

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

2 ex

U.S.T.H.B.
المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE



DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

ALIMENTATION EN EAU
POTABLE DE LA VILLE
DE BAGHLIA

7 PLANS

Proposé par :
D. H. W. Tizi-Ouzou

Etudié par :
S. ABBAS
B. AIT-DJAFER

Dirigé par :
Mr G. BORBELY

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

—»O«—

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

U.S.T.H.B

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

**ALIMENTATION EN EAU
POTABLE DE LA VILLE
DE BAGHLIA**

Proposé par :

D.H.W. Tizi-Ouzou

Etudié par :

S. ABBAS

B. AIT-DJAFER

Dirigé par :

Mr G. BORBELY

Promotion Janvier 1983

**** D E D I C A C E S ****

Nous dédions ce modeste travail :

- * A nos parents et petites familles.
- * A nos frères et soeurs.
- * A tous nos amis.

**** S. ABBAS ****

**** B. AIT-DJAFER ****

****REMERCIEMENTS****

Nous tenons à exprimer notre vive gratitude à tous les enseignants du département de l'hydraulique.

Nous remercions particulièrement Monsieur BENMOUFFOK Bélkacém Directeur de l'hydraulique de la Wilaya de Tizi-Ouzou et l'ensemble du personnel pour l'importante aide qu'ils ont bien voulu nous accorder.

Notre reconnaissance va également à Monsieur BORBELY G. en tant que promoteur pour les conseils judicieux qu'il nous a prodigués.

=====
=====
=====
=====
=====
=====
=====

S O M M A I R E

CHAPITRE I :GENERALITES

	Pages
I:INTRODUCTION	1
II:DEMOGRAPHIE	
1)Population	2
2)Répartition des ilôts	3
III:EVALUATION DES BESOINS EN EAU	
1)Généralités.....	5
2)Consommations spécifiques	6
IV :RESSOURCES	
1)Situation actuelle	9
2)Conclusion	10

CHAPITRE II :RESERVOIRS

I :RESERVOIRS	
1)Introduction	11
2)Etude de la nouvelle adduction	12
3)Emplacement du nouveau réservoir	12
4)Solutions proposées	13
II:CAPACITES DES RESERVOIRS	
1)Introduction	14
2)Calcul du débit maximal journalier	
3)Dimension du nouveau reservoir.....	15
III:Equipements des reservoirs	
1)Arrivée de la conduite d'adduction.....	17
2)Robinet à flotteurs	18
3)Interrupteurs à flotteurs avec ligne pilote	19
4)Materialisation de la réserve d'incendie.....	19
5)Distribution.....	21
5.1)Trop plein et vidange	

CHAPITRE III: ADDUCTION

I:CHOIX DES TRACES.....	22
II:VARIANTES PROPOSEES	
A)GENERALITES.....	23
B)CALCULS	24
III:TRONCON GRAVITAIRE $R_2 - R_1$	28
a)Par la methode classique	
b)Par la longueur fluidodynamique	29
IV :Adduction $R_1 - R_2$	34
Conclusion	
V :VIDANGE DE LA CONDUITE $BAG_1 - R_2$	37

CHAPITRE IV : STATION DE POMPAGE

I : CHOIX DES GROUPEES	38
- Point de fonctionnement	
- Automatisation	39
II : ENTREE EN SERVICE DES POMPES	40

CHAPITRE V : PROTECTION DES CONDUITES

I : PROTECTION CONTRE LE COUP DE BELIER	
1- Généralités	45
2- conduite de refoulement	
2.1- Arrêt brusque	45
2.2- Démarrage de la pompe	59
3- Tronçon gravitaire	64
II : PROTECTION CONTRE LA CORROSION	
1- Introduction	
2- Facteur de la corrosion	66
3- Corrosion électro-chimique	67
4- Corrosion chimique	70
- Remèdes contre la corrosion	71
-	
III : PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LES PHENOMENES DIVERS :	
- Présence d'air	75
- Butées	
- Traversées de route	75

CHAPITRE VI. : DISTRIBUTION

I : GENERALITES	
II : CONCEPTION DU RESEAU	76
III : PRINCIPE DE CALCUL	77
IV : CALCUL DU RESEAU DE DISTRIBUTION	78
V : CONCLUSION	82

NOMENCLATURE DES PLANCHES

- Planche n° 1 : Plan de situation des ilots de recensement
- Planche n° 2 : Plan de situation de la conduite de refoulement
- Planche n° 3 : Profil en long de la conduite de refoulement
- Planche n° 4 : Station de pompage
- Planche n° 5 : Schéma de commande
- Planche n° 6 : Coupe géologique forage BAG.1.
- Planche n° 7 : Plan de regard vidange

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

- * BONNIN J. : Editions EYROLLES
Alimentation en eau potable des agglomérations

- * BOURGET P. : Editions TECHNIP (1973)
Manuél de traitement des eaux d'injection.

- * CARLIER M. : Editions EYROLLES
Hydraulique générale appliquée

- * DEGREMONT : (1978)
Mémento Technique de l'eau (formulaire).

- * DUPONT A. : Editions EYROLLES.
Hydraulique urbaine Tome II et III.

- * LAPRAY G.
Théorie de la longueur fluidodynamique

- * POIRIER G. : S.T.EC.TA.
Précis de protection cathodique appliquée aux
canalisations en acier.

- * CATALOGUES : JEUMONT SCHNEIDER : Groupes électropompes
BAYARD : Equipements réservoirs.
SONACOME : Robinetteries.

I - INTRODUCTION :

Sur la rive droite de l'Oued Sébaou, la ville de BAGHLIA (ex REBEVAL) est située à 30 Km au Nord-Ouest de Tizi-Ouzou et est reliée par la route Nationale n° 25 à l'axe ALGER - TIZI-OUZOU.

La température Moyenne annuelle mesurée à la station météorologique de CAP BENGUT sur six années hydrologiques (1974 - 1980) est de 17°C.

Les précipitations moyennes annuelles s'élèvent à 779,39 mm pour la même période.

Actuellement les besoins théoriques d'eau sont de l'ordre de 660 m³/j alors que la localité ne dispose que de 360 m³/j soit un débit de 5l/s pendant 20^h de pompage.

Notre étude consiste à résorber ce déficit en eau potable en réalisant un nouveau captage et en rénovant l'ancien réseau d'adduction et de distribution (création d'un nouveau réservoir) de cette ville tout en y assurant une alimentation suffisante pour une échéance de 30 ans (1982 - 2012).

II - DEMOGRAPHIE :

- 2 -

1 - POPULATION :

D'après le recensement effectué en Septembre 1982 par les services de l'APC de BAGHLIA il ressort que la population de cette localité s'élève à 3 260 habitants, le taux d'accroissement démographique moyen étant de 3,5 % avec 0,2 % pour le coefficient migratoire.

Notre étude sera faite d'ici l'horizon 2012 soit une échéance de 30 années dont l'accroissement de la population correspondant nous est donné par la formule suivante :

$$P_t = P_0(1 + a)^t$$

Avec P_t : population future pour l'horizon considéré

P_0 : population actuelle.

t : échéance prévue - soit 30 années.

a : taux d'accroissement (%)

Dans notre cas :

$$P_{2012} = P_{1982} (1 + a)^t$$

Application numérique :

$$P_{2012} = P_{1982} (1 + 0,035)^{30} = 9150 \text{ habitants}$$

$$P_{2012} = 9150 \text{ habitants}$$

2 - REPARTITION DES ILOTS :

a)- L'agglomération de BAGHLIA est divisée en 14 ilôts de densités démographiques différentes. Celles-ci étant les plus importantes pour les ilôts 2 - 7 - 8 et 11.

b)- En prévision des risques d'inondation qui pourraient survenir lors de fortes crues de l'Oued Sebaou qui est situé juste à proximité (cas des ilôts 4 - 6 - et 10 envahis par la crue de Mars 1974), une extension de la ville vers la zone haute s'impose d'où la création future d'un 15^{ème} ilôt (cf tableau 1).

c)- Selon les contraintes précitées (situation des ilôts et leurs densités) la population permanente à alimenter en eau potable sera répartie dans les ilôts suivant le tableau I.

REPARTITION DES ILOTS

TABLEAU N° 1

-4-

Ilots	POPULATION		SUPERFICIE ha	DENSITE HAB/ha		OBSER- VATIONS
	1982	2012		ACTUELLE	FUTURE	
1	489	2140	8,03	61	266	
2	320	410	3,93	81	104	
3	31	115	6,01	5	19	
4	15	15	5,48	3	3	fermé
5	530	704	9,04	59	78	
6	-	-	4,68	-	-	marche
7	436	668	4,26	102	157	
8	281	515	4,66	60	110	
9	403	420	2,79	144	150	
10	33	33	1,53	22	22	Mairie
11	435	452	5,86	74	77	
12	215	1600	12,46	17	128	
13	10	10	8,93	1	1	Usine de buses
14	62	62	0,73	85	85	
15	-	2006	2,86	-	92	extension de la ville
TOTAL	3 260	9150	95,57			

III - EVALUATION DES BESOINS EN EAU :

1 - GENERALITES :

Elle a été établie sur la base des normes préconisées par A Dupont dans "Hydraulique Urbaine" (tome II, page 339) qui prévoient que :

Pour une agglomération urbaine, on peut tabler, en première approximation :

Villes de 5 000 à 20 000 hab	150 à 200 l/hab/j
20 000 à 100 000 hab	200 à 300 l/hab/j
plus de 100 000 "	300 à 400 "

Pour notre cas nous retiendrons les chiffres suivants : 150 à 200 l/ha/j.

Soit la dotation spécifique :

- pour les habitants permanents 150 l/j/hab
- pour les habitants temporaires (écoliers ; visiteurs)-
150 l/j/hab.
- pour la polyclinique (prévue pour l'année 1984) $10 \text{ m}^3/\text{j}$
- pour la maternité 500 l/j/lit.
- industries locales : Usines de buses

Entreprises de parpaings

S.N.Sempac.

- pertes dans le réseau : 10 % de la consommation des
habitants permanents soit $137 \text{ m}^3/\text{j}$.

- REMARQUES:

- S'agissant de l'agriculture, les besoins en eau d'irrigation sont assurés par des captages indépendants du réseau de la ville (puits artisanaux, équipés de moto-pompes et stations de pompage).

- Quant à la S.N.Sempac située à quelque 1500m en amont du centre ville, utilise de l'eau de son propre forage.

2 - CONSOmmATIONS SPECIFIQUES :

2-1 - Habitants permanents :

Le nombre d'habitants permanents déterminé précédemment s'élève à 9150 habitants.

Pour un débit unitaire de 150 l/j/habitant nous aurons une consommation journalière de :

$$q_1 = 9150 \times 150 = 1372,5 \text{ m}^3/\text{j}.$$

2-2 - Habitants temporaires :

2-2-1 - C.E.M.

Actuellement il existe un C.E.M. de 800 places d'internes, on prévoit un deuxième C.E.M. identique à partir de l'année 1985 soit donc un total de 1600 élèves internes. Leur consommation journalière sera de : $q_2 = 1600 \times 150 = 240 \text{ m}^3/\text{j}.$

2-2-2 - Technicum :

Un Technicum de 500 places est prévu pour l'année 1984, sa consommation journalière ; $q_3 = 500 \times 150 = 75 \text{ m}^3/\text{j}.$

2-2-3 - Visiteurs :

Le nombre de visiteurs et militaires est estimé à environ 800 personnes. Leur consommation journalière : $q_4 = 120 \text{ m}^3/\text{j}.$

.../...

2-3 - Polyclinique :

ne polyclinique pour consultations externes prévue pour l'année 1984 consommera $10 \text{ m}^3/\text{j}$.

L'édit. suffit pour un établissement similaire se trouvant à PADMAIT.

$$q_5 = 10 \text{ m}^3/\text{j}.$$

2-4 - Maternité :

Une maternité de capacité d'accueil de 10 lits consommera :

$$q_6 = 500 \times 10 = 5 \text{ m}^3/\text{j}.$$

2-5 - Industries locales :

2-5-1 - Usine buses :

L'usine de buses en béton de BAGHLIA dont l'extension prochaine (1983) permettra une production de parpaings, hourdis et poutrelles en béton armé, utilisera d'après les renseignements collectés auprès du service concerné :

$$q_7 = 50 \text{ m}^3/\text{j}.$$

2-5-2 - S.N.Sempac :

Cette Entreprise est alimentée directement de son propre forage :

$$q_8 = 70 \text{ m}^3/\text{j}.$$

2-6 - Pertes dans le réseau :

Etant donné que les conduites d'adduction et de distribution seront renouées, on évoluera les pertes à 10 % de la consommation des habitants permanents :

$$q_9 = 0,1 \quad q_1 = 137 \text{ m}^3/\text{j}.$$

Les consommations spécifiques sont indiquées ci-après au tableau 2 (tableau récapitulatif).

TABLEAU RECAPITULATIF

DENOMINATIONS	UNITES	DEBIT/UNITE	CONSOMMATION JOURNALIERE M^3/j
Habitants permanents	9150	150L/j/hab	$q_1 = 1373m^3/j$
C.E.M.	1600	150L/j/hab	$q_2 = 240m^3/j$
Technicum	500	150L/j/hab	$q_3 = 75 m^3/j$
Visiteurs	800	150L/j/hab	$q_4 = 120 m^3/j$
Polyclinique	1	-	$q_5 = 10 m^3/j$
Maternité	10 lits	500L/j/lit	$q_6 = 5 m^3/j$
Usine de prefabricués	1	-	$q_7 = 50 m^3/j$
Pertes	10 % q_1	-	$q_8 = 137 m^3/j$
T O T A L	-	-	$Q = 2010 m^3/j$

La consommation journalière moyenne s'élève à $2010m^3/j$

La consommation maximale journalière est obtenue en prenant une majoration de 30 % soit au total $2613 m^3/j$. Etant donné que l'adduction existante accuse des pertes considérables des fuites irréparables et qu'elle sera abandonnée, l'adduction projetée sera dimensionnée avec ce débit $2613 m^3/j = 36 l/s$ qui tient .../...

compte d'un fonctionnement de pompes de 20^h/24.

IV - RESSOURCES :

1 - SITUATION ACTUELLE :

Actuellement la ville de BAGHLLIA est alimentée par un puit artisanal de 2,5 m de diamètre et de 20 m de profondeur. Cet ouvrage se situe à 5 m de la berge du lit majeur de l'Oued Sébaou.

A l'étiage le débit moyen journalier est de 360 m³/j ce qui est relativement faible par rapport aux besoins actuels de la ville (660 m³/j.)

L'équipement de ce puits sommaire comprend une pompe à axe vertical du type RECTA BLACHERE dont le diamètre de sortie est de 125 mm.

concernant l'emplacement du puits il a été constaté que :

- Le perimetre de protection immédiat est inexistant d'où risques de pollution de la part des habitants se trouvant à 10 m de l'ouvrage (égouts, fumure des jardins et le paccage).
- La margelle du puits présente une ouverture à la base ce qui expose celui-là à une éventuelle pollution due aux amenées de déchets par le vent et ou par les inondations lors des crues importantes.
- Un bruit gênant émane de la pompe qui est vétuste.

2 - CONCLUSION :

En regard aux considérations précédemment citées, il s'avère que la construction d'une nouvelle station de pompage en l'occurrence celle du nouveau forage B A G₁, est indispensable.

Les caractéristiques de celui-ci sont :

* Position :

Le nouveau forage a été exécuté au bord de l'oued Sebaou à quelques 800 m à l'aval de l'ancien puits.

* La profondeur : 55 m

* Le diamètre : 500 - 400 mm

* La hauteur crépinée: 22 m

Un essai de débit réalisé en décembre 1981 dans le voisinage de cet ouvrage a donné les résultats que voici :

- Puissance de la nappe : 55 m
- Transmissivité : $6.10^{-2} m^2/s$
- Niveau statique : 4,45 m
- Niveau dynamique : 9,56 m
- Rabattement : 5,11 m
- Débit aux essais : 811/s
- Débit à l'exploitation : 401/s
- Rayon d'action du puits: 100 m

(Voir planche n° 6 donnant les coupes tubage et géologique).

1 - INTRODUCTION :

Actuellement l'alimentation de la ville de BAGHLIA est assurée par un seul réservoir semi-enterré construit en 1970 et relié à l'ancien captage par une conduite de refoulement de 125 mm de diamètre.

Les caractéristiques de ce château sont :

Côte du radier : 85,00 m N.G.A.

Côte du trop plein : 89,00 m N G A

Capacité : 500 m³.

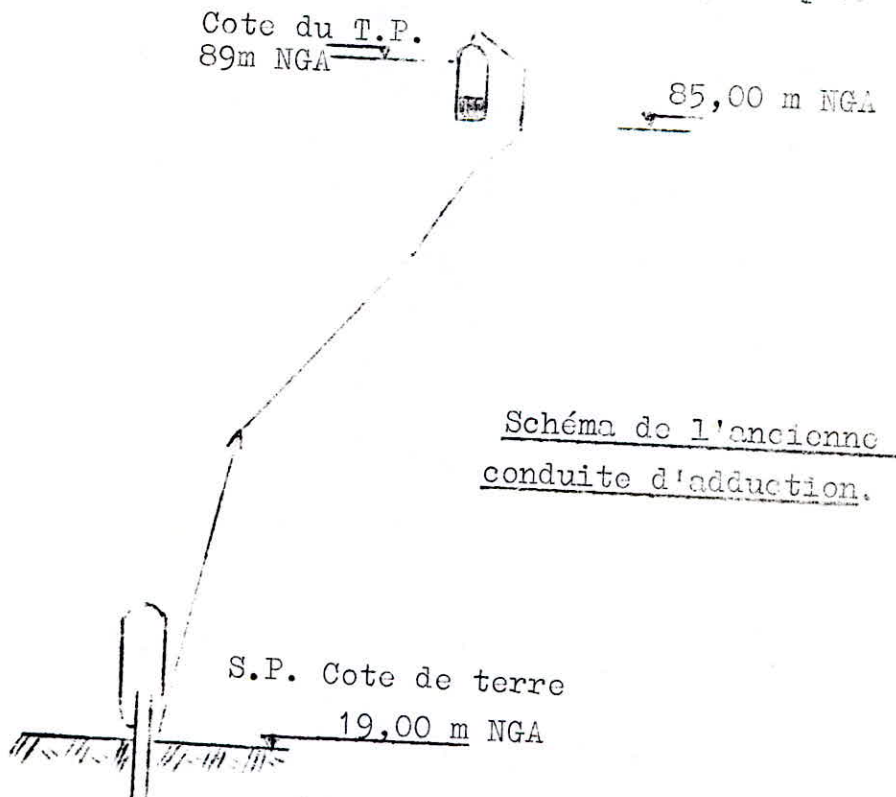
Cependant nous avons pu constater que :

* la réserve d'incendie est inexistante

* le compteur d'eau est absent

* l'échelle métallique donnant accès sur la coupole

(pour une éventuelle visite ou un nettoyage) manque.



2 - ETUDE PRELIMINAIRE DE LA NOUVELLE ADDUCTION D'AEP DE BAGHLIA

Du fait de l'insuffisance de la capacité d'eau d'emmagasinement du réservoir actuel (R_1) et de l'extension de l'agglomération de ladite ville vers la zone haute, l'implantation d'un nouveau réservoir (R_2) tenant compte de ces deux facteurs s'impose.

EMPLACEMENT DU RESERVOIR R_2

La recherche de la côte de terre correspond pour ce dernier à l'altitude du point culminant de la ville est déterminée sur un plan topographique établi à l'échelle 1/2.000. Elle est de 123,35 m N.G.A.

Nous prendrons également en considération certains paramètres pouvant influencer sur les qualités de la distribution à partir de ce réservoir et qui sont :

- l'altitude maximale des bâtiments soit d'étages (12)
- les pertes de charges susceptibles d'être enregistrées (dans le bâtiment et dans le réseau) .
- la pression minimale au niveau du robinet le plus haut.

A titre indicatif, nous donnons ci-après les coordonnées Lambert respectives des réservoirs R_1 et R_2

$$R_1 \quad \begin{pmatrix} X_1 = 603\ 820 \\ Y_1 = 391\ 289 \end{pmatrix}$$

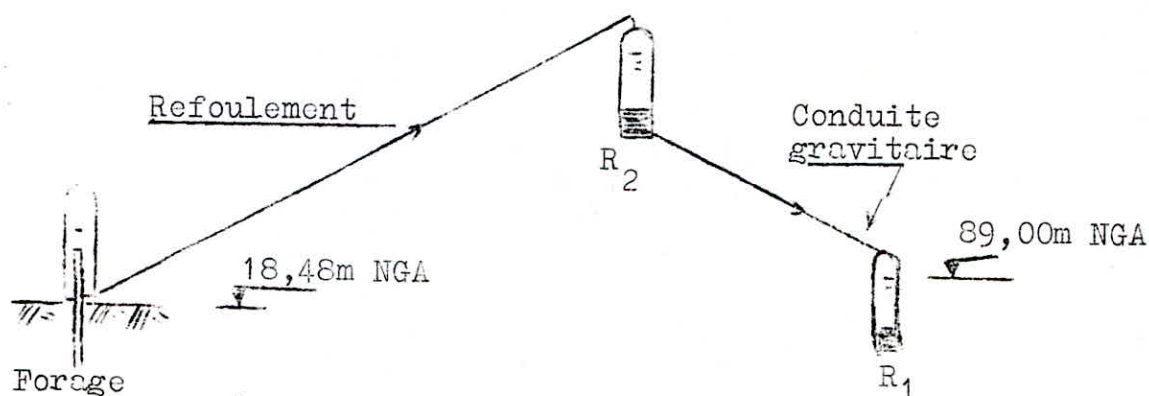
$$R_2 \quad \begin{pmatrix} X_2 = 603\ 920 \\ Y_2 = 391\ 384 \end{pmatrix}$$

4- SOLUTIONS PROPOSEES :

2 cas peuvent se présenter :

a)- première solution :

Le nouveau réservoir sera alimenté par refoulement du forage BAG₁ et servira de réservoir de passage pour alimenter l'ancien réservoir gravitairement.



b)- deuxième solution :

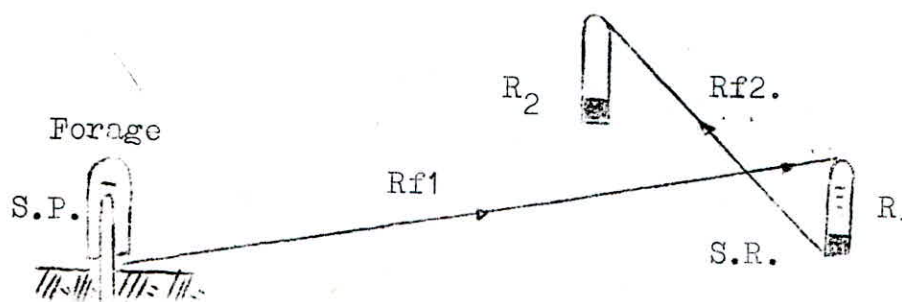
L'alimentation se fera par refoulement du forage BAG₁ vers l'ancien réservoir (R₁) et par reprise à partir de celui-ci vers le nouveau réservoir (R₂).

S.R. Station de reprise.

Rf1. Refoulement vers (R₁)

Rf2. Refoulement de (R₁) vers (R₂)

S.P. Station de pompage.



* - REMARQUE :

L'étude comparative de ces deux (2) propositions en vue de déterminer la plus économique sera faite dans un chapitre ultérieur.

III- CAPACITE DES RESEVOIRS :

1 - INTRODUCTION :

La capacité du réservoir se détermine en fonction du débit d'entrée et de soutirage d'eau pendant les différentes heures de la journée. Celui-là doit être en mesure de stocker l'excès d'eau pendant les heures de faible consommation et de restituer cette eau pendant les consommations de pointe. Il faut ajouter à cela un volume réservé à la lutte contre l'incendie. (soutirage de 60 m³/h et d'une durée moyenne d'incendie de deux heures d'où la réserve minimale 120 m³).

2 - CALCUL DU DEBIT MAXIMAL JOURNALIER :

Appelons "a" le débit moyen horaire de distribution

$a = \frac{C}{24}$

C : débit maximal journalier selon "A. DUMONT"

(l'hydraulique urbaine Tome II), pour une ville peu importante la répartition de la consommation en 24 heures se fait de la manière suivante :

de 6 heures	à	7 heures	a
7	"	11	"	3,5a
11	"	16	"	0,4a
16	"	18	"	2a
18	"	22	"	0,5a
22	"	6	"	0,125a

Pour notre cas, étant donné que nous avons affaire à une adduction discontinue (fonctionnement des pompes de 20/24h). Le débit moyen horaire pendant les heures de desserte sera non pas "a" mais 1,2 a.

3 - DIMENSION DU NOUVEAU RESEVOIR :

L'agglomération de BAGHLIA comptera 9 150 habitants en l'an 2012. Pour une consommation journalière moyenne de 150l/j/hab. le débit minimal à fournir sera égal à :

$$Q_1 = \frac{9150 \times 150}{1000} = 1372,5 \text{ m}^3/\text{j}.$$

En prenant une majoration de 30 % le débit correspondant sera égal à : $c = 1784,25 \text{ m}^3/\text{j}.$

$$a' = \frac{c}{24} = \frac{1784,25}{24} = 74,34 \text{ m}^3/\text{h}.$$

$$a = 1,2 a' = 74,34 \times 1,2 = 89,21 \text{ m}^3/\text{h}.$$

Nous avons établi le tableau III en fonction des normes sus-citées.

a)- Interpretation des r sultats obtenus :

La somme des plus grandes differences en valeur absolue est : $1,95 a + 4,25a = 9,2 a$

a étant égal = 89,21 on aura $V' = 9,2 a = 820,75 \text{ m}^3.$

En ajoutant à ceci un volume d'incendie nous obtenons : $V = V' + 120 = 940,75 \text{ m}^3.$

Nous proposons un volume standard pour faciliter les calculs de génie civil.

$$V = 1 000 \text{ m}^3.$$

Le volume à emmagasiner étant de $1 000 \text{ m}^3$, et vu que le réservoir (R_1) peut stocker 500 m^3 d'eau nous préconisons un second réservoir de 500 m^3 .

HEURE	ADDITION AVEC UN DEBIT DE 1,2 a	DISTRIBUTION SUIVANT LE DIAGRAMME	DIFFERENCES	
			+	-
0 à 1	-	0,125 a		0,125
1-2	-	0,250 a		0,250
2-3	1,2 a	0,375 a	0,825	
3-4	2,4 a	0,500 a	1,900	
4-5	3,6 a	0,625 a	2,975	
5-6	4,8 a	0,750 a	4,050	
6-7	6,0 a	1,750 a	4,250 *	
7-8	7,2 a	5,250 a	1,950	
8-9	8,4 a	8,750 a		0,35
9-10	9,6 a	12,250 a		2,65
10-11	10,8 a	15,750 a		4,95 *
11-12	12,0 a	16,150 a		4,15
12-13	13,2 a	16,550 a		3,35
13-14	14,4 a	16,950 a		2,55
14-15	15,6 a	17,350 a		1,75
15-16	16,8 a	17,750 a		0,95
16-17	18,0 a	19,750 a		1,75
17-18	19,2 a	21,750 a		2,55
18-19	20,4 a	22,250 a		1,85
19-20	21,6 a	22,750 a		1,15
20-21	22,8 a	23,250 a		0,45
21-22	24,0 a	23,750 a		
22-23	-	23,875 a		
23-24	-	24,000 a		

Tableau n° III

Soit $V_1 = 500 \text{ m}^3$.. capacité de R_1
 et $V_2 = 500 \text{ m}^3$... " " R_2

Calcul du \emptyset intérieur du château.

pour une colonne d'eau de 4 m.

$$V = \frac{\pi D^2}{4} \times h \dots \rightarrow D = \sqrt{\frac{4V}{\pi h}} = 12,61 \text{ m}$$

Remarque :

Il est à noter qu'à court terme, le réservoir R_2 ne servira que de relai.

Deux sorties seront prévues pour alimenter

- la zone haute

- R_1 gravitairement.

Récapitulatif :

Réservoir	Diamètres (m)	Capacités (m^3)	Cote N.G.A. du radier (m)	côte N.G.A. TP (m)
R_1	12,6	500	85,00	89,00
R_2	12,6	500	123,35	127,35

III-EQUIPEMENT DES RESERVOIRS :

1 - ARRIVEE DE LA CONDUITE D'ADDUCTION :

Nous préconisons une arrivée par surverse ce qui permettra d'avoir une altitude constante définie par le niveau supérieur de la crosse d'arrivée et évitera le retour des eaux.

L'arrivée des eaux sera réglée par un robinet à flotteur pour le réservoir R_1 et par des interrupteurs à flotteurs équipés d'une ligne pilote pour R_2 .

1-2 - Robinet à flotteur:

1-2-1 - Rôle : il maintient à un niveau constant le plan d'eau dans les réservoirs, en s'ouvrant ou en se fermant selon que ce niveau est atteint ou non.

.../...

Arrivée d'eau

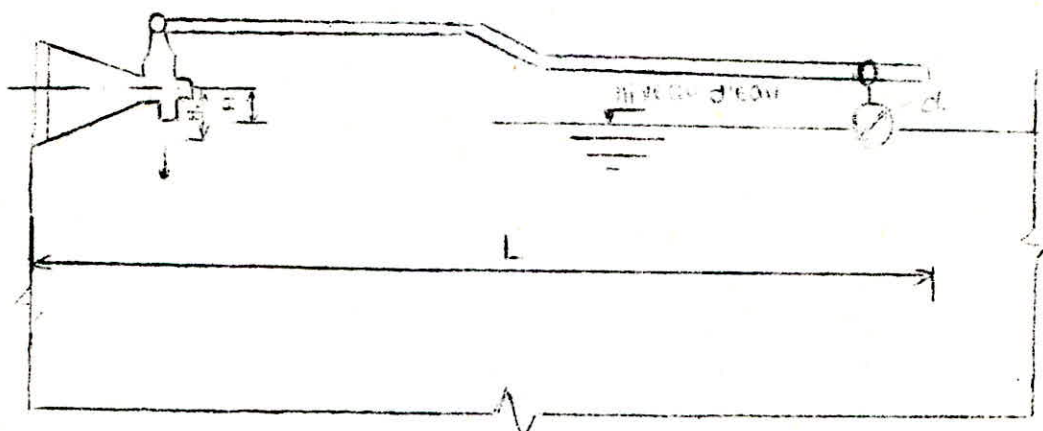
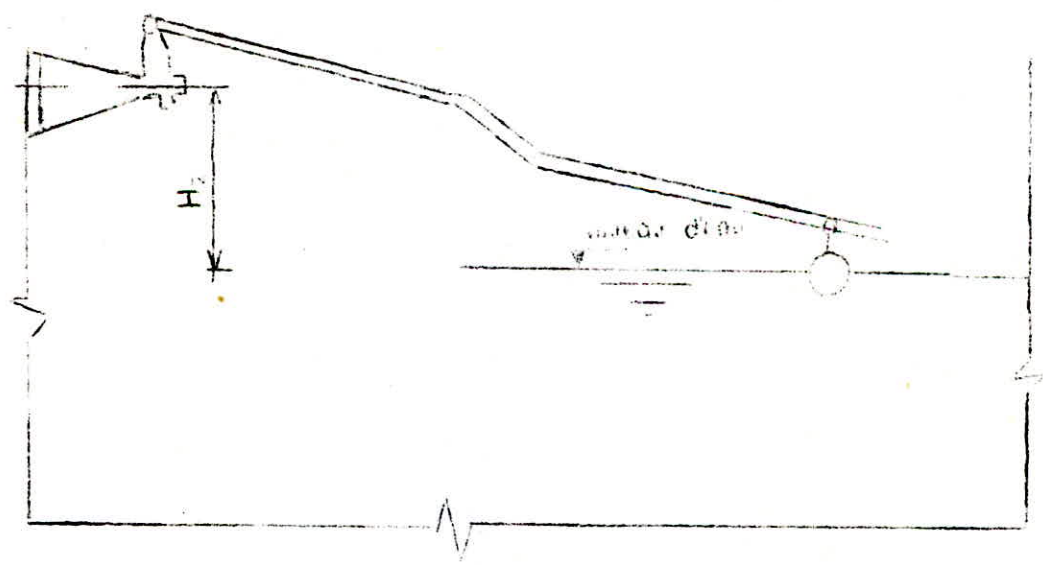


Fig. n°1. - Position de fermeture.

Fig. n°2. - Position d'ouverture.



Caractéristiques: Catalogue "BAYARD"

$\text{DN}_{(mm)}$	$L (mm)$	$H (mm)$	$H_1 (mm)$	$H_2 (mm)$	$d (mm)$
170	4780	220	350	459	300

La fermeture progressive permet d'éviter le coup de bélier dans la conduite d'adduction.

Le robinet choisi aura les caractéristiques définies sur le catalogue BAYARD (cf. Chapitre Equipements des réservoirs page 18).

3 - INTERRUPTEURS A FLOTTEUR AVEC LIGNE PILOTE :

La mise en marche ou arrêt automatique de la pompe se fait à l'aide de deux interrupteurs placés dans le réservoir à deux niveaux différents.

Niveau supérieur : Niveau du trop plein

Niveau inférieur : à 1m du trop plein.

4 - MATERIALIZATION DE LA RESERVE D'INCENDIE :

La réserve doit être toujours disponible afin de répondre aux besoins urgents dus aux éventuels cas de sinistre (incendie) Pour éviter que la réserve n'aille dans la distribution nous adopterons le système représenté sur la figure n°3 et dont le fonctionnement peut s'expliquer comme suit :

En service normal, la vanne n°1 est ouverte, (vanne généralement toujours ouverte sauf en cas de réparation de la canalisation de distribution). Le syphon se désamorçe dès que le niveau de la réserve est atteint et ce, grâce à l'évent ouvert à l'air libre.

En définitive, c'est par un jeu de pression atmosphérique que le niveau minimal dans le château d'eau correspondant à la réserve d'incendie est obtenu.

La tranche d'eau constituant la réserve se trouve ainsi constamment renouvelée.

La vanne n°2 se trouve toujours fermée à l'exception d'une déclaration d'incendie.

Il est utile de prévoir un 3eme robinet vanne dont la fermeture ne se ferait qu'en cas de panne ou de changement des vannes (1) et (2).

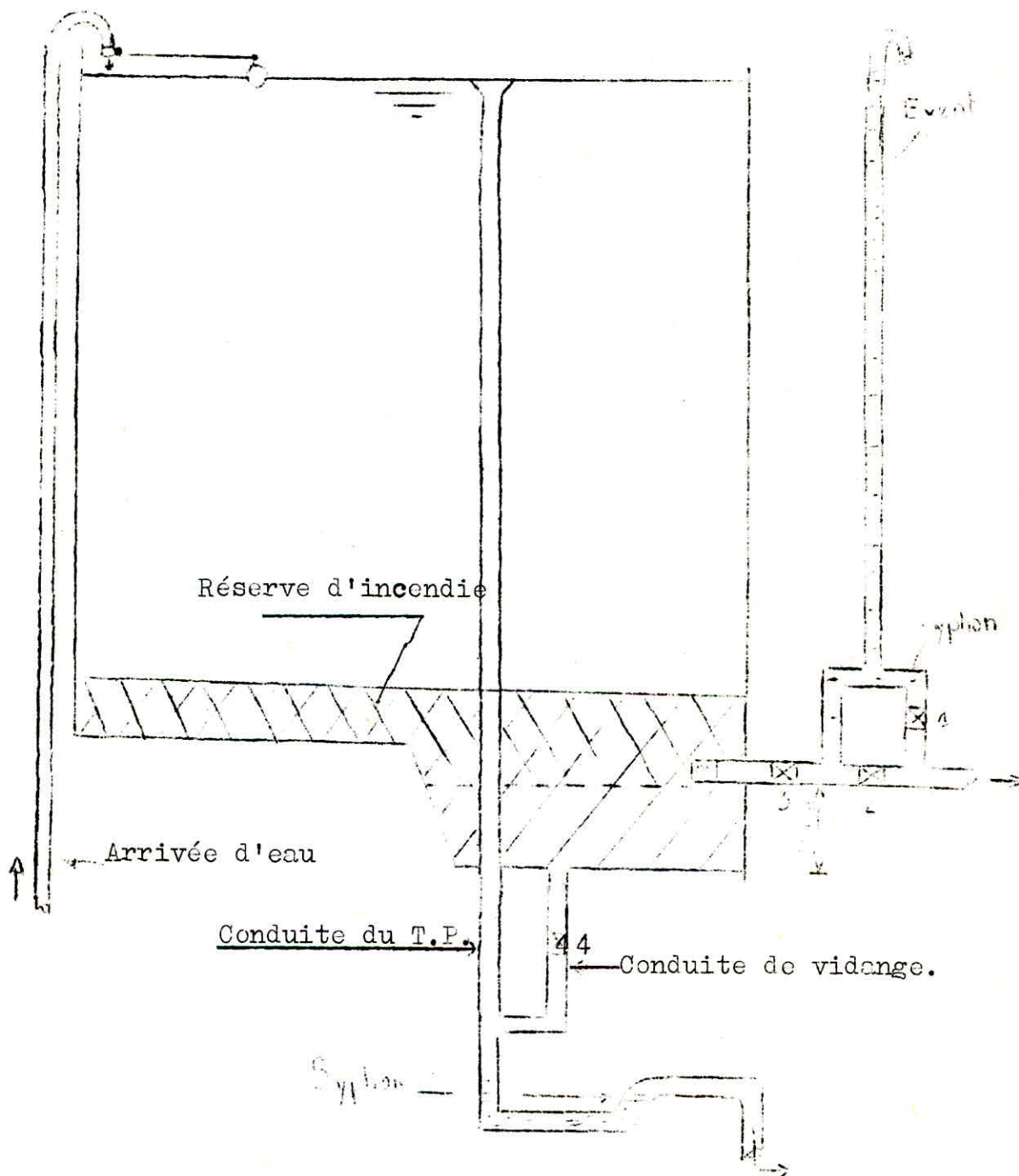
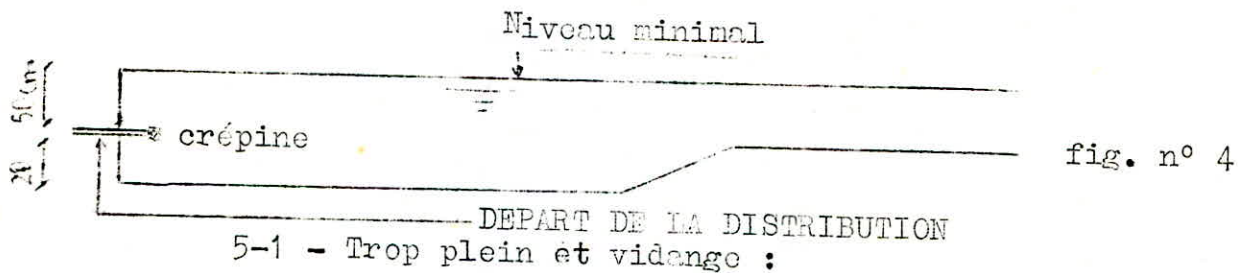


Fig. n°3.-Matérialisation de la réserve d'incendie.

Le départ de la conduite de distribution s'effectuera à 0,20 m au dessus du radier pour éviter d'introduire dans le réseau des boues ou des sables qui éventuellement pourraient se décarter dans la cuve. Cependant il faudrait réserver une lame d'eau minimale de 50 cm au dessus de la génératrice de la conduite de distribution pour y empêcher toute introduction d'air dans le même sens il est nécessaire que le départ de la distribution se fasse à la cote minimale de 0,20 m par rapport au fond du réservoir.



5-1 - Trop plein et vidange :

La conduite de trop plein doit être en mesure d'évacuer la totalité du volume qui arrive quand la cuve aura atteint son niveau maximal. Elle débouchera dans un exutoire. Pour éviter toute pollution à partir de ce dernier on y aménage un siphon qui maintient en eau un tronçon de la conduite du trop plein.

La conduite de vidange part du point bas du réservoir pour rejoindre la canalisation du trop plein.

CHAPITRE III : ADDUCTION

I-CHOIX DU TRACE:

Pour procéder aux différents choix des tracés, nous avons tenu compte des impératifs suivants :

-La distance minimale entre le captage et le réservoir.

-La régularité du profil en long.

-L'éviction des contre-pentes qui pourraient être en exploitation, le siège de cantonnement d'air surtout dans notre cas (refoulement), où il pourrait résulter en ces endroits une cavitation par suite d'un arrêt inopiné.

-La facilité d'acheminement du matériel en longeant les accotements des routes.

II-VARIANTES PROPOSEES:

Pour éviter de nous redire quant aux schémas d'adduction proposés, nous reportons le lecteur au chapitre II:Réservoirs.

A)GENERALITES:

1-Etude de la variante n° I

Coordonnées du forage BAG. †

OUVRAGE	COTE NGA (m)	Coordonnées Lambert	
		X	Y
Forage BAG 1	18,48	602805	391930

2-Détermination de la hauteur géométrique de refoulement 20

La hauteur géométrique de refoulement est égale à la différence de cote entre le niveau maximal de refoulement et le niveau rabattu en pompage au débit correspondant.

Sachant que :

-Le niveau dynamique par rapport au sol est égal à 9,56 m.

-La colonne d'eau dans le réservoir est de 4 m .

-Nous préconisons une alimentation par surverse qui sera $h_s = 0,5$ m.

d'où la hauteur géométrique de refoulement sera égale à :

$$H_g = 123,35 + 18,48 + 9,56 + 4 + 0,5 = 118,93 \text{ m.}$$

3-Détermination du diamètre

Le diamètre économique qui correspondrait aux conditions actuelles serait : $D = \sqrt[3]{Q}$ avec D en m. et Q en m^3/s , formule de (J. BONNIN : "Hydraulique urbaine") mais le choix définitif du diamètre économique sera fait sur la base d'un calcul technico-économique tenant compte des frais d'amortissement et d'exploitation.

4-Détermination des pertes de charge :

Les pertes de charge sont calculées à l'aide de la formule de DARCY-WEISBACH . $J = \frac{f}{D_h} \frac{V^2}{2g}$

J : gradient de P.d.c.

D_h : diamètre de la conduite en (m)

V : vitesse de l'eau en (m/s)

f : coefficient de P.d.c.

Le coefficient de P.d.c. f se détermine par la formule de COLEBROOK / $\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left(\frac{\epsilon}{3,7 D} + \frac{2,51}{\text{Re} \sqrt{f}} \right)$

Re : nombre de Reynolds = $\frac{V \cdot D}{\nu}$

ν : viscosité cinématique de l'eau = $10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.

ϵ : 10^{-4} m (vu que la conduite à installer sera neuve et en acier). Tableau du Mémento technique de l'eau "DEGREMONT".

5) Détermination de la hauteur manométrique totale :

$$H_{mt} = H_g + \Delta H$$

ΔH : (p.d.o. dues aux frottements)

6) Détermination de la puissance :

$$P = \frac{9,81 \cdot Q \cdot H_{mt}}{\eta} \text{ (kW)}$$

Q : Débit en m^3/s

η : Rendement en %

7) Amortissement annuel :

La durée de l'exploitation de la conduite étant assurée pour 30 ans, donc l'amortissement annuel sera égal au prix total de la conduite divisé par 30.

B - CALCULS :

Sachant que le débit d'exploitation est de 40 l/s, et en appliquant la formule de BONNIN, nous obtenons :

$$D = \sqrt[3]{Q}, \quad Q = 40 \text{ l/s} = 0,01 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$D = \sqrt[3]{0,04} = 0,2 \text{ m} = 200 \text{ mm}$$

Faisons une étude économique en utilisant des valeurs de diamètres normalisés immédiatement supérieurs et inférieurs à celui que nous venons de calculer.

Détermination des hauteurs manométriques.

Diamètre. (mm)	Gradient de P.d.c. J	Longueur (m)	P.d.c. dues aux frotte- ments H (m)	Hauteur manométrique totale. Hmt = $H_g + \Delta H$.
100	0,293725	1319,1	387,450	506,380
150	0,054746	"	45,830	164,760
200	0,007723	"	10,187	129,117
250	0,002403	"	3,170	122,100
300	0,000936	"	1,234	120,164
350	0,000419	"	0,553	119,483

Frais d'exploitation.

Diamètre (mm)	Puissance (kW)	Energie annuelle Px20x365 (kWh)	Prix de l'énergie e = 0,32 DA.
100	305,698	2231593,289	714109,852
150	99,464	726089,716	232348,709
200	77,947	569012,660	182084,051
250	73,711	538089,065	172188,501
300	72,542	529557,202	169458,305
350	72,131	526556,066	168497,941

Détermination du Ml de conduite de refoulement.

Diamètre (mm)	tuyaux en acier avec transport au pied d'oeuvre (D.A/ML)	Tranchée déblai + Remblai DA/ML	Pose D.A/ML	Prix de revient D.A/ML
100	90	70	40	200
150	100	80	45	225
200	120	90	50	260
250	140	100	55	295
300	200	110	60	370
350	250	120	70	440

FRAIS D'AMORTISSEMENT

diamètre mm	Prix du Ml (D.A)	L (M)	prix total D.A.	Amortissement (D.A)
100	200	1319,1	263 820	8794
150	225	"	296 798	9893
200	260	"	342 966	11432
250	295	"	389 135	12971
300	370	"	488 067	16269
350	440	"	580 404	19347

BILAN :

DIAMETRE (mm)	AMORTISSEMENT 5DA)	EXPLOITATION (DA)	TOTAL (DA)
100	8794	714 109	722 903
150	9893	232 349	242 242
200	11432	182 084	193 516
250	12971	172 189	185 160
300	16269	169 458	185 727
350	19 347	168 497	187 844

En vertu de cette étude le diamètre D = 250 mm sera le plus économique.

III- TRONÇON GRAVITAIRE R₂ - R₁ :

Les caractéristiques de l'adduction R₂ R₁

$$Q = 30,62 \text{ l/s} \quad \text{cote du radier de R}_2 = 123,35 \text{ m NGA}$$

$$L = 150 \text{ m} \quad \text{cote du trôp plein de R}_1 = 89 \text{ m NGA}$$

a) Par la méthode classique :

de la formule de continuité $Q = V.S = \frac{V \pi D^2}{4}$

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

Prenons une vitesse moyenne de 1 m/s alors

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 0,03062}{1 \times 3,14}} = 0,197 \text{ m} = 197 \text{ mm}$$

Prenons le diamètre standard $D = 200 \text{ mm}$

La vitesse se calculera alors :

$$V = \frac{4 Q}{\pi D^2} = \frac{4 \times 0,03062}{3,14 \times (0,2)^2} = 0,975 \text{ m/s}$$

Calculons maintenant les pertes de charge par la formule de DARCY WEISBACH.

$$\Delta H = J.L = \frac{f}{D_h} \cdot \frac{V^2}{2g} \cdot L$$

avec f (coefficient de p.d.) calculé par la formule de COLBROOK :

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

Avec Re : nombre de Reynolds.

$$\text{Re} = \frac{V.D}{\nu} = \frac{0,975 \times 0,2}{10^{-6}} = 1,95 \cdot 10^5$$

En tenant compte du vieillissement de la conduite nous prendrons ϵ (rugosité) = $4 \cdot 10^{-4} \text{ m}$

Pour $\text{Re} = 1,95 \cdot 10^5$ et $\epsilon = 4 \cdot 10^{-4} \text{ m}$ soit $\frac{\epsilon}{D} = 2 \cdot 10^{-3}$

suitant le diagramme universel de MOODY

(l'écoulement étant en régime transitoire)

En déterminant par approximations successives nous obtenons le coefficient de p.d.c. f

$$f = 0,024324_2$$

$$H = \frac{f}{D_h} \frac{V^2}{2g} \cdot L = \frac{0,024324 \times (0,975)^2}{0,2 \cdot 19,6} \cdot 150$$

$$H = 0,88 \text{ m}$$

En estimant à 10 % les p.d.c. singulières, nous aurons :

$$H_T = 1,1 \cdot 0,88 = 0,97 \text{ m}$$

La charge totale étant : $123,35 - 89 = 34,55 \text{ m}$

La charge au niveau de R_1 sera : $34,55 - 0,97 = 33,38 \text{ m}$

b) Par la longueur fluïdo-dynamique :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\epsilon}{D_h} = \frac{4 \cdot 10^{-4}}{0,200} = 2 \cdot 10^{-3} \\ Re = 1,95 \cdot 10^5 \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{Diagramme de MOODY, le} \\ \text{régime d'écoulement ainsi} \\ \text{déterminé : Régime de transition} \end{array}$$

$$\Lambda = \frac{D}{D_0} = \frac{0,2}{1,539} = 0,12995$$

D_0 : paramètre addimensionnel du profil circulaire plein pour $\epsilon = 4 \cdot 10^{-4} \text{ m}$ et $\Lambda = 0,129$ on lit dans l'abaque 8a.

$$\frac{Q}{V Jr} = 0,4$$

pour $Q = 30,62 \text{ l/s} = 30,62 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$,

nous aurons :

$$Jr = \left(\frac{30,62 \cdot 10^{-3}}{0,4} \right)^2 = 5,86 \cdot 10^{-3} = 0,005860$$

.../...

Puisque l'écoulement est en régime de transition on écrit que :

$$J = \Lambda^{5,3}_j J_r$$

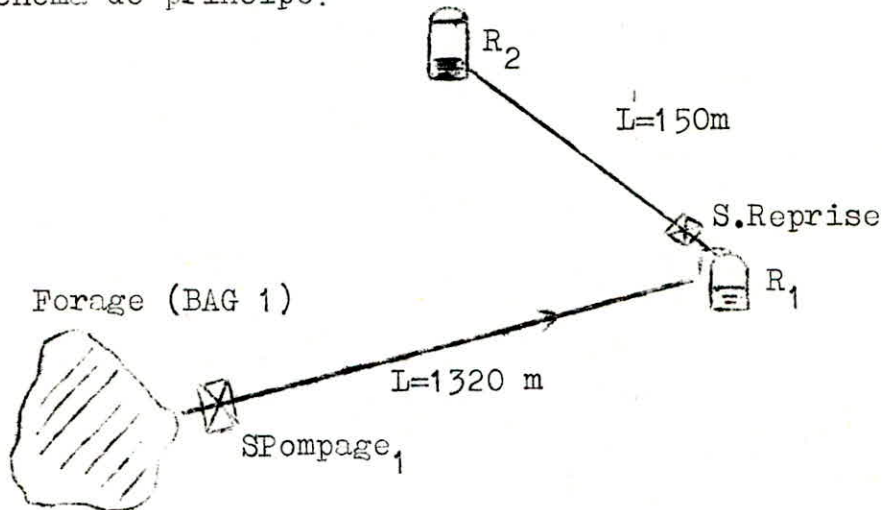
j est déterminé à partir de l'abaque 17c :

$$\Lambda^{5,3}_j = 1,04 \quad j = 1,04 \times 0,005860 = 0,0060944$$

d'où les pdc. $sH = J.L = 0,0060944 \times 150 = 0,91$ m soit pratiquement la même valeur que par la méthode classique.

2- Etude de la variante N° II:

Schéma de principe:



1°) Zone de captage -R₁:

La zone de captage sera la même que celle de la variante n°I.

2°) Hauteur géométrique :

$$H_g = C_r - C_{sp} + Nd + C_{H_2O} + A_s$$

$$C_r = \text{côte du radier du } R_1 = 85 \text{ m}$$

$$C_{sp} = \text{côte de la station de pompage 1} = 18,48 \text{ m}$$

$$Nd = \text{niveau dynamique / au sol} = 9,56 \text{ m}$$

$$C_{H_2O} = \text{colonne d'eau dans la } R_1 = 4 \text{ m}$$

$$A_s = \text{alimentation par surverse} = 0,5 \text{ m}$$

Application numérique :

$$H_g = 85 - 18,48 + 9,56 + 4 + 0,5$$

$$H_g = 80,58 \text{ m}$$

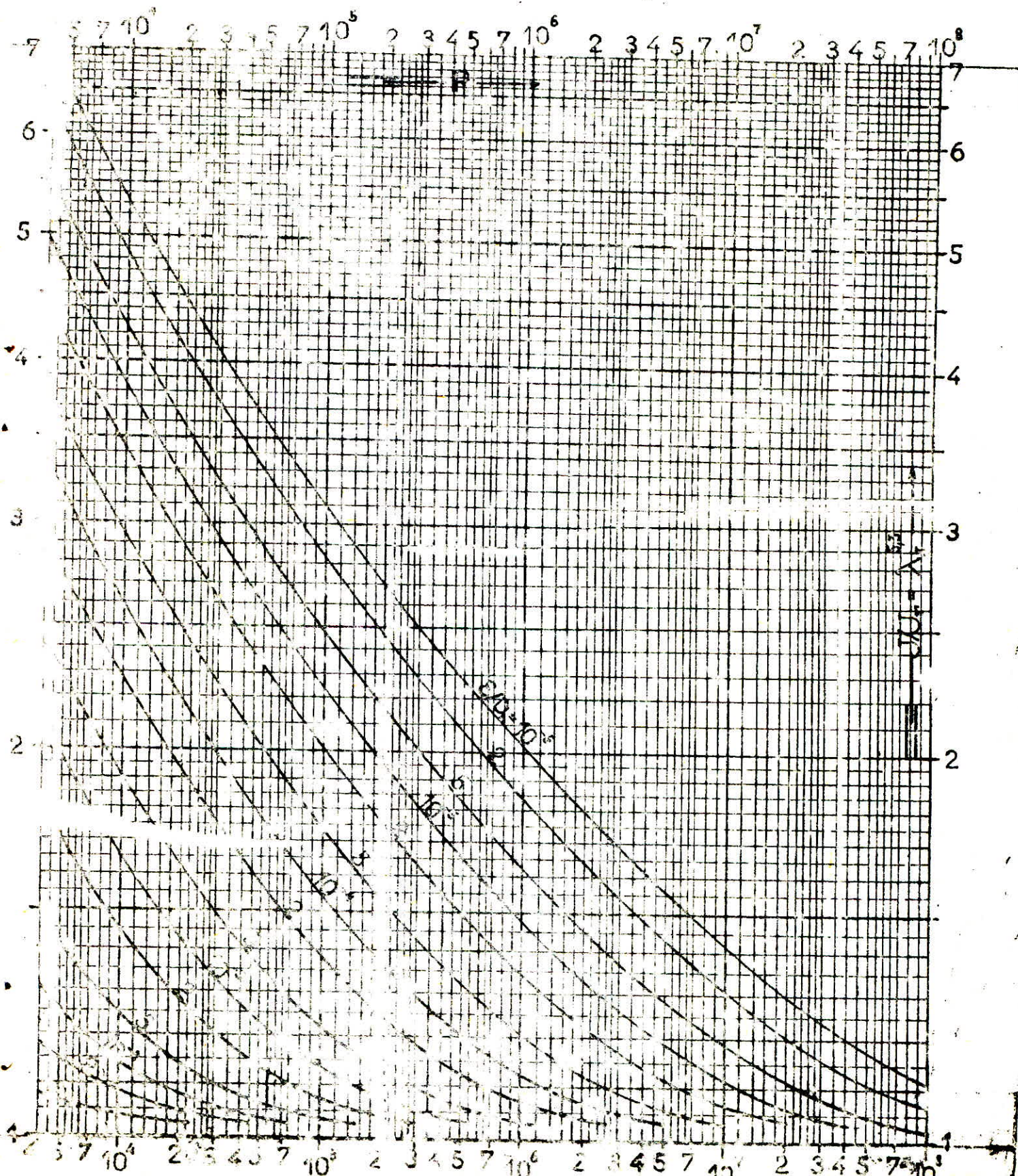
39 Détermination du diamètre de la conduite de refoulement :

$$D = \sqrt[4]{Q} = \sqrt[4]{0,04} = 0,2 \text{ m} = 200 \text{ mm}$$

.../...

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

17c



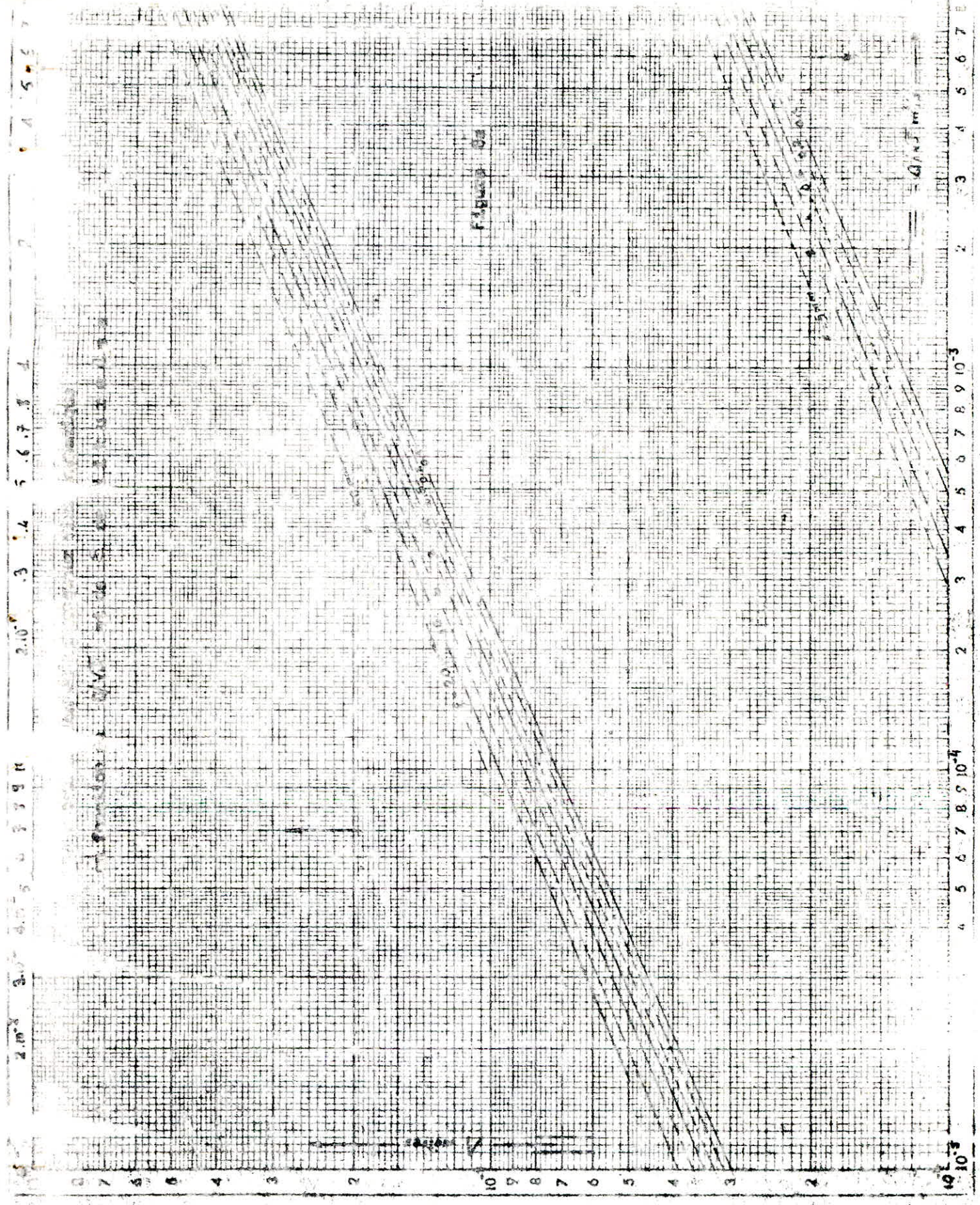


Figure 3a

0.1 ms

4°) Détermination des pertes de charge :

$$j = \frac{f}{D_h} \frac{V^2}{2g}$$

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left(\frac{\xi}{3,7 D} + \frac{2,51}{R_e \sqrt{f}} \right)$$

$$R_e = \frac{V D}{\nu}$$

$$\xi = 10^{-4} m$$

5°) Hauteur manométrique :

$$H_{mt} = H_g + \Delta H$$

6°) Puissance :

$$P = \frac{9,81 Q H_{mt}}{\eta}$$

avec $\eta = 0,65$

D (mm)	f/D	V (m/s)	J	L (m)	ΔH (m)	Hmt (m)
150	0,133	2,264	0,034746	1320	45,51	126,09
200	0,0935	1,273	0,007723	-	10,19	90,77
250	0,0710	0,815	0,002404	--	3,17	83,75
300	0,0573	0,566	0,000936	-	1,24	81,82

FRAIS D'EXPLOITATION

diamètre (mm)	$\frac{9,81 Q H_{mt}}{\eta}$	énergie annuelle $p = 20 \times 365$, KW	prix de l'énergie $e = 0,32 DA / KW$
150	76,12	555 672,81	177 815,30
200	55,80	400 019,20	128 006,14
250	50,56	369 082,38	118 106,36
300	40,39	360 576,96	115 384,63

Ces résultats correspondent à une étude technico-économique que nous avons faite avec les diamètres normalisés : 150 , 200 , 250 et 300 mm.

FRAIS D'AMORTISSEMENT :

DIAMETRE mm	PRIX DU Ml DA	L m	PRIX TOTAL DA	AMORTISSEMENT DA
150	225	1320	297 000	9900
200	260	"	343 200	11440
250	295	"	389 400	12980
300	370	"	488 400	16280

BILAN :

DIAMETRE mm	AMORTISSEMENT (DA)	EXPLOITATION (DA)	TOTAL (DA)
150	9900	1778 15	1877 15
200	11440	128006	139446
250	12980	118 106	13 1086
300	16280	115385	13 1665

En vertu de ce calcul technico-économique le diamètre $D = 250$ mm sera le plus économique.

IV - ADDITION R₁ R₂ :

Le réservoir R₂ servira à alimenter la zone haute prévue pour 2006 habitants majorée d'une réserve d'incendie de 120 m³ soit un débit de 7,24 l/s à faire transiter par une conduite de diamètre 150 mm.

Le prix de revient de la conduite de refoulement R₁ R₂ sera sensiblement le même que celui proposé précédemment (tronçon gravitaire R₂- R₁, variante I).

Station de reprise :

L'alimentation du réservoir R₂ se fera par refoulement à partir du réservoir R₁. La station de reprise pourrait être alimentée avec un poste de transformation sur poteau (100 kVA). Son estimation serait comme suit :

Géomé-Civil : 150 000 DA

Equipement électro-mécanique : 450 000 DA

soit en total de 600 000 DA d'où le coût annuel: $\frac{600\ 000}{30} = 20\ 000$ DA

Entretien d'une station :

On emploiera trois ouvriers (à raison de 8h de travail par jour chacun) pour l'entretien d'une station.

La paie de ces agents ^{étant fixée} au SMIG de 1200 DA/mois soit un salaire annuel de 1200 X12 = 14 400 DA.

Le gardiennage par station reviendrait (pour les agents) annuellement à 14 400 . 3 = 43 200 DA.

Bilan : Pour le choix de la variante à adopter, on omettra les prix communs aux deux variantes.

- Le prix de revient des réservoirs R₁ et R₂

S. P. I			S. REPRISE			Entretien, salaire de 3 ouvriers par année	T O T A L	Variantes
G.C.+ électro- mécanique DA	Amortis- sement DA	Exploi- tation DA	G.C. + E.M. DA	Amor- tisse- ment DA	Exploi- tation DA			
32 000	12971	172189	0	* 1300	0	43 200	261 660	V ₁
30 333	12980	118106	20000	* 1125	8811	86 400	277 755	V ₂

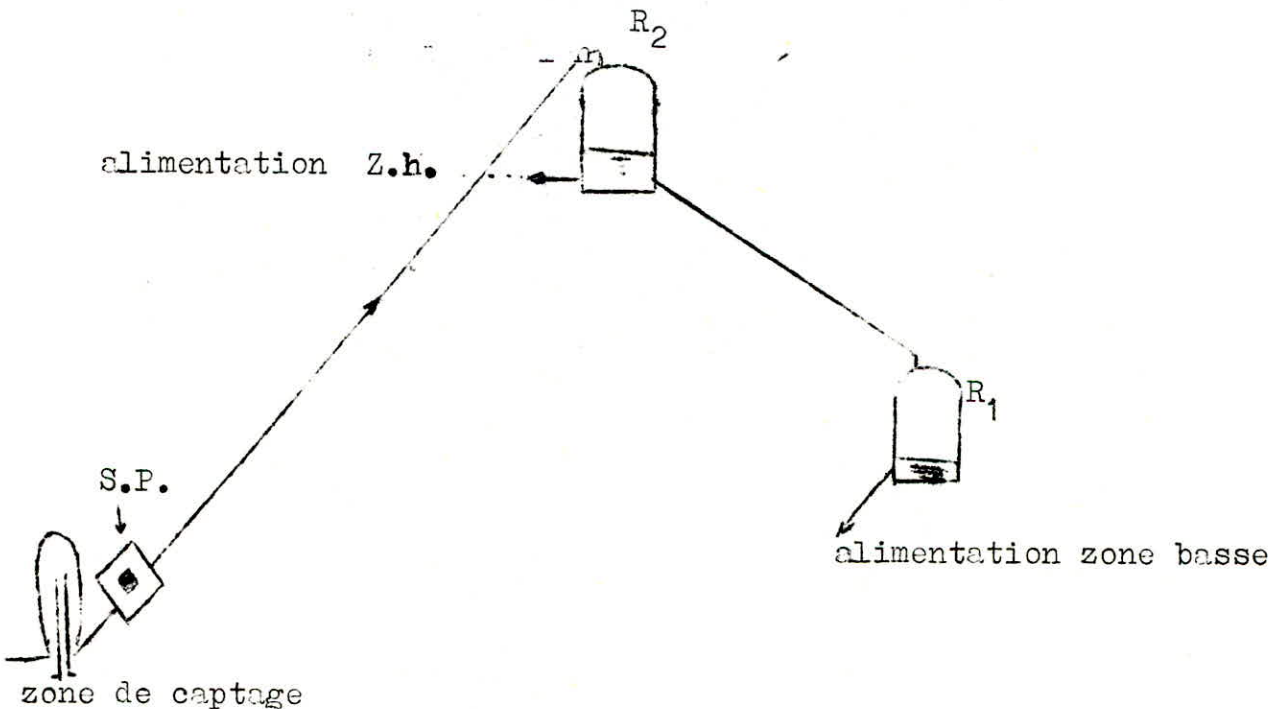
* 1300 - prix de revient de la conduite gravitaire R₂ R₁ annuellement.

CONCLUSION :

En fonction des prix de revient des variantes proposées, l'étude économique montre que la variante II nécessite :

- Un excès de 16 095 DA
- La construction d'une station de reprise de plus que la V. I . Ce qui entraîne plus de temps pour l'exécution du projet.
- Un double effectif pour l'entretien.
- Une consommation d'énergie électrique supplémentaire (à savoir les 2 SP).

Nous adopterons la variante I pour notre projet.



HAUTEURS MANOMETRIQUES

DIAMETRE _{mm}	f/D	VITESSE m/s	J	L	ΔH	Hmt
75	0,320	1,640	0,04387	150	6,58	40,93
100	0,222	0,922	0,00960	--	1,44	35,79
125	0,168	0,590	0,00298	--	0,44	34,79
150	0,133	0,409	0,00113	--	0,17	34,52
175	0,110	0,301	0,00051	--	0,08	34,43
200	0,0935	0,230	0,00025	--	0,04	34,39
225	0,0813	0,182	0,00014	--	0,02	34,37

FRAIS EXPLOITATION

DIAMETRE mm	$p = \frac{9,81 Q}{\eta} Hmt$	énergie annuelle px20x365 kw	prix de l'énergie e=0,32 DA/kw
75	4,470	32.648,17	10 447,41
100	3,910	28 548,20	9 135,42
125	3,800	27 750,54	8 880,17
150	3,770	27 535,18	8 811,26
175	3,762	27 463,39	8 788,28
200	3,758	27 431,48	8 778,07
227	3,756	27 415,53	8 772,97

Diamètre mm	Prix du ml	L m	Prix total DA	amortissement DA/ année
75	180	150	27 000	900
100	190	---	28 500	950
125	215	---	32 250	1 075
150	225	---	33 750	1125
175	240	---	36 000	1200
200	260	---	39 000	1300
225	280	---	42 000	1400

BILAN

Diamètre	Amortissement (DA)	exploitation (DA)	Total (DA)
75	900	10 447	11 347
100	950	9 135	10 085
125	1075	8 880	9 955
150	1125	8811	9 936
175	1200	8 786	9 988
200	1300	8 778	10 078
225	1400	8773	10 173

En vertu de ce calcul Technico-Economique, le diamètre D = 150 mm sera le plus économique.

V - VIDANGE :

Aux **points bas** de la conduite, nous avons prévu un dispositif de vidange afin d'assurer :

-L'évacuation des **eaux contenues** dans la conduite avant toutes réparations (réparation d'une fuite éventuelle, etc...).

- Le nettoyage de la conduite en purgeant le dépôt solide accumulé aux points bas.

En général, la vidange est réalisée par un piquage d'un bout de tuyau de diamètre égal ou inférieur à celui de la conduite à vidanger et fermé par un robinet vanne. (voir planche n° 7)

I - CHOIX DES GROUPES DE POMPES :

Il s'agit d'équiper le forage BAG₁ d'un groupe électro-pompe dont les caractéristiques seront fonction du débit à refouler et de la hauteur d'élévation. Notre choix portera sur un groupe électro-pompe multicellulaire immergé à axe vertical, car il présente un bon rendement et une commodité d'installation et de fonctionnement. Nous avons également prévu une pompe de secours.

Etant donné que la durée de vie d'une pompe ne dépasse pas 12 ans (selon les constructeurs), il faudra donc prévoir 3 pompes pour l'horizon considéré (30 ans) dont les données techniques, compte tenu de la croissance démographique (Tableau n°IV) sont résumées dans le tableau suivant.

En référence au catalogue JEUMONT SCHNEIDER les caractéristiques de ces pompes seront :

période d'utili- sation	Q l/s	Hmt (m)	type de pompe	Pn kW	I A	L mm	E mm	m kg	η %	Pm kW
982 - 92	20	119,83	M21.8075 SGA 50	37	74	2805	3310	283	69,5	37
992 - 02	24	120,32	M24.12075 RGA 50	45	90	2272	2770	307	73,5	41
002 - 12	30	120,97	M26.12100 RGA 75	55	145	2272	2770	297	77	47

Q: Débit selon les besoins (m^3/s).

H mt : Hauteur manométrique totale correspondante (m).

Pn : Puissance nominale du moteur (kw)/

Pm : Puissance maximale absorbée (pompe)(kw)

I : Intensité nominale sous 380 V, (triphase)(.A).

L ; Longueur (m)

E : Profondeur d'immersion (m).

m : Masse (kg).

η : Rendement (%)

Point de fonctionnement :

Le point de fonctionnement s'obtient en utilisant les diagrammes fournis par le constructeur par des débits préalablement déterminés. Il correspond au point de concours des courbes représentant respectivement la caractéristique de la pompe et celle de la conduite (voir pages n° 41, 42 et 43).

À l'aval, la pompe sera dotée des accessoires suivants :

- un cône divergent
- un clapet anti-retour
- un robinet vanne
- un compteur de débit

Le principe consiste à déclencher la mise en marche de la pompe ou provoquer son arrêt par l'installation de deux interrupteurs flotteurs (cf. schéma de commande planche n° 5).

En position haute (niveau du trop plein), la pompe s'arrête.

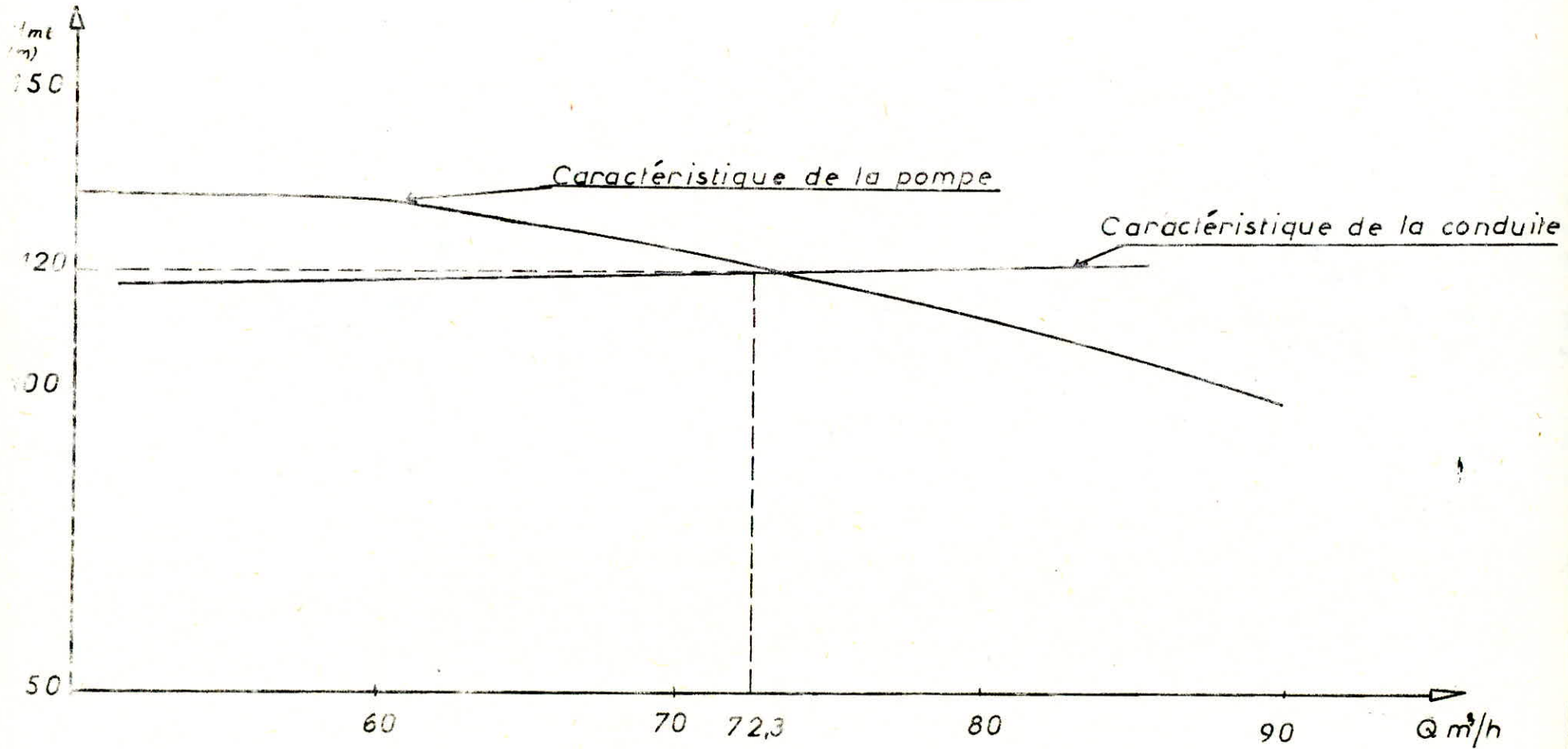
En position basse (à 1 m du niveau du trop plein), la pompe démarre.

Un troisième flotteur sera prévu dans le puits pour éviter le dénoyage de la pompe, (marche à vide). L'arrêt de la pompe est alors obtenu dès que le niveau dynamique dans le forage est à 0,40 m au dessus de la crépine.

TABLEAU IV

Années		Population rurale	consomma-	besoins	pompage		stoc-	obser-
			tion	m ³ /j	20 ^h /24	stoc-	ervations	
			m ³ /j	m ³ /j	m ³ /h	l/s	m ³	
1982	0	3260	489	1246	62,3	171	374	pompe M21 $\eta=69,5$
1984	2	3492	524	1281	64	18	384	-
1986	4	3741	561	1318	65,9	18,3	395	-
1988	6	4007	601	1358	67,9	18,8	407,4	-
1990	8	4293	644	1400,9	70	19,4	420	-
1992	10	4599	690	1446,8	72,3	20	434	pompe M24 $\eta=73\%$
1994	12	4926	738,9	1495,9	74,8	20,8	448	-
1996	14	5277	791,5	1548,5	77,5	21,5	464,6	-
1998	16	5653	847,9	1604,9	80,2	22,3	481,4	entrée en service de R2
2000	18	6055	908,3	1665,3	83,3	23,1	500	entrée
2002	20	6487	973	1730	86,5	24	519	pompe M26 $\eta=75\%$
2004	22	6949	1042	1799	90	25	540	-
2006	24	7444	1116,5	1873,5	93,7	26	562	-
2008	26	7973	1196	1953	97,7	27,1	586	-
2010	28	8542	1281	2038	101,9	28,3	612	-
2012	30	9150	1372,5	2129,5	106,4	29,6	639	-

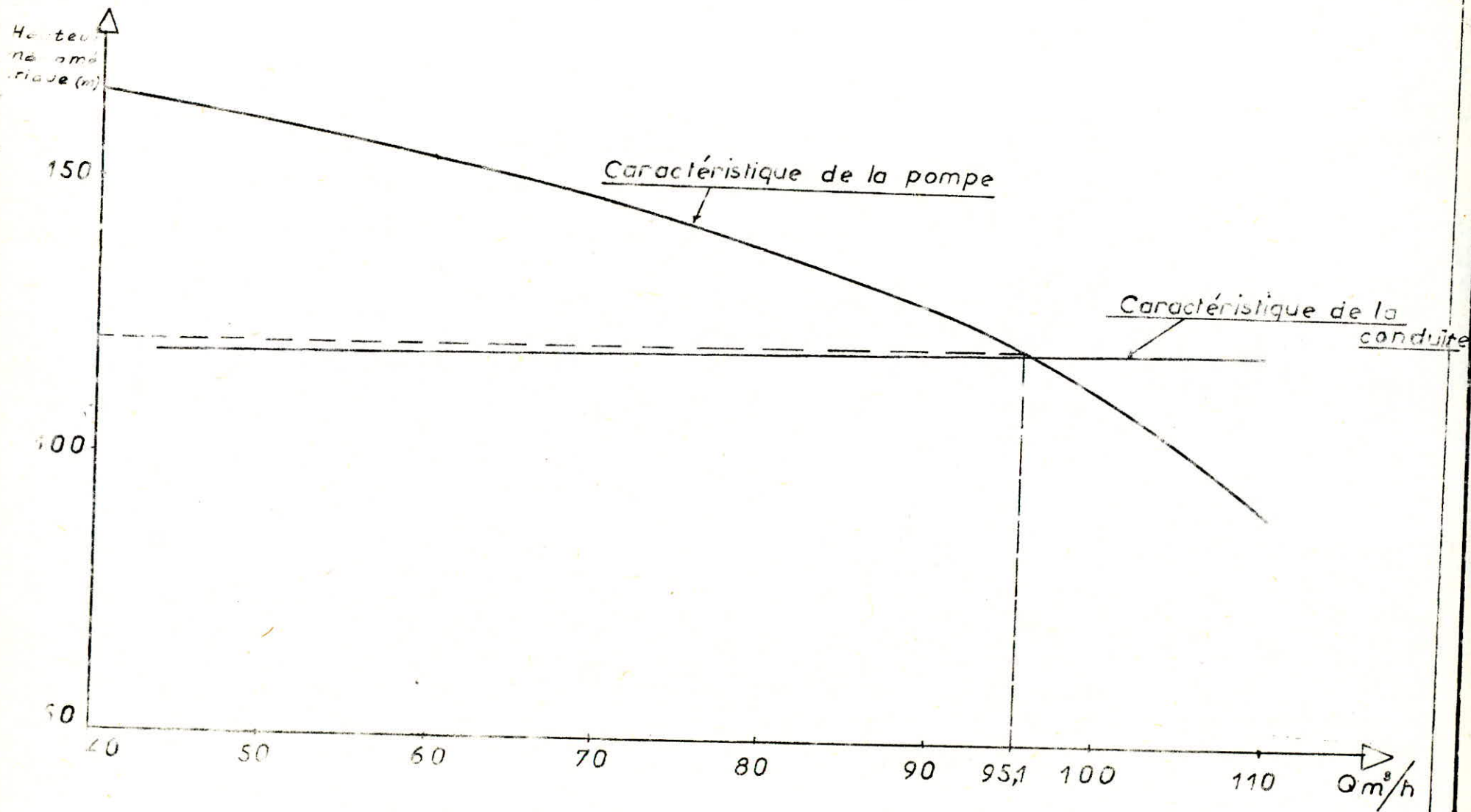
Refoulement BAG1 R2



Pompe Type M21 8.8075 S
JEUMONT SCHNEIDER

Utilisation jusqu'à 1992.

Refoulement BAG1 R2

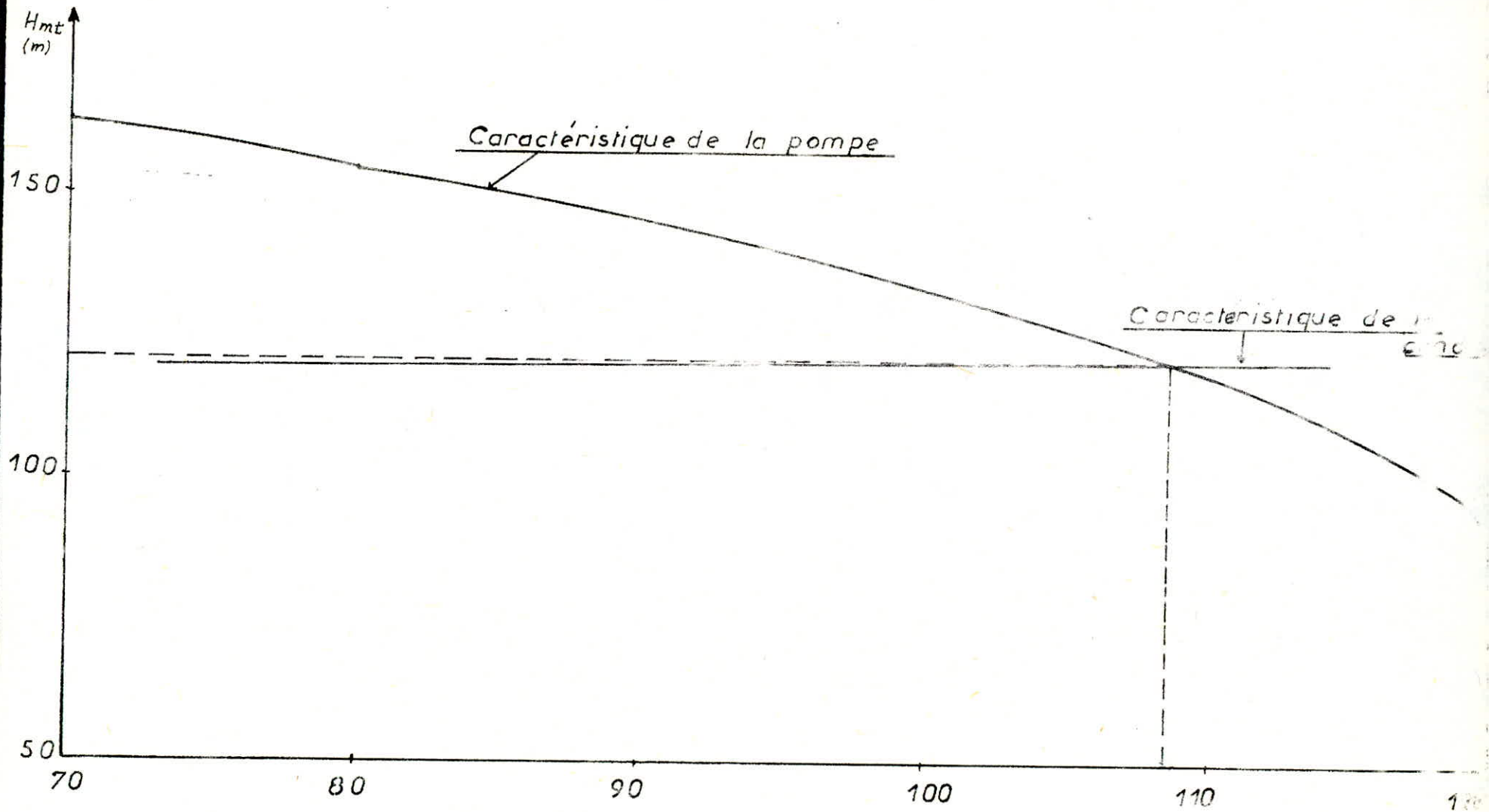


Pompe immergée M 24 5 12075 RGA 60

JEUMONT SCHNEIDER

UTILISATION 1992 - 2002

Refoulement BAG1 R2



M 26 . 12100 . R6 . GA 75

JEUMONT SCHNEIDER

UTILISATION 2002 2012
108 45 m³/h

TABLEAU V

44

type de pompe	point A				point B				point C			
	Q_1 m ³ /s	J_1	H	Hmt m	Q_2 m ³ /s	J_2	H_2	Hmt ₂	Q_3 m ³ /s	J_3	H_3	Hmt ₃
M 21	60	534.10 ⁻⁶	0,704	1963	72,3	745.10 ⁻⁶	0,98	11991	80	900.10 ⁻⁶	1,19	12012
M 24	50	383.10 ⁻⁶	0,51	1943	83,3	1038.10 ⁻⁶	1,37	12030	100	1358.10 ⁻⁶	1,79	12072
M 26	80	900.10 ⁻⁶	1,19	12012	106,4	1566.10 ⁻⁶	2,06	12099	110	1620.10 ⁻⁶	2,14	12107

TABLEAU VI

Caractéristique de la conduite de refoulement $Hmt = f(Q)$

Q		J	H m	Hmt m
m ³ /h	l/s			
50	1,39	0,000383	0,505	119,435
60	16,67	0,000534	0,704	119,634
72,3	20	0,000745	0,983	119,913
80	22,22	0,000900	1,188	120,118
83,3	24	0,001038	1,369	120,299
100	27,78	0,001358	1,791	120,721
106,4	30	0,001566	2,065	120,995
110	30,56	0,001620	2,137	121,067

I - PROTECTION CONTRE LE COUP DE BÉLIER :

1- GÉNÉRALITÉS :

Le coup de Bélier est un phénomène oscillatoire dont les causes les plus fréquentes sont les suivantes :

* Arrêt brutal du groupe électro-pompe à la suite d'une panne électrique ou chute de tension.

* Démarrage de la pompe.

La protection contre les coups de Bélier de la conduite de refoulement doit toujours être bien étudiée. Il en sera de même pour la conduite d'adduction gravitaire entre les réservoirs R_2 et R_1 , dont le débit se trouve réglé à l'aval par un robinet à flotteur dont les caractéristiques de fermeture sont connues.

Le coup de Bélier dont la brutalité est susceptible d'entraîner des ruptures de tuyaux peut atteindre des valeurs très élevées, pouvant être égales à plusieurs fois la pression de service sur les réseaux à basse pression.

Il est donc indispensable d'étudier des moyens propres à limiter ses effets.

2- CONDUITE DE REFOULEMENT : TRONCON $BAG_1 - R_2$

2.1- A l'arrêt brusque :

Nous aurons à protéger une conduite de diamètre égal à 0,250 m de section $S = 0,04909 \text{ m}^2$ en acier d'épaisseur 3 mm.

Le débit $Q = 40 \text{ l/s} = 0,040 \text{ m}^3/\text{s}$.

La longueur de la conduite $L = 1319,1 \text{ m}$

La hauteur géométrique de refoulement est de $H_g = 118,9 \text{ m}$

La distance entre le plan d'eau dans le réservoir d'air et l'axe de refoulement sera négligée.

Calcul de la célérité des ondes selon la formule d'ALLIEVI :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K_e \frac{D}{e}}}$$

avec $K = 0,5$ (acier)

D = diamètre intérieur de la conduite (en mètre)

e = épaisseur du tuyau (en mètre).

on aura

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + 0,5 \frac{250 \cdot 10^{-3}}{3 \cdot 10^{-3}}}} = 1044 \text{ m/s}$$

calcul de la vitesse initiale :

$$V_0 = \frac{Q}{S} = \frac{4 \cdot Q}{\pi D^2}$$

$$V_0 = \frac{4 \cdot 40 \cdot 10^{-3}}{\pi (250 \cdot 10^{-3})^2} = 0,815 \text{ m/s.}$$

2.1.1 - Dispositifs anti-Bélier :

On protège les canalisations par des dispositifs anti-Bélier qui, sur les conduites de refoulement, sont essentiellement des réservoirs d'air, soupapes tarées et clapets percés.

Pour ralentir progressivement la vitesse dans la canalisation de refoulement avant l'arrêt complet de la pompe, on utilise des volants d'inertie, des coupleurs à démarrage centrifuge ou à courant de Foucault, on peut également procéder au démarrage ou à l'arrêt du groupe sur vanne de refoulement fermée.

2.1.2 - Protection proposée :

Parmi les méthodes de protection contre le coup de Bélier, nous proposons le réservoir d'air (fig 5)

Ce réservoir contient de l'eau et de l'air. En fonctionnement normal, la pression de cet air équilibre la pression dans la conduite. A la disjonction le clapet se ferme, une partie d'eau de la cloche est chassée dans la conduite. A ce moment, la pression de l'air dans la cloche est supérieure à celle qui s'exerce dans la conduite.

Après diminution progressive de sa vitesse, l'eau de la conduite revient en arrière et remonte dans le réservoir d'air.

La cloche d'air raccordée à la conduite de refoulement n'amortirait que très peu les oscillations et aurait un grand volume si on

ne lui adjoignait pas un étranglement.

47

Cet étrangleur à la base de la cloche (fig 6) constituerait une perte de charge singulière qui aurait une valeur importante s'il était constitué par une tuyère.

La tuyère fonctionnant au retour de l'eau dans le réservoir d'air comme ajutage de Borda permet d'avoir une perte de charge quatre fois plus grande au retour qu'à l'allée.

Tuyère :

On disposera d'une tuyère de diamètre d' incorporée dans une tubulure de diamètre $D' = 100$ mm.

d sera choisi de telle sorte que :

$$\frac{V_s}{V_f} = \frac{D^2}{d'^2} = \frac{D^2}{(0,92 d)^2} = K \text{ avec } 15 < K < 20$$

Pour $d = 70$ mm nous aurons $K = 15,07$

$d' = 0,92 d$ car le coefficient de débit est 0,92 quand l'eau descend dans la conduite.

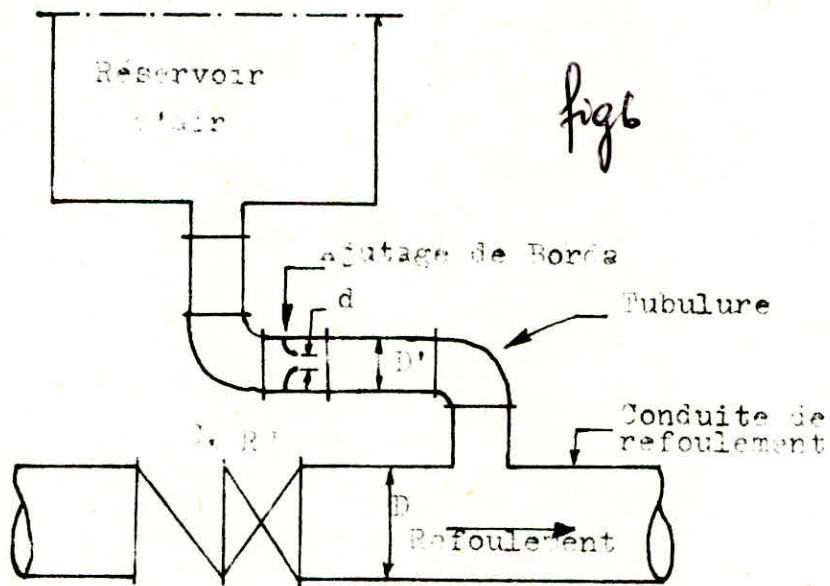
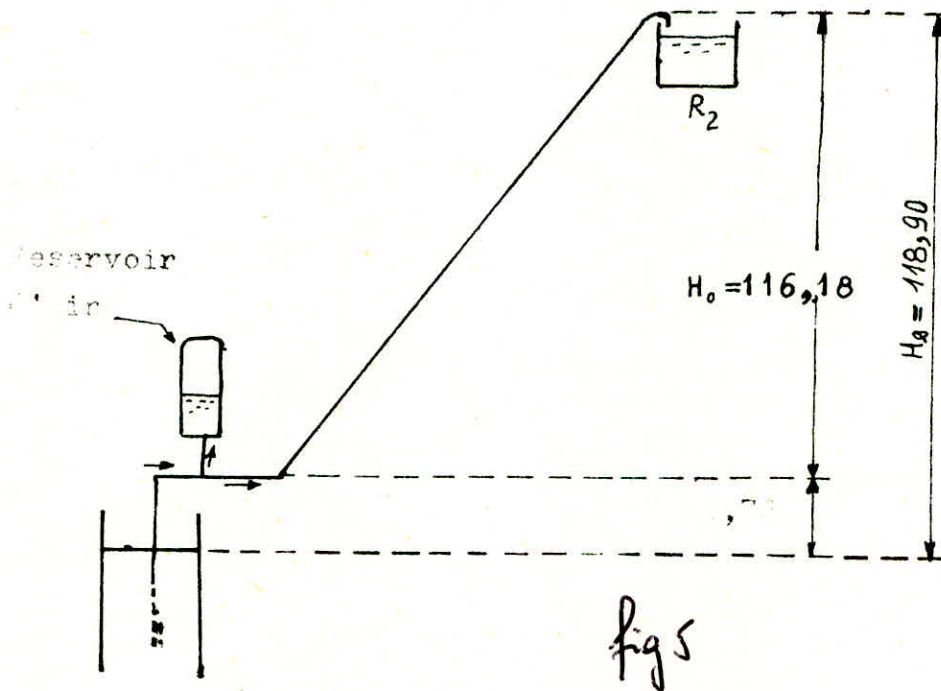
$$\frac{D^2}{d'^2} = \frac{250^2}{(0,92 \times 80)^2} = 15,07$$

Principe de calcul du réservoir d'air :

C'est par l'application de la méthode graphique de BERGERON que le réservoir d'air sera déterminé. Toutefois, au lieu des débits, l'échelle des abscisses représentera les vitesses puisque la conduite est de section constante.

La méthode consiste à déterminer, par approximations successives les vitesses de l'eau dans la conduite de refoulement au niveau du réservoir d'air, pendant les oscillations.

L'intervalle de temps entre deux vitesses successives est $\tau = \frac{2L}{a}$; temps d'un aller - retour de l'onde entre la pompe et le réservoir R_2 .



On appelle V_f la vitesse finale de l'eau après l'intervalle de temps.

Nous portons d'un volume d'air initial $U_0 = 0,15 \text{ m}^3$

U_0 en fonction du volume U_1

U_1 , calculé par la méthode de M. VIBERT.

On se fixe une valeur V_f , ou calcule alors à la fin de l'intervalle la pression dans le réservoir d'air, puis la pression dans la conduite en ajoutant ou en retranchant les pertes de charge suivant le cas. On vérifie sur le diagramme de BERGERON que cette pression finale correspond à la vitesse choisie V_f , sinon les calculs sont refaits en choisissant une autre valeur de V_f .

Après l'amortissement des oscillations, la dépression doit être admissible sinon le volume initial V_0 devra être changé.

L'augmentation de volume (ΔU) du réservoir d'air ou sa diminution est exprimé par le produit de la vitesse moyenne V_m , la section de la conduite S , pendant le temps θ .

V_m étant la moyenne arithmétique entre la vitesse initiale V_{fn-1} et la vitesse V_{fn} après l'intervalle de temps θ .

Le volume U du réservoir d'air est obtenu en ajoutant ou en retranchant ΔU suivant que l'eau monte ou descend vers le réservoir.

Il faut considérer la pression absolue dans le réservoir d'air:

$$Z_0 = H_0 + 10 = 126,18 \text{ m}$$

H_0 : hauteur géométrique d'élévation.

La nouvelle pression dans le réservoir d'air sera exprimée en admettant que la détente du fluide (de l'air) s'effectue conformément à la loi de poisson :

$$(Z_0 + S_0) U_0^{1,4} = Z U^{1,4}$$

$S_0 = \text{p.d.c. dans la conduite en régime de fonctionnement normal}$

$Z_0 + S_0 = \text{hauteur manométrique absolue à la pompe en marche normal correspondant au volume d'air } U_0.$

Z = nouvelle pression dans le réservoir

U = volume d'air correspondant à la nouvelle pression.

$$\text{donc } Z = \frac{(Z_0 + S) U_0^{1,4}}{U^{1,4}}$$

La perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal S_0 sera :

$$S_0 = J.L = 0,004747 \cdot 1319,1 = 6,26 \text{ m}$$

$$Z_0 = S_0 = 126,18 + 6,26 = 132,44 \text{ m}$$

$$Z = \frac{132,44 \cdot (0,168)^{1,4}}{U^{1,4}}$$

$$Z = \frac{10,90}{U^{1,4}}$$

Nous négligerons la distance entre le plan d'eau dans le réservoir d'air et l'axe de la conduite.

Calcul de l'intervalle de temps θ entre deux vitesses successives

$$\theta = \frac{2L}{a} = \frac{2 \cdot 1319,1}{1044} = 2,527 \text{ .}$$

C'est le temps d'un aller-retour de l'onde entre la pompe et le réservoir R_2 .

^rSuppression maximum dans le système Anti-Bélier:

a) maximum du coup de Bélier :

$$b = \frac{aVa}{g}$$

$$b = \frac{1044 \cdot 0,815}{9,81} = 86,734 \text{ m}$$

b) ^rSuppression :

Z_p étant la pression pendant le fonctionnement normal :

$$Z_p = H_g + \Delta H$$

$$H = J.L = 0,004747 \cdot 1319,1 = 6,262.$$

$$Z_p = 125,2 \text{ m.}$$

La ^rsuppression sera $Z_p + b = 125,2 + 86,7 = 211,9 \text{ m}$

Dépression : $Z_p - b = 125,2 - 86,7 = 38,5 \text{ m}$

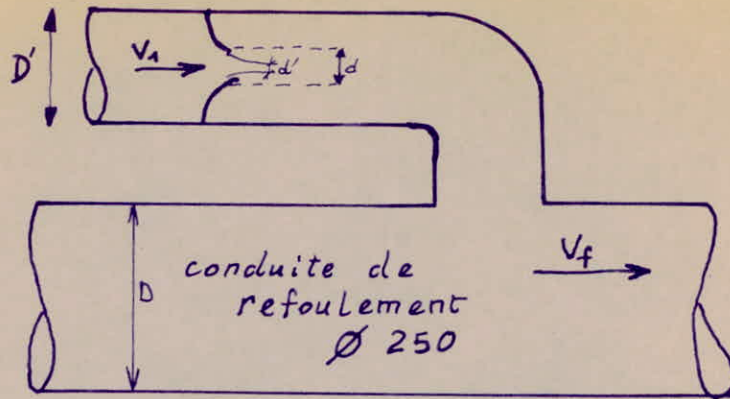


fig 7 : descente de l'eau du
reservoir d'air

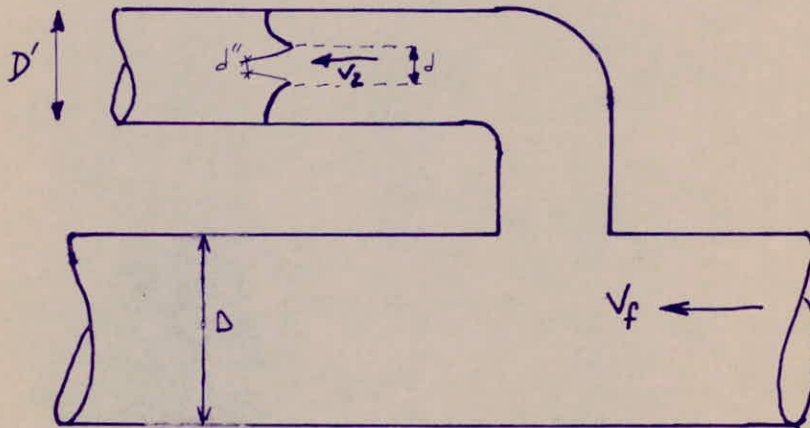


fig 8 : Remontée de l'eau
dans le reservoir d'air.

Vitesse dans la tubulure de branchement :

- Montée d'eau (fig n° 7)

$$d' = 0,92 d$$

$$\frac{V_1}{V_f} = \frac{D^2}{(d')^2} = \frac{D^2}{(0,92 d)^2} = \frac{(250)^2}{(0,92 \cdot 70)^2}$$

$$V_1 = 15,07 V_f$$

Descente de l'eau. (fig.n° 8)

$$d'' = 0,5 d$$

$$V_2 = 59$$

$$\frac{V_2}{V_f} = \frac{\frac{D^2}{4}}{0,5 \frac{d^2}{4}} = \frac{D^2}{0,5 d^2} = 29,6$$

$$V_2 = 51,02 V_f$$

Pertes de charges dans la tuyère :

Montée d'eau vers le réservoir :

La perte de charge Δh à la montée de l'eau s'évolue en fonction du rapport m de sections de la veine contractée (diamètre d') et de la tubulure (diamètre D') qui détermine un coefficient C de perte de charge dans une tuyère.

$$\Delta h_1 = \frac{V_1^2}{2g} \cdot C$$

$$\Rightarrow C = f(m)$$

$$m = \frac{d'^2}{D'^2} = \frac{(0,92 d)^2}{D'^2} = \frac{(0,92 \times 70)^2}{100^2} = 0,41$$

$$C = f(m) = 0,35$$

$$\Delta h_1 = \frac{V_1^2}{2g} \cdot 0,35 = 178,10^{-4} V_1^2$$

Descente de l'eau :

La tuyère agit comme un ajutage de BORDA. (fig.5et6).

$$\Delta h_2 = \frac{V_2^2}{2g} \cdot C' \text{ avec } d = f(m')$$

$$C' = 0,057$$

$$\Delta h_2 = \frac{v^2}{2g} \cdot 0,57$$

Pression absolue dans la conduite ;

La pression absolue dans la conduite se déduit :

* en faisant la différence $Z - \Delta h_1$ quand l'eau monte

* en faisant la somme $Z + \Delta h_2$ quand l'eau descend.

La pression manométrique exprimée en mètres d'eau, s'obtient en déduisant 10m des valeurs ainsi trouvées.

On cherche sur la parabole de p.d.c dans la conduite la valeur S pour la vitesse finale V_f considérée.

La pression finale absolue dans la conduite en aval du diaphragme fictif des p.d.c s'obtient

* quand l'eau monte : $Z - \Delta h_1 - S$

* quand l'eau descend : $Z + \Delta h_2 + S'$

C'est par cette valeur de la pression finale absolue que sera menée l'horizontale qui coupera la droite $+\frac{a}{gS}$ en un point tel que 2p,4p... et qui devra correspondre à la vitesse V_f fixée au départ.

Détermination de la pente de la droite $\frac{a}{gS}$ (fig.)

$$D = 0,250 \text{ m} \qquad S = 0,04909 \text{ m}^{2gS}$$

$$a = 1044$$

$$\frac{a}{gS} = \frac{1044}{9,81 \cdot 0,04909} = 2168 \text{ m}$$

L'échelle des pressions est 1/100 000 donc 2168 à cette même échelle seront 216,8 cm.

L'échelle des débits $1 \text{ m}^3/\text{s}$ est représentée 407,4 cm, donc la pente de la droite sera :

$$\frac{216,8}{407,4} = 0,53$$

Calcul du volume U_1 par la méthode simplifiée de
VIBERT

La célérité (a) et le maximum du coup de Bélier sont:

$$a=1044\text{m/s}$$

$$\frac{aV_0}{g} = \frac{1044 \cdot 0,815}{9,81} = 86,73$$

d'où, au retour de l'onde, la pression peut atteindre:

$$119+86 = 205\text{m d'eau soit 20 bars}$$

Si on s'impose de ne pas dépasser pour la conduite une
pression de 16 bars, le calcul réservoir s'effectuera comme suit :

$$Z_0 = 119+10=129\text{m}$$

$$Z_{\max} = 160+10=170\text{m}$$

$$\frac{Z_{\max}}{Z_0} = \frac{170}{129} = 1,32$$

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2g} = 0,034 \text{ m}$$

$$\text{et } \frac{h_0}{Z_0} = \frac{0,034}{129} = 2,6 \cdot 10^{-4}$$

les alignements 1,32 lu sur l'échelle $\frac{Z_{\max}}{Z_0}$ et $2,6 \cdot 10^{-4}$ sur l'échelle

$\frac{h_0}{Z_0}$ donnent sur l'abaque de VIBERT (fig n°9)

$$\frac{U_0}{LS} = 1,75 \cdot 10^{-3} \quad \text{et} \quad \frac{Z_{\min}}{Z_0} = 0,776$$

$$\text{comme } LS = 64,75\text{m}^3 \quad \text{alors} \quad U_0 = 1,75 \cdot 10^{-3} \cdot 64,75 = 0,113 \text{ m}^3$$

$$\text{et } U_1 = U_{\max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{\min}}{Z_0}} = \frac{0,113}{0,776} = 0,146 \text{ m}^3 = 150 \text{ l}$$

Fig 9. : ABAQUE de M. VIBERT
 pour le calcul simplifié du
 volume (V_r) du reservoir d'air.

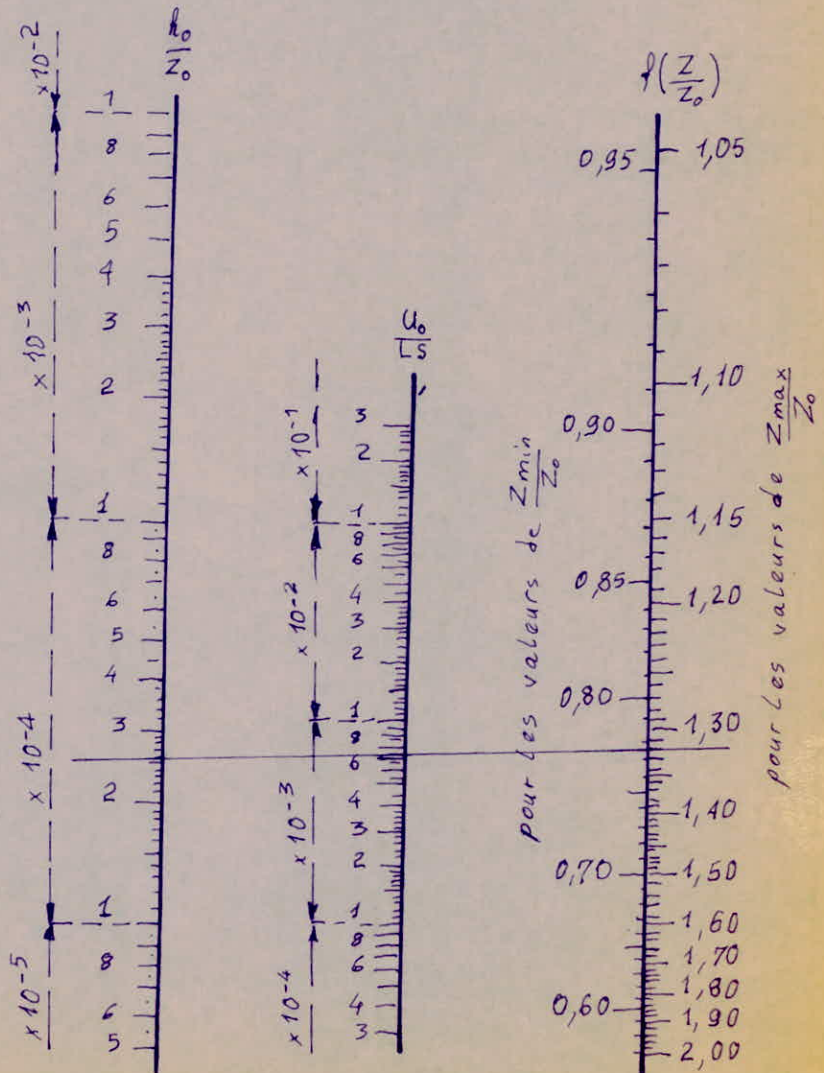


Fig n°10. Refoulement BAG1 - R₂
Coup de Béliet à l'arrêt brusque.

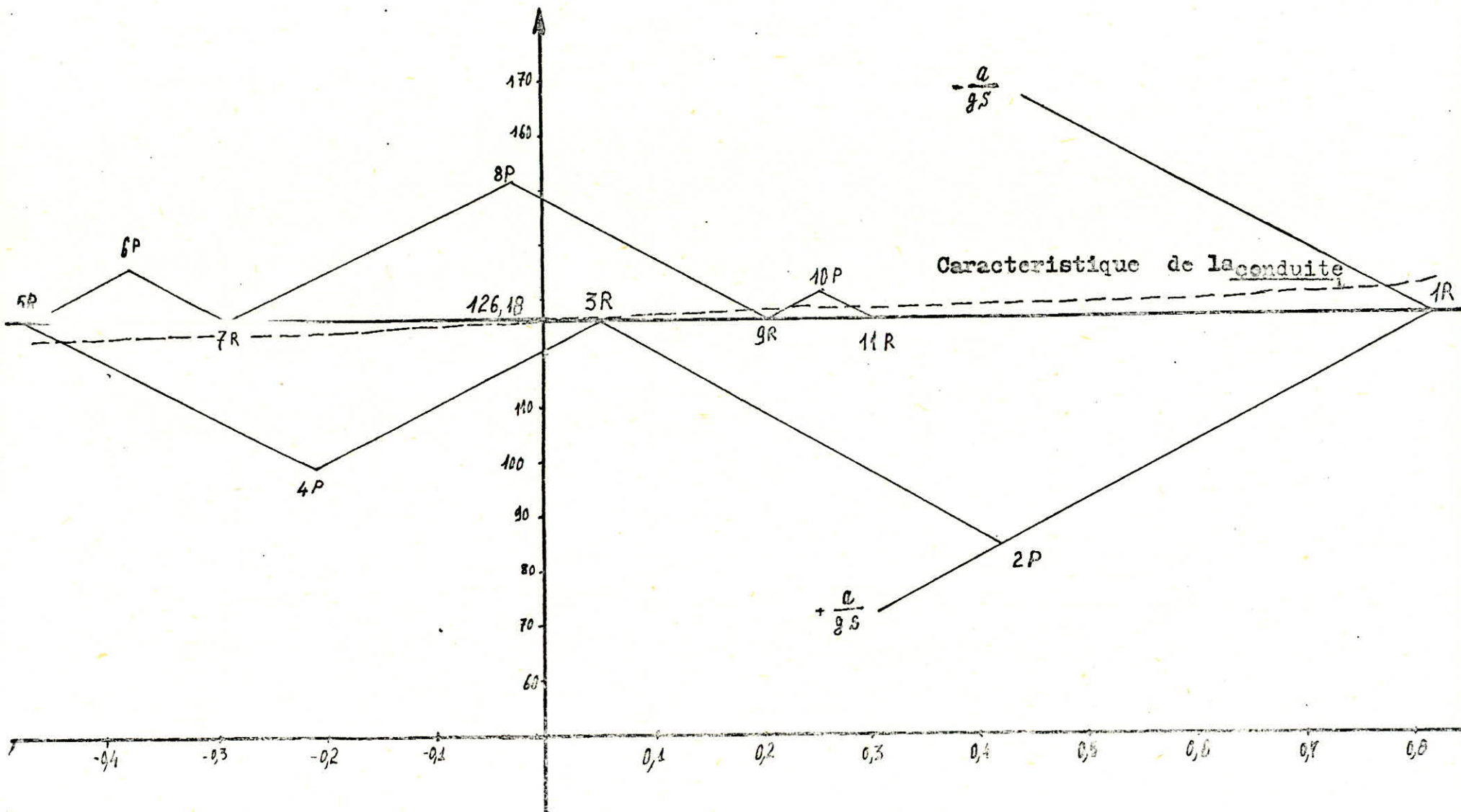


Tableau récapitulatif coup de Béliet à l'arrêt brusque

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Intervalle de temps θ (s)	Variation du volume d'air $\Delta U = S V_m \theta = 0,124 \times V_m$	Volume d'air U (m ³)	Pression dans le réservoir d'air $Z = \frac{10,90}{0,14}$	Vitesse dans la tubulure Montée: $V_1 = 15,07 \cdot V_f$ Descente: $V_2 = 51,02 \cdot V_f$	P. D. C. dans la tubulure. $\Delta h_1 = \frac{V_1^2}{2g} = 0,35$ $\Delta h_2 = \frac{V_2^2}{2g} = 0,57$	Pression dans la conduite avec P.D.C. Montée: $Z - \Delta h_1$ Descente: $Z + \Delta h_2$	Perte de charge au refoulement δ (m)	Pression dans la conduite sans perte de charge Montée: $Z - \Delta h_1 - \delta$ Descente: $Z + \Delta h_2 + \delta$	Vitesse lue sur le graphique V_f (m/s)	Désignation du point	Vitesse moyenne V_m (m/s)	Vitesse finale choisie V_f
0	0	0,150	132,44	—	—	132,44	6,26	126,18	$V_0 = 0,815$	1R	—	—
θ	0,077	0,227	87,125	6,3	0,708	86,417	1,716	84,70	0,42	2P	0,618	0,42
2 θ	-0,043	0,214	94,37	10,71	3,34	97,71	1,50	99,21	-0,21	4P	-0,105	-0,21
3 θ	-0,036	0,178	122,13	19,39	10,93	133,06	3,00	136,06	-0,38	6P	-0,295	-0,38
4 θ	-0,025	0,153	150,95	1,50	0,07	151,02	0,23	151,25	-0,03	8P	-0,205	-0,03
5 θ	+0,014	0,167	133,54	3,77	0,25	133,29	2,25	131,04	+0,25	10P	+0,11	+0,25

En suivant le schéma tracé précédemment nous construisons le tableau : VII

La résolution graphique donne une dépression maximale de 24 m

La pression au niveau du clapet anti-retour sera donc :

$$H_0 + b = 126,18 - 24 = 102,18 \text{ m}$$

La surpression est d'environ 12 m , la pression est alors :

$$126,18 + 12 = 138,18 \text{ m.}$$

La surpression et la dépression sont donc dans les limites acceptables, puisque nous utilisons des tuyaux dont la pression de service est de 16 bars.

Le volume du réservoir sera de 300 L; ce volume sera réparti comme suit:

- 150 l d'eau*
- 150 l d'air sous une pression de 13,2 bars.*

2.2 DEMARRAGE DE LA POMPE

L'étude du dispositif anti-bélier faite lors de l'arrêt brusque demande une vérification au moment du démarrage du groupe.

Pour atténuer la brutalité du coup de bélier, le démarrage peut se faire à vanne fermée. Nous nous placerons dans l'hypothèse défavorable c'est à dire le cas du démarrage de la pompe avec vanne grande ouverte en tenant compte des pertes de charge dans la conduite.

On considère la pression absolue Z_0 dans la cloche d'air avant le démarrage de la pompe (fig n°5).

$$Z_0 = H_0 + 10 = 129 \text{ m}$$

On représente (fig. n°12) le diagramme Q H de la pompe et on trace l'horizontale passant par $Z_0 = 129 \text{ m}$

En fonctionnement, à chaque instant, le débit de pompage Q est divisé en deux:

q_c = débit évacué dans la conduite de refoulement et créant une perte de charge Δh

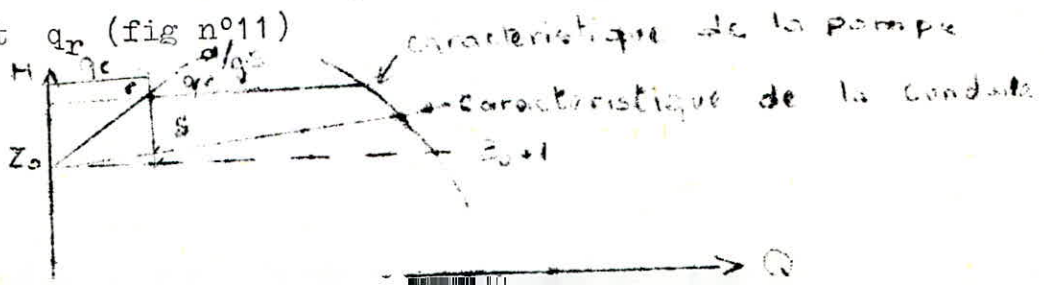
q_r = débit dirigé dans le réservoir d'air et créant une perte de charge dans l'étranglement.

On prendra des intervalles de temps $\tau = \frac{2L}{a}$ pour tous les aller-retours d'onde.

$$a = 1044 \text{ m/s}, \tau = \frac{2L}{a} = 2,527 \text{ s}$$

2.2.1 Principe de calcul

Pour une hauteur piézométrique dans la conduite, on mène une horizontale qui donne avec l'intersection $\frac{a}{gS}$ augmentée des pertes de charge dans la conduite nous aurons les valeurs de q_c et q_r (fig n°11)



Pente de la droite $\frac{a}{gS}$ (cf page 53)

$$\frac{a}{gS} = 2168 \text{m}$$

la pente de la droite $\frac{a}{gS}$ - à l'échelle sera :

$$\text{Echelle des pressions : } \left. \begin{array}{l} 1 \text{ cm} \longrightarrow 10 \text{ m} \\ X \longrightarrow 2168 \text{ m} \end{array} \right\} X = 216,8 \text{ cm}$$

$$\text{Echelle des débits : } \left. \begin{array}{l} 0,5 \longrightarrow 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s} \\ X \longrightarrow 1 \text{ m}^3 \end{array} \right\} X = 500 \text{ cm}$$

$$\text{Pente de la droite } \frac{a}{gS} = \frac{216,8}{500} = 0,4336$$

La variation du volume d'air dans le réservoir :

$$\Delta U = \theta \cdot q_m = 2,53 q_m$$

Le volume d'air dans le réservoir :

* montée (le réservoir se remplit)

$$U = U_0 + \Delta U$$

avec U_0 = le volume d'air supposé dans le réservoir, avant le démarrage de la pompe.

La pression dans le réservoir :

$$Z = \frac{-Z_0 \cdot U_0^{1,4}}{U^{1,4}} = \frac{Hg + 10) \cdot U_0^{1,4}}{U^{1,4}} = \frac{129 \cdot (0,5)^{1,4}}{U^{1,4}}$$

$$Z = \frac{9,06}{U^{1,4}}$$

La vitesse de l'eau et pertes de charge dans la tuyère :

a) Montée de l'eau

$$V_1 = q_r / S, \text{ où } S = \frac{(0,92 \cdot d)^2 \pi}{4} =$$

$$V_1 = 307 q_r$$

$$h_1 = C_1 \frac{V_1^2}{2g} = 0,35 \frac{V_1^2}{2g}$$

b) Descente de l'eau :

$$V_2 = q_r / S_2 \quad S_2 = \frac{0,5 d^2 \pi}{4}$$

$$V_2 = 254,6 q_r$$

$$h_2 = C_2 \frac{V_2^2}{2g} = 0,57 \frac{V_2^2}{2g}$$

La pression absolue dans la conduite :

a) Montée de l'eau :

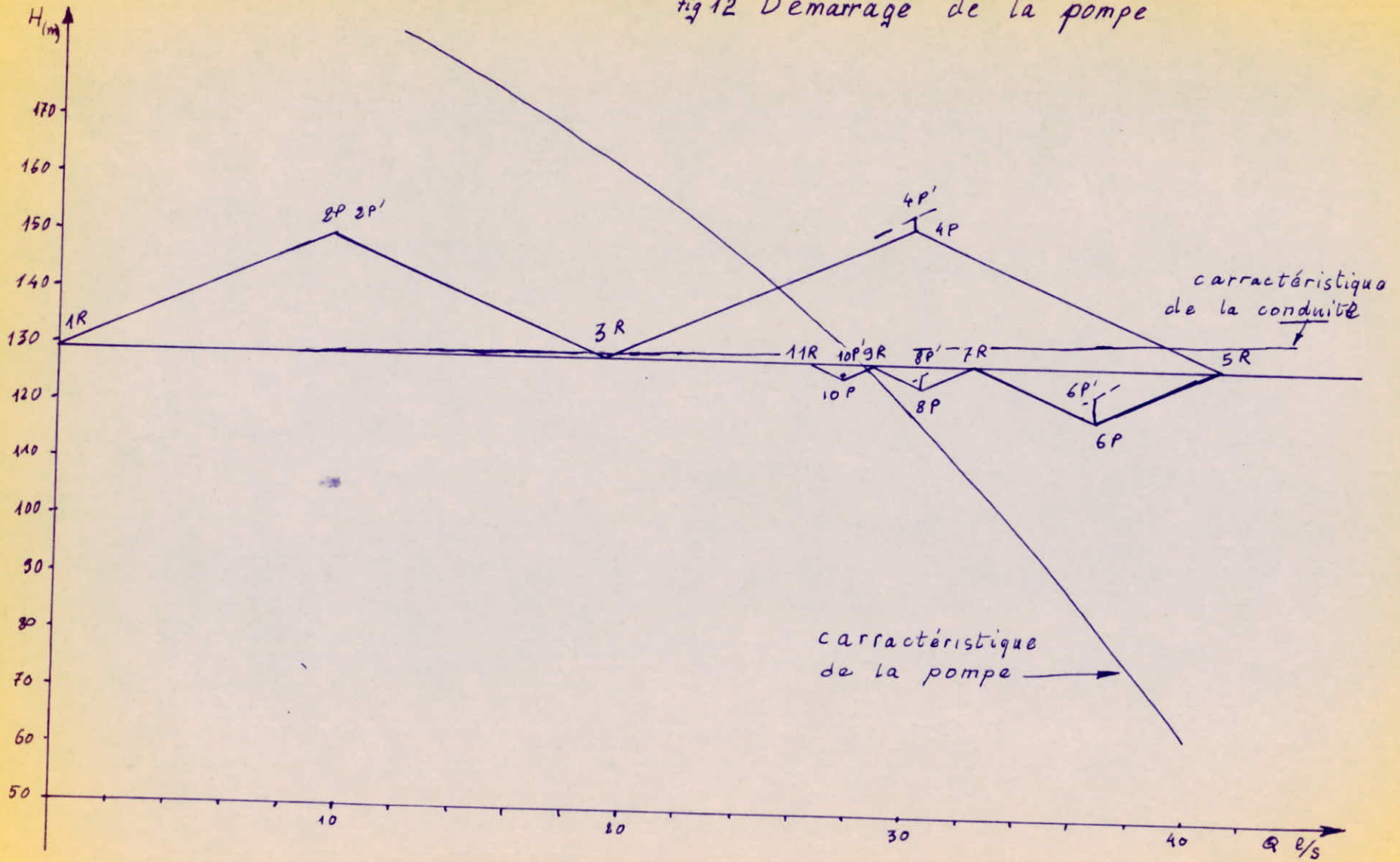
$$Z - \Delta h_1$$

b) Descente de l'eau :

$$Z + \Delta h_2$$

Pour terminer le calcul, il faut **verifier** que la pression trouvée correspond à la hauteur piézométrique choisie.

Fig 12 Demarrage de la pompe



Intervalle de temps θ (s)	Débit de la pompe Q (m ³ /s)	Débit dans la Conduite q_c (m ³ /s)	Débit dans la Tuyère q_r (m ³ /s)	Débit moyen q_m (m ³ /s)	Variation d'air $\Delta U = 2,53 q_m$ (m ³)	Volume d'air (m ³) montée $U = U_0 - \Delta U$ descente $U = U_0 + \Delta U$	Pression dans le réservoir $Z = \frac{9,06}{U^{54}}$	Vitesse (m/s) Vidange $V_1 = 307 \cdot q_r$ remplissage $V_2 = 254,6 q_r$	Pertes dans la Tuyère $\Delta h_1 = V_1^2 \cdot 0,59^{-1} \cdot 0,35$ $\Delta h_2 = V_2^2 \cdot 0,59^{-1} \cdot 0,57$	Pression choisie Arbitrairement (m)	Pression dans la conduite remplissage: $Z + \Delta h_1$ Vidange: $Z - \Delta h_2$	Pertes de charge δ (m)	Désignation des points
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
0	0	0	0	0	0	0,15	129	0	0	146	146	0	1R
$\Delta\theta$	0,0232	0,0094	0,0138	0,0069	0,0175	0,1325	153,4	4,237	0,32	150	153,72	0,6	2P. 2P'
200	0,0222	0,030	-0,0078	0,0030	0,0076	0,1249	166,7	2,395	0,1023	154	166,8	2,06	4P. 4P'
300	0,0304	0,0366	-0,0062	0,007	0,0177	0,1426	138,5	1,579	0,0724	120	138,4	4,8	6P. 6P'
400	0,0294	0,0304	-0,001	0,0036	0,0091	0,1517	127,0	0,2546	0,0019	125	126,99	2,1	8P. 8P'
500	0,0290	0,0276	0,0014	0,0002	0,0005	0,1522	126,39	0,356	0,0037	126,0	126,02	1,7	10P. 10P'

TABLEAU de calcul du Coup de BELIER
Demarrage de la pompe

3 -Tronçon gravitaire $R_2 - R_1$:

Pour atténuer le coup de Béliier dans la conduite gravitaire

reliant les reservoirs R_2 et R_1 , nous avons doté le reservoir R_1 d'un robinet à flotteur. (cf pages 18 et 19)

La valeur du coup de béliier est donnée par la formule de

MICHAUD en fonction du temps de fermeture lente.

$$b = \frac{2 \cdot L \cdot V_0}{g \cdot t}$$

L: Longueur de la conduite

V_0 : Vitesse d'écoulement pendant le fonctionnement

t : temps de fermeture normale.

Le temps de fermeture (t_1) le plus défavorable (le temps le plus court) est obtenu lorsque le reservoir R_1 se remplit sans débiter d'eau.

$$t_1 = \frac{V_r}{Q}$$

$$V_r = \text{Volume compris entre } H_2 \text{ et } H_1 \text{ (fig 1, 2)}$$

$$V_r = \frac{3,14 \cdot (D_r)^2}{4} (H_2 - H_1)$$

$$V_r = \frac{3,14 \times (12,61)^2}{4} = (0,95 - 0,22) = 91,12 \text{ m}^3$$

Le temps de fermeture est donc :

$$t_r = \frac{V_r}{Q} = \frac{91,12}{30,62} = 2975 \text{ s} = 49 \text{ minutes}$$

Le temps d'un aller retour de l'onde est :

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

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K \frac{D}{c}}} = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + 0,5 \frac{200}{3}}} = 1095 \text{ m/s}$$

$$T = \frac{2 \cdot 150}{1095} = 0,3 \text{ s}$$

Nous sommes dans le cas d'une fermeture lente
 puisque t_1 est très grand devant T

$$t_1 = 9900 T$$

La valeur du coup de bélier sera :

$$b = \frac{2 \cdot L \cdot V_0}{g \cdot t} = \frac{2 \cdot 150 \times 0,97}{9,81 \times 2975}$$

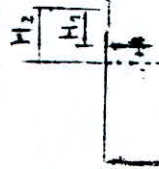
$$b = 0,01 \text{ m}$$

La valeur du coup de Béliier étant insignifiante devant la
 pression de service des tuyaux, nous ne prévoyons donc que le robinet
 à flotteur pour le tronçon gravitaire $R_2 - R_1$.

Tronçon gravitaire $R_2 - R_1$



à 127,35m. N.G.A.



à 89m N.G.A.

1- INTRODUCTION :

D'une manière générale, la corrosion est définie comme étant l'altération de la matière par transformation en composés chimiques nouveaux.

Pour un métal donné, il existe deux types de corrosion :

- La corrosion électro-chimique : en milieu aqueux elle représente une attaque par échange de particules chargées électriquement

- La corrosion chimique qui est une attaque par réaction chimique par les fluides environnants.

2- FACTEURS DE LA CORROSION :

a)-l'eau :

Le milieu de corrosion est constitué par de l'eau (H_2O) qui n'a pas en elle-même un caractère corrosif. Par contre certains éléments peuvent lui conférer même lorsqu'ils ne sont présents dans l'eau qu'à des concentrations faibles, un caractère corrosif important.

a₁ : Le pH.

Ce facteur physico-chimique dépend essentiellement de la teneur en gaz dissous tels que le CO_2 et le H_2S .

D'après le diagramme de "AKIMOV" (manuel de traitement des eaux d'injection) donnant la vitesse de corrosion en fonction du pH, nous constatons que pour une variation de pH comprise entre 7 et 11 la vitesse est pratiquement constante, dans notre cas, la valeur du pH est de 8,2 à 20°C.

a₂) - Les gaz dissous :

La solubilité ^{des} gaz dissous est régie par la pression, la température et la teneur en sels dissous dans de l'eau.

nous aurions pu donner une interprétation qualitative du taux de corrosion par utilisation des diagrammes de "G.WILSON" et de "AG.OSTROFF" si les paramètres que nous venons de citer précédemment étaient connus.

Toutefois les gaz rencontrés généralement dans l'eau sont le CO₂ ; l'oxygène et éventuellement H₂S.

a₃)- La température :

On admet que le taux de corrosion est multiplié par 2 ou 3 par 30°C d'augmentation dans l'eau, mais notre cas celui-ci n'est pas important car la variation de température ne peut excéder une dizaine de degrés(variation saisonnière - été ; hiver).

a₄)- la pression :

Ce facteur joue simplement sur la quantité de gaz dissous mais n'intervient pas directement sur la corrosion.

b)- Le matériau :

Les matériaux utilisables sont l'acier, habituellement employés, le métal plastifié(problème de joints aux endroits où le revêtement est imparfait d'où le phénomène de corrosion sera accéléré) le métal revêtu de ciment et le plastique.

b₁)- Le métal :

Dans notre cas le métal utilisé est l'acier, il peut être à l'origine de certains cas de corrosion électro-chimique par :

- La nature du métal devant résister au milieu corrosif n'étant pas couplé à un métal ayant dans le même milieu un potentiel très différent.

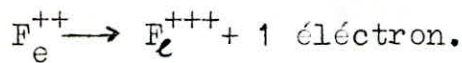
- L'hétérogénéité du métal due aux :

- Inclusions ou impureté.
- Différences de concentration en élément d'addition
- Ecouissages locaux (trempe).

3)-CORROSION ELECTRO-CHIMIQUE :

a)- Mécanisme de la corrosion en milieu aqueux :

Dans le cas du fer, l'état oxydé est plus stable que l'état réduit (dans les conditions habituelles), c'est à dire que le fer aura naturellement tendance à revenir à cet état oxydé, donc à se corroder. La réaction d'oxydation du fer peut-être schématisée de la manière suivante : $Fe \rightarrow Fe^{++} + 2 \text{ électrons.}$



L'apparition d'ions F_e^{++} ou F_e^{+++} dépend des circonstances de la corrosion, qui en détermineront le type.

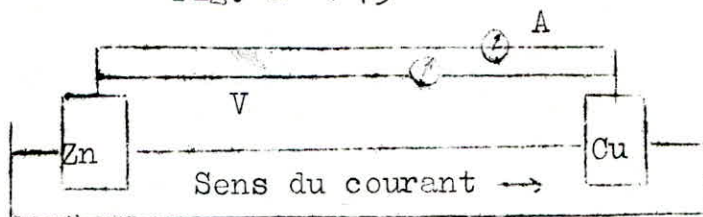
a₁) - Fonctionnement d'une pile de corrosion :

L'attaque de la canalisation en acier enterrée peut se comparer à ce qui se passe dans un bac d'électrolyte où plongent deux métaux de nature différente ce que nous pouvons assimiler à une pile de corrosion.

Le schéma $F_e \longrightarrow F_e^{++} + 2e$ montre que tout phénomène de corrosion s'accompagne de passage d'un courant électrique. Pour que ce passage de courant se produise, il faut qu'il existe un milieu conducteur et une différence de potentiel entre deux points, c'est à dire qu'il existe une pile qui peut être schématisée de la manière suivante (fig-n°13):

Deux électrodes, l'une en Zn, l'autre en Cu sont plongées dans un électrolyte - Si l'électrolyte est par exemple de l'acide sulfurique, le Zn va s'attaquer et passer en solution sous forme de Zn^{++} alors que les électrons dus à ce passage en solution vont avoir tendance à migrer vers le cuivre. Au niveau du Cu, les électrons vont réduire les ions hydrogène provenant de la dissociation de l'acide sulfurique $SO_4 H_2$
 $SO_4 H_2 \longrightarrow SO_4 + 2H^+$ on aura donc: $2H^+ + 2e \longrightarrow H_2$ qui se dégage.

Fig. n° : 13



Le tableau suivant nous donne les potentiels standards d'électrode des principaux éléments par rapport à l'électrode d'hydrogène.

ions considérés		E ₀
Aluminium	(AL)	- 1,67
Zincc	(Zn)	- 0,762
Fer	(Fe)	- 0,440
Nickel	(Ni)	- 0,250
Etain	(Sa)	- 0,136
Plomb	(Pb)	- 0,126
Hydrogène	(H ₂)	- 0,000
Cuivre	Cn ⁺⁺⁺	- 0,345
Cuivre	Cn ⁺⁺	- 0,522
Argent	(Ag)	- 0,800
Or	(Au ⁺⁺⁺)	- 1,42
Or	(Au ⁺⁺)	- 1,62

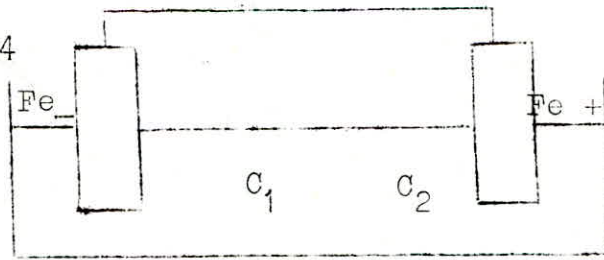
E₀ : étant le potentiel normal de l'électrode correspondante du métal plongé dans une solution normale de l'un de ces sels à la température de 25° C, ces potentiels sont rapportés à l'électrode de référence à l'hydrogène.

Sur la base des explications précédentes, nous pouvons donc conclure que pour deux métaux donnés, celui qui présente le plus haut potentiel par rapport à l'autre représente la cathode et se trouve protégé, tandis que l'autre métal joue le rôle d'anode et se trouve dissous.

Ce phénomène se produit quand deux barres d'un même métal sont plongées dans un électrolyte et placées en deux points de concentration différents (fig. n°14).

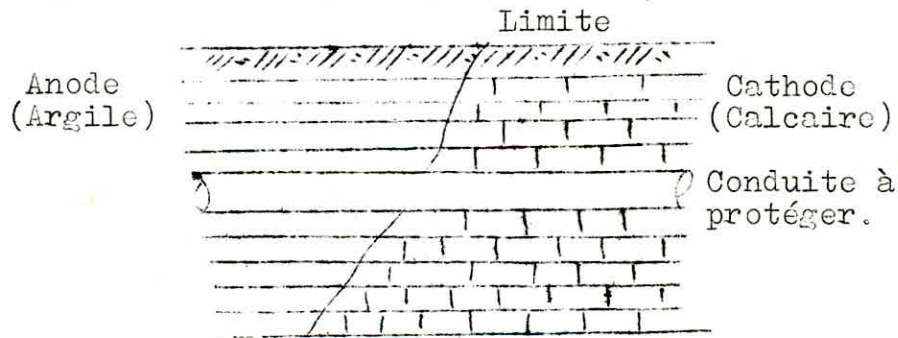
Ce phénomène s'appelle : Pile de concentration.

Fig. n° 14



C_1 et C_2 étant des concentrations différentes de l'électrolyte. La pile de concentration peut donc avoir lieu dans le cas d'une canalisation en acier enterrée dans le sol qui par sa nature hydrogène et son humidité relative joue un rôle d'électrolyte à concentrations différentes en plusieurs points.

Les concentrations pratiques ont montré que les terrains argileux, marécageux et humides sont anodiques tandis que les terrains secs et bien aérés sont cathodiques (fig. n° 15).

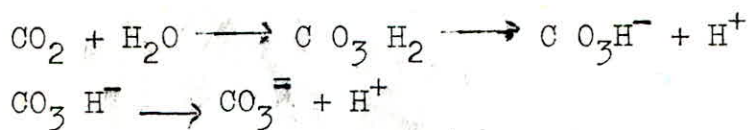


Remarque : La corrosion peut être également due à l'influence d'une source électrique extérieure. Dans ce cas la corrosion résulte d'une électrolyse à la suite de courants dits vagabonds comme il peut s'en trouver à proximité d'une voie électrifiée en courant continu :

4-CORROSION CHIMIQUE :

L'attaque chimique provient généralement de la présence dans l'eau de gaz dissous tels que CO_2 et l'oxygène.

La réaction chimique aboutit à une ionisation qui sera :



Ceci conduit à une augmentation de la concentration en H⁺ et donc une baisse du pH.

L'attaque chimique dans le milieu aqueux est donc due à l'élévation de la concentration en ions H⁺ dans le milieu.

Dans le cas des conduites en acier, l'attaque du fer peut être écrite sous la forme :



6) REMEDES CONTRE LA CORROSION :

a₁) Protéction cathodique :

Dans tous les cas il est recommandé d'utiliser la protéction cathodique d'un réseau de canalisation en acier enterré. Par rapport à l'électrolyte d'hydrogène, elle consiste à donner le rôle de cathode et lui imposer un potentiel minimal de (- 0,770 volt).

Pour une sécurité totale et en pratique en fait en sorte d'appliquer un potentiel fluctuant de -0,90 à - 1,00 volt.

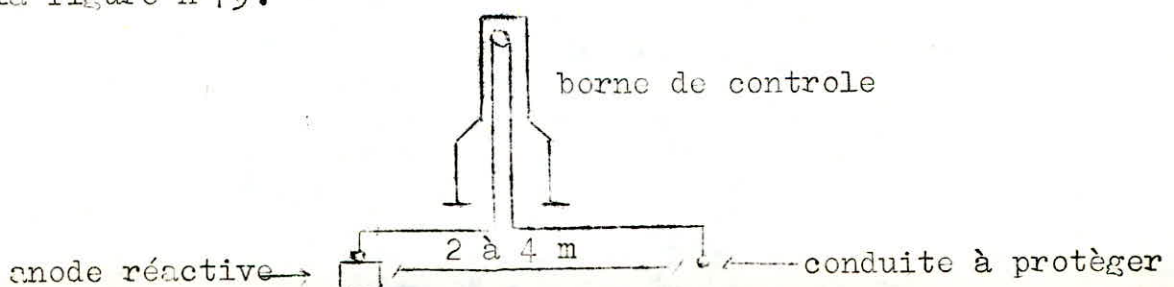
a₂) Mise en oeuvre de la protéction cathodique :

Ne disposant pas de données concernant les caractéristiques du sol, nous présentons donc le mode pratique des deux procédés couramment utilisés.

a₂) ~~Par~~ anodes réactives :

Il consiste à relier la conduite à un métal plus électro-négatif que le fer formant ainsi une pile dont la cathode est représentée par la canalisation.

Les métaux les plus utilisés comme anodes réactives sont le Zn et le Mg. Ils sont présentés en cylindre ou en sections trapézoïdales avec les poids variables. Les masses de métal sont placées comme l'indique la figure n°15.



Ce procédé est préféré dans les petits réseaux car il ne nécessite pas un nombre important d'anodes (dispense d'entretien et de surveillance).

Théoriquement la masse de l'anode à dissoudre lors du passage d'un courant électrique est donné par la loi de "FARADAY"

$$\frac{m}{\frac{A}{n}} = \frac{I \cdot t}{96500}$$

m : masse dissoute (g)

$\frac{A}{n}$: valence - gramme $\left\{ \begin{array}{l} A \dots \text{masse atomique} \\ n \dots \text{valence.} \end{array} \right.$

I : Intensité du courant (A)

t : temps du passage du courant (s)

Exemple :

Pour un courant de 1 ampère - heure la masse dissoute d'une anode de cuivre est : $m_{\text{cu}} = \frac{1 \times 3600 \times 63,55}{96500 \times 2}$

pour une masse atomique $A_{\text{cu}} = 63,55 \text{ g}$

Une valence $V = 2$

Le nombre d'anodes disponibles pour un réseau s'obtient par la formule suivante :

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

S : surface de la canalisation à protéger en m^2

i : densité du courant (mA/m^2)

I : courant probable de l'anode (A)

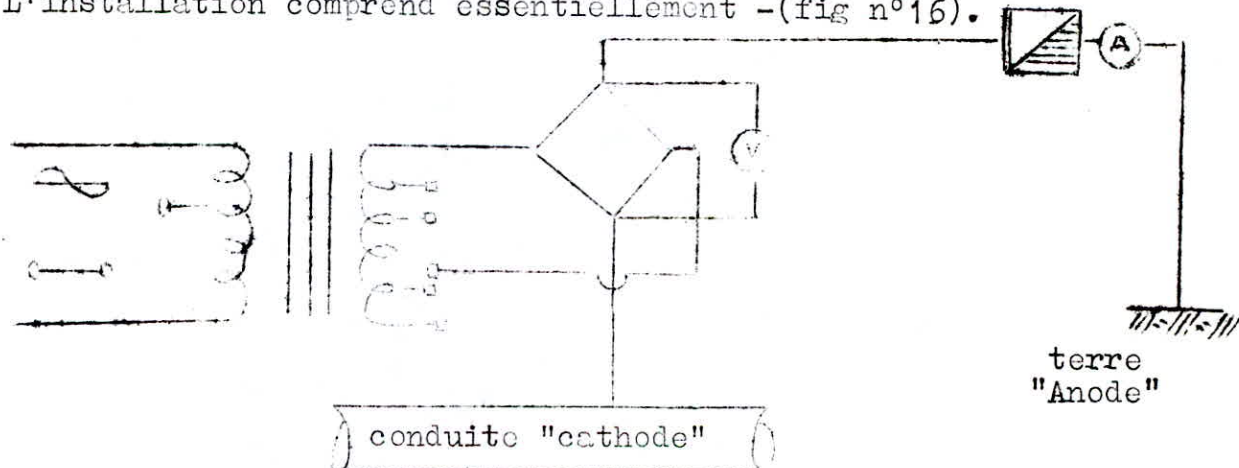
Les valeurs de i et I dépendent principalement de la résistivité du sol.

a_{2.2} - Par soutirage de courant :

La conduite est protégée si son potentiel atteint la valeur (-0,770 volt) en dessous de laquelle la corrosion n'a pas lieu. L'abaissement de potentiel des canalisations à la valeur voulue (-0,900volt en pratique) est obtenu en connectant un ou plusieurs points du réseau au pôle négatif d'une source électrique continue ; située de préférence au voisinage de la canalisation.

Généralement, on ne dispose que d'un courant alternatif d'où la nécessité d'un redresseur pour le transformer en courant continu.

L'installation comprend essentiellement -(fig n°16).



Ces appareils doivent être très solides et bien soignés, car ils fonctionnent 24/24 heures (plein temps). Pour une puissance donnée de l'appareil, on peut ajuster le voltage (V) et l'intensité du courant(A) aux valeurs nécessaires.

Le courant continu sort du redresseur et passe dans la prise de terre, de cette dernière, il se répartit dans le sol et gagne la conduite qu'il traverse par sa surface latérale. Le courant chemine le long de la conduite et sort par le pôle de connection de cette dernière avec le point négatif du redresseur.

Le nombre de redresseurs dépend de l'importance du réseau. Le meilleur emplacement de ces appareils est celui qui assure la protection la plus efficace pour la puissance minimale, et dépend principalement du diamètre des conduites, du degré d'agressivité des sols, de la proximité des lignes de basse tension.

Pour obtenir le rendement optimum de ces appareils, les prises de terre doivent être établies de manière :

- A être en graphite, en fonte ou en silicium, et sous forme de rails lorsqu'elles sont en acier. Ce dernier type est largement utilisé (1 Ampère/an dissout 9kg de fer théoriquement).

- Les anodes doivent être placées dans des sols de résistivité très basse pour faciliter le passage du courant.

- Les anodes constituées par des rails de fer sont installées dans une tranchée dont les caractéristiques sont les suivantes :

- Longueur : 50 m
- largeur : 0,60 m
- Profondeur : 1 à 1,20 m
- Fond couvert d'une épaisseur de 10 cm de coke.

- Les rails sont soudés à l'arc électrique. La soudure doit être protégée par une bande de laine de verre.

- L'extrémité de la file de rails présente une cornière en acier où sera fixé un cable. Celui ci est relié au pôle + du redresseur.

- La première couche de remblai doit être en argile sur une épaisseur de 0,20 m environ, le reste avec une terre arrosée et pilonnée.

.../...

Avant la protection cathodique prévue pour un réseau de canalisation souterraine en acier, il peut effectuer des travaux accessoires peu coûteux et simples qui sont essentiellement.

L'état des revêtements intérieurs et extérieurs de la conduite doit être convenable.

Stockage, transport et pose des conduites dans les tranchées de manière correcte.

Assurer la continuité électrique au niveau des joints et robinets sauf exception désirée (isolement des branches d'abonnés).

III- PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LES PHENOMENES DIVERS :

1) Présence d'air :

Par suite des variations de pression et de température, l'air dissous dans l'eau se dégage. Il peut aussi y avoir une entrée d'air au moment de la mise en service ou d'une réparation quelconque du réseau.

Cet air s'accumule aux points hauts et peut ainsi, soit diminuer le débit dans le cas d'une adduction gravitaire, soit augmenter la consommation d'énergie dans le cas d'une conduite de refoulement. Dans un tel cas il faut prévoir des ventouses en ces points hauts.

2)- Butées :

Les tuyaux peuvent se déboîter aux endroits des coudes par suite de la pression exercée par l'eau en mouvement.

Des butées en béton massif seront prévues en ces endroits celles-ci par leurs poids s'opposeront au déboîtement.

3)- Traversées de routes :

Afin d'éviter l'écrasement de la canalisation enterrée nous avons encastré la canalisation dans des buses de diamètre supérieur à celui de la conduite (voir planche n° 3).

CHAPITRE VI :DISTRIBUTION

I GENERALITES

Dans notre cas de projet,étant donné que les pertes d'eau sont considérables dans le réseau de distribution (fuites irréparables),nous envisageons de rénover complètement le réseau de distribution.

Il est utile de signaler que le plan d'urbanisme de la ville de BAGHLIA n'existe pas encore mais néanmoins les choix de terrain ont été effectués par les services concernés.(D.U.C.H. :Direction de l'urbanisme,de la construction et de l'habitat .)

Sur la base des renseignements recueillis auprès de l'A.P.C. de la dite ville il ressort que la population tend à occuper la zone haute.(cf tableau n ° I)

Nous rappelons que lors de fortes crues de l'oued les îlots n° 4,6 et 10 sont en danger et que les îlots n°2,7 et11 sont saturés (forte densité).

Une alimentation est prévue pour l'extention de cette ville à partir du nouveau reservoir R_2 qui entrera en fonction en 1998.(cf tableau n°IV . Chapitre Station de pompage)

Nous avons opté ,pour la zone basse une distribution complètement maillée .

II:CONCEPTION DU RESEAU DE DISTRIBUTION

1) Zone haute

Nous avons seulement prévu une sortie du nouveau reservoir R_2 dans le cadre de l' extention de cette localité.

2)Zone basse

Le réseau sera entièrement neuf car comme on l'a signalé précédemment (fuites très importantes)et aussi quelques branchements ont été réalisé sans le contrôle du service concerné.

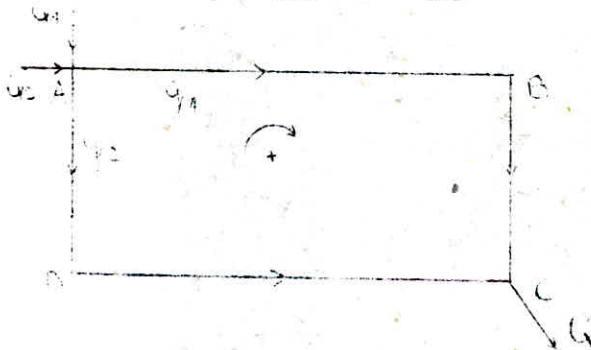
Nous avons calculé le réseau maillé par la méthode de HARDY CROSS, qui repose sur deux lois :

1ere loi : en un neud quelconque A, la somme des débits entrants est égal à la somme des débits sortants (équivalente à la loi de KIRCHOFF en électricité).

$$Q_1 + Q_2 = q_1 + q_2$$

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

$$(\Delta H_{AB} + \Delta H_{BC}) - (\Delta H_{AD} + \Delta H_{DC}) = H_1 - H_2 = 0.$$



On propose un sens d'écoulement et une répartition arbitraire initiale du débit (fig n° 17).

La 2^{ème} loi n'est généralement pas vérifiée après la 1^{ère} répartition des débits.

Il est donc nécessaire de procéder à des corrections par approximations jusqu'à l'obtention d'une répartition finale (fig n° 18) vérifiant les deux lois.

Les modifications des répartitions des débits résumés dans le tableau final se font comme suit:

Les p.d.c; ΔH_i sont proportionnelles au carré des q_i

$$\Delta H_i = r_i \cdot q_i^2$$

r_i étant les résistances des conduites de longueurs L_i

$$\Delta H_1 = r_1 \cdot q_1^2$$

$$\Delta H_2 = r_2 \cdot q_2^2$$

Admettons que les débits supposés q_1 et q_2 soient erronés d'une valeur de quantité Δq_1

L'égalité des pertes de charge appliquées aux débits réels donne :

$$r_1 (q_1 + \Delta q_1)^2 - r_2 (q_2 + \Delta q_1)^2 = 0$$

r. a. l. i.

En négligeant les termes $(r_1 - r_2) \cdot (\Delta q_1)^2$ dans le développement de l'égalité des p.d.c. nous aurons :

$$\Delta q_1 = \frac{-r_1 q_1^2 + r_2 q_2^2}{2(r_1 q_1 + r_2 q_2)}$$

puisque: $r_1 = \frac{\Delta H_1}{q_1}$

$$r_2 = \frac{\Delta H_2}{q_2}$$

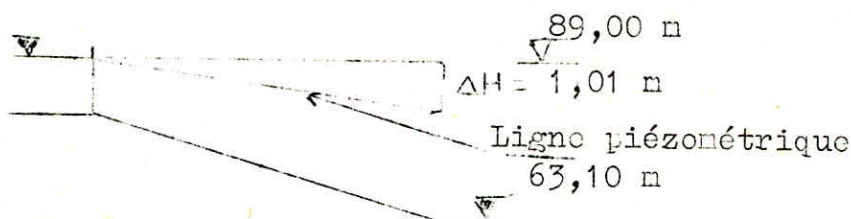
$$\text{alors } q_i = \frac{-\sum \Delta H_i}{2 \frac{\sum \Delta H_i}{q_i}}$$

Le terme $\sum \Delta H$ est une somme algébrique, la correction est à ajouter avec son signe aux débits arbitraires

IV : CALCUL DU RESEAU DE DISTRIBUTION

La cote du trèç plein du reservoir R_1 est : 89 m N.G.A.

L'altitude au sol du point de maillage (Q) est : 63,10m



La perte de charge entre le reservoir R_1 et le maillage est :

$$\Delta H = 1,01 \text{ m}$$

La cote piézométrique au point (Q) sera : $89,00 - 1,01 = 87,99 \text{ m}$

La pression au point Q sera : $87,99 - 63,10 = 24,89 \text{ m}$

Les bouches d'incendie pourraient être placées

*dans l'axe central de la ville aux points suivants:

- L(pression au sol : 55,5 m)
- W(" " " " : 30,0 m)
- A(" " " " : 20,0 m)

*dans l'axe périphérique inférieur aux points :

- J(pression au sol : 52, m)
- G(" " " " : 51 m)
- C(" " " " : 46 m)

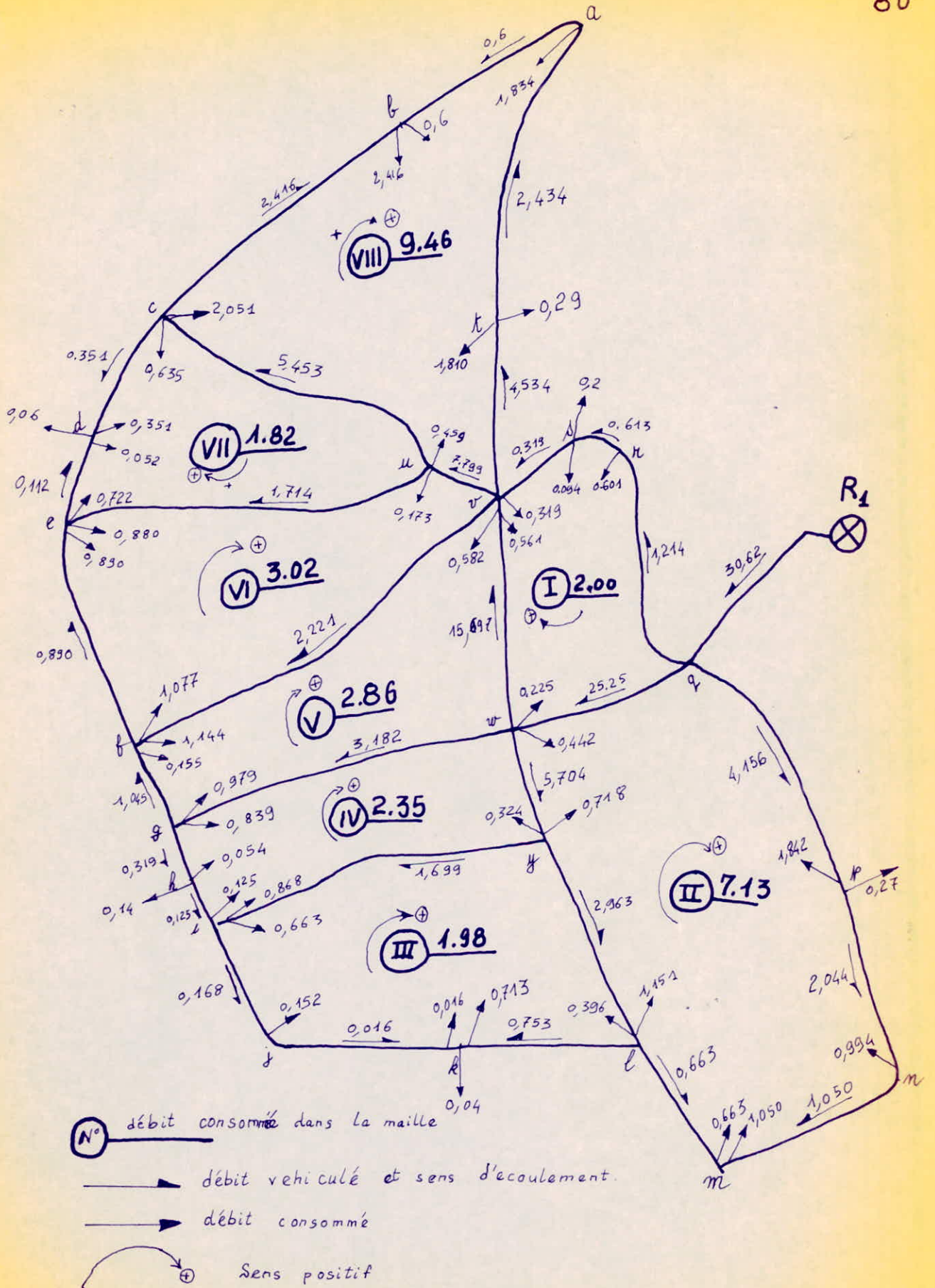
*dans l'axe supérieur de la ville aux points :

-N(pression au sol :21 m)
-P(" " " " :21 m)
-S(" " " " :39,5 m)

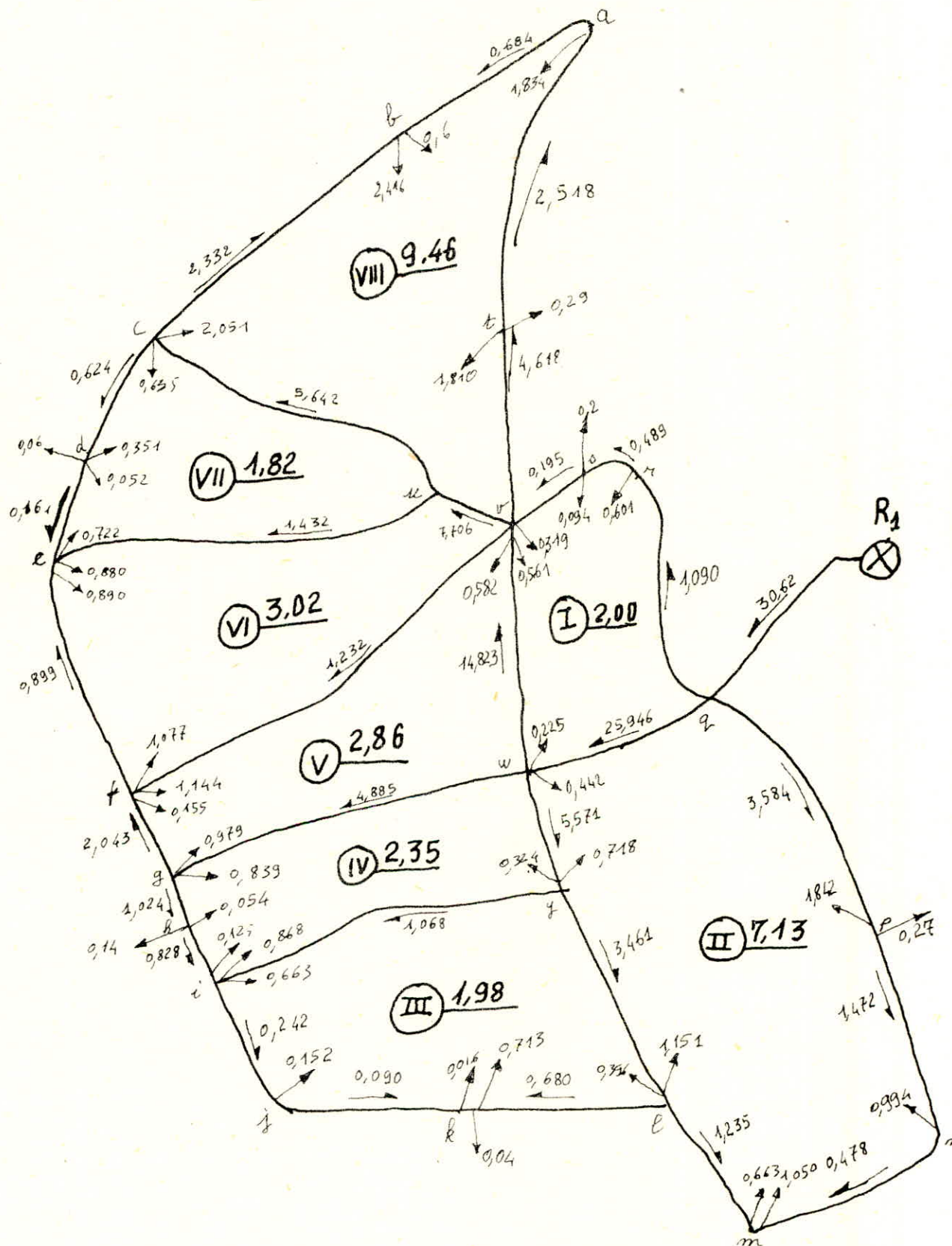
V :CONCLUSION

Nous ne pouvons pas affirmer que ce modeste travail soit directement exécutable,mais néanmoins il pourrait servir d'avant projet .

+++oooooooooooooooooooooooooooooooooooooq+++



Répartition initiale des débits et sens d'écoulements supposés



Repartition finale des debits
et sens d'écoulements supposes.

BAGHLIA

Echelle du 1/2000^e

Plan Topographique Régulier
 Coordonnées Lambert Nord Algérie
 Dressé par la C.F. Armée de Photogrammétrie ALGER
 1980



BAGHLIA
 ex-REBEVAL

Reservoir de 500m³ à construire
 Tp: 127,35m NGA
 R: 123,85m NGA

Reservoir de 500m³ Existant
 Tp: 80,00m NGA
 R: 85,00m NGA

Technicum

Loisiment
 24 logements

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR
 ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

U. S. T. H. B.

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 DÉPARTEMENT D'HYDRAULIQUE

- En Projet
- Population Actuelle 1982
- Population Future 2012
- Limite Supérieure de la zone basse
- Zone haute à alimenter par R 2
- Zone à forte densité de population

PE 1/83
 -1-

A E P DE BAGHLIA
 PLAN DE SITUATION ILOTS DE RECENSEMENT

ÉCHELLE
 PROMOTION

BAGHLIA

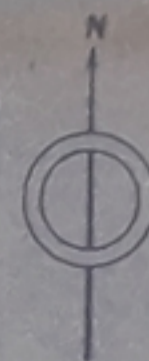
Echelle du 1/2000^e

Plan Topographique Régulier

Coordonnées Lambert Nord Algérie

Dréssé par la C^{te} Atriennes de Photographie ALGER

1950



FORAGE ET STATION D'EXHAURE BAG-1

conduite de refolement D.N. 250 a

Cablot de ligne pilote

BAGHLIA
ex REBEVAL

CONDUITE GRAVITAIRE
D.N. 150 a

RESERVOIR DE 500 m³
DE LA ZONE HAUTE

T.P. = 127,35 m NGA
R = 123,35 m NGA

RESERVOIR DE 500 m³ EXISTANT
DE LA ZONE BASSE

T.P. = 89,00 m NGA
R = 85,00 m NGA

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

U. S. T. H. B.
UNIVERSITE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHEQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE

PH 1/83

- 2 -

A E P DE BAGHLIA

PLAN DE SITUATION DE LA CONDUITE DE REFOLEMENT

ETUDE Par	MM. S. ABBAS ET B. AIT-DJAFER	ECHELLE
CONTROLE	M. G. BORBELY	PROMOTION 1/83
REDACTE	M. A. W. TIL-OUZOU	PLANCHE N° 2

PLAN DE SENSIBILISATION
 et des essais

Cotes de terrain naturel

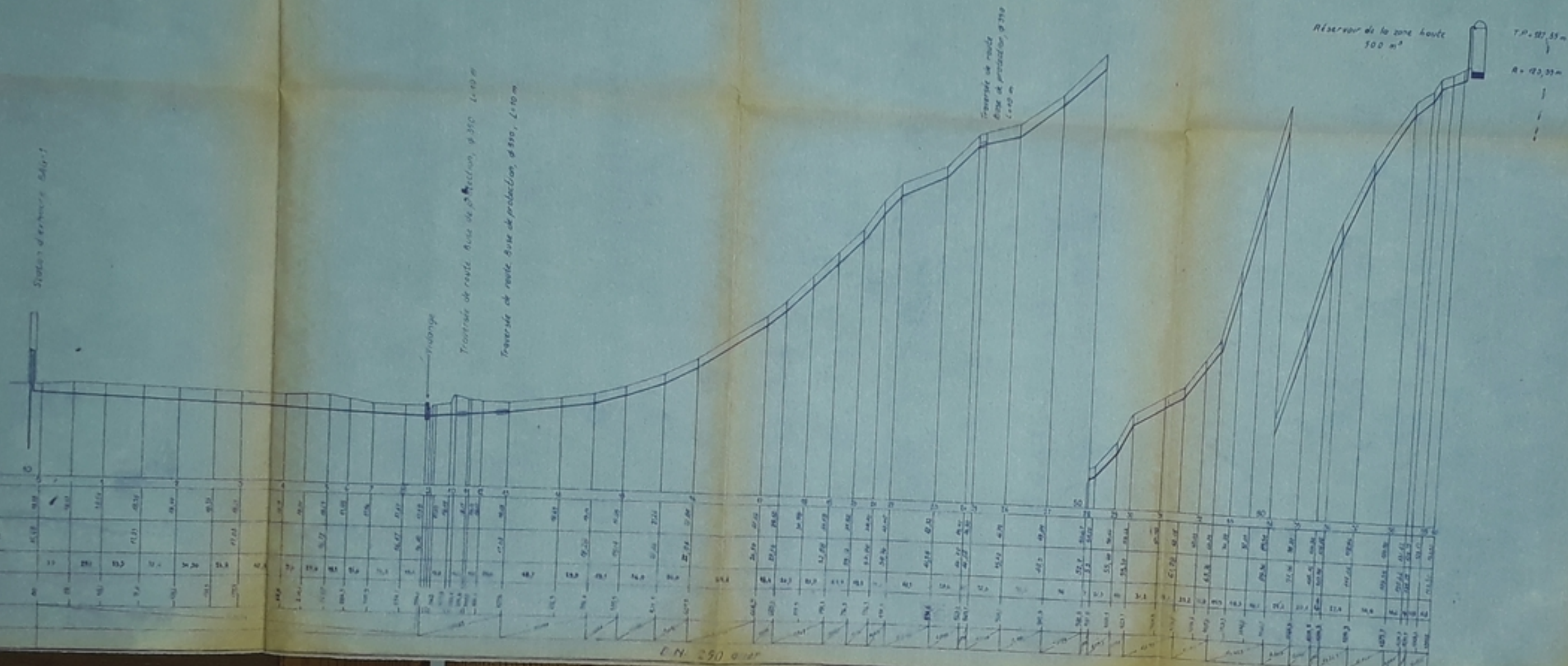
Cotes de la conduite forcée

Distances partielles

Distances cumulées

Notes

Scale of the conduit



MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR
 ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

U.S.T.H.B.
 UNIVERSITÉ NATIONALE SUPÉRIEURE DE
 BRESLAVE

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 DÉPARTEMENT D'HYDRAULIQUE

PB 1/83
 -3-

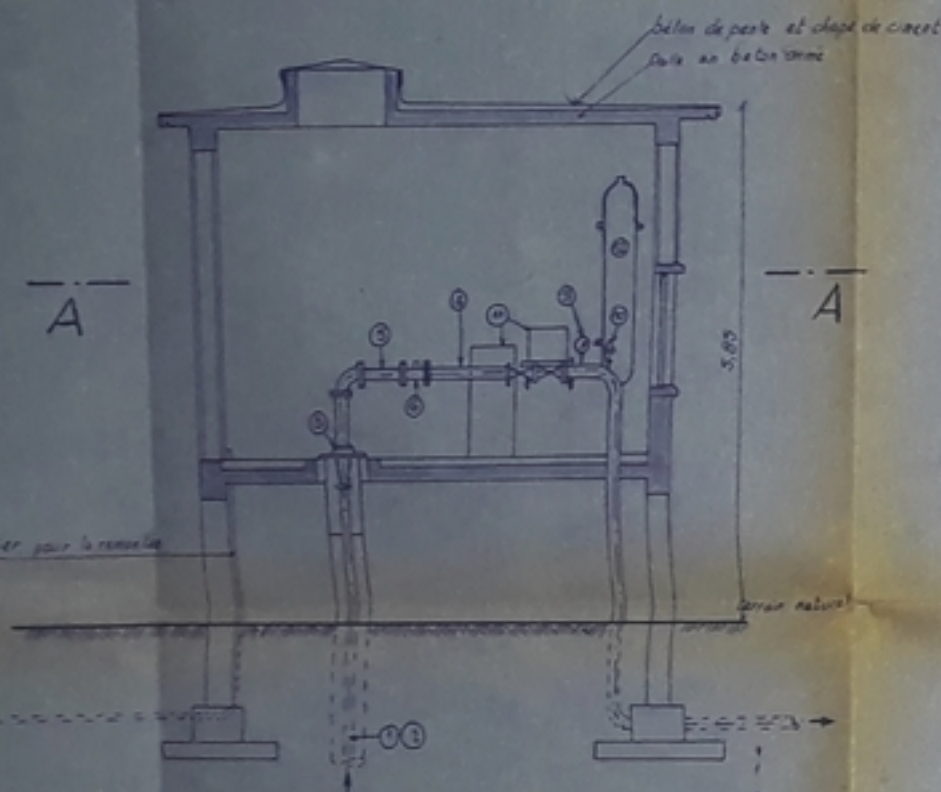
A.E.P. DE BAGHLIA

PROFIL EN LONG DE LA CONDUITE DE REFOULEMENT

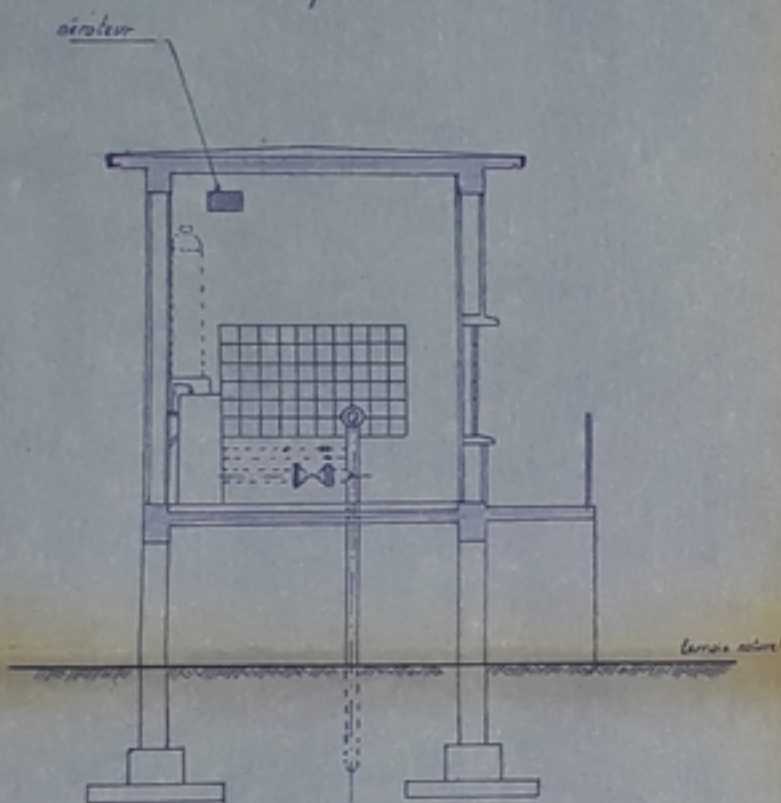
ÉTUDE PAR M.M. S. ABBAS H. B. AIT DJARER
 CONTRÔLE M. G. BOSSLET
 PROPOSÉ D. H. V. BENOULLOU

ÉCHELLE 1/1000
 PROJETÉ EN 1983

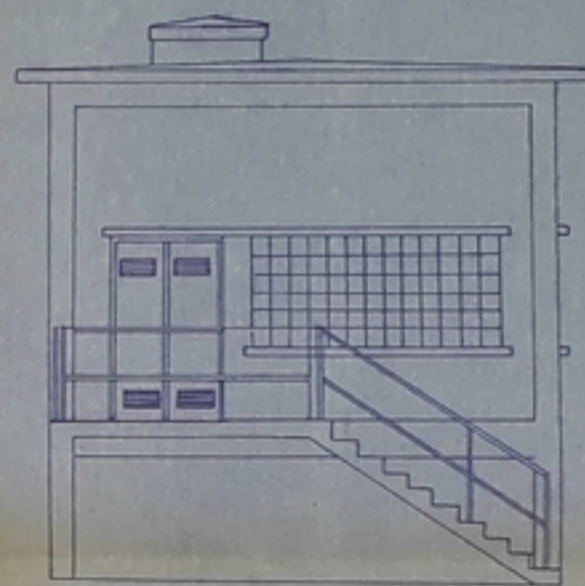
Coupe B



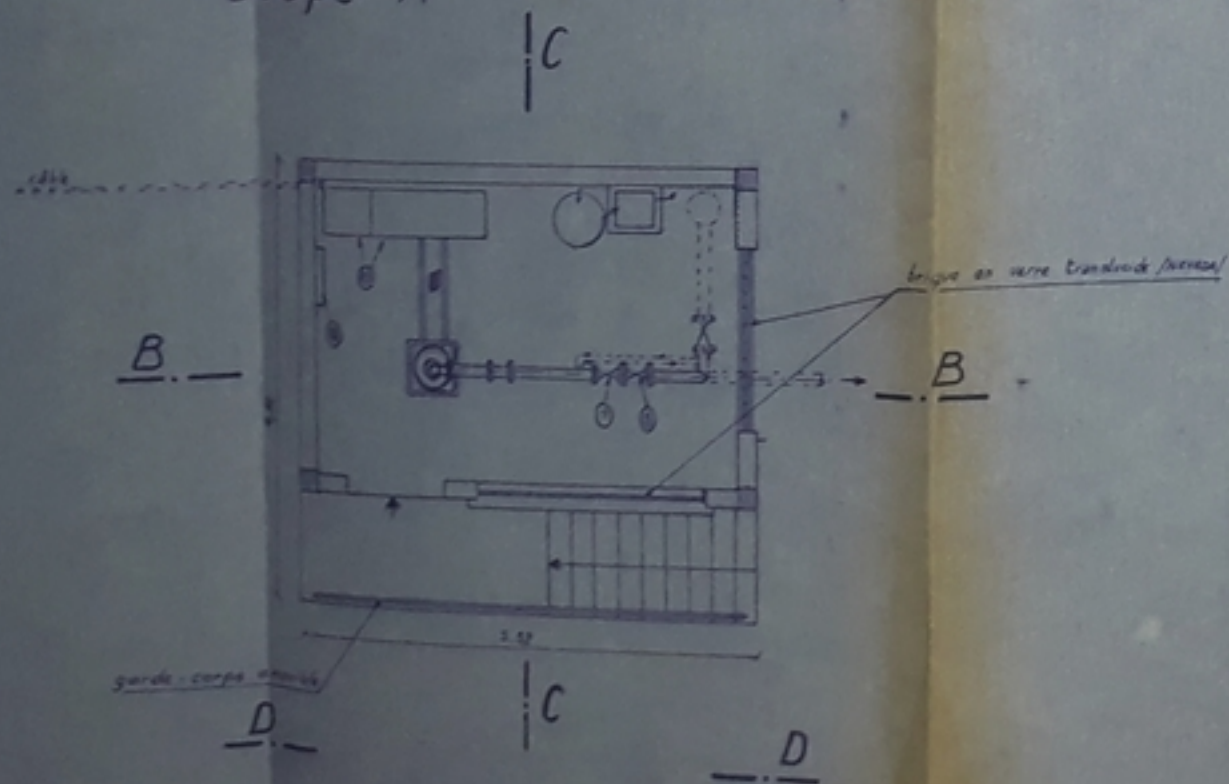
Coupe C



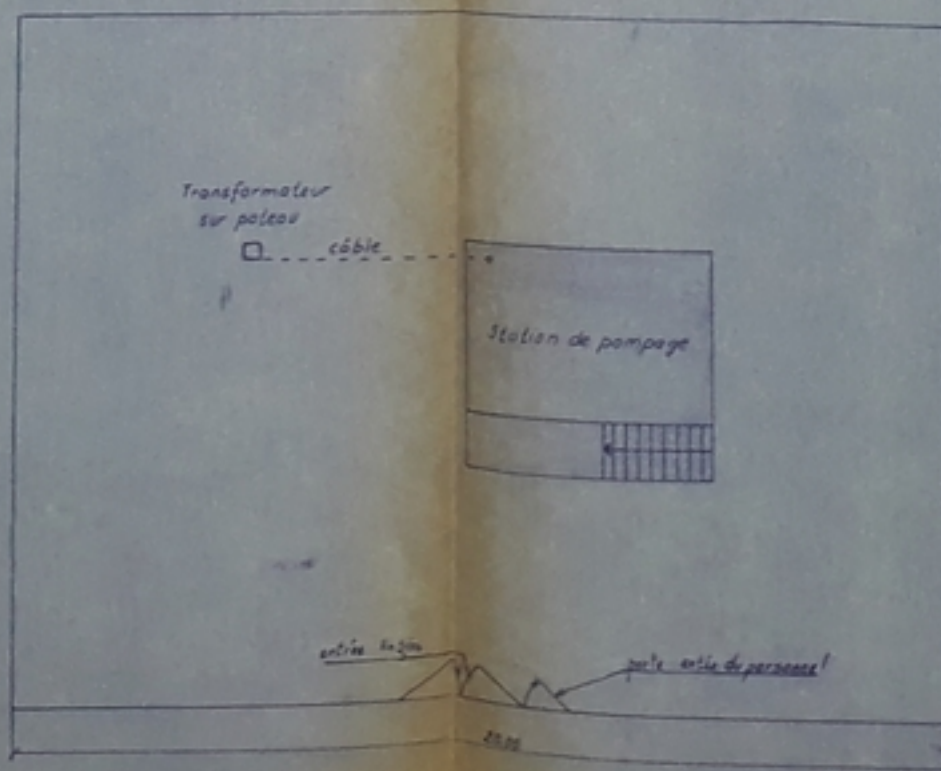
Façade D



Coupe A



Plan de situation de l'aire clôturée

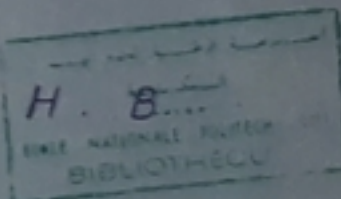


Legende

- 1 Groupe électropompe immergé
- 2 colonne de refoulement
- 3 tête d'appui
- 4 conduite de refoulement
- 5 stabilisateur d'écoulement
- 6 Compteur de débit
- 7 Clapet de retenue
- 8 Robinet-vanne
- 9 Manomètre avec robinet-vanne à 3 voies
- 10 Ventouse automatique avec robinet d'arrêt incorporé
- 11 Dispositif de dérivation (eau de soul, 2 pompes de secours à 3 phases fixe en fonctionnement)
- 12 Réservoir d'air anti-tâlier
- 13 Armoire de commande et de protection
- 14 Rampe de Conplage

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

U. S. T. H. B.



ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DÉPARTEMENT D'HYDRAULIQUE

PB 1/83

-4-

A E P DE BAGHLIA

STATION DE POMPAGE

ÉTUDE Par	M. S. ABBAS ET B. AT-DJAFER	ÉCHELLE 1/100
CONTRÔLE Par	M. G. BURGELY	PROMOTION JANVIER
PROPOSÉ Par	D. H. W. de TIZI-OUZOU	PLANCHE N° 6



U.S.T.H.B.

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE

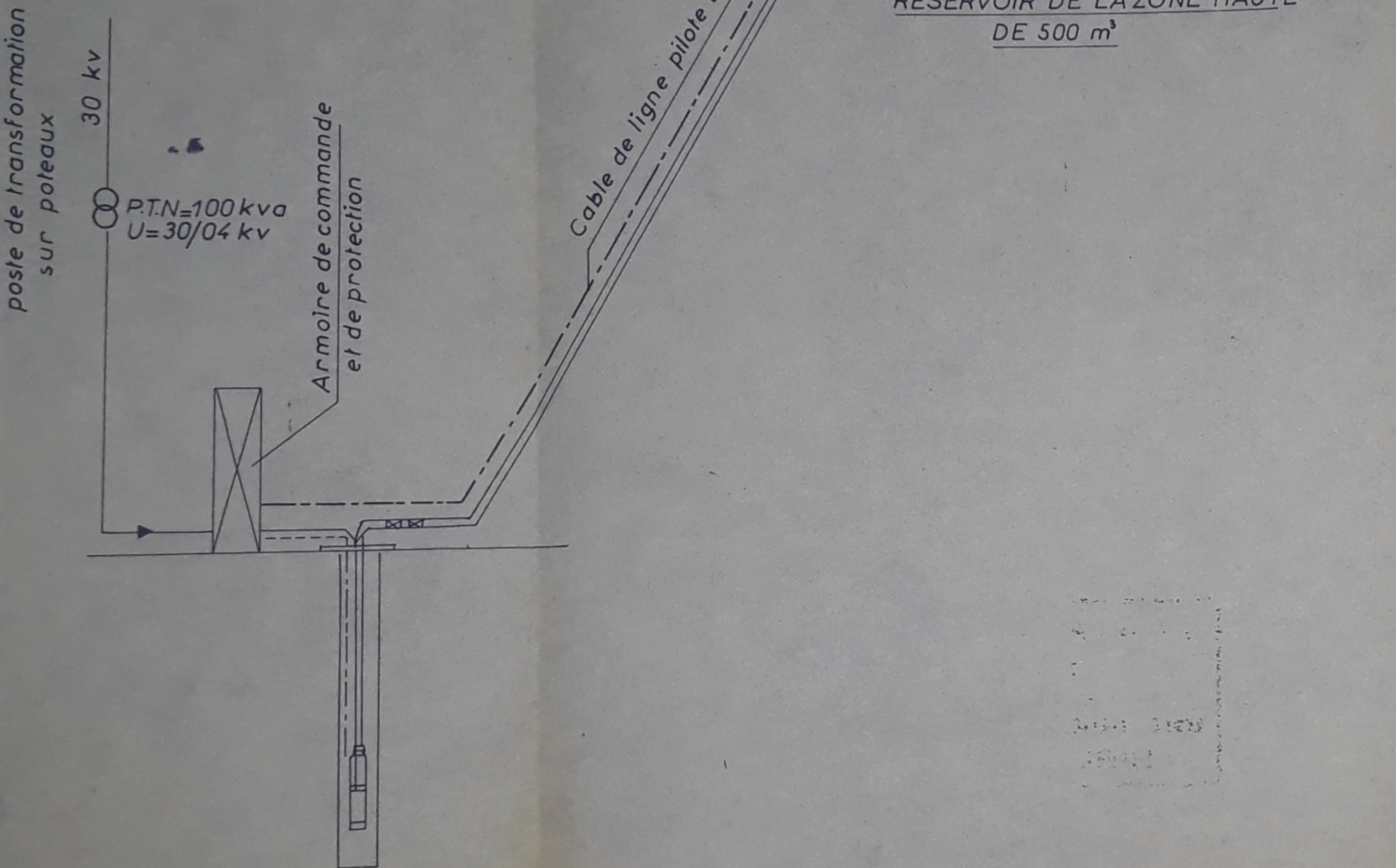
PB 1/83

- 5 -

A E P DE BAGHLIA

SCHEMA DE COMMANDE

ETUDIE PAR	MM. ABBAS et B. AIT DJAFER	ECHELLE
CONTROLE Par	M ^g . BORBELY	PROMOTION Janvier 83
PROPOSE Par	D. H. W. TIZI-OUZOU	Planché N° 5



SONDAGE BAG-1 (AEP BAGHLIA)

Carte: Tizi-Ouzou

Date des travaux: Décembre 1981

Echelle de la coupe: 3mm → 1m

N°Fichier Forages

N°INVENTAIRE

Long: x 602.96

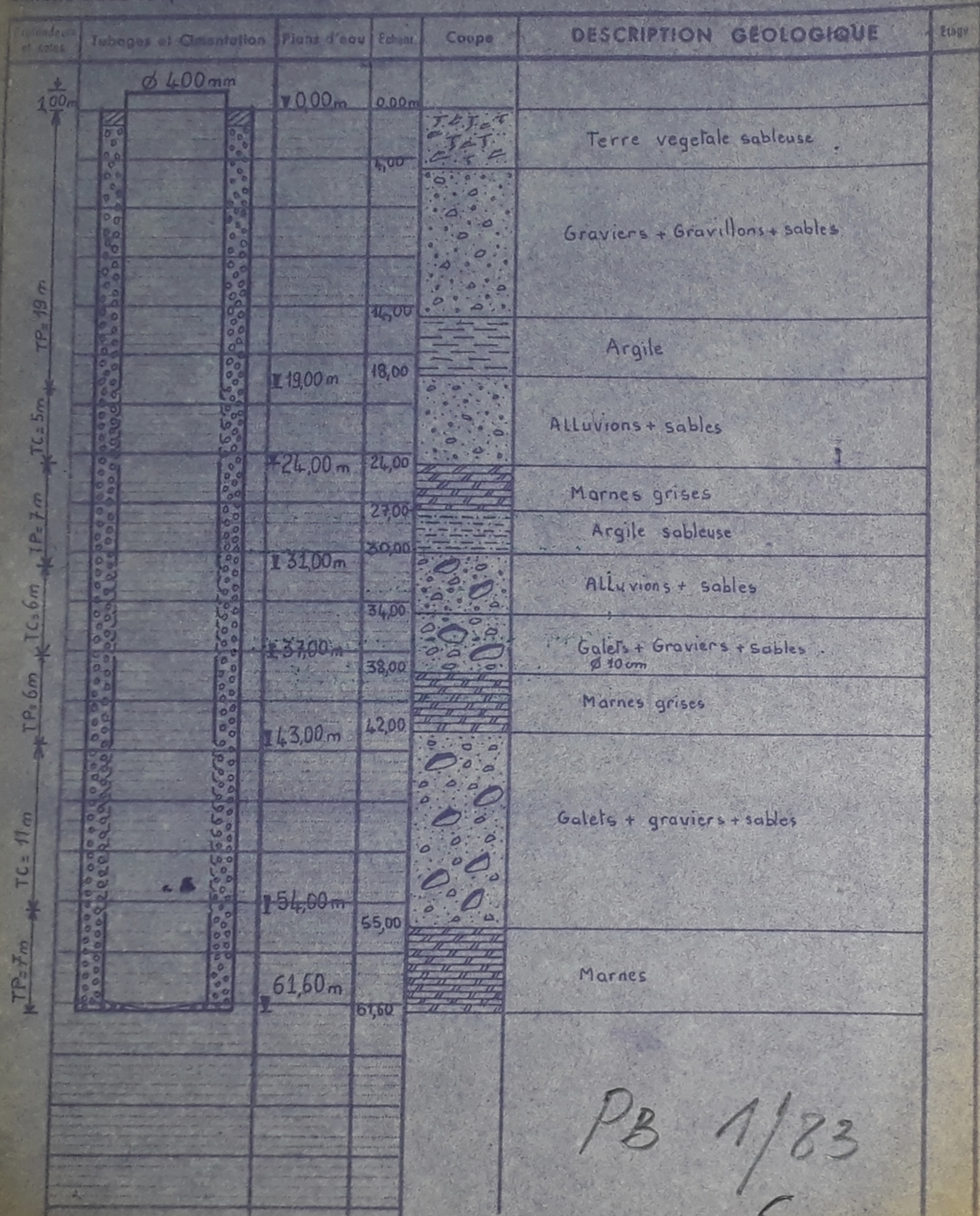
Lat: y 391.92 Z

Bibliographie, Renseignements divers

Entreprise: ETGRU

Mode: Battage

Extrait de carte
Echelle 1/10000



Caractères physico-chimiques

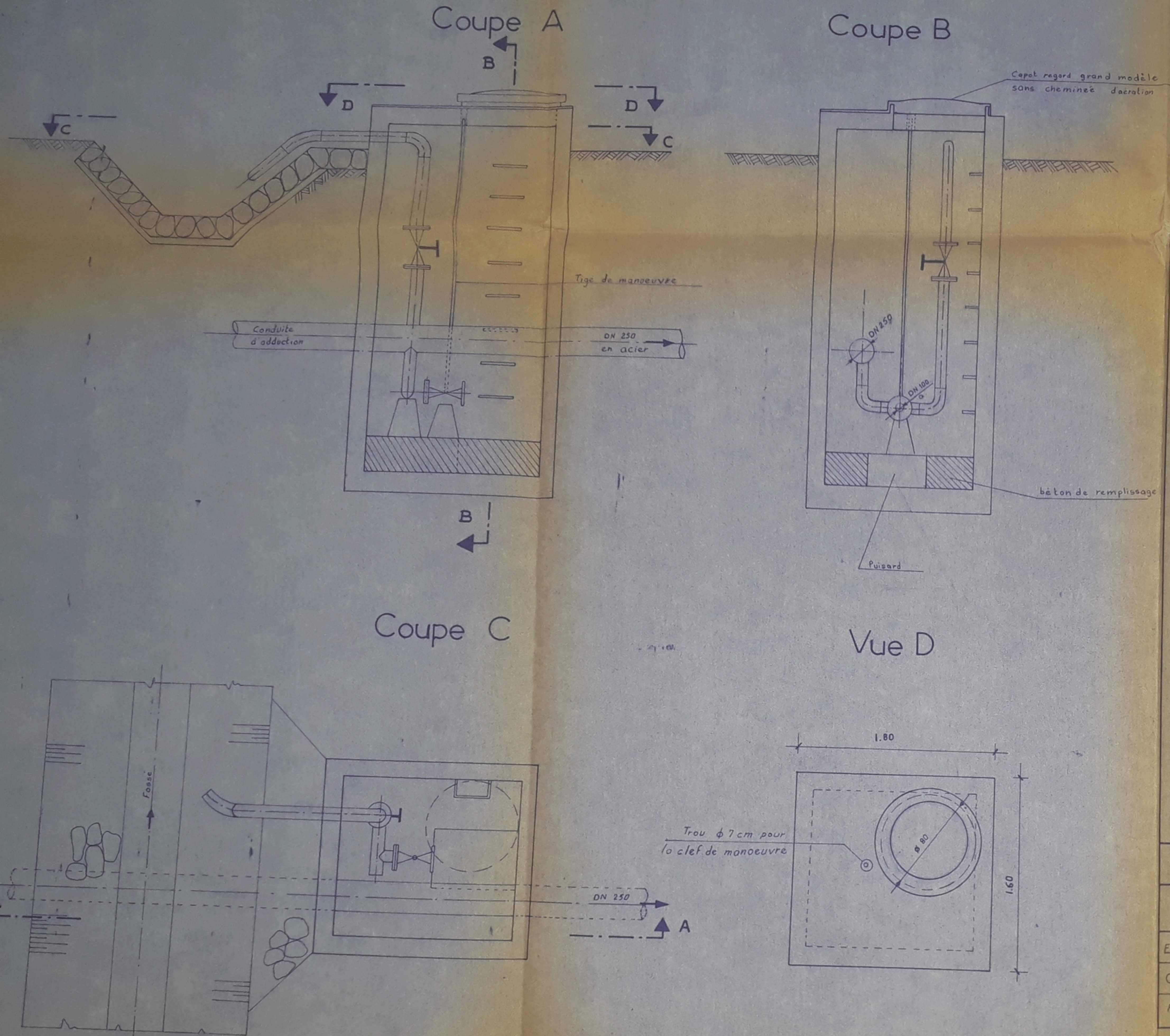
Date du prélèvement	Prof. de la nappe	Niveau piézo.	TENEUR EN MG PAR LITRE							pH	dh	R. S. en mg/l	DEBIT	Zabul A H	T°	
			Ca	Mg	K	Na	CL	SO ₄	CO ₃ combins							CO ₂ lib.

Etude des échantillons prélevés

المدرسة الوطنية للعلوم التطبيقية البكيتية ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE BIBLIOTHEQUE	
---	--

PB 1/83

-6-



MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

PB 1/83
U.S.T.H.B - 7-

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE

مدرسة الهندسة الوطنية
المركزة
العلمية
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHEQUE

A . E . P . DE BAGHLIA

PLAN DU REGARD DE VIDANGE

ETUDIE Par	MM S.ABBAS ET B.AIT-DJAFER	ECHELLE 1:250
CONTROLE	M. G. BORBELY	PROMOTION 1/83
PROPOSE	D. H. W. TIZI OUZOU	PLANCHE N°7

