \frac{f \cdot V^2 \cdot L}{2g Dh}$$

$$f = \left[1,14 - 0,86 \ln \left(\frac{\xi}{Dh} \right) \right]^{-2} = 0,011236$$

$$\Delta H_T = \frac{0,011236 \cdot (0,88)^2 \cdot 144}{19,62 \cdot 0,4} = 0,1596 \text{ m}$$

$$\Delta H_T = 0,16 \text{ m.}$$

La conduite reliant les 2 réservoirs aura un diamètre de 150^{mm} Puisqu'elle permet simplement de maintenir l'équilibre dans les réservoirs.

-DETERMINATION DES DEBITS AUX NOEUDS (HORIZON 2010)

D'après le plan d'urbanisation, la ville de Boudouaou, ainsi que Benadjel et Benturkia se compose d'une façon générale de densités différentes.

Le réseau schématique des canalisations a été tracé en fonction des structures d'habitats, tout en suivant le cheminement des rues. Nous avons circonscrits dans le périmètre à urbaniser un certain nombre de contours fermés, constituant de grandes mailles à l'intérieur desquelles peuvent être connectées des conduites secondaires considérées comme des conduites d'un réseau ramifié

En ce qui concerne le débit de chaque noeud, on délimite la zone desservie par ce dernier par la méthode des médiatrices. Ayant la densité, le nombre d'habitant, et la consommation spécifique correspondants à chaque zone, nous déduisons le débit de chaque noeud qui sera multiplié par le coefficient de pointe ($K_p = 2,4$).

Formules de calcul

$$\text{-Consommation spécifique : } q = \frac{Q_m}{N_m} \quad (\text{L/j})$$

$$\text{-Densité moyenne : } d = \frac{N_m}{S_m} \quad (\text{hab/ha})$$

$$\text{-Consommation par noeud : } Q_i = N_i \cdot q_i.$$

S_m : superficie de la maille en ha.

N_m : nombre d'habitant dans la maille.

S_i : superficie desservie par la maille en ha.

STRUCTURES DES MAILLES DE BOUDOUAOU

Maille I

$N_m = 3328$ hab
 $Q_m = 1031,43$ m³/J
 $S_m = 8,32$ ha
 $d = 400$
 $q = 309,92$ l/j/hab.

Maille V

$N_m = 3687$ hab
 $Q_m = 1217,84$ m³/J
 $S_m = 12,29$ ha
 $d = 300$ hab/ha
 $q = 330,31$ l/J/hab.

Maille II

$N_m = 5869$ hab
 $Q_m = 2071,74$ m³/J
 $S_m = 19,56$ ha
 $d = 300$ hab/ha
 $q = 353,00$

Maille VI

$N_m = 2644$ hab
 $Q_m = 951,19$ m³/J
 $S_m = 6,61$ ha
 $d = 400$ hab/ha
 $q = 359,75$ l/J/hab.

CALCUL DES DEBITS SOUTIRES DE BOUDOUAOU -7-

NOEUDS	MAILLES	SURFACES (ha)	CONSUMMAT SPECIFIQUE (l/j)	DENSITE (hab/ha)	POPULATION (hab)	CONSUMMAT PAR ZONE (l/s)	CONSUMMAT PAR NOEUD (l/s)	COEFFICIENT DE POINTE	DEBITS SOUTIRES (l/s)	DEBITS ARRONDIS (l/s)
1	I	2,24	309,92	400	8396	3,21	6,69	2,4	16,06	16
	VI	1,53	359,75	400	612	2,55		"		
	VIII	0,87	307,13	300	261	0,93		"		
2	I	0,99	309,92	400	396	1,42	7,47	"	17,95	18
	V	2,74	330,31	300	822	3,14				
	VI	1,75	359,75	400	700	2,91				
3	I	0,92	309,92	400	368	1,32	5,46	"	13,11	13
	III	1,54	295,11	450	693	2,37				
	IV	1,41	362,34	300	423	1,77				
4	I	2,01	309,92	400	804	2,88	6,41	"	15,38	15
	II	2,11	353,00	300	633	2,59				
	III	0,61	295,11	450	274	0,94				
5	I	1,31	309,92	400	524	1,88	5,62	"	13,48	13
	II	3,05	353,00	300	915	3,74				
6	I	0,85	309,92	400	340	1,22	5,12	"	12,28	12
	II	1,63	353,00	300	489	2,00				
	VIII	1,78	307,13	300	534	1,90				
7	II	4,04	353,00	300	1212	4,95	8,14	"	19,53	20
	VIII	2,99	307,13	300	897	3,19				
8	II	4,68	353,00	300	1404	5,74	"	13,77	14	
9	II	2,78	353,00	300	834	—	3,41	"	8,18	8
10	II	1,27	353,00	300	381	1,56	11,11	"	26,65	27
	III	6,21	295,11	450	2795	9,55				
11	III	6,71	295,11	450	3019	10,31	13,83	"	33,20	33
	IV	2,80	362,34	300	840	3,52				

SUITE DES D.S DE BOUDOUAOU

12	III	1,77	295,11	450	797	2,72	7,01	2,4	16,833	17
	IV	3,41	362,34	300	1023	4,29		"		
13	IV	3,40	362,34	300	1020	4,283	8,71	"	20,839	21
	V	3,836	330,31	300	1158	4,43				
14	V	2,76	330,31	300	828	3,17	6,62	"	15,839	16
	VII	2,78	357,67	300	834	3,45				
15	V	2,93	330,31	300	879	3,36	9,87	"	23,69	24
	VI	1,834	359,75	400	736	3,06				
	VII	2,76	357,67	300	828	3,45				
16	VI	1,49	359,75	400	596	2,48	8,45	"	20,29	20
	VII	0,66	357,67	300	198	0,832				
	VIII	4,833	307,13	300	1449	5,15				
17	VII	5,12	357,67	300	1536	6, —	6,36	"	15,26	15
18	VIII	3,12	307,13	300	936	—	3,33	"	7,99	8

Maille III

Nm = 7578 hab
 Qm = 2236,37 m³/J
 Sm = 16,84 ha
 d = 450 hab/ha
 q = 295,11 l/J/hab.

Maille IV

Nm = 3306 hab
 Qm = 1197,89 m³/J
 Sm = 11,02 ha
 d = 300 hab/ha
 q = 362,34 l/J/hab.

Maille VII

Nm = 3396 hab
 Qm = 1214,66 m³/J
 Sm = 11,32 ha
 d = 300 hab/ha
 q = 357,67 l/J/hab.

Maille VIII

Nm = 4077 hab
 Qm = 1252,16 m³/J
 Sm = 13,59 ha
 d = 300 hab/ha
 q = 307,13 l/J/hab.

STRUCTURES DES MAILLES DE BENTURKIAMaille I

Nm = 5667 hab
 Qm = 2584,25 m³/J
 Sm = 21,66 ha
 d = 400 hab/ha
 q = 298,28 l/J/hab

Maille IV

Nm = 3637 hab
 Qm = 1107,22 m³/J
 Sm = 10,39 ha
 d = 350 hab/ha
 q = 304,43 l/J/hab.

Maille II

Nm = 3112 hab
 Qm = 1057,71 m³/J
 Sm = 7,78 ha
 d = 400 hab/ha
 q = 339,88 l/J/hab

Maille V

Nm = 2958 hab
 Qm = 921,02 m³/J
 Sm = 9,86 ha
 d = 300 hab/ha
 q = 311,37 l/J/hab.

Maille III

Nm = 4428 hab
 Qm = 1297,63 m³/J
 Sm = 11,07 ha
 d = 400 hab/ha
 q = 293,05 l/J/h

Maille VI

Nm = 2468 hab
 Qm = 724,21 m³/J
 Sm = 9,27 ha
 d = 266,24 hab/ha
 q = 293,44 l/J/hab.

CALCUL DES DEBITS SOUTIRES BENTURKIA

NŒUDS	MAILLES	SURFACES (ha)	CONSUMMAT SPECIFIQUE (l/s)	DENSITES (hab/ha)	POPULATION (hab)	CONSUMMAT PAR ZONE (l/s)	CONSUMMAT PAR NŒUD (l/s)	COEFFICIENT DE POINTE	DEBITS SOUTIRES (l/s)	DEBITS ARRONDIS (l/s)
1	I	6,15	293,28	400	2460	—	83,49	2,4	20,38	20
2	I	4,81	293,28	400	1924	—	6,64	"	15,94	16
3	I	2,61	293,28	400	1044	—	3,60	"	8,65	8
4	VI	2,74	293,44	26624	729	2,48	6,48	"	15,54	16
	V	3,70	311,37	300	1110	4,00				
5	I	5,04	293,28	400	2016	6,96	10,97	"	26,32	26
	IV	3,25	304,43	350	1138	4,01				
6	I	0,66	299,28	400	264	0,91	7,28	"	11,56	12
	II	1,36	339,88	400	544	2,14				
	IV	1,43	304,43	350	500	4,23				
7	I	2,39	293,28	400	956	2,30	4,94	"	14,26	14
	II	1,68	339,88	400	672	2,64				
8	II	3,06	339,88	400	1224	4,81	8,89	"	21,36	22
	III	3,01	293,05	400	1204	4,08				
9	II	1,68	339,88	400	672	2,64	7,57	"	18,18	18
	III	1,60	293,05	400	640	2,17				
	IV	2,24	304,43	350	784	2,76				
10	III	4,37	293,05	400	1748	—	5,93	"	14,23	14
11	III	2,09	293,05	400	836	2,83	3,82	"	9,18	9
	IV	0,80	304,43	350	280	0,99				
12	IV	2,67	304,43	350	935	3,29	7,40	"	17,77	18
	V	3,80	311,37	300	1140	4,11				
13	V	2,36	311,37	300	708	2,55	5,30	"	12,72	13
	VI	3,04	293,44	26624	809	2,75				
14	VI	3,49	293,44	26624	930	—	3,16	"	7,58	8

STRUCTURES DES MAILLES DE BENADJEL

-87-

Maille I

Nm = 2172 hab
Qm = 639,94 m³/J
Sm = 14,48 ha
d = 150 hab/ha
q = 295 l/J/hab.

Maille IV

Nm = 2032 hab
Qm = 585,22 m³/J
Sm = 13,55 ha
d = 150 hab/ha
q = 288 l/J/hab.

Maille II

Nm = 2458 hab
Qm = 852,91 m³/J
Sm = 12,29 ha
d = 200 hab/ha
q = 347 l/J/hab.

Maille V

Nm = 2562 hab
Qm = 927,94 m³/J
Sm = 15,25 ha
d = 168 hab/ha
q = 362 l/J/hab.

Maille III

Nm = 935 hab
Qm = 269,28 m³/J
Sm = 6,23 ha
d = 150 hab/ha
q = 288 l/J/hab.

Maille VI

Nm = 1775 hab
Qm = 679,68 m³/J
Sm = 11,83 ha
d = 150 hab/ha
q = 383 l/J/hab.

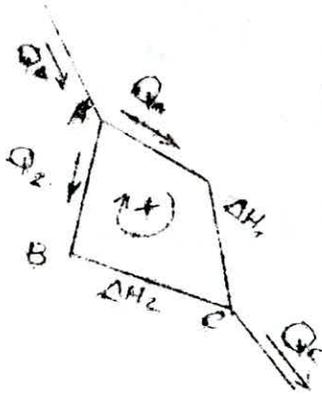
-CALCUL DU RESEAU DE DISTRIBUTION

Le calcul du réseau maillé a été conduit par approximation successive selon la méthode de Hardy-Cross qui se repose sur deux lois.

Première loi : En chaque noeud du réseau, la somme des débits qui entrent est égale à la somme des débits qui sortent.

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

NŒUDS	MAILLES	SURFACES (ha)	CONSUMMAT SPECIFIQUE (l/j)	DENSITE (hab/ha)	POPULATION (hab)	CONSUMMA PAR ZONE (l/s)	CONSUMMAT PAR NŒUD (l/s)	COEFFICIENT DE POINTE	DEBITS SOUTIRES (l/s)	DEBITS ARRONDIS (l/s)
1	I	3,23	295	150	4835	—	1,66	2,4	3,97	4
2	I	3,32	295	150	4988	1,70	4,89	"	11,73	12
	IV	2,24	2888	150	336	1,12				
	V	2,93	36220	1688	493	2,07				
3	I	3,98	295	150	597	2,04	4,44	"	10,64	11
	III	1,77	2888	150	266	0,89				
	IV	3,02	2888	150	453	1,51				
4	I	1,58	295	150	237	0,81	3,49	"	8,37	8
	II	2,12	347	200	424	1,70				
	III	1,95	2888	150	293	0,98				
5	I	2,37	295	150	356	1,21	2,00	"	4,81	5
	II	0,98	347	200	196	0,79				
6	II	2,93	347	200	586	—	2,35	"	5,65	5
7	II	3,58	347	200	716	—	2,87	"	6,90	7
8	II	2,68	347	200	536	2,15	3,40	"	8,18	8
	III	2,51	2888	150	376	1,25				
9	IV	2,02	2888	150	303	—	1,01	"	2,42	2
10	IV	3,73	2888	150	564	1,88	3,10	"	7,44	7
	VI	1,83	3833	150	275	1,22				
11	IV	2,54	2888	150	381	1,27	3,15	"	7,57	7
	VI	2,83	3833	150	425	1,88				
12	VI	4,39	3833	150	659	—	2,92	"	7,01	7
13	IV	2,78	3833	150	417	—	1,85	"	4,44	5
14	V	4,54	36220	1688	763	—	3,20	"	7,68	8
15	V	3,835	36220	1688	647	—	2,71	"	6,51	7
16	V	3,888	36220	1688	652	—	2,73	"	6,56	7



Première loi : $Q_A = Q_1 + Q_2 = Q_3$

Deuxième loi : $\Delta H_1 - \Delta H_2 = 0$

les débits et les pertes de charges correspondantes sont de même signe.

I-METHODE DE HARDY-CROSS

1.1. Principe

Il consiste à se fixer dans chaque maille une répartition supposée des débits ainsi qu'un sens d'écoulement de manière à satisfaire la première loi et à calculer la perte de charge dans chaque tronçon de la maille.

1.2. Diamètre des canalisations

sont choisis de façon à avoir des vitesses d'écoulement raisonnables (de 0,4 . 1,4 m/s)

$$Q = V.A \quad D = \left[\frac{4.Q}{\pi.V} \right]^{1/2}$$

avec :

Q = débit de première répartition en m³/s.

On prend les diamètres de la série des diamètres normalisés (60-80-100-150-200-250-300-350-400-500).

1.3. Perte de charge totale

La perte de charge se produisant le long d'une conduite est exprimée par la formule de Darcy Weisbach.

$$\Delta H_t = \Delta h_s + \Delta h_f$$

$$\Delta H_t = (L_e + L_c) \frac{V^2}{2g D_h}$$

L_T = longueur équivalente
 L_G = longueur géométrique
 ΔH_s = pertes de charges singulières
 ΔH = pertes de charges linéaires.

On a estimé la longueur équivalente à 15% de la longueur géométrique.

$$L_T = L_G + 0,15 L_G \quad L_T = 1,15 L_G.$$

$$\Delta H_t = 1,15 \frac{L_G}{D} \frac{V^2}{2g} \quad \Delta H_t = \frac{L_t}{g D^5} \frac{8Q^2}{\pi^2}$$

$$r = \frac{L_T \cdot 8}{g D^5 \pi^2} \quad \Delta H_t = r Q^2$$

r = résistance de la conduite

Q en m^3/s

r en S^2/m^5 .

Coefficient de frottement

Pour un régime turbulent rugueux, le coefficient de frottement ne dépend que de la rugosité absolue de la conduite et de son diamètre.

Pour le réseau de distribution nous avons pris le coefficient de frottement = $10^{-4} m$. Nous utilisons pour le calcul la formule de COLE BROOK.

$$F_c = \left(-0,86 \ln \left(\frac{\epsilon}{3,7D} + \frac{2,51}{R\sqrt{F}} \right) \right)^{-2}$$

Le principe d'équilibre, des pertes de charges le long de la maille se traduit donc par : $\sum H_t = \sum r Q_i^2 = 0$

Cette égalité n'est pas vérifiée du premier coup, donc il faut modifier la répartition initiale supposée des débits Q_0 , afin de réctifier les valeurs des pertes de charge.

1.4. Détermination du débit correctif ΔQ

$\Delta H_t = \sum r Q_i^2$: doit être nulle dans chaque circuit fermé pour satisfaire la deuxième loi.

Soit :

Q_0 = débit supposé en première approximation

Q_I = débit corrigé

ΔQ_0 = terme correctif.

Donc pour chaque conduite, on aura : $Q_I = Q_0 + \Delta Q_0$ l'équation devient donc :

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

ΔQ_0 : est petit par rapport à Q_0 , donc ΔQ_0^2 est négligeable
on aura donc :

$$\Delta Q_0 = - \frac{\sum r Q_0^2}{2 \sum r Q_0} \text{ en m}^3/\text{s}$$

Chaque maille est calculée séparément. Les corrections à apporter aux débits de première répartition se divisent en deux :

- Corrections propres à la maille considérée ;
avec le signe de ΔQ_0
- Corrections propres à la maille adjacente
(conduites communes aux 2 mailles)
avec signe contraire de ΔQ_0 .

Il suffit de faire la somme algébrique de ces 2 corrections et l'ajouter au débit Q_0 pour avoir le nouveau débit Q_I .

Les approximations sont poursuivies jusqu'à ce que les valeurs de ΔQ soient voisines de zéro (pratiquement pour $(\Delta q < 0,40)$) et jusqu'à ce que les pertes de charges sur le contour fermé soient inférieures à 0,50 m environ.

Voir calcul sur planches 1,2,3

1-5 programme de calcul (établi sur T.I.59)

-Calcul de :

-87-

-Coefficient de frottement par Nikuradzé

-Coefficient de frottement par Colebrook

-Reynolds

-Programme :

-2 nd Lbl A (1,14-RCL 02 Lnx X 0,86) $X^2 \frac{1}{X}$

STO 05 -STO 14 R/S.

-2nd Lbl B 4 X RCL 01 \div RCL 09 \div RCL 00 = STO 03 INV SBR.

-2nd Lbl C (RCL 02 \div 3,7 + 2,51 RCL 03 \div RCL 05 \sqrt{X})

Lnx X 0,86 = $\frac{1}{X} X X^2$ STO 06 RCL.05

STO 04 RCL 06^XSTO 05 RCL 06- RCL 04 = 2nd (X)

2nd X \rightarrow t C.RCL 06 R/S.

INTRODUIRE

ξ \rightarrow STO 02

Dh

D \rightarrow STO 00

Q \rightarrow STO 01

TI \rightarrow STO 09

RESULTATS

A \rightarrow Fn Nikuradzé

B \rightarrow Reynolds

C \rightarrow Fc Colebrook

Precision X \rightarrow t 0,000001.

Programme pour le calcul du réseau maillé sur "TI.59"

2nd Lbl	\sqrt{x}	2nd M	RCL
A	+	x^2	09
2nd Stflg	RCL	+	+/-
08	03	9	SUM
RCL	\div	.	09
03	3	8	RCL
\div	.	\div	11
RCL	7	RCL	+/-
00	\div	00	SUM
=	RCL	y^x	11
2nd log	00	5	RCL
x	=	=	12
02	2nd log	STO	R/S
+/-	x	07	
+	2	R/S	
1	+/-	x	
.	=	RCL	
1	x^2	02	
4	1/x	=	
=	STO	STO	
x^2	06	08	
1/x	-	SUM	
STO	RCL	09	
05	05	R/S	
2nd Lbl	=	\div	
=	2nd(x)	RCL	
2	INV	01	
.	2nd $x \rightarrow t$	=	
5	x^2	STO	
1	RCL	10	
x	06	SUM	
RCL	STO	11	
00	05	R/S	

1) Introductions :

- $\emptyset_i \rightarrow$ STO 00
- $Q_i \rightarrow$ STO 01
- $L_i \rightarrow$ STO 02
- $\xi \rightarrow$ STO 03
- $\nu \rightarrow$ STO 04

Précision \rightarrow t 0,000001

2) Résultats :

Appuyer sur :

A \rightarrow J_i

R/S \rightarrow DH_i

R/S \rightarrow $\frac{\Delta H_i}{Q_i}$

Répéter la même chose pour tous les "n" tronçons puis, appuyer sur:

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

R/S $\sum_{i=1}^n \Delta H_i / Q_i$

R/S $\Delta Q = - \frac{\sum \Delta H_i}{2 \sum H_i} Q_i$

x	GTO	2nd Lbl
2nd TI	=	B
x	2nd Lbl	RCL
RCL	x^2	09
04	RCL	R/S
÷	06	÷
4	x	RCL
÷	8	11
RCL	x	R/S
01	RCL	÷
2nd(x)	01	2
÷	x^2	=
RCL	÷	+/-
05		STO 12

Remarques :

a) Si $\Delta Qi < 0$ l'introduire avec le signe (-) → 01 et introduire L avec le signe (-) → 02
On aura $\Delta Hi < 0$ et $\Delta Hi / Qi > 0$

b) Ne jamais utiliser la touche

CLR

Calcul des pressions au sol

-93-

La pression demandée au droit d'un immeuble

$$P_{sol} = n.3 + 5$$

ou

n : nombre d'étages.

-Le chiffre 3 représente la hauteur d'un étage

-Le chiffre 5 englobe la valeur de la pression prévue sur les orifices de puisage les plus élevés.

Dans notre cas l'immeuble le plus élevé est de 4 étages, pour les immeubles les plus élevés, les organismes logeurs se trouvent dans l'obligation d'installer des surpresseurs dans le sous sol.

La détermination de la pression de service en un noeud quelconque est obtenue à partir de la côte piezométrique du noeud précédent en retranchant les pertes de charge (en valeur absolue) occasionnés le long d'un tronçon et la côte du noeud considéré tout en respectant le sens de l'écoulement.

Pression au sol = côte piezométrique - côte du terrain.

EQUIPEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

a) type de canalisation

Le réseau de distribution est constitué d'un assemblage de tuyau en P.V.C. de diamètres compris entre 80 et 400 mm pouvant supporter une pression de 50m.

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 manoeuvre de ces robinets s'effectue à partir du sol au moyen d'une clé.

maille	trou	COTE DU TERRAIN		P.D.C (m)	COTE PIEZOMETRIQUE		Pneu	PRESSION
		AMONT	AVAL		AMONT	AVAL		
I	6-1	28,00	23,00	0,32	65,25	64,93	6	37,25
	1-2	23,00	16,80	1,32	64,93	63,61	1	41,93
	2-3	16,80	16,67	1,16	63,61	62,45	2	46,81
	6-5	28,00	24,50	-1,07	65,25	64,18	5	39,68
	5-4	24,50	17,00	-1,04	64,18	63,14	4	46,14
	4-3	17,00	16,67	-0,62	63,14	62,52	3	45,85
II	6-7	28,00	46,00	-1,07	65,25	64,18	7	18,18
	7-8	46,00	43,00	-0,56	64,18	63,62	8	20,62
	8-9	43,00	18,50	-0,98	63,62	62,64	9	44,14
	9-10	18,50	18,00	-0,52	62,64	62,12	10	44,12
	4-10	17,00	18,00	1,03	63,14	62,11	4	46,14
III	4-3	17,00	16,67	0,62	63,14	62,52	3	45,85
	3-12	16,67	18,80	1,19	62,52	61,33	12	42,53
	12-11	18,80	16,40	0,82	61,33	60,51	11	44,11
	10-11	18,00	16,40	-1,62	62,11	60,49	10	44,11
IV	3-12	16,67	18,80	-1,19	62,45	61,26	3	45,78
	12-11	18,80	16,40	-0,82	61,26	60,44	12	44,46
	2-13	16,80	13,70	1,99	63,61	61,62	13	47,92
	13-11	13,70	16,40	1,52	61,62	60,10	11	43,70
V	2-15	16,80	15,20	1,14	63,61	62,47	15	47,27
	15-14	15,20	14,50	0,47	62,47	62,00	14	47,50
	14-13	14,50	13,70	0,40	62,00	61,60	13	47,90
VI	1-16	23,00	19,00	1,90	64,93	63,03	16	44,03
	16-15	19,00	15,20	0,59	63,03	62,44	15	47,24
	1-2	23,00	16,80	-1,32	64,93	63,61	1	41,93
	2-15	16,80	15,20	-1,14	63,61	62,47	2	46,81
VII	16-15	19,00	15,20	-0,59	63,03	62,44	15	47,24
	15-14	15,20	14,50	-0,47	62,44	61,97	14	47,47
	14-17	14,50	35,00	-5,97	61,97	56,00	17	21,00
	16-17	19,00	35,00	7,09	63,03	55,94	16	44,03
VIII	7-18	46,00	43,00	0,52	64,18	63,66	7	18,18
	18-16	50,00	19,00	0,67	63,66	62,99	18	13,66
	6-1	28,00	23,00	-0,32	65,25	64,93	1	41,93
	1-16	23,00	19,00	-1,90	64,93	63,03	16	44,03

DETERMINATION DE LA PRESSION
AU SOL DE IBENTURKIA

- 95 -

maille	tronçon	COTE DU TERRAIN		P.D.C (m)	COTE PIEZOMETRIQUE		niveau	PRESSION
		AMONT	AVAL		AMONT	AVAL		
I	1-2	53,00	51,50	3,03	64,90	61,837	1	11,90
	2-3	51,50	50,45	1,14	61,837	60,73	2	10,38
	3-4	50,45	50,00	0,43	60,73	60,30	3	10,30
	5-4	43,08	50,00	-1,07	61,43	60,36	4	10,33
	6-5	46,10	43,08	-2,33	63,76	61,43	5	18,35
	7-6	50,00	46,10	-0,42	64,18	63,76	6	17,66
	1-7	53,00	50,00	-0,72	64,90	64,18	7	14,16
II	7-8	50,00	40,00	-1,63	64,18	62,55	7	14,16
	8-9	40,00	27,06	-2,18	62,53	60,37	8	22,55
	6-9	46,10	27,06	3,43	63,76	60,33	9	33,31
	7-6	50,00	46,10	0,42	64,18	63,76	6	17,66
III	8-10	40,00	46,50	-3,25	62,55	59,30	8	22,55
	10-11	46,50	14,20	-2,33	59,30	56,97	10	42,80
	9-11	27,06	14,20	3,50	60,39	56,839	11	42,69
	8-9	40,00	27,06	2,18	62,55	60,39	9	33,33
IV	6-9	46,10	27,06	-3,43	63,76	60,33	6	17,66
	9-11	27,06	14,20	-3,50	60,33	56,833	9	33,31
	11-12	14,20	14,40	-2,22	56,833	54,61	11	42,63
	5-12	43,08	14,40	7,04	61,43	54,39	12	39,99
	6-5	46,10	43,08	2,33	63,76	61,43	5	18,35
V	5-12	43,08	14,40	-7,04	61,43	59,99	5	18,35
	5-4	43,08	50,00	1,07	61,43	60,36	4	10,36
	4-13	50,00	16,72	6,05	60,36	54,31	13	37,59
	13-12	16,72	14,40	0,24	54,31	54,07	12	39,67
VI	3-14	51,45	35,85	2,82	60,73	57,91	3	10,28
	14-13	35,85	16,72	3,83	57,91	54,08	14	22,06
	4-13	50,00	16,72	-6,05	60,30	54,25	13	37,53
	3-4	51,45	50,00	-0,43	60,73	60,30	4	10,30

DETERMINATION DE LA PRESSION
AU SOL DE IBENADJEL

- 96 -

maille	troupe	COTE DU TERRAIN		P.D.C (m)	COTE PIEZOMETRIQUE		Pneou	PRESSION (m)
		AMONT	AVAL		AMONT	AVAL		
I	1 - 5	76,00	75,50	-0,52	94,33	93,831	5	18,46
	5 - 4	75,50	72,36	-0,63	93,83	93,18	4	20,97
	4 - 3	72,36	53,00	-1,97	93,33	91,24	3	38,36
	3 - 2	53,00	66,01	-0,61	91,21	90,60	2	24,73
	1 - 2	76,00	66,01	3,71	94,33	90,62	1	18,48
II	5 - 6	75,50	80,80	-1,16	93,96	92,80	6	12,00
	6 - 7	80,80	64,12	-0,84	92,80	91,96	7	27,84
	7 - 8	64,12	60,14	-0,4	91,96	91,92	8	31,78
	5 - 4	75,50	72,36	0,63	93,96	93,33	5	18,46
	4 - 8	60,14	60,14	1,37	93,33	91,96	4	20,97
III	4 - 8	72,36	60,14	-1,37	93,33	91,96	4	20,97
	8 - 3	60,14	53,00	-0,65	91,96	91,31	8	31,82
	4 - 3	72,36	53,00	1,97	93,33	91,36	3	38,36
IV	3 - 2	53,00	66,01	0,61	91,36	90,75	3	38,36
	2 - 11	66,01	61,63	1,38	90,75	89,37	2	24,74
	11 - 10	61,63	45,03	4,47	89,37	84,90	11	27,74
	3 - 9	53,00	41,06	-4,65	91,36	86,71	9	45,65
	9 - 10	41,06	45,03	-1,83	86,71	84,88	10	39,85
V	2 - 16	66,01	68,09	0,63	90,75	90,12	16	22,03
	16 - 15	68,09	60,00	2,15	90,12	87,97	15	27,97
	15 - 14	60,00	62,70	1,83	87,97	86,14	14	23,44
	2 - 11	66,01	61,63	-1,38	90,75	89,37	2	24,74
	11 - 14	61,63	62,70	-3,24	89,37	86,13	11	27,74
VI	11 - 14	61,63	62,70	3,24	89,37	86,13	14	23,43
	14 - 13	62,70	61,05	2,63	86,13	83,50	13	22,45
	13 - 12	61,05	49,50	2,55	83,50	80,95	12	31,45
	11 - 10	61,63	45,03	-4,47	89,37	84,90	10	39,87
	10 - 12	45,03	49,50	-3,94	84,90	80,96	12	31,46

-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 contonnements d'air.

Cet appareil est branché au moyen d'un té 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'équipement 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.

voir planche N° 4

PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER

Phénomène de coup de belier.

Le coup de belier est une onde de pression positive ou négative, causée par des variations du régime d'écoulement.

A la suite d'une disjonction, le groupe électro pompe se trouve brusquement arrêté, la colonne liquide poursuit le chemin grâce à son inertie.

Sa veine liquide n'étant plus alimentée, il en résulte derrière elle une dépression.

Chaque tranche de la conduite se contracte successivement par diminution élastique du diamètre en ce moment une onde de dépression prend naissance à partir de la pompe et se propage jusqu'au réservoir.

Grâce à son élasticité, la conduite reprend son diamètre primitif toute la masse d'eau revient vers la pompe, et va se trouver arrêtée par le clapet qui entre temps s'est fermé.

En raison de cet arrêt, la première tranche d'eau en contact avec le clapet se comprime entraînant une dilatation de la conduite.

Les tranches suivantes vont subir les mêmes effets dans ce cas il se produit une dépression au niveau du clapet l'onde change de sens et va de propager une deuxième fois vers le réservoir.

Ce phénomène continue jusqu'à ce qu'il se trouve amorti par les forces de frottement.

Les causes des variations du régime d'écoulement dans une conduite de refoulement proviennent soit :

- d'un arrêt brusque des groupes alimentant la conduite
- au démarrage d'une pompe alimentaire.

Cette onde caractérisée par une vitesse de propagation (célérité) donnée par la formule suivante :

$$a = \sqrt{\frac{k}{\rho}} \cdot \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{K \cdot D}{E}}}$$

où

A = célérité de l'onde (m/s)

D = Diamètre intérieur de la conduite (m)

E = Module d'élasticité de la conduite ($E = 2.10^{11}$ Pa pour l'acier).

K = Coefficient de compressibilité de l'eau = $2,15 \cdot 10^9$ Pa

P = Masse volumique de l'eau 10^3 Kg /m³

e = Epaisseur de la conduite

$\sqrt{\frac{K}{P}}$ donne la célérité des ondes de pression pour le cas des tuyaux très rigide

1

$\sqrt{\frac{1 + \frac{K \cdot D}{E \cdot e}}$ traduit la contribution de l'élasticité dans la conduite

ce phénomène d'oscillation peut atteindre une valeur maximale de :

$$b = a \cdot V_0$$

V_0 - vitesse d'écoulement en régime permanent m/s

g - accélération de la pesanteur

La valeur maximale de la pression dans la conduite peut s'exprimer par

- cas de surpression $H_g + b$

- cas de dépression $H_g - b$

où

H_g : Pression dans la conduite avant l'apparition du coup de belier.

2 - Moyens de protection

Le coup de belier est susceptible, d'entraîner des ruptures de conduites, et des destructions d'appareils de pompage, il peut atteindre des valeurs très élevées, pouvant être égale à plusieurs fois la pression de service sur les réseaux à pression normale

Pour diminuer l'intensité du coup de béliier, et ses conséquences néfastes, ils existent les moyens suivants qui sont les plus utilisés.

- Le volant d'inertie intervient dans la protection contre les dépressions.
- Les soupapes de décharge interviennent dans la protection contre les surpressions.
L'utilisation des soupapes de décharge nécessite un entretien suivi et une surveillance attentive, de plus il faut prévoir l'évacuation vers l'extérieur de l'eau ainsi libérée.
- Les cheminées d'équilibre peuvent limiter les dépressions ainsi que les surpressions. Ces dernières sont adoptées lorsque les hauteurs de refoulement sont relativement faibles.
- Les réservoirs d'air protègent les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions.

Ces réservoirs sont excessivement simples du point de vue installation.

Parmi ces moyens, nous avons opté pour le réservoir d'air ayant comme dispositif d'étranglement un clapet à battant percé.

3. - Réservoir d'air

a - Arrêt brusque du groupe électropompe

- Principe

Après disjonction des groupes, l'alimentation continue de la veine liquide, s'effectue à l'aide du réservoir d'air accumulé sous pression dans une capacité métallique disposée à la station de pompage et raccordée avec la conduite de refoulement à l'aval du clapet.

Au moment d'un arrêt brusque de la pompe, le clapet se ferme, une partie d'eau est chassée dans la conduite en ce moment la pression de l'air de la cloche, est encore supérieure à celle qui s'exerce à l'autre extrémité de la conduite au réservoir. La vitesse diminue progressivement et s'annule, l'eau revient en arrière et remonte dans la cloche.

La dissipation de l'énergie de l'eau, est obtenue par le passage de celle-ci à travers un organe d'étranglement.

Méthode de calcul

Les valeurs de la depression et la surpression, seront déterminées par l'épure de BERGERON, après avoir fixé les caractéristiques du réservoir d'air en régime normal, et son dispositif d'étranglement.

Cette méthode, consiste à déterminer par approximations successives, la vitesse de l'eau dans la conduite au niveau du réservoir d'air.

L'intervalle de temps entre les vitesses successives est

$$\theta = \frac{2L}{a} \quad (\text{ temps d'un aller retour })$$

d'une onde

En partant d'un volume initial du réservoir d'air, arbitrairement choisi, et en utilisant la valeur choisie pour la vitesse finale (V_0) de l'eau dans l'intervalle du temps considéré θ on calcul successivement à la fin de cet intervalle, la pression dans le réservoir, puis celles en aval de l'étranglement, et en aval du diagramme fictif représentatif des pertes de charge dans la conduite. On vérifie alors, en menant une horizontale passant par la valeur de la pression finale, que cette droite coupe a au droit de VS , sinon on refait les calculs avec une autre valeur de VS

- Vitesse moyenne pour chaque intervalle

$$V_{Sm} = \frac{VS (n-1) + VS(n)}{2}$$

Le volume U d'air du réservoir, sera égal à la fin du premier intervalle θ , au volume d'air choisi arbitrairement U_0 au départ, augmenté de la quantité trouvée à la colonne précédente.

Pour les autres intervalles, les volumes s'ajoutent quand l'eau monte et se retranchent quand l'eau descend.

- La nouvelle pression dans le réservoir d'air sera exprimé par :

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

ou H_0 - Hauteur géométrique de refoulement.

h_0 - hauteur d'eau entre l'axe de la conduite

de refoulement, et le plan d'eau dans la cloche, lors du régime normal.

- Les pertes de charge au niveau du clapet sont négligeables à la montée.

Par contre à la descente le clapet se ferme et les pertes de charge sont fonction du rapport m de la section contractée (diamètre d) et la tubuleure (diamètre D)

Cette perte de charge peut s'exprimer par

$$Ah = \frac{C.V^2}{2g}$$

ou

C : Coefficient de perte de charge déterminé par l'abque suivant (tiré de A Dupont tom. II)

$$\frac{V}{VS} = \frac{\varnothing}{d} \quad V = \frac{\varnothing}{d} VS$$

\varnothing - diamètre de la conduite de refoulement

d - diamètre de l'orifice du clapet

- variation du volume d'air

$$\Delta U = S.\theta.Vm$$

- Volume d'air emprisonné dans la cloche :

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

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

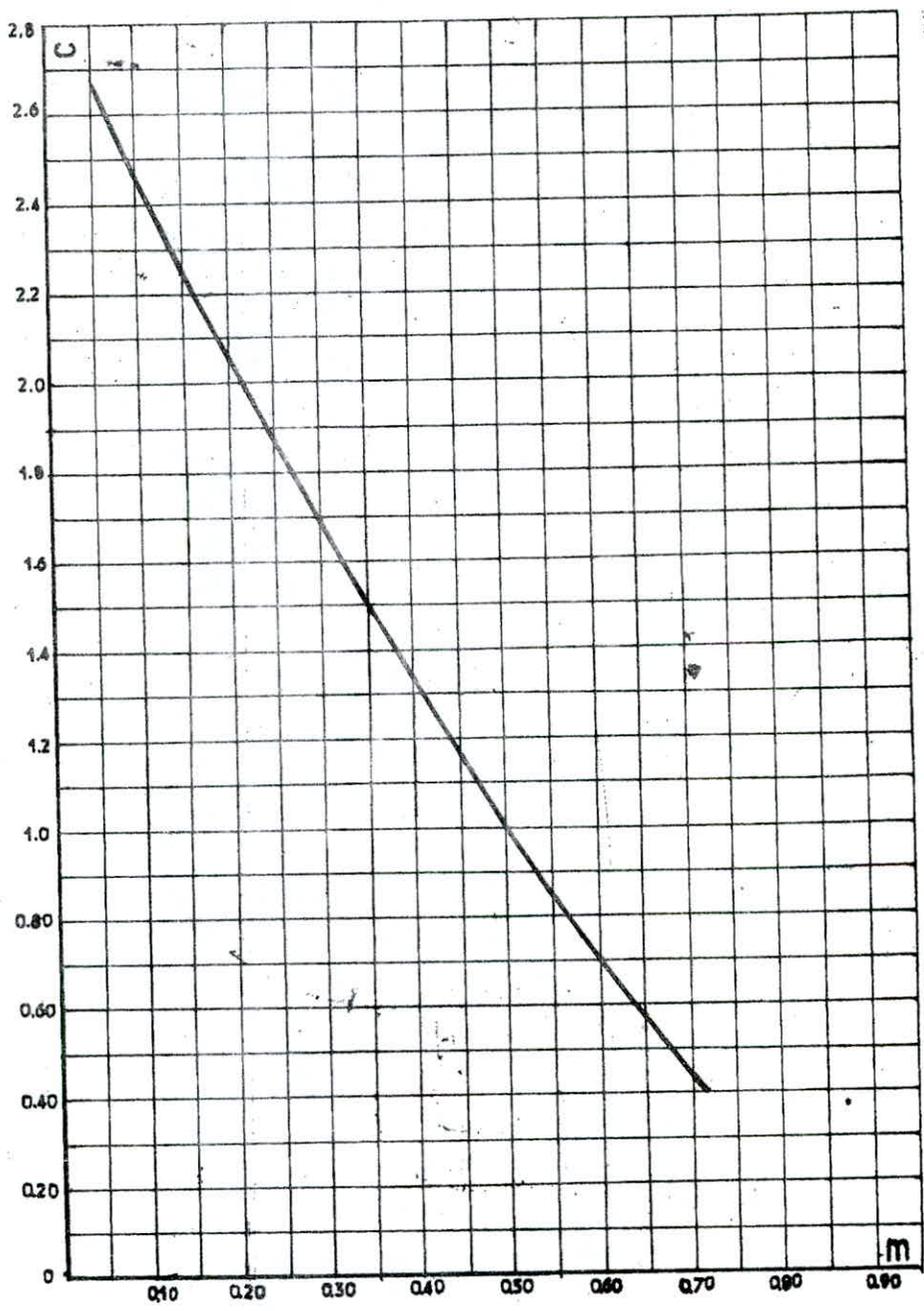
- Sa valeur de la perte de charge dans la conduite (ζ) est déduite d'après la vitesse choisie.

b - Démarrage du groupe électro pompe

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

On considéré un démarrage à vanne ouverte (cas le plus défavorable).

Coefficient de perte de charge dans un clapet



La vérification se fera par la méthode graphique de Bergeron ; soit H_0 la hauteur géométrique de refoulement au droit de la droite de l'anti-bellier sur la conduite, et h_0 la hauteur du plan d'eau dans le réservoir d'air, au dessus de l'axe de la conduite.

Initialement la pression absolue de l'air est :

$$Z_0 = H_0 - h_0 + l_0$$

à chaque instant le débit Q fourni par la pompe se divise en deux :

- q_c : débit évacué dans la conduite de refoulement, qui donne lieu à une perte de charge S .

- q_r : débit dirigé vers le réservoir d'air, qui engendre une perte de charge Ah au passage de l'organe d'étranglement (clapet à orifice d'étranglement) le débit total à refouler

$$Q = q_c + q_r$$

pour une hauteur piezométrique H_b dans la conduite mesurée à partir du plan d'aspiration, une horizontale, donne immédiatement avec l'intersection de la droite $\frac{2}{gS}$ augmentée des coordonnées de la parabole. Des pertes de charge dans la conduite, les valeurs de q_c et q_r .

Par approximation successives, on cherche à vérifier que pour une hauteur piezométrique donnée mesurée à partir du plan d'aspiration, la pression est la même dans le réservoir d'air et dans la conduite aux pertes de charge près.

Soit q_m la moyenne arithmétique des débits q_r à l'origine et à la fin de l'intervalle θ

la variation du volume d'air ΔU est $\Delta U = q_m \cdot \theta$

Donc le volume d'air emprisonné dans le réservoir d'air est donné par

$$U = U_0 - \Delta U \text{ lorsque le réservoir se remplit}$$

$$U = U_0 + \Delta U \text{ lorsque le réservoir se vide}$$

U_0 volume d'air initial (en régime normal)

- pression dans le réservoir d'air

$$Z = \frac{Z_0 \cdot U_0^{1,4}}{U_1^{1,4}} \text{ avec } Z_0 = H_0 + 10 - h_0$$

- Vitesse de l'eau dans l'orifice du clapet

$$V = \frac{qr}{S}$$

s'étant la section offerte au passage de l'eau

- Pertes de charge au passage de l'orifice d'étranglement

$$\Delta h = \frac{CV^2}{2q}$$

- Pression absolue dans la conduite

$$Z + H_0 + h$$

(on néglige les variations subies par h_0 en régime transitoire)
on vérifie alors, que la pression ainsi trouvée correspond à la hauteur piézométrique choisie arbitrairement au départ, à partir de laquelle on déduira, la hauteur au droit du réservoir d'air. Lorsque le débit de remplissage (qr) du réservoir d'air devient négatif, les pertes de charge dans le clapet sont nulles, et la pression dans le réservoir d'air est égale à la pression dans la conduite de refoulement à h_0 prés.

BACHE DE REPRISE AU RESERVOIR DE BENTURKIA

Donnée de base :

$Q = 26 \text{ l/s} = 0,026 \text{ m}^3/\text{s}$

$\phi = 200 \text{ mm}$

$L = 1150 \text{ m}$

$H_g = 51 \text{ m}$

$H_o = 49 \text{ m}$

$D = \phi \text{ tubulure} = 100 \text{ mm}$

$d = \text{Orifice du clapet} = 40 \text{ mm}$

$V_o = 0,83 \text{ m/s}$

$U_o = 1,5 \text{ m}^3$

$h_o = 3 \text{ m}^3$

$S = 4,50 \text{ m}$

Calcul de la célérité

$$a = \sqrt{\frac{K/\rho}{1 + \frac{K \cdot D}{E \cdot e}}}$$

$K = 2,15 \cdot 10^9 \text{ Pa}$

$\rho = 1000 \text{ Kg/m}^3$

$e = 5 \text{ mm}$

$E = 2 \cdot 10^{11} \text{ Pa}$

$$a = \sqrt{\frac{2,15 \cdot 10^9}{100}} \cdot \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{2,15 \cdot 10^9 \cdot 0,2}{2 \cdot 10^{11} \cdot 0,005}}} = 1226,17 \text{ m/s}$$

- Le coup de Belier peut atteindre la valeur

$$b = \frac{aV_o}{g} = \frac{1226,17 \cdot 0,83}{9,81} = 103,74 \text{ m d'eau}$$

ce qui donne :

- une surpression de $49 + 104 = 153 \text{ m d'eau}$
- une dépression de $49 - 104 = - 55 \text{ m d'eau}$

= Temps d'aller retour d'une onde θ

$$\theta = \frac{2L}{a} = \frac{2 \cdot 1150}{1226,17} = 1,88 \text{ s}$$

au démarrage de la pompe, le clapet à battant percé se ferme, et ne laisse passer l'eau que par son orifice de 40 mm dont la section de passage est :

$$S = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{3,14 \cdot (0,04)^2}{4} = 0,001257 \text{ m}^2$$

on a $m = \frac{d^2}{D^2} = \frac{4^2}{10^2} = 0,16$

de l'abaque on a $C = 2,22$

la perte de charge dans le passage de l'orifice du clapet est donc de

$$h = 2,22 \cdot \frac{V^2}{2g} \text{ avec } V = \frac{9r}{0,001257} \text{ m/s}$$

- Pression dans le réservoir d'air

$$z = \frac{[(49 - 3) + 10] \cdot 1,5^{1,4}}{U^{1,4}} = \frac{98,79}{U^{1,4}}$$

- Tracé de la droite a/g.s

$$S = 0,03142 \text{ m}^2 \quad g = 9,8 \text{ m/s} \quad a = 1226,17 \text{ m/s}$$

si l'échelle des H est graduée à raison de 1 cm pour 2 m 3978,10 seront représentés par 1989,05 cm, si l'échelle des débits est graduée à raison de 1 cm pour 6 m³/h ou 0,0017 m³/s, 1m³/s sera représenté par 600 cm.

Donc la pente $\frac{a}{gs}$ sera de $\frac{1989,05}{600} = 3,32$ à l'échelle de l'épure ou $\text{tg} \alpha = 3,32 \implies \alpha = 73,23^\circ$

Dimensionnement du réservoir d'air

$$\pm \Delta U = S \cdot V \cdot m \cdot \theta$$

ou $S =$ section de la conduite

$$\pm \Delta U = 0,03142 \cdot 1,88 \cdot V \cdot m = 0,05907 \cdot V \cdot m$$

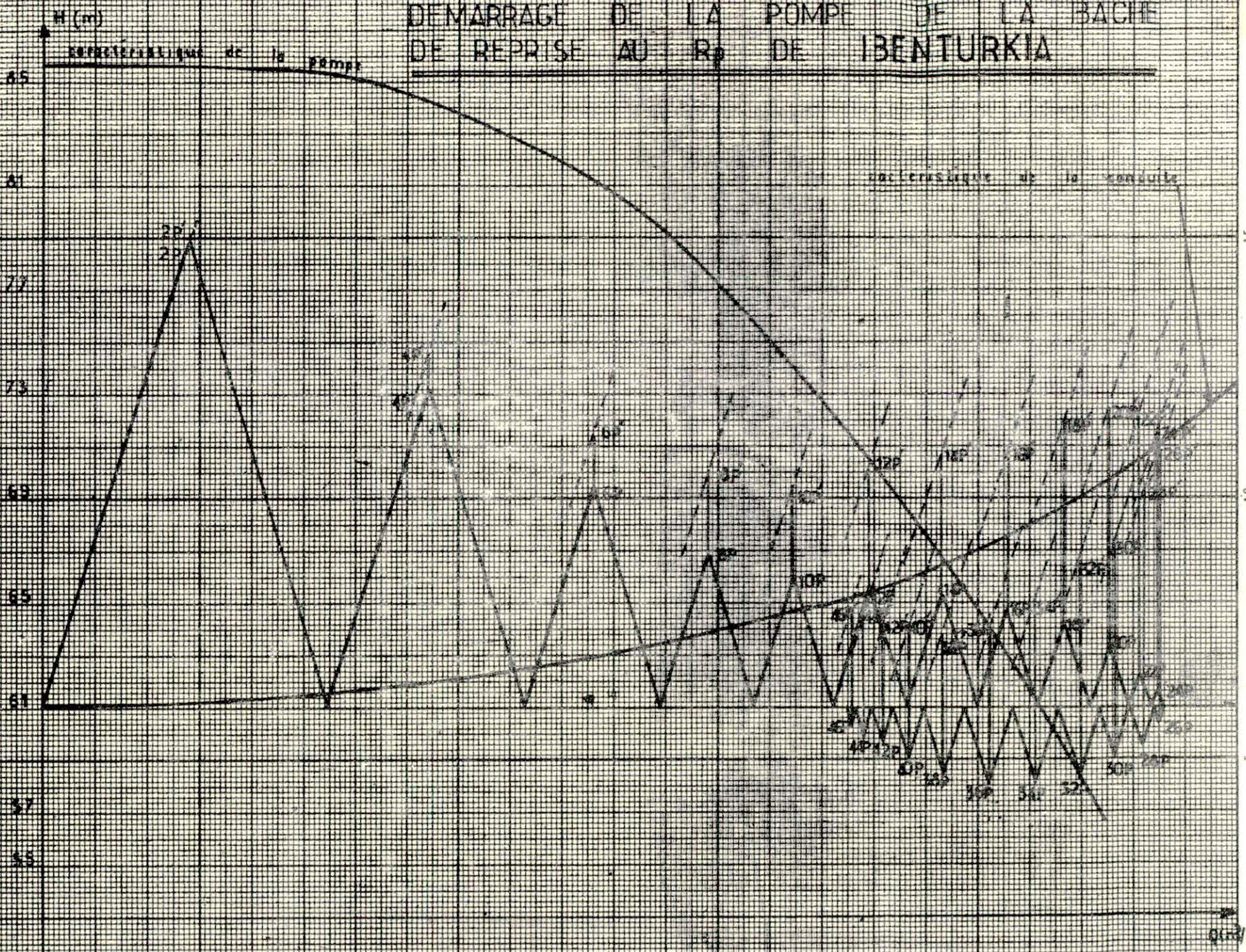
la pression de l'air dans l'installation en régime de marche est de 60,5m d'eau.

$$U_0^{1,4} = \frac{98,79}{60,5} \implies U_0 = 1,4194.$$

DEMARRAGE DU GROUPE DE LA BACHE DE REPRISE AU Rp DE IBENTUR

INTERVALLE DE TEMPS	DEBIT DE LA POMPE (m ³ /s)	DEBIT DE LA CONDUITE (m ³ /s)	DEBIT QUI ENTRE OU QUI SORT DU RESERVOIR (m ³ /s)	DEBIT MOYEN ENTRANT OU SORTANT DU RESERVOIR (m ³ /s)	VOLUME D' AIR ΔU=1,88 qm (m ³)	VOLUME D' AIR U (m ³)	PRESSEION DANS LE RESERVOIR D' AIR z. 2.22 (kg/cm ²)	VITESSE AU PASSAGE DU CLAPET V (m/s)	PERTE DE CHARGE DANS LE CLAPET Ah=222 V/2g h (m)	HAUTEUR CHARGE PIEZOMETRIQUE Ha (m)	PRESSEION DANS LA CONDUITE CORRESPONDANTE ΔH=2 (m)	PRESSEION DANS LA CONDUITE CORRESPONDANTE z. 2.22 (kg/cm ²)	PERTE DE CHARGE DANS LA CONDUITE (m)	POINTS CORRESPONDANTS
0	0	0	0	0	0	u=1,5000	z=56,00	0	0	H=6,00	59,00	59,00	0	1R
0	0,0202	0,0047	0,0155	0,0077	0,0146	1,4854	56,77	12,33	17,20	78,80	76,80	76,97	0,20	2P2F
20	0,0132	0,0012	0,0119	0,0137	0,0258	1,4597	58,18	9,48	10,17	73,20	71,20	71,34	1,00	4P4P
30	0,0260	0,0177	0,0083	0,0101	0,0190	1,4406	59,26	6,63	4,97	69,40	67,40	67,23	2,10	6P6P
40	0,0269	0,0213	0,0056	0,0070	0,0131	1,4275	60,02	4,44	2,23	67,00	65,00	65,25	2,97	8P8F
50	0,0271	0,0242	0,0029	0,0042	0,0080	1,4195	60,49	2,32	0,61	66,00	64,00	64,10	3,70	10P10F
60	0,0267	0,0265	0,0002	0,0015	0,0030	1,4166	60,67	0,13	0,00	65,60	63,60	63,67	4,60	12P12P
70	0,0235	0,0265	-0,0030	-0,0014	0,0027	1,4193	60,50	—	—	65,25	63,25	63,50	5,42	14P14P
80	0,0217	0,0262	-0,0045	-0,0039	0,0073	1,4266	60,07	—	—	64,80	62,80	63,07	6,55	16P16P
90	0,0182	0,0256	-0,0073	-0,0059	0,0111	1,4377	59,42	—	—	64,20	62,20	62,42	7,80	18P18P
100	0,0164	0,0252	-0,0088	-0,0081	0,0152	1,4529	58,56	—	—	63,40	61,40	61,56	8,90	20P20P
110	0,0157	0,0254	-0,0097	-0,0093	0,0175	1,4704	57,59	—	—	62,40	60,40	60,59	9,80	22P22P
120	0,0159	0,0259	-0,0100	-0,0099	0,0186	1,4890	56,58	—	—	61,60	59,60	59,58	10,20	24P24P
130	0,0177	0,0264	-0,0097	-0,0098	0,0185	1,5075	55,61	—	—	60,60	58,60	58,61	10,35	26P26P
140	0,0190	0,0272	-0,0082	-0,0089	0,0168	1,5242	54,75	—	—	59,60	57,60	57,75	10,00	28P28P
150	0,0227	0,0286	-0,0058	-0,0070	0,0132	1,5374	54,10	—	—	59,00	57,00	57,10	9,20	30P30P
160	0,0247	0,0290	-0,0043	-0,0051	0,0095	1,5469	53,64	—	—	58,40	56,40	56,64	8,20	32P32P
170	0,0279	0,0298	-0,0019	-0,0031	0,0059	1,5528	53,35	—	—	58,20	56,20	56,35	7,15	34P34P
180	0,0303	0,0305	-0,0002	-0,0010	0,0020	1,5548	53,25	—	—	58,00	56,00	56,25	6,23	36P36P
190	0,0305	0,0288	0,0017	0,0007	0,0014	1,5533	53,33	1,33	0,20	58,40	56,40	56,33	5,40	38P38P
200	0,0304	0,0277	0,00267	0,0022	0,0041	1,5492	53,52	2,12	0,51	59,00	57,00	57,03	5,00	40P40P
210	0,0301	0,0269	0,0032	0,0029	0,0055	1,5437	53,79	2,52	0,72	59,60	57,60	57,51	4,65	42P42P
220	0,0302	0,0263	0,0039	0,0035	0,0067	1,5370	54,12	3,12	1,09	60,00	58,00	58,21	4,44	44P44P
230	0,0300	0,0260	0,0040	0,0040	0,0074	1,5296	54,45	3,18	1,15	60,40	58,40	58,60	4,39	46P46P

DEMARRAGE DE LA POMPE DE LA BACHE DE REPRISE AU RD DE IBENTURKIA



caractéristique de la pompe

caractéristique de la conduite

Q (l/h)

- Vitesse dans l'orifice du clapet V_0

$$\frac{V_0}{V_2} = \frac{200^2}{40^2} = 25 \implies V_0 = 25 V_2$$

Pendant l'arrêt brusque, le volume maximal d'eau est de $1,66583 \text{ m}^3$ à la fin de la dépression. La pression dans la conduite en tenant compte des pertes de charge est de $51,20 \text{ m}$, soit une dépression de $59,0 - 51,20 = 7,8 \text{ m}$ dans ce cas la surpression est faible de l'ordre de $59,93 - 59 = 0,93 \text{ m}$.

Lors du démarrage de la pompe le réservoir d'air se remplit jusqu'au temps 60 le volume d'air diminue de $1,5 - 1,416612 = 0,08339 \text{ m}^3$. La pression maximal dans la conduite s'élève à $76,97 \text{ m}$ elle se produit au temps 10 , une surpression de $76,97 - 59 = 17,97 \text{ m}$

- Le réservoir d'air se vide ensuite jusqu'au temps 180

On prend une cuve cylindrique équipée de deux fond elliptiques :

- diamètre intérieur est de $1,00 \text{ m}$
- diamètre extérieur est de $1,06 \text{ m}$
- la hauteur des fonds est de $0,20 \text{ m}$

nous choisissons une cuve de capacité égale à $2,5 \text{ m}^3$ puisque le volume maximal d'air peut atteindre la valeur de $1,6658 \text{ m}^3$ ce choix a été fait de façon qu'il reste une certaine quantité d'eau dans la cloche, hors de la dépression maximale.

- Volume des deux callotes

$$V_c = \frac{4}{3} \pi (0,5)^2 \cdot 0,2 = 0,2094 \text{ m}^3$$

- Volume de la partie cylindrique

$$V_{cy} = 2,5 - 0,2094 = 2,2906 \text{ m}^3$$

- Section de la cuve

$$S = \frac{\pi (1)^2}{4} = 0,7854 \text{ M}^2$$

- Hauteur de la partie cylindrique

$$h = \frac{2,2906}{0,7854} = 2,916 \text{ m} \approx 2,92 \text{ m}$$

- Hauteur total de la cuve

$$H = 2,92 + 2.0,20 = 3,32 \text{ m}$$

- Hauteur occupée par l'air en régime normal d'exploitation.

$$\text{Volume} \quad 1,4194 \text{ m}^3$$

$$\text{Volume de la collote} \quad 0,1047 \text{ m}^3$$

$$\text{Volume de la partie cylindrique} \quad 1,3147 \text{ m}^3$$

ce qui correspond à une hauteur de

$$\frac{1,3147}{0,7854} = 1,67 \text{ m}$$

d'ou le niveau normal dans la cuve à partir du sommet de l'appareil se trouve à :

$$1,67 + 0,20 = 1,87 \text{ m}$$

Variations maximales du niveau d'eau

- lors de la dépression maximal (arrêt brusque)

le volume d'air passe de 1,4194 à 1,6659 m³

soit une augmentation de 1,6659 - 1,4194 = 0,2465 m³

le niveau de l'eau dans la cuve s'abaisse de

$$\frac{0,2465}{0,7854} = 0,31$$

pendant la surpression (demarrage) le volume d'air

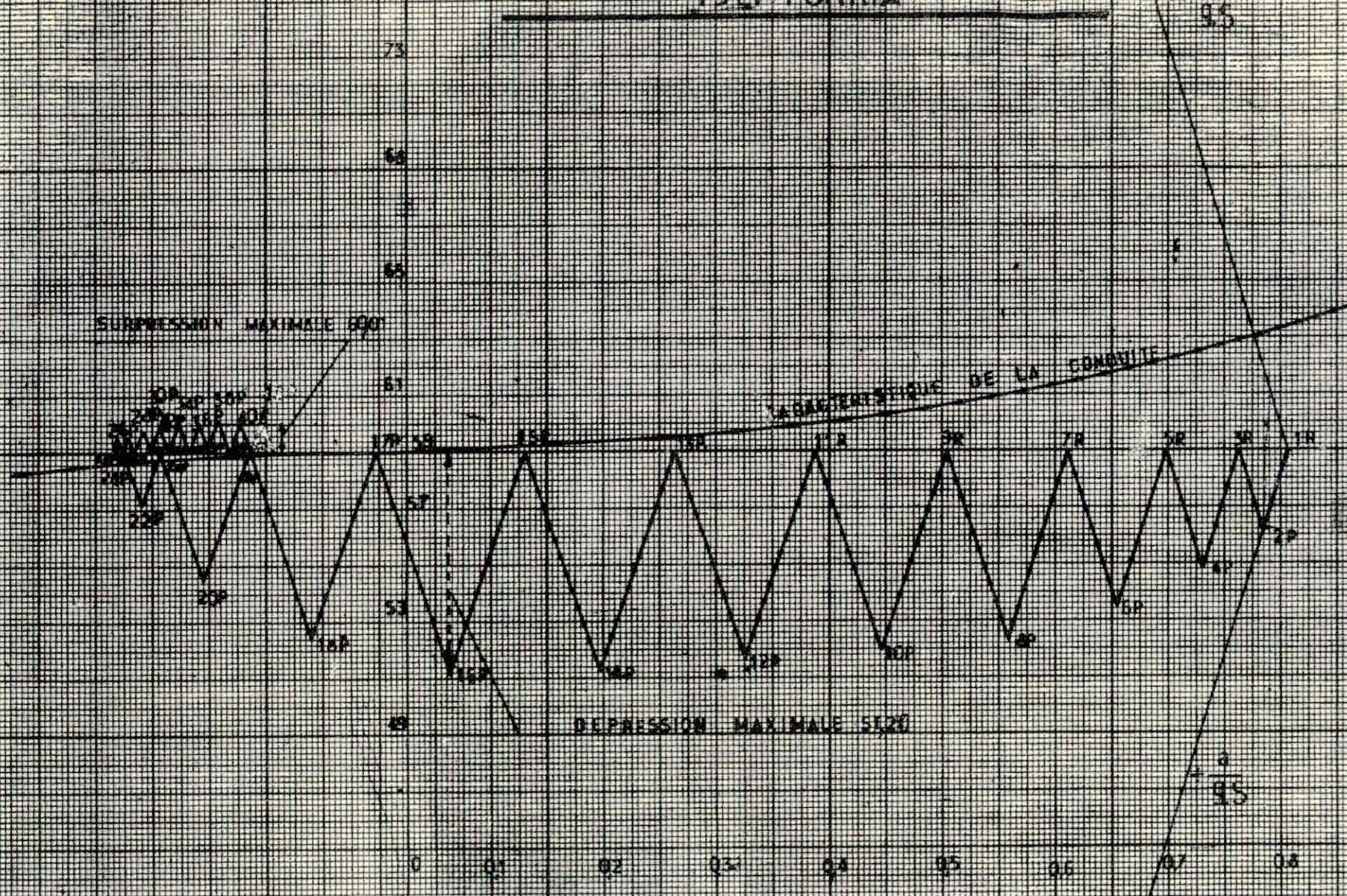
passe à 1,4166 m³ soit une diminution de 1,5 - 1,4166 =

0,0834 m³ l'élevation maximale est de $\frac{0,0834}{0,7854} = 0,11 \text{ m}$

ARRÊT BRUSQUE DU GROUPE DE LA BACHE DE REPRISE AU R^eP DE BENTURKIA

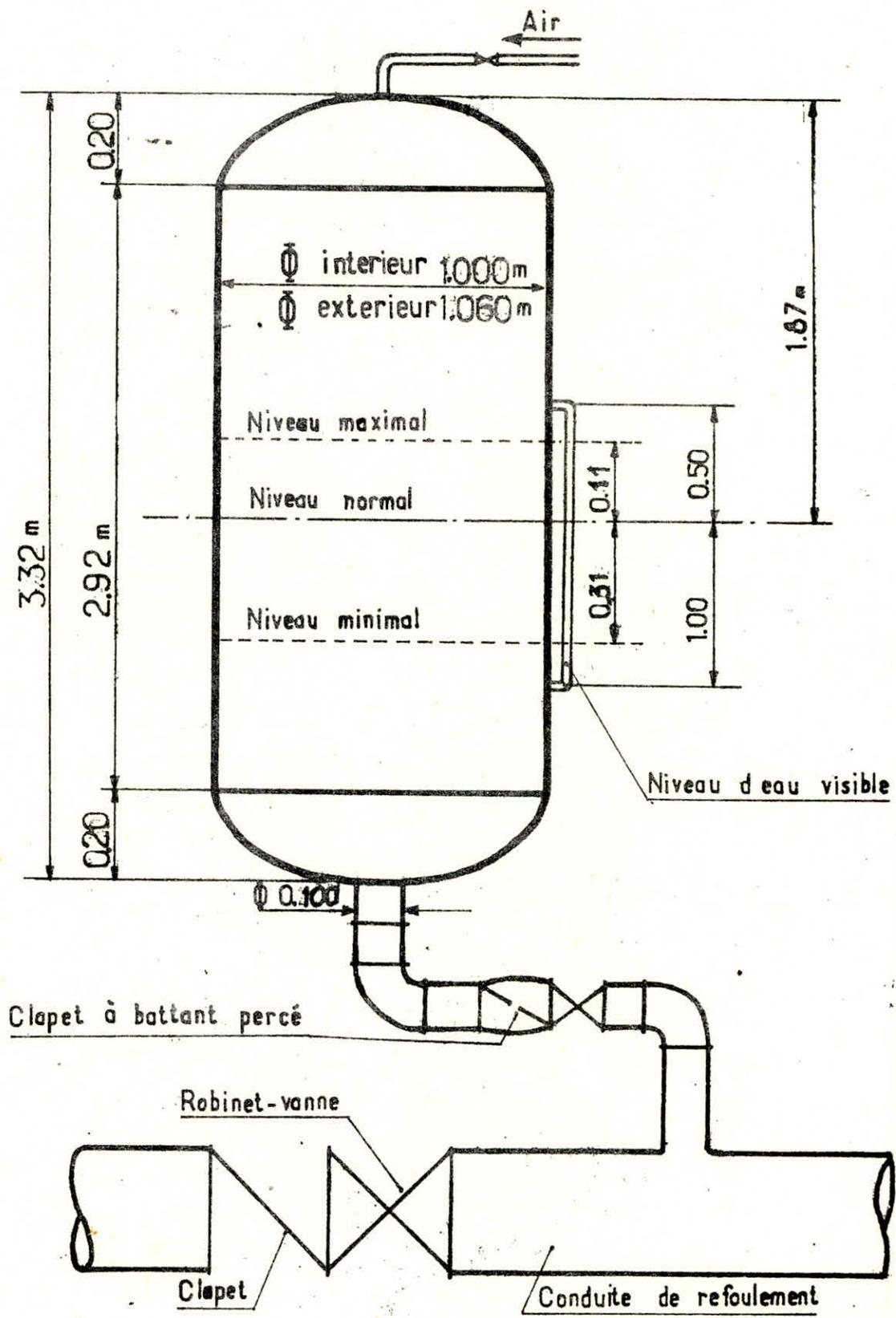
INTERVALLES DE TEMPS θ	VARIATION DU VOLUME D'AIR ΔU = SVθ	VOLUME D'AIR U	PRESSION DANS LE RESERVOIR D'AIR	VITESSE V ₁ DUE AU PASSAGE DE L'EAU DANS LE TROU DU DIAPHRAGME	PERTE DE CHARGE DANS L'ORIFICE DU CLAPET	PRESSION DANS LA CONDUITE y compris Les P.D.C	PERTE DE CHARGE AU REFOULEMENT	PRESSION DANS LA CONDUITE SANS Les P.D.C	VITESSE V ₁ LUE SUR LE GRAPHE	VITESSE MOYENNE V	VITESSE CHOISIE V ₁	POINTS
0	0	u ₁ =1,4194	60,50	Δh ~ 0	LE BATTANT EST OUVERT DU CLAPET LA PERTE DE CHARGE EST NEGLIGEABLE	63,50	4,50	59,00	v ₁ = 0,833			1R
θ	0,04833	1,4677	57,73			60,73	4,35	56,38	0,831	0,818	0,8306	2P
2θ	0,0460	1,5137	55,29			58,29	3,60	54,69	0,750	0,778	0,750	4P
3θ	0,0419	1,5556	53,22			56,22	2,80	53,32	0,668	0,709	0,668	6P
4θ	0,0364	1,5920	51,52			54,52	2,15	52,37	0,565	0,616	0,565	8P
5θ	0,0298	1,6219	50,20			53,20	1,30	51,90	0,446	0,505	0,446	10P
6θ	0,0226	1,6444	49,24			52,24	0,60	51,64	0,318	0,382	0,318	12P
7θ	0,0148	1,6592	48,62			51,62	0,40	51,22	0,183	0,251	0,183	14P
8θ	0,0066	1,6658	48,35			51,35	0,15	51,20	0,041	0,112	0,041	16P
9θ	-0,0015	1,6644	48,41	2,25	0,58	51,99	0,20	52,19	-0,092	-0,025	-0,090	18P
10θ	-0,0829	1,6561	48,75	4,71	2,51	54,26	0,34	54,60	-0,188	-0,140	-0,188	20P
11θ	-0,0130	1,6431	49,29	6,26	4,43	56,72	0,40	57,12	-0,250	-0,219	-0,250	22P
12θ	-0,0154	1,6277	49,94	6,76	5,18	58,12	0,50	58,62	-0,270	-0,260	-0,270	24P
13θ	-0,0160	1,6117	50,64	6,80	5,24	58,88	0,54	59,42	-0,272	-0,271	-0,272	26P
14θ	-0,0157	1,5960	51,34	6,50	4,78	59,12	0,43	59,55	-0,260	-0,266	-0,260	28P
15θ	-0,0150	1,5810	52,02	6,17	4,31	59,33	0,42	59,74	-0,246	-0,253	-0,246	30P
16θ	-0,0140	1,5670	52,68	5,70	3,68	59,36	0,41	59,77	-0,228	-0,237	-0,228	32P
17θ	-0,0131	1,5538	53,24	5,37	3,26	59,50	0,40	59,90	-0,215	-0,221	-0,215	34P
18θ	-0,0121	1,5417	53,89	4,91	2,72	59,61	0,35	59,96	-0,196	-0,205	-0,196	36P
19θ	-0,0110	1,5306	54,44	4,44	2,23	59,67	0,34	60,01	-0,178	-0,187	-0,178	38P
20θ	-0,0099	1,5207	54,93	3,94	1,75	59,68	0,25	59,93	-0,158	-0,168	-0,158	40P

APRES BRUSQUE DU GROUPE DE LA BACHE DE RE-PRISE AU RS DE IBENTURKIA



15
10
5

RESERVOIR D'AIR



ETUDE DU COUP DE BE LIER STATION DE TRAITEMENT AU Rp DE BENADJEL

Donnée de base

Longueur = 705 m

Diamètre = 200 mm

section =

Débit = 0,026 m³/s

Vitesse moyenne = 0,83

Hauteur géométrique de refoulement = 20

Conduite en acier e = 0,005 mm

- Calcul de la célérité

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

montre que le coup de be lier peut atteindre la valeur

$$\frac{aV_0}{g} = \frac{1226,17 \cdot 0,83}{9,81} = 103,74 \quad 104 \text{ m d'eau}$$

de sorte qu'au moment de retour de l'onde, la pression peut atteindre
20 + 104 = 124 m d'eau.

on s'impose de ne pas dépasser pour la conduite une pression de 5 bars ou 50 m d'eau, le calcul du réservoir s'effectuera comme suit :

$$Z_0 = 20 = 10 = 30 \text{ m}$$

$$Z_{\max} = 50 + 10 = 60 \text{ m}$$

$$\frac{Z_{\max}}{Z_0} = \frac{60}{30} = 2$$

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2g} = \frac{0,83^2}{19,62} = 0,035 \quad \text{et} \quad \frac{h_0}{Z_0} = \frac{0,035}{30} = 0,0012$$

Les alignements 2 lu sur l'échelle $\frac{Z_{\max}}{Z_0}$ et 0,0012 lu sur l'échelle $\frac{h_0}{Z_0}$ donne sur l'abaque.

$$\frac{U_0}{LS} = 0,0062 \quad \text{et} \quad \frac{Z_{\min}}{Z_0} = 0,57$$

$$\text{comme } LS = 705 \cdot 0,3142 = 22,15 \text{ m}^3$$

$$U_0 = 0,0062 \cdot LS = 0,0062 \cdot 22,15 = 0,137 \text{ m}^3$$

ou 137 litres

On en tire

$$U_{\max} = \frac{0,137}{0,57} = 0,240 \text{ m}^3 \text{ ou } 240 \text{ litres}$$

afin qu'il reste encore de l'eau dans ce réservoir, même quand U aura atteint sa valeur maximale, il sera calculé pour une capacité de 350 l.

Dépression à l'origine du refoulement :

$$\frac{Z_{\min}}{Z_c} = 0,57 \quad Z_{\min} = 0,57 \cdot 30 = 17,10 \text{ m d'eau absolu}$$

la pression restante

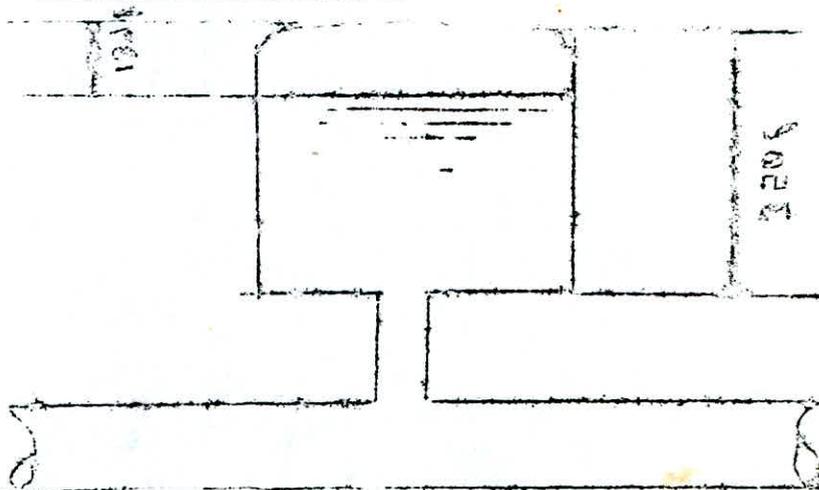
$$17,10 - 10 = 7,10 \text{ m d'eau}$$

et la dépression de :

$$20 - 7,10 = 12,90 \text{ m d'eau donc } > 0$$

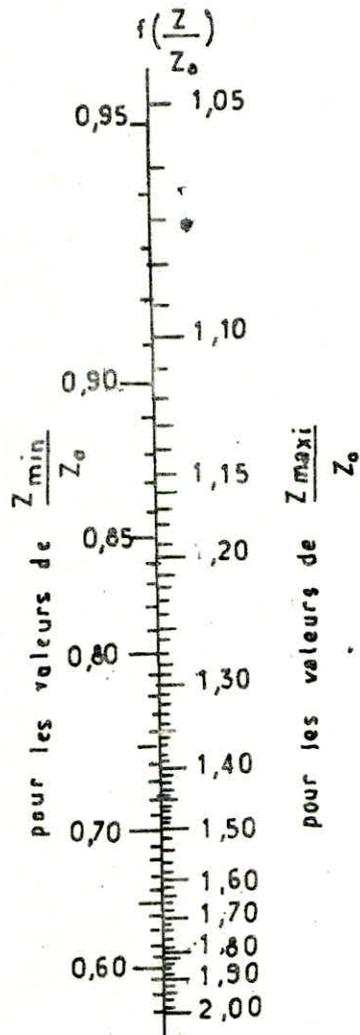
en raison du profil en long de la conduite cette dépression ne conduit pas à une cavitation en certains points.

Schéma du réservoir



AIBAUQUE

POUR LE CALCUL SIMPLIFIE DES
RESERVOIRS D'AIR



CALCUL DU COUP DE BERLIER DE LA CONDUITE FORCEE D'ADDITION GRAVITAIRE

Les conduites gravitaires n'échappent pas au phénomène du coup de Berlier qui se manifeste au moment de l'ouverture ou de la fermeture (rapide ou lente) de la vanne de régulation qui se trouve à l'aval de l'adduction.

Pour éviter que la canalisation soit sollicitée par des dépressions et des surpressions importantes, nous soumettons la vanne de régulation à une allure de fermeture. On suppose un temps de fermeture, si les surpressions et les dépressions sont admissibles, on optera pour cette allure de fermeture.

Si au contraire, les dépressions et les surpressions sont grandes on augmente le temps de fermeture afin d'avoir une fermeture plus progressive. On refait le tracé des épures de "Bergeron" jusqu'à l'obtention d'une allure qui convient à notre adduction.

1 - Calcul du coup de Berlier :

Données :

- Diamètre de la conduite : $\varnothing = 350 \text{ mm}$
- Epaisseur de la conduite : $E = 0,006 \text{ m}$
- Nature de la conduite : Acier
- Longueur de la conduite $L = 1110 \text{ m}$
- Pression statique $H_0 = 10 \text{ m}$
- $Q_0 = 0,075 \text{ m}^3/\text{s}$

Pour cette pression, en régime permanent le débit que laisse passer la vanne est $Q_0 = 0,075 \text{ m}^3/\text{s}$ avec une perte de charge de $1,59 \text{ m}$.

On suppose que l'ouverture et la fermeture de la vanne sont linéaires en fonction du temps.

1.1 - Valeur de la célérité

$$a = \sqrt{\frac{K/\rho}{1 + \frac{K \cdot D}{E \cdot e}}} = \sqrt{\frac{2,15 \cdot 10^9}{1000} \cdot \frac{1}{1 + \frac{2,15 \cdot 10^9 \cdot 0,35}{2 \cdot 10^{11} \cdot 0,006}}}$$

$$a = 1182,53 \text{ m/s}$$

1.2 - Unité de temps

$$\text{on prend comme unité de temps : } t = \frac{L}{a} = \frac{1110}{1182,53} = 0,94 \text{ s}$$

$$t \quad 1 \text{ s}$$

1.3 - Valeur maximal du coup de Belier

$$S = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 0,35^2}{4} = 0,0962 \text{ m}^2$$

$$Q_0 = V_0 S \quad V_0 = \frac{Q_0}{S} = \frac{0,075}{0,0962} = 0,78 \text{ M/S}$$

la valeur maximale du coup de Belier est :

$$b = \frac{a V_0}{g} = \frac{1182,53 \cdot 0,78}{9,81} = 94,02 \text{ m}$$

* Surpression : $H_0 + b = 10 + 94,02 = 104,02 \text{ m} = 10,4 \text{ bars}$

* Dépression : $H_0 - b = 10 - 94,02 = -84,02 \text{ m} = 8,4 \text{ bars.}$

Dans l'hypothèse où la fermeture s'effectue brusquement nous avons une grande dépression. Pour palier à cet inconvénient nous imposeront à la vanne une fermeture lente. La vanne se fermera pendant le temps

$$1 \times 18 = 18 \text{ secondes.}$$

Les caractéristiques de fermeture de la vanne seront représentées d'abord au temps ($t = 0$ (ouverture totale) puis au temps 1, 2, 3, 17 ces temps étant espacés de 1 seconde. au temps 4, c'est à dire à $1 \times 17 = 17$ s du temps 0, la section offerte au passage de l'eau est $\frac{S}{18}$.

1.4 - Débit qui passe dans la vanne pour un degré d'ouverture quelconque.

$$Q = m \sqrt{2g/b + Ho}$$

m : coefficient de contraction

Ho = pression statique (m)

b = Surpression (m)

= Section reduite (m²)

$$Q^2 = m^2 2g (b+Ho) \quad B = Ho = \frac{Q^2}{2g m^2}$$

$$\text{pour } Q = 0 \quad b = Ho$$

$$\text{pour } b = 0 \quad m^2 = \frac{Q^2}{2g Ho}$$

$$Bi = \frac{Ho}{Q_{2i}} - Ho$$

$$Q_{2o}$$

Ces caractéristique successives sont des paraboles à axe vertical confondu avec $OB = \frac{aVo}{g}$ et tangente

au point $(-Ho)$ tel que $OHo = 10$ m

si $Q = 0$ $b = -Ho = 10$ m

au temps $t = 0$ la parabole passe par le point $Q_0 = 0,075$ m³/s, il n'y a aucun coup de belier, car la fermeture n'a pas commencée avec ces deux points $(-HO$ et $Q_0)$, on peut tracer sa courbe.

Les autres courbes passeront par $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_{17}$

tels que $Q_0 \cdot Q_1 = Q_1 \cdot Q_2 = Q_2 \cdot Q_3 = \dots = Q_{16} \cdot Q_{17}$ $Q = \frac{0,0042}{18} \frac{m^3}{s}$

et seront tangentes en $(-H_0)$. m est supposée constant quelque soit

1.5 - Lecture sur le graphique

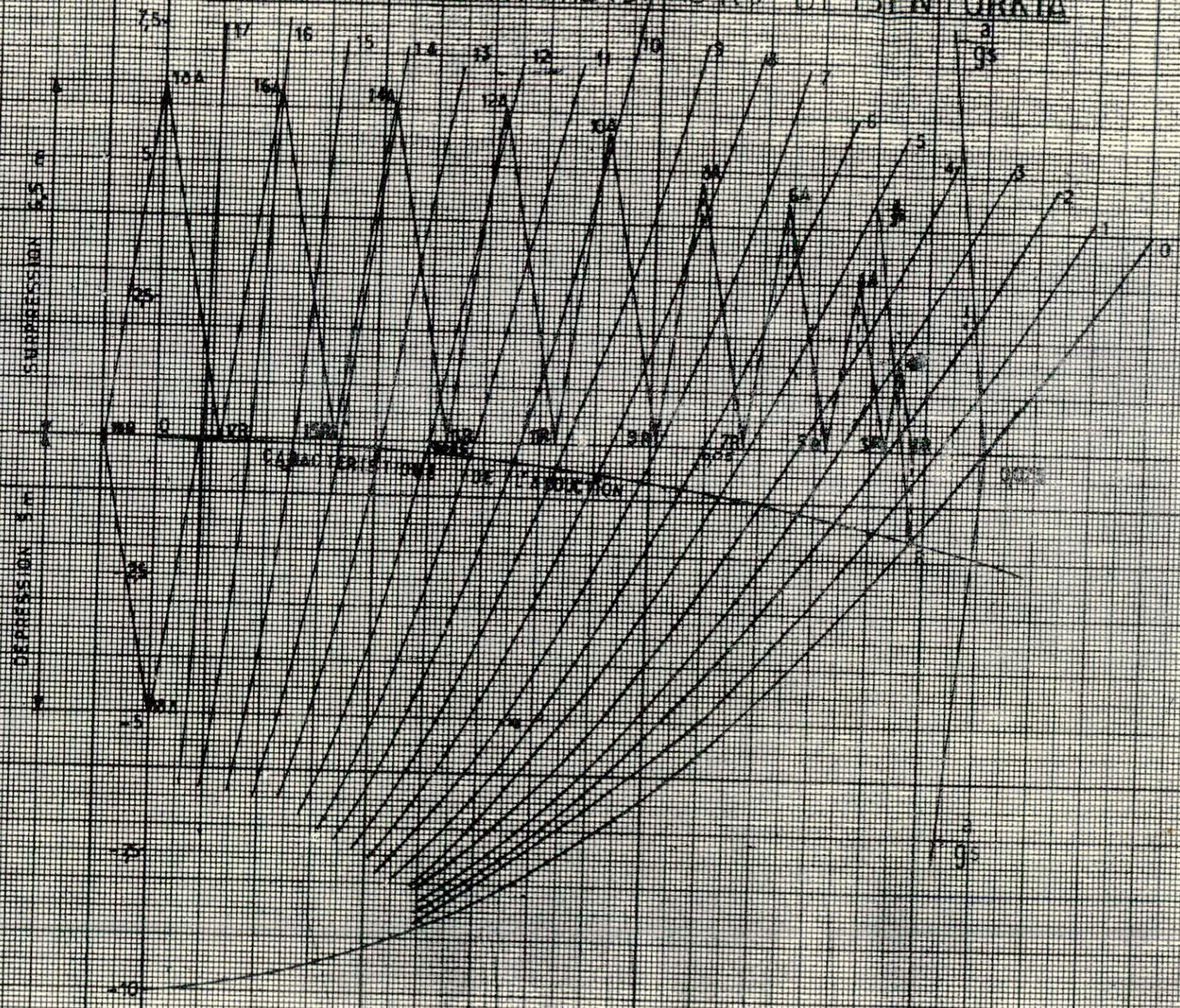
On a considéré le cas où l'ouverture et la fermeture sont lentes.

- Une surpression maximale de : 0,65 bars survenant au bout de 17 s.

- La pression total dans la conduite en ce point est de :
 $10 + 6,5 = 16,5 \text{ m d'eau} = 1,65 \text{ bars.}$

- La dépression maximale de 5 m d'eau survenant au bout de 18 s.
La pression dans la conduite est de :
 $10 - 5 = 5 \text{ m d'eau.}$

ADDUCTION GRAVITAIRE AU RÔ DE BENTURKIA



Données de base

Diamètre de la conduite $\phi = 300$ mm

Epaisseur de la conduite $C = 0,006$ mm

Nature de la conduite acier

Longueur de la conduite $L = 1825$ m

Pression statique = 20 m

Débit $Q = 0,063$ m³/S

on suppose que l'ouverture ou la fermeture de la vanne sont
lineaires en fonction du temps.

1-1 calcul de la célérité.

$$a = \sqrt{\frac{2,15 \cdot 10^9}{1000} \cdot \frac{1}{\frac{1 + 2,15 \cdot 10^9 \cdot 0,30}{2 \cdot 10^{11} \cdot 0,006}}} = 1182,52 \text{ m/s}$$

$a = 1182,52$ m/s

1 - 2 unité de temps

on prend comme unité de temps

$$t = \frac{L}{a} = \frac{1825}{1182,52} = 1,54 \text{ S}$$

$$t = 1,54 \text{ s}$$

1 - 3 valeur maximal du coup de belier.

$$S = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 0,3^2}{4} = 0,0707 \text{ m}^2$$

$$Q_0 = V_0 \cdot S \quad V_0 = \frac{Q_0}{S} = 0,89 \text{ m/s}$$

La valeur maximale du coup de belier est

$$b = \frac{A V_0}{g} = \frac{1182,52 \cdot 0,89}{9,81} = 107,28 \text{ m}$$

Ce qui nous donne une surpression de

$$H_0 + b = 20 + 107,28 = 127,28 \text{ m}$$

et une depression qui peut entrainer un aplatissement de la
conduite. Pour palier à cet inconveient nous imposeront à la van-
ne une fermeture lente. La vanne se fermera pendant le temps

$$1,5 \times 10 = 15 \text{ s}$$

Les caractéristiques de fermeture de la vanne seront représentées d'abord au temps ($t = 0$ (ouverture totale). Puis au temps

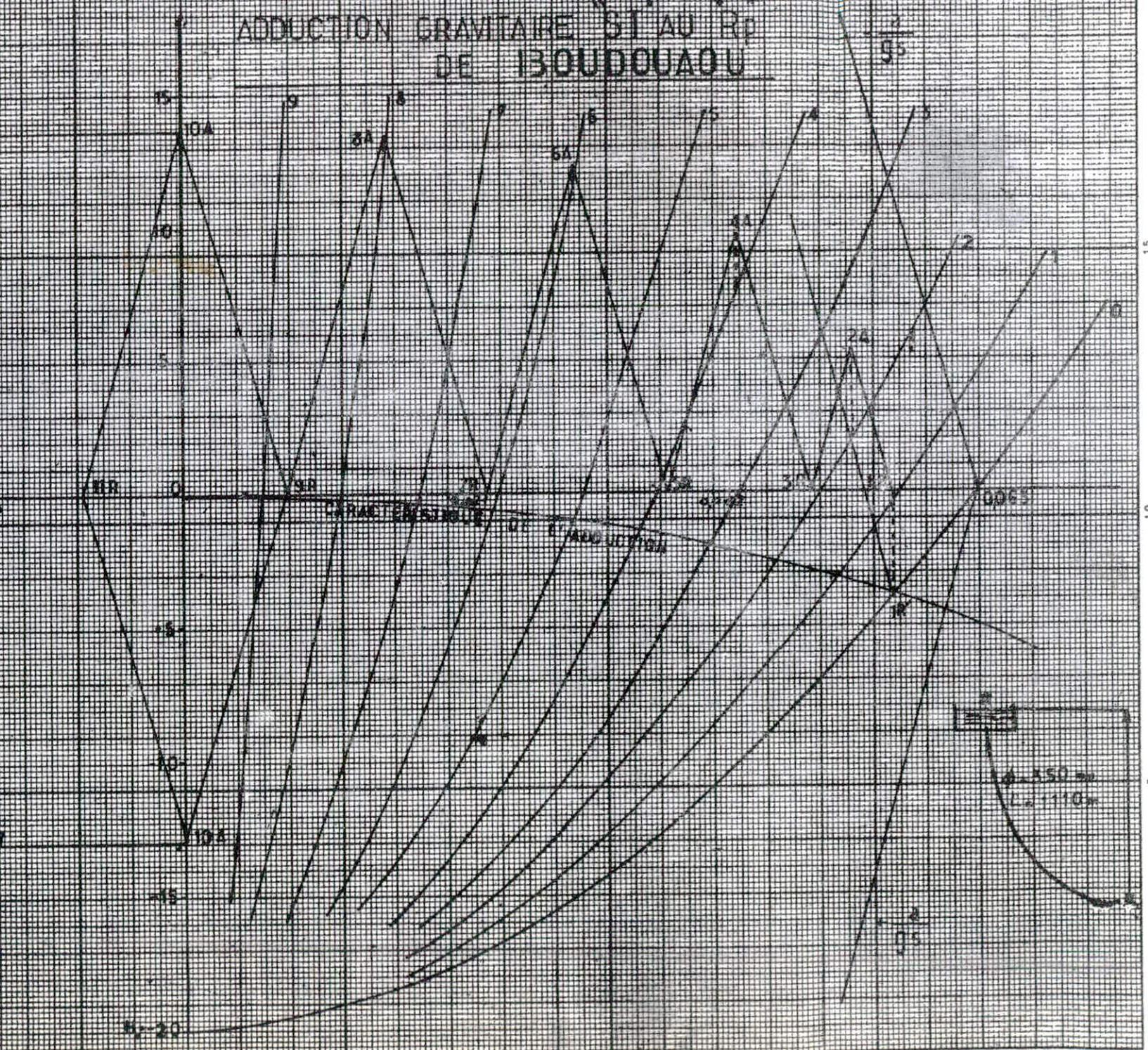
1,2,3,4,5,.....9 ces temps étant espacés de 1,5 secondes.

Au temps I. c'est à dire à $1,5 \times 9 = 13,5$ secondes du temps 0, la section offerte au passage de l'eau est $\frac{5}{10}$

ADDUCTION GRAVITAIRE SI AU Rp DE BOUDOUAOU

STRESSION ME C

ADMISSION CO



CHAPITRE X

PROTECTION CONTRE LA CORROSION

Les phénomènes de corrosions sont des réactions chimiques ou électro-chimiques, qui se manifestent à la surface de séparation métal- milieu ambiant. Ce sont généralement des réactions d'oxydation.

Si le processus de corrosion est très important, il peut provoquer des destructions de la canalisation, entraînant une diminution de l'épaisseur de la conduite, et même parfois une perforation de celle-ci.

Le terrain sur lequel est édifié la région de Boudouaou se compose d'un sol homogène et peu agressif,

Des zones industrielles qui sont pas loin de la région et il peut y avoir des courants vagabonds dûs à la présence de mises à la terre des installations électriques.

L'eau transportées est minéralisée et entartrant.

Pour cela nous préconisons donc les protections suivantes

- Protection externe
- Protection interne

1 - Protection externe

1.1. - Enrobage :

Les conduites doivent être convenablement revêtues d'une enveloppe en laine de verre et de la bitume et on doit assurer la continuité de cet enrobage au droit des joints

1.2. - Protection cathodique

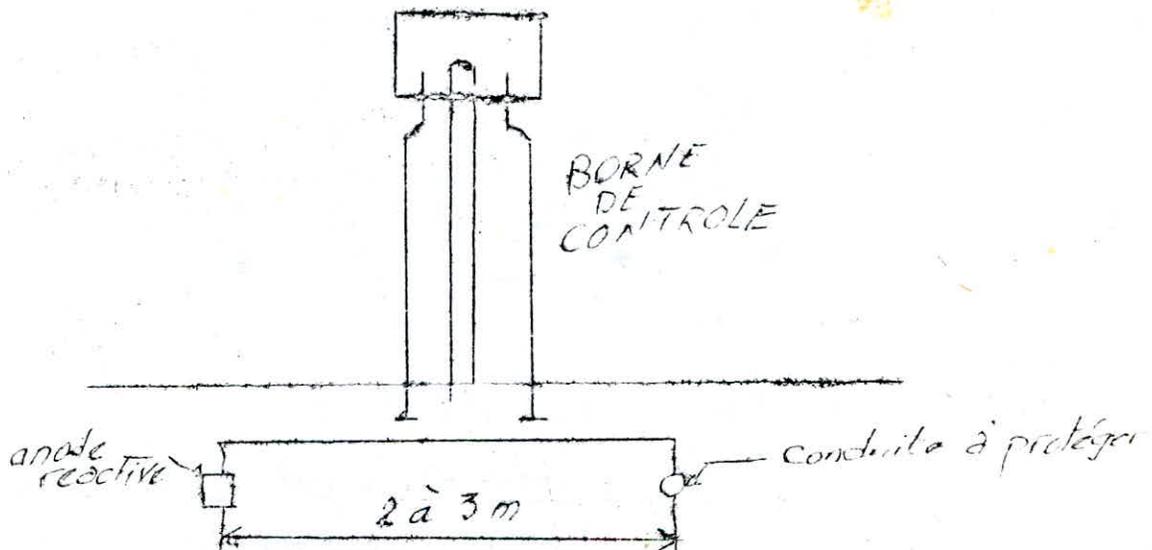
Il peut y avoir des défauts d'isolation de la conduite qui rendent la protection cathodique nécessaire.

La protection cathodique consistera :

- soit à constituer avec un métal électronégatif que le fer une pile où le fer jouera le rôle de cathode
- soit à relier la conduite d'une part à une source d'énergie électrique extérieure (Borne négative) et d'autre part à une anode enfouie dans le sol et destinée à se corroder.

Protection par anode reactives

Cette méthode consiste à relier de place en place la conduite à une pièce de métal plus électronégatif que le fer (Zinc ou magnésium) de façon à former des piles dont la cathode est la canalisation la pose des anodes doit s'effectuer dans les sols de basse résistivité. Pour faciliter le passage du courant, mais il est préférable, de choisir les lieux susceptibles de retenir les eaux (sols imperméables) les anodes doivent être posées de 2 à 3 m environ de la conduites



Ce dispositif convient pour la protection des tronçons de petits diamètres et de faibles longueurs, car il nécessite pas un nombre important d'anode.

En présence de courants vagabonds, ce procédé ne convient pas.

Protection cathodique par soutirage de courant.

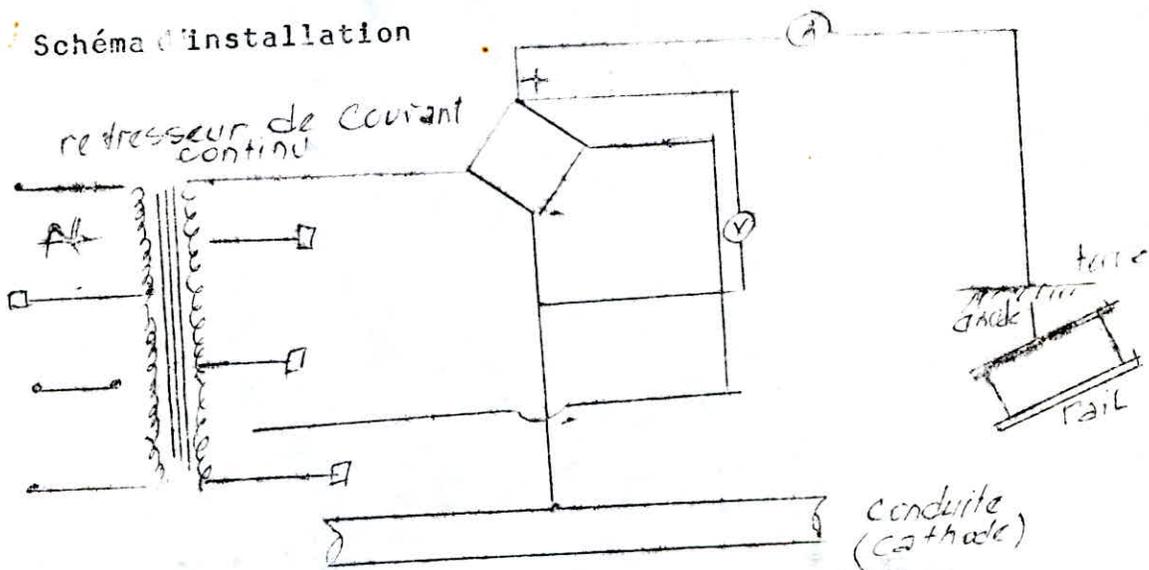
Cette méthode consiste à provoquer la chute de potentiel de la conduite.

A partir d'une source électrique de courant continu (courant alternatif redressé) on relie la conduite à la borne négative de cette source, la borne positive étant raccordée à de vieux rails disposées à une profondeur environ de 1,20 m

la distance minimale séparant la conduite aux rails soit de 50 m environ.

Dans ce cas les rails (anode) se corrodent au profit de la conduite (cathode)

Schéma d'installation



Protection interne

d'analyse fait par la DHWA montre que les eaux dans la région de Boudouaou sont fortement minéralisées.

Ces eaux provoquent dans les canalisations des dépôts se fixant sur les parois, toutefois pour éviter tout risque d'oxydation, il sera recommandé que les conduites soient revêtues intérieurement d'un enduit.

POSE DES CONDUITES

La région de Boudouaou présente un relief plus ou moins accidenté c'est ce qui nous emmène à envisager les différents types de pose à exécuter.

1 pose des conduites en tranchée

La plupart des conduites sont posées en terre, cette opération doit s'effectuer comme suit :

- effectuer une tranchée de largeur suffisante (0,70 m minimum) pour faciliter la pose.
- ce travail débute généralement par les points les plus hauts, de façon à faciliter l'écoulement naturel et l'évacuation des eaux d'infiltration s'il y a lieu.
- La profondeur de la tranchée varie en fonction du diamètre, de plus elle est choisie de façon à protéger la conduite contre les sollicitations des charges mobiles. Pour notre projet nous proposons que la profondeur de la tranchée soit égale au diamètre de la conduite, plus 1 m au dessus de la génératrice supérieure, 0,10 m en terrain meuble ou 0,20 m en terrain rocheux qui servira de lit de pose, ce dernier, est constitué de sable bien pilonné et nivelé suivant les côtes du profil en long, qui servira de drain pour les terres imperméables.

Nous préconisons un remblai de sable en terre tamisée qui sera damé et arrosé par couches jusqu'à 30 cm au delà de la conduite le reste du remblai exécuté à l'aide d'une terre tout venant expurgée de gros éléments et dosée.

Pour que la pose de la canalisation soit correcte il est recommandé que la distance la séparant des conduites d'autres natures soit au minimum égale à 0,50

2 - Traversée des routes

En raison des charges à supporter qui peuvent causer des ruptures, et par conséquent des infiltrations nuisibles à la conduite comme à la route il sera prévu des gaines (buses de diamètres supérieures) dans les qu'elles les conduites seront introduites afin de protéger les canalisations contre les chocs et vibrations.

3 - Traversée des cours d'eau

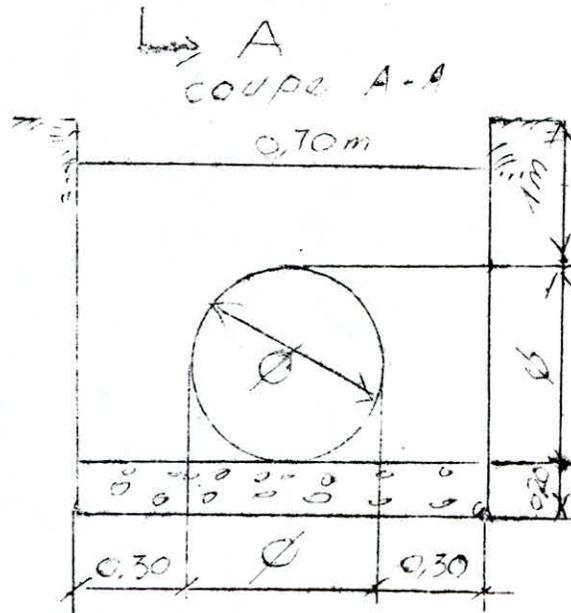
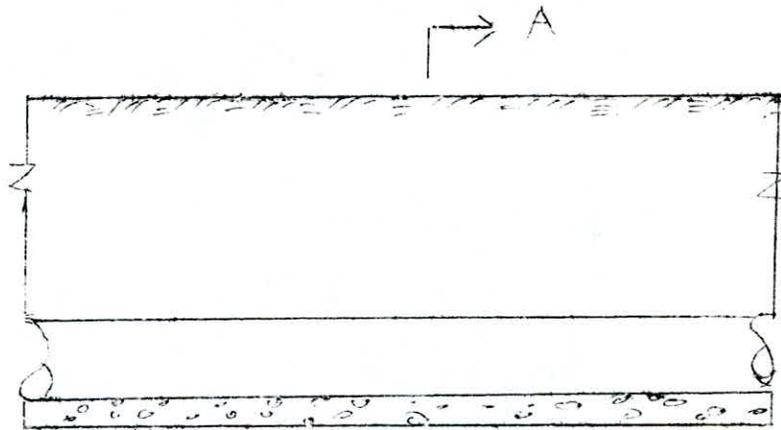
-128-

Le tracé de notre réseau, à été effectué suivant les accotements des routes.

Pour les traversées de cours d'eau, la conduite empruntera le caniveau ordinairement réservé sous le trottoir du pont sinon elle sera fixée au moyen des colliers. Une fois la pose est effectuée, il est nécessaire de procéder à un essai du réseau : c'est à dire à mise en pression.

Désinfection des conduites

Avant la livraison de l'eau à la consommation publique, il sera recommandé de procéder à la désinfection des conduites suivants les instructions d'un laboratoire.



- C O N C L U S I O N -

Notre étude a englobé tous les points qui touchent d'adduction la distribution, l'évaluation économique ainsi que les différentes protections des installations hydrauliques de la ville de BOUDOUAOU.

Nous pensons que notre travail servira comme un avant projet de A. E. P. de cette ville.

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

- * A. - DUPONT : Edition Eyrolles
Hydraulique urbaine Tome II

- * G. - LAPRAY
Longueur fluïdo-dynamique

- * C. - GOMELLA et H.GUERREE : Edition Eyrolles
Distribution d'eau dans les agglomérations urbaines
et rurales.

- * M. - M. CARLIER : Edition Eyrolles
Hydraulique générale et appliquée

- * - CATALOGUES DES POMPES
JEUMONT SCHEIDER.

TOTAL		Q. 100		Q. 200		Q. 300		Q. 400		Q. 500	
W.C.	P.A.	W.C.	P.A.	W.C.	P.A.	W.C.	P.A.	W.C.	P.A.	W.C.	P.A.
100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200
300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300
400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400
500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500
600	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600
700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700
800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800
900	900	900	900	900	900	900	900	900	900	900	900
1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000

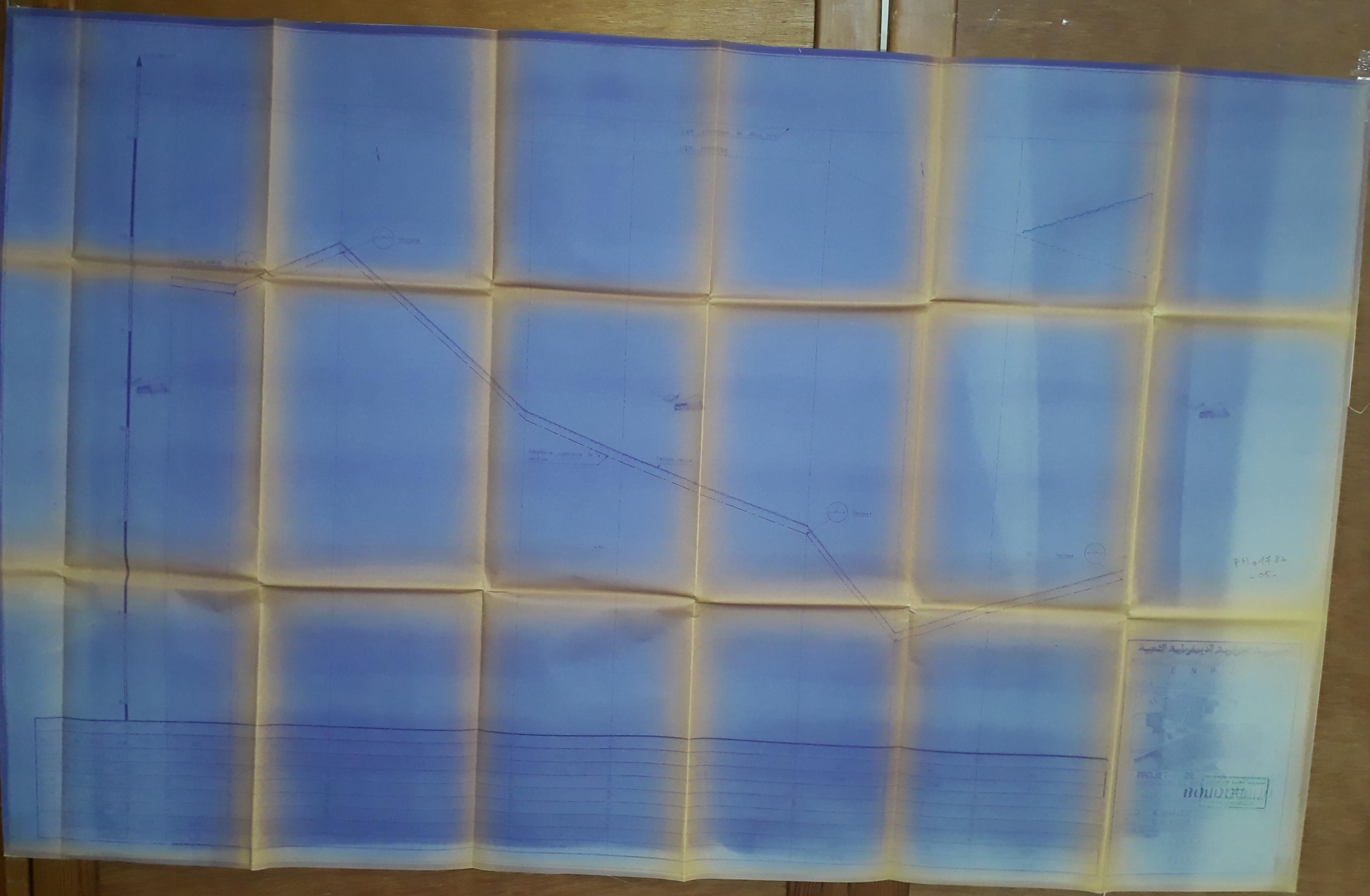
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
 C. N. P. A.
 POINT DE VUE DÉTAILS
 PLAN N° 1



BENTURKIA

مديرية الزراعة والريادة العامة

1401/2020



P1101784
-05-

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
L N P
PROJET DE
BUDGET
2011



terrain naturel

Généralité supérieure de la coupe

20
1980
PHOTOGRAPHIE

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

E. N. P. A.

PROJET DE FIN D'ETUDES

BOUDJOURJOU

ST. DE L'INDUSTRIE

PLANCHE N° 9

