6/85
1 ex.

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

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

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

Alimentation en Eau Potable et Assainissement de La Ville d'AFLOU wilaya de LAGHOUAT

15 PLANS

Proposé par :
La S.ET.HY.OU

Etudié par :
M. GUIRA
M.L ARBAOUI

Dirigé par :
Pr. A. PIMENOV

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHEQUE

PROMOTION :

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالى
Ministère de l'Enseignement Supérieur

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

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

THEME

Alimentation en Eau Potable et Assainissement de La Ville d'AFLOU Wilaya de (LAGOUAT)

Proposé par :
La S.ET.HY.OU

Etudié par :
M.L. ARBAOUI
M. GUIRA

Dirigé par :
Pr. A. PIMENOV

Promotion Janvier 1985

-=- R E M E R C I E M E N T -=-

==========OoO==========

A Monsieur A. PIMENOV : on a toujours trouvé auprès de lui un accueil chaleureux durant l'élaboration de cette thèse qu'il trouver ici l'expression sincère de notre profonde gratitude.

A Monsieur G. LAPRAY : nous tenons à lui exprimer notre profonde gratitude pour son apport scientifique, qu'il soit assuré de notre profonde reconnaissance.

Nos remerciements vont également à tous les Professeurs et Assistants qui ont rempli la noble tâche de nous former et plus particulièrement à Monsieur A. KETTAB notre Directeur du Département.

Conjointement :- M. GUIRA
M.L.ARBAOUI

-=- /I/) E D I C A C E S -=-

-=-0o0-=-

JE DEDIE CET HUMBLE ET MODESTE TRAVAIL :-

. A la mémoire de Ma Mère dont je garde l'Amour Imperrissable.

. A la mémoire de Mon Père dont je garde l'Image éternelle de la Grandeur d'Ame.

. A Mes frères et soeurs qui n'ont ménagé aucun effort pour me voir réussir.

. A Toute ma Famille

. A Ceux qui m'ont aidé et assisté dans le besoin.

. A Tous mes Amis.

M.L. ARBAOUI

. A Mes Parents, je Dédie ce travail en Signe de Respect et de Reconnaissance.

. A mes Frères et Soeurs qui ne pensent qu'à ma réussite.

. A Toute Ma Famille

. A Tous mes Amis et à tous ceux qui mon aidés de Prés où de Loin à la Réalisation de ce Modeste Ouvrage

M. GUIRA

- TABLE DES MATIERES -

I.- P A R T I E / -

ALIMENTATION EN EAU POTABLE

CHAPITRE . I . - GENERALITES

1.- Introduction
2.- Situation Géographique
3.- Situation Topographique
4.- Situation climatique
5.- Infrastructures.

CHAPITRE . II .

1.- Démographie
2.- Estimation du nombre d'habitants a différents Horizons

CHAPITRE . III . Evaluation des Besoins en eau

1.- Estimation des besoins à différents Horizons
2.- Besoins en eau Horizon 2005
3.- Besoins en eau Horizon 2010
4.- Etudes des problèmes posés par les variations des débits.
5.- Calcul des Consommations journalières maximales et débit de pointe.
6.- Etude comparative des ressources.

CHAPITRE.IV .

1.- Choix du Schéma de distribution
2.- Estimation des besoins pour chaque zone.

CHAPITRE . V . Réservoirs et Bache de reprise

I. 1.-Rôle des Réservoirs.
2.-Détermination de la Capacité des réservoirs
3.-Détermination des diamètres des réservoirs
4.-Altitudes et Emplacement des réservoirs
5.-Choix du type de réservoir
6.-Equipements des réservoirs.

II.1.-Rôle de la Bache de reprise
2.-Capacité et dimensionnement.

CHAPITRE . VI . Adductions

1.- Choix du tracé
2.- Choix du type de tuyaux
3.- Etude Technico-économique des diamètres
3.1.- Méthode de calcul
3.2.- Zone Nord : Forage Nord ------> Réservoir 700 m3.
3.3.- Zone Sud : Bache de reprise -----> Réservoir 1800 m3.
Forage Sud -----> Bache de reprise
Forage Oum-Mougrein -----> Bache de reprise
Puits Ras-El-Ain -----> Bache de reprise.

CHAPITRE . VII . Choix des pompes

1.- Point de fonctionnement de la pompe
a) première solution
b) deuxième solution
c) troisième solution
d) quatrième solution
2.- Etude de la cavitation
choix de pompe pour :
3.- Zone Nord
* Forage Nord
4.- Zone Sud
4.1.- Forage Oum-Mougrein
4.2.- Puits Ras-El-Ain
4.3.- Forage Sud
4.4.- Bache de reprise.

CHAPITRE . VIII .

1.- Réseau de distribution
2.- Calcul du Réseau Maillé
    2.1.- Principe de la Méthode de (HARDY-CROSS)
    2.2.- Programme de calcul du réseau maillé (TI.59)
    2.3.- Dimensionnement de la conduite d'amenée
    2.4.- Détermination des débits au noeuds
    2.5.- Calcul des pressions
    2.6.- Equipement du réseau de distribution

CHAPITRE . IX . Protection des Conduites

I.- Protection contre le coup de bélier
    1.- Présentation du problème
    2.- Moyens de protection des installations
    3.- Réservoir d'air
    4.- Calcul du réservoir d'air
    5.- Méthode de BERGERON
        5.1.- Programme TI.59
        5.2.- Arrêt brusque
            a) Tronçon : Forage Nord -----> Réservoir 700 m3.
            b) Tronçon : Bache de reprise -----> Réservoir 1800 m3.
            c) Tronçon : Forage sud -----> Bache de reprise
                (Volant d'inertie)
            d) Tronçon : Forage Oum-Mougrein -----> Bache
                (Méthode approximative)
            e) Tronçon : Puit RAS-EL-AIN -----> Bâche
                (Méthode approximative)
            f) Calcul du coup de bélier de la conduite forcée
               d'adduction gravitaire.
               Tronçon : Réservoir 2 X 750 m3 -----> Point 1
II.-Protection des Canalisations contre la corrosion
    1.- Corrosion Interne
        (Protection Interne)
    2.- Corrosion Externe
        (Protection Externe)

CHAPITRE . X .

1.- Pose des Conduites
2.- Essai général du réseau
3.- Remblai de la tranchée
4.- Traversée des routes

II.- P A R T I E / -

ASSAINISSEMENT

CHAPITRE . I .

1.- Introduction
2.- Type d'eau à évacuer
3.- Situation Sanitaire actuelle

CHAPITRE . II .

1.- Principe de construction du réseau d'assainissement
2.- Nature des canalisations
3.- Condition du fonctionnement du réseau

CHAPITRE . III .

1.- Calcul Hydraulique des débits à évacuer
    1.a.- débit des eaux usées
    1.b.- débit des eaux de ruissellement
2.- Plan de Calcul du réseau d'assainissement
3.- Détermination des diamètres des tronçons.

CHAPITRE . IV .

1.- Elément constitutif du réseau
    a) ouvrages principaux
    b) ouvrages annexes

CHAPITRE . V .

Directives pour l'exécution des travaux et l'exploitation du réseau d'égout.

1.- Emplacement des canalisations
2.- Exécution de la tranchée
3.- Pose de la canalisation
4.- Epreuve des canalisations et essai du réseau
5.- Remblaiement des tranchées
6.- Nettoyage du réseau d'égout.

- TABLES DES PLANCHES -

A.E.P.

- Calcul du réseau Maille :

Zone Nord
Secteur A ..... Planche n° I
Secteur B ..... Planche n° II
Secteur C ..... Planche n° III
Zone Sud : ..... Planche n° IV

- Plan du Reseau Maillé :
Zone Nord :
Secteur A, B ..... Planche n° V
Secteur C ..... Planche n° VI
Zone Sud : ..... Planche N° VII

- Equipement du Réseau :
Zone Nord :
Secteur A, B ..... Planche n° VIII
Secteur C ..... Planche IX
Zone Sud : ..... Planche X

- ADDUCTIONS : Profils en Long
Zone Nord : ..... Planche n° XI
Zone Sud : ..... Planche n° XII

I/-) S S A I N I S S E M E N T

- Profils en long des Collecteurs
Zone Sud : ..... Planche n° XIII
Zone Nord : ..... Planche n° XIV

- Dimensionnement des Collecteurs Principaux.
Zone NOrd, Zone Sud ..... Planche n° XV

CHAPITRE I / -

GENERALITES

1.- INTRODUCTION :

En raison des grandes transformations qui s'opèrent dans notre pays et de l'explosion démographique qui contribuent à l'extension teritoriale et l'augmentation du niveau de vie.

- AFLOU comme toutes les Autres villes d'Algérie n'a pas échapé à ce problème qui pose pour elle une demande présente en eau potable.
Certaines adductions et tous les réseaux de distribution désservant actuellement la ville d'AFLOU sont agés, mal entretenues et mal protégés d'une part et ne véhiculent pas les débits en eau nécessaire à une alimentation correcte de la population et n'assurent pas non plus des pressions suffisante aux niveaux élevés de la ville.

- Projeter un nouveau réseau d'alimentation en eau potable pouvant assurer la demande en eau, actuelle et celle des besoins futurs en faisant rentrer en hypothèse les anciennes et la nouvelle ressources tel est le sujet de notre projet de fin d'études.

- En outre on se propose l'étude et la rénovation totale du réseau de collecte des eaux usées.

Il fallait donc réunir tout les éléments nécessaires à l'élaboration de ce projet tout en lui donnant les garanties nécessaires.

2.- SITUATION GEOGRAPHIQUE :

La ville d'AFLOU fait partie des DAIRAS de la wilaya de LAGHOUAT.

- Elle est située à 120 Km de cette dernière.

- Trois routes importantes désservant AFLOU

* LAGHOUAT - AFLOU	120 Km	RN 23
* TIARET - AFLOU	180 Km	RN 23
* EL-BAYADH - AFLOU	130 Km	RN 47

Elle est située dans l'ATLAS saharienne à une altitude moyenne de 1400 mètres. Elle est limitée au nord Ouest et Sud-Est par des montagnes d'une hauteur moyenne de 1500 mètres.

3.- SITUATION TOPOGRAPHIQUE :

La vision d'AFLOU laisse apparaître deux groupements importants distincts :

- Le premier groupement à un caractère urbain définie et assez régulier (zone Nord)

- Le deuxième groupement n'a pas de caractère urbain vraiment défini, il s'agit d'un amalgame de contruction implantées de manière assez anarchique (zone Sud).

* Les deux groupements sont nettement distincts et le cours de OUED ARHAMNA en position médiane avec son écoulement Nord-Ouest et Sud-Est accentue encore la séparation.

4.- SITUATION CLIMATIQUE :

La région d'AFLOU est caractérisée par un hiver trés froid et un été sec malgré cela AFLOU jouit d'une température d'été appréciée par les sahariens grâce à son altitude.

- La température moyenne minimale en hiver - 1° C.
- Le température moyenne maximale en été +30° C.

Il neige en moyenne 10-15 jours par an au dessus de 1200 mètres.

- La sécheresse qui sévit depuis quelques années explique la faible pluviomètrie enregistrée à part, les années séches, la pluviomètrie moyenne annoncée par l'administration est de 300 mm de pluie par an (300 mm/an).

- Les vents sont assez violents et parfois accompagnés de sable, leur direction et :

Sud-Ouest Nord-Est

5.- INFRASTRUCTURES SCOLAIRES, SANITAIRES, SOCIO-CULTURELS :

Selon les renseignements recueillis auprès de l'A.P.C. de la localité on a :-

A.- INFRASTRUCTURES SCOLAIRES :

NOMBRES	DENOMINATION	UNITE	QUANTITE
08	.Ecoles primaires existantes	élève	5950
04	.Ecoles primaires projetées	élève	2500
05	. C.E.M. existant	élève	1500
07	. C.E.M. projetés	élève	2000
01	.Lycée existant	élève	700
01	.Lycée projeté	élève	600
01	.Centre de C.F.P.A.	élève	150
01	.Internat primaire	Interne	340

B.- INFRASTRUCTURE SANITAIRES :

NOMBRES	DENOMINATION	UNITE	QUANTITE
01	. Hopital	Lit	240
01	. Polyclinique	malade	50
01	. Centre de santé	malade	100
06	. Bains	Personne	6 X 150

C.- INFRASTRUCTURES SOCIO-CULTURELS

NOMBRES	DENOMINATION	UNITE	QUANTITE
01	. Stade	m2	8000
01	. Cinéma	douche	12
06	. Mosquées	Spectateur	300
01	. Piscine	pratiquant	150
		m3	2000

D.- INFRASTRUCTURES MUNICIPALES :

NOMBRES	DENOMINATION	UNITE	QUANTITE
01	. A.P.C.	-	-
01	. DAIRA	-	-
01	. GENDARMERIE	-	-
01	. P.T.T.	-	-
01	. COMPAGNIE D'ASSURANCE	-	-
01	. CASERNE	SOLDAT	1000
01	. HOTEL	CLIENT	12

E.- INFRASTRUCTURE ARTISANALES ET COMMERCIALES :

NOMBRES	DENOMINATION	UNITE	QUANTITE
02	. Limonadrie	-	02
01	. Marché	-	01
100	. Commerce	Commerçant	100
01	. Station de lavage		50
01	. Abbatoirs		50
01	. Usine de filature	-	01
01	. Menuiserie	-	01
03	. Restaurants	-	03
06	. Cafées	-	06
02	. Boulangeries	-	02

1.- DEMOGRAPHIE :

L'estimation des besoins en eau est liée étroitement au développement démographique d'une part et à l'élévation du niveau de vie d'autre part d'où l'évaluation de la population à différents horizons considérés dans la présente étude :-

D'après les données numériques recueillis auprès de service de l'A.P.C. le nombre d'habitant est de 27.000 habitants au total réparti comme suit :-

- zone Nord 18.000 habitants
- zone Sud 9.000 habitants

2.- ESTIMATION DU NOMBRE D'HABITANTS :

L'évolution démographique dans notre pays suit la loi des accroissements géométriques donnée par la relation des intérêts composés :

$$Pn = Po\ (1 + t)^n$$

où

Pn : Population future à l'horizon voulue
Po : Population à l'année de référence
t : taux d'accroissement annuel de la population
n : nombre d'année séparant les deux horizons

d'après l'anquête menée, le taux d'accroissement de la localité est de 3,5 %

- horizon à moyen terme 2005.

Zone Nord

$$P_{2005} = Po\ (1 + t)^n = 18.000\ (1 + 0,035)^{21} = 37.070 \text{ Hab.}$$

Zone Sud :

$$P_{2005} = Po\ (1+t)^n = 9.000\ (1 + 0,035)^{21} = 18.535 \text{ hab.}$$

- Horizon à long terme 2010

Zone Nord :

$$P_{2010} = Po\ (1 + t)^n = 18.000\ (1 + 0,035)^{26} = 44.027 \text{ hab.}$$

Zone Sud : $P_{2010} = P_0(1+t)^n$ [illegible] $= 22015$ hab

CHAPITRE III /-

Evaluation des besoins en eau :

1.- Estimation des Besoins à différents Horizons

L'estimation des besoins en eau de la localité d'AFLOU se fera suivant les deux horizons 2005 et 2010.

Tenant compte de l'évolution du niveau de vie, de l'accroissement démographique ainsi que développement industriel on adoptera les dotations suivantes :-

- Horizon 2005 : dotation 200 l/J/hab.
- Horizon 2010 : dotation 250 l/j/hab.

2.- Besoins en eau pour l'Horizon 2005 :

2.1.- Zone Nord :

Besoins domestiques :

Nombre d'habitant	Dotation l/j/hab.	Consommation m3/j
37070	200	7414

Besoins Scolaires :

DENOMINATION	Nombre où surface en m2	Dotation l/j/unité	consommation m3/j.
05 écoles primaires existantes	3150	30	94,5
02 écoles primaires projetées	1300	30	39
03 C.E.M. existants	910	50	45,5
04 C.E.M. projetés	1140	50	57
01 Lycée éxistant	700	50	35
01 Centre de C.F.P.A.	150	50	7,5
01 Internat primaire	340	50	17

T O T A L : 295,5

Besoins sanitaires :

DENOMINATION	Nombres	Dotation L/j/unité	consommation M3/j
01 Hopital	240 Lits	500	120
01 Polyclinique	60 P/j	50	3,0
04 Bains	4 X 70pers./j	50	14
		T O T A L	137

Besoins Socio-Culturels

DENOMINATION	nombres/surface	Dotation l/j/unité	Consommation M3/j
01 Stade	8.000 M2 12 Douches	5 l/j/m2 50 l/j/douche	40,6
01 Cinéma	300 personnes	5 l/personne	1,5
04 mosquées	150 X 4	20	12
01 Piscine	2000 m3	-	85
		TOTAL :	139,1

Besoins municipaux :

DENOMINATION	Nombres	Dotation l/j/unité	Consommation M3/j.
01 A.P.C.	-	-	08
01 DAIRA	-	-	08
01 GENDARMERIE	-	-	04
01 AGENCE P.T.T.	-	-	04
01 COMPAGNIE D'ASSURANCE.	-	-	04
01 CASERNE	1000	150	150
01 HOTEL	12	150	1,8
		TOTAL :	175,8

Besoins Artisanals et Commerciaux :

DENOMINATION	Nombres	Dotation l/j/unité	Consommation m3/j
LIMONADRIE	02	-	20
MARCHE	01	-	15
STATION DE LAVAGE	01	-	10
ABBATOIRS	50 t/j	500	25
USINE FILATURE	01	-	10
MENUISERIE	01	-	4
RESTAURANT	3 X 50	12 l/pers.	2
CAFEE	4 X 100	5 l/pers.	2
BOULANGERIE	01	2000 l/B.	2
COMMERCE	70	20 l/c.	1,4

2.2.- Zone Sud

Besoins domestiques

Nombre d'habitant	Dotation l/j/ha.	consommation M3/j.
18.535	200	3707

Besoins Scolaires

DENOMINATION	Nombres où surface (m2)	Dotation l/j/unité	consommation m3/j.
03 Ecoles existantes	2.800	30	84
02 Ecoles projetées	1.200	30	36
02 C.E.M. Existants	590	50	29,5
03 C.E.M. Projetés	860	50	43
01 Lycée projeté	600	50	30

TOTAL : 222,5

Besoins Sanitaires

DENOMINATION	Nombres	Dotation l/j/unité	Consommation M3/j.
01 Centre de santé	100 pa/j.	50	5
02 Bains	2 X 70 pers/j	50	7

TOTAL : 12

Besoins Socio-Culturels

DENOMINATION	Nombres	Dotation l/j/unité	Consommation m3/j.
02 Mosquées	2 X 150	20	6

TOTAL : 6

Besoins artisanals et commerciaux

Denomination	Nombres	Dotation (l/j/unité)	Consommation (m^3/j)
01 Boulangerie	-	2000	2
30 Commerces	30	20	0,6
02 Cafés	2x100	51/j	1

TOTAL 3,6

2.3.- Récapitulatif des Besoins :

En raison de l'augmentation de la consommation dans le temps, dûes au progrés de l'hygiène, des extensions possibles de l'agglomération des pertes dans le réseau de distribution.

On est contraint de prévoir une majoration de compensation sur le débit journalier. En supposant que notre réseau est bien entretenu, les majorations seront de l'ordre :

- 20 % pour l'horizon 2005 et de
- 25 % pour l'horizon 2010

Horizon 2005 :

Zone Nord

DENOMINATION	consommation jour M3/j	majoration de 20 %	total après major. M3/j
Domestiques	7414	1482,8	8896,8
Scolaires	295,5	59,1	354,6
Sanitaires	137	27,4	164,4
Socio-culturels	139,1	27,82	166,92
Municipaux	175,8	35,16	210,96
Artisanals Commerciaux	91,4	18,28	109,68

TOTAL : 9903,36

Zone Sud

DENOMINATION	consommation jour M3/j	majoration de 20 %	total après major. M3/j.
Domestiques	3707	741,4	4448,4
Scolaires	222,5	44,5	267
Sanitaires	12	2,4	14,4
Socio-culturels	6	1,2	7,2
Artisanals et commerciaux	3,6	0,72	4,32

4741,32

3.- Les Besoins en eau pour 2010

3.1.- Zone NOrd

Besoins domestiques

Nombres d'Habitants	Dotation l/j/hab.	consommation M3/j;
44027	250	11007

DENOMINATION	consommation jour M3/j.	majoration de 25%	total après major. M3/j.
Domestiques	11007	2751,75	13758,75
Scolaires	295,5	73,88	369,38
Sanitaires	137	34,25	171,25
Socio-culturels	139,1	34,78	173,88
Municipaux	175,8	43,75	219,75
Artisanals et Commerciaux	91,4	22,85	114,25

TOTAL : 14807,26

3.2.- Zone Sud

Besoins domestiques

Nombres d'Habitants	Dotation l/j/hab.	Consommation M3/j.
22013	250	5503

DENOMINATION	Consommation jour m3/j.	majoration de 25%	total après major. m3/j.
Domestiques	5503	1375,75	6878,75
Scolaires	222,5	55,63	278,13
Sanitaires	12	3	15
Socio-culturels	6	1,5	7,5
Artisanals et commerciaux	3,6	0,9	4,5

TOTAL : 7183,88

4.- Etude des Problèmes posés par la variation des débits :

Les différentes consommations mensuelles, journalières et horaires sont les causes principales de la variation du débit.

Ainsi on applique au débit moyen des coefficients correspondants afin d'obtenir le débit de pointe du jour le plus chargé de l'année.

Nous définissons ces coefficients tels que :-

a.- Coefficient d'irrégularité de la consommation journalière (K1) (où coefficient journalier Kj).
défini par le rapport entre la consommation maximale journalière et la consommation moyenne journalière.

$$K1 = Kj = \frac{\text{cons. - max. - jour}}{\text{cons. - moy. - jour}} = \frac{Qj^{max}}{Qj^{moy.}}$$

Ce coefficient varie de $(1,15 \div 4,3)$
dans notre cas la valeur de Kj est prise égal à 1,2

$$Kj = 1,2$$

b.- Coefficient d'irrégularité de la consommation horaire ($K_2 = K_o$)
défini par le rapport entre la consommation horaire maximale et la consommation horaire moyenne.

$$Ko = \frac{\text{cons. - Hor. - max. -}}{\text{cons. - hor. - moy. -}}$$

Ce coefficient varie en fonction de

$$Ko = \alpha \, B \qquad \text{où}$$

α : coef. qui prend les valeurs suivantes :

$$1,2 < \alpha < 1,4$$

β : est fonction de la population

Population	1000	1500	2000	6000	10.000	20.000	50.000
B	2	1,8	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15

pour notre cas on prend :

$\alpha = 1,3$

$\beta = 1,15$

donc :

$Ko = \alpha \times \beta = 1,3 \cdot 1,15 = 1,495 \simeq 1,5$

C. Coefficient de point " Kp"

Ce coefficient est défini par le produit entre les deux coefficient où :

$Kp = Kj \cdot Ko = 1,5 - 1,2 = 1,80$

5.- Calcul des consommations, journalières et débit de pointe

en multipliant ce coefficient (Kp) par la consommation moyenne journalière en trouve le débit de pointe.

$Qp = Kp \cdot Qmoy.\cdot jour.$

avec lequel sera dimensionner la conduite de distribution.

Le débit d'apport (Q max-jour) est obtenue en multipliant le coefficient journalier (Kj) par la consommation moyenne journalière.

Avec lequel sera dimensionner la conduite d'adduction.

TABLEAU DES CONSOMMATIONS MOYENNES, MAXIMALES, JOURNALIERES ET DE POINTE HORAIRE

Horizon	Zone	cons-moy-jour M3/j.	Kj	cons-max-jour m3/j.	Ko	Kp	débit de pointe m3/j.
2005	Nord	9903,36	1,2	11884,03	1,5	1,8	742,752
	Sud	4741,32	1,2	5689,58	1,5	1,8	355,599
2010	Nord	14807,26	1,2	17768,71	1,5	1,8	1110,54
	Sud	7183,88	1,2	8620,65	1,5	1,8	538,79

6.- Etudes Comparatives des Ressources

D'après les estimations faites ci-dessus les besoins en eau potable de la ville d'AFLOU à l'Horizon 2010 s'élèvent à :

Zone Nord : 205,67 l/s - soit 17768,71 m3/j.
Zone Sud : 99,77 l/s - soit 8620,65 m3/j.

La zone Nord est alimentée à l'heure actuelle par trois (03) forages dont les caractéristiques sont les suivantes :-

- Forage zone industrielle :

  - débit = 50,8 l/s
  - Niveau dynamique = 27,40 m.
  - Niveau statique = 5,12 m.
  - Cote du forage = 1486,07 m.

- Forage DHAIAT LAGRAD :

  - débit = 53,33 l/s
  - Niveau dynamique = 7,40 m.
  - Niveau statique = 4,63 m.
  - Cote du forage = 1506,89 m.

- Forage du Nord :

  - débit = 67,35 l/s
  - Niveau dynamique = 5,22 m.
  - Niveau statique = 2,40 m.
  - Cote du forage = 1515,85 m.

Les ressources disponibles nous donnent un débit de 171,48 l/s soit 14815,87 m3/j. qui sont largement suffisantes jusqu'à l'horizon 2005, par contre elle ne le sont pas pour l'Horizon 2010, ce qui se traduit par un déficit de 34,18 l/s soit 2953,15 m3/j.

Ce déficit pourra être couvert par le forage prévu à proximité de la zone industrielle.

Actuellement la zone Sud est alimentée à partir d'un forage et un puit sont les suivants :-

- Forage OUM MOUGREIN :-

  - débit = 47,16 l/s
  - Niveau dynamique = 30,5 m.
  - Niveau statique = 22,18 m.
  - Côte du forage = 1505,09 m.

- Puits RAS-EL-AIN :-

  - débit = 35,03 l/s
  - Niveau dynamique = 22,3 m.
  - Niveau statique = 16,4 m.
  - Côte du forage = 1504,53 m.

La capacité des ressources disponibles opérationnelle est de 82,19 l/s soit 7101,22 m3/j. qui est suffisante jusqu'à l'Horizon 2005.

A l'Horizon 2010 ces ressources ne sont plus suffisantes et on aura un déficit de 17,59 l/s soit 1519,434 m3/j, pour remédier à cela il nous a été proposé l'exploitation du forage déjà effectué à proximité de ces deux ressources cité ci-dessus.

Caractéristique du Forage :

  - Débit = 18 l/s
  - Niveau dynamique = 26,33 m.
  - Niveau statique = 18,4 m.
  - Côte du forage = 1505,95 m.

CHAPITRE IV / -

1.- Choix du Schéma de distribution :

En raison de la réparation dûe à l'Oued entre les deux zones qui est trés nette, l'extension linéaire en direction Sud de la zone Sud et afin d'éviter de basse pression dans l'un comme dans l'autre de deux zones,
On a prévu des réseaux de distribution pour chaque zone, l'eau descendra par gravité aux consommateurs des deux zones à partir des réservoirs existants et ceux que l'on projetera.

La détermination des limites ainsi que du nombre de réseau de distribution dépend de plusieurs paramètres à savoir la côte du réservoir (Ancien où projeté) et l'état du relief.

2.- Estimation des Besoins pour chaque Zone :

La ville d'AFLOU représente une répartition innégale de la population sur une superficie de : 406,93 hectares partagées en deux zones :

- zone Nord : 270,61 ha
- Zone Sud : 136,32 ha

Le nombre d'habitant pour l'an 2010 est estimé à 66040 habitants réparti comme suit :-

- zone nord : 44027 hab.
- Zone Sud : 22013 hab.

densité : $d = \frac{N}{S} = \frac{\text{Nombres d'habitants}}{\text{Superficie en hectares.}}$

Consommation spécifique par habitant :

$$q = \frac{QM}{N} = \frac{\text{débit moyen journalier}}{\text{nombre d'habitant}} \text{ (l/j:hab.).}$$

Ainsi après avoir calculer les différents paramètres précédents nous pouvons calculer les consommations maximales journalières et les débits de pointes pour chaque Zone séparement.

Tableau des différents débits pour chaque zone

Superficie en "ha"	Nombre d'habitant	densité hab/ha	consommation moyenne journalière.(M3/J)	débit spécifique l/j/hab.	K_j	consommation maximale journalière (m3/j.)	K_o	débit de pointe m3/h.
270,61	44027	162,7	14807,26	336,32	1,2	17768,71	1,5	1110,54
136,36	22013	161,48	7183,88	326,35	1,2	8620,65	1,5	538,79

Les débits nécessaires pour chaque zone seront donc :-

HORIZON	ZONE NORD	ZONE SUD
2010	205,65 (l/s)	99,78 (l/s)

Notons que les débits maximales journalières affectés pour chaque zones serviront à dimensionner les adductions et réservoirs correspondants.

Tandis que les débits de pointe permetteront de dimensionner la conduite d'amenée et les réseaux de distribution respectifs.

CHAPITRE V /-

Réservoirs et Bache de reprise

I.1.:- Rôles des réservoirs :

Ils ont essentiellement pour but de servir de régulateur aux variations de la consommation. Perdant la période où la consommation excède la production, ils se vident et ils se remplissent par condtre aux heures creuses où la consommation est inférieure à l'apport.

Nous voyons que cette façon, nous pouvons aménager cette production de façon à obtenir le rendement optimum.
Les réservoirs doivent aussi permettre, lorsque les eaux sont élevées par pompage, de faire face sans suspendre complètement le service, à une interruption imprévue des installations de refoulement.

Ils doivent aussi contenir, en tous temps, une réserve suffisante pour faire face.

Aux besoins instantanés trés importants des services chargés à la lutte contre l'incendie, la réserve d'incendie n'est pas normalisée en ALGERIE, on admet en général qu'elle doit permettre d'alimenter pendant deux heures une bouche débitant 17 l/s soit 120 m3 environ.

Règles imposées par l'Hygiène :

Le réservoir doit être étanche et construit avec un matériau qui ne soit pas susceptible d'altérer l'eau et doit être parfaitement à l'abri de toute contamination d'eau superficielle où souterraine, l'air avec lequel l'eau est en contact doit être fréquement renouvelé et une aération spéciale doit être prévue dans ce but.

Enfin l'eau doit être stockée à l'abri de la lumière du jour, cette dernière étant propice au développement des Algues.

2.- Détermination de la Capacité du Réservoir :

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 selon les coefficients horaires (an %).

Ces coefficients sont en fonction de l'importance de la population et les heures de désserte.

Le volume du réservoir sera égal a :

$$Vr = \Delta V^{+}max + \Delta V^{-}max + Vri$$

$\Delta V^{+}max$ et $\Delta V^{-}max$ étant respectivement les excés et les déficits lors des différents heures de la journée.

Vri : volume de réserve d'incendie.

Zone Nord :

Vr = 3525,64 m3 on prendra un volume standard de Vr = 3600 m3.

Les réservoirs existants sont au nombre de deux :

* Réservoir zone industrielle :
  - capacité 1400 m3.
  - cote du radier : 1511,90 m.

* Réservoirs Jumelés :
  - capacité 2 X 750 m3.
  - cote du radier = 1537,11 m.

Ce qui nous pousse à projeter un autre Réservoir de 700 m3.

Zone Sud :

Vr = 1772,3 m3 on prendra un volume standard de Vr = 1800 m3.

Puisque cette zone plus élevée que le site de l'ouvrage existant 500m^3 (defectueux) a subit une extension qui se trouve de plus en plus mal desservie par cet ouvrage de stockage actuel.

Tableau de Calcul de la Capacité du resevoir

Zone Nord

heures	a_h %	Volume m^3		Volume Cumulé m^3		Difference m^3 ΔV	
		Q. Δt	Q.Δt. $a_i \frac{24}{100}$	Apport	Consommat.	ΔV^+	ΔV^-
0 – 1	1,5	740,36	266,53	740,36	266,53	473,83	
1 – 2	1,5		266,53	1480,72	533,06	947,66	
2 – 3	1,5		266,53	2221,08	779,59	1441,49	
3 – 4	1,5		266,53	2961,44	1066,12	1895,32	
4 – 5	2,5		444,22	3701,80	1510,34	2191,46	
5 – 6	3,5		621,90	4442,16	2132,24	2309,92	
6 – 7	4,5		799,59	5182,52	2931,83	2250,69	
7 – 8	5,5		977,27	5922,88	3909,10	2013,78	
8 – 9	6,25		1110,54	6663,24	5019,64	1643,60	
9 – 10	6,25		1110,54	7403,60	6130,18	1273,40	
10 – 11	6,25		1110,54	8143,96	7240,72	903,24	
11 – 12	6,25		1110,54	8884,32	8351,26	533,06	
12 – 13	5,00		888,43	9624,68	9239,69	348,99	
13 – 14	5,00		888,43	10365,04	10128,12	236,92	
14 – 15	5,5		977,27	11105,40	11105,39	0,01	
15 – 16	6,00		1066,12	11845,76	12171,51		325,75
16 – 17	6,00		1066,12	12586,12	13237,63		651,51
17 – 18	5,5		977,27	13326,48	14214,90		888,42
18 – 19	5,0		888,43	14066,84	15103,33		1036,49
19 – 20	4,5		799,59	14807,20	15902,92		1095,72
20 – 21	4,0		710,75	15547,56	16613,67		1066,71
21 – 22	3,0		533,06	16287,92	17146,73		858,81
22 – 23	2,0		355,37	17028,28	17502,10		473,82
23 – 24	1,5		266,53	17768,64	17768,63		0,01

$$V_R = 2309,92 + 1095,72 + 120 = 3525,64\ m^3$$

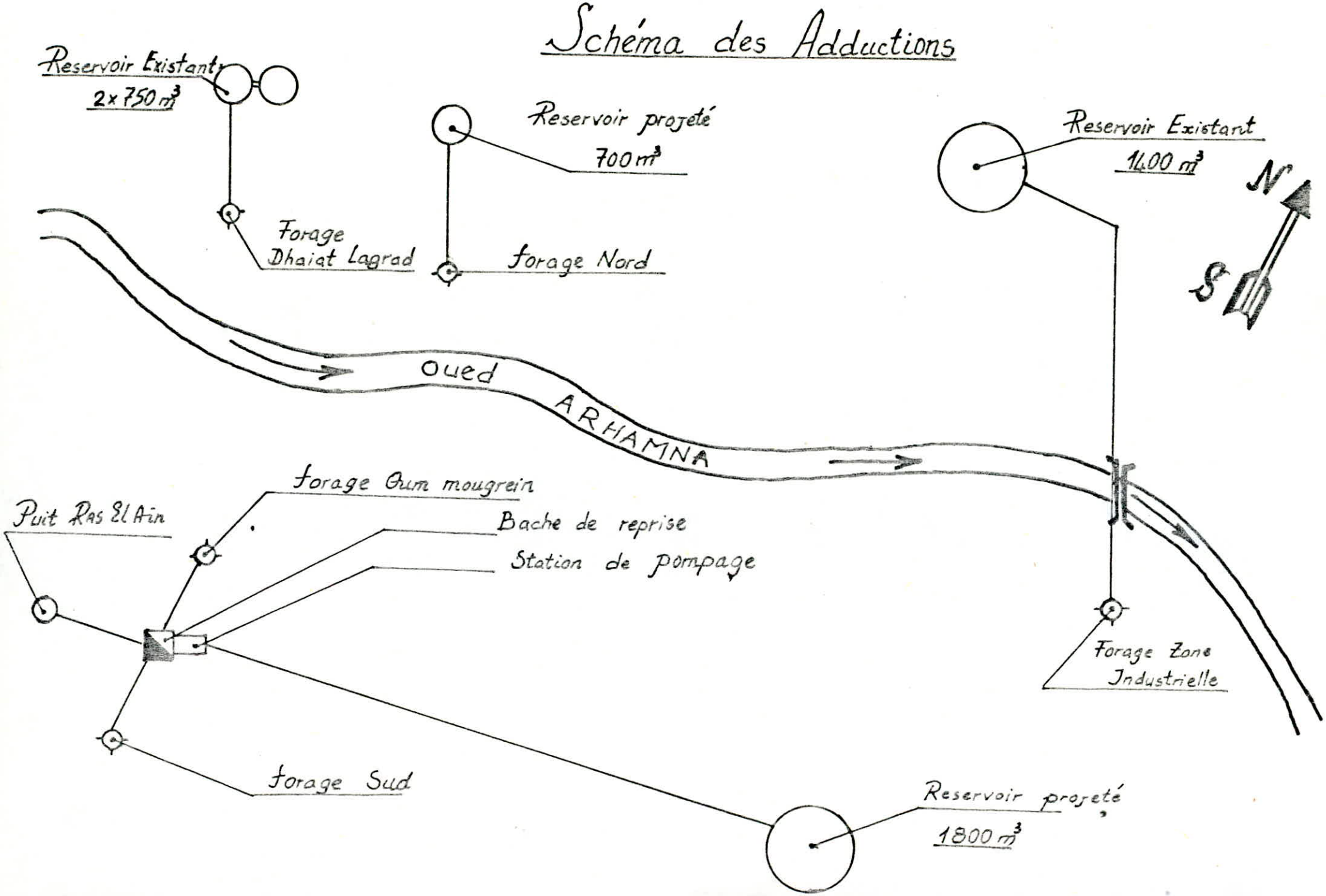
Tableau de Calcul de la Capacité du reservoir

Zone Sud

heures	a_i %	Volume m^3		Volume Cumulé m^3		Difference ΔV m^3	
		$Q.\Delta t$	$Q.\Delta t.a_i.\frac{24}{100}$	Apport	Consommat.	ΔV^+	ΔV^-
0 - 1	1,5	359,19	129,31	359,19	129,31	229,88	
1 - 2	1,5		129,31	718,38	258,62	459,76	
2 - 3	1,5		129,31	1077,57	387,93	689,64	
3 - 4	1,5		129,31	1436,76	517,24	919,52	
4 - 5	2,5		215,51	1795,95	732,75	1063,2	
5 - 6	3,5		301,72	2155,14	1034,47	1120,67	
6 - 7	4,5		387,93	2514,33	1422,4	1091,93	
7 - 8	5,5		474,13	2873,52	1896,53	976,99	
8 - 9	6,25		538,79	3232,71	2435,32	797,39	
9 - 10	6,25		538,79	3591,90	2974,11	617,79	
10 - 11	6,25		538,79	3951,09	3512,9	438,19	
11 - 12	6,25		538,79	4310,28	4051,69	258,59	
12 - 13	5,00		431,03	4669,47	4482,72	186,75	
13 - 14	5,00		431,03	5028,66	4913,75	114,91	
14 - 15	5,5		474,13	5387,85	5387,88		0,03
15 - 16	6,0		517,23	5747,04	5905,11		158,07
16 - 17	6,0		517,23	6106,23	6422,34		316,11
17 - 18	5,5		474,13	6465,42	6896,47		431,05
18 - 19	5,00		431,03	6824,61	7327,5		502,89
19 - 20	4,5		387,93	7183,80	7715,43		531,63
20 - 21	4,00		344,82	7542,99	8060,25		517,26
21 - 22	3,00		258,62	7902,18	8318,87		416,69
22 - 23	2,00		172,41	8261,37	8491,28		229,91
23 - 24	1,50		129,31	8620,56	8620,59		0,03

$$V_R = 1120,67 + 531,63 + 120 = 1772,3\ m^3$$

Schéma des Adductions



3.- Détermination des Diamètres des réservoirs :

Zone Nord

On prendra pour le réservoir projeter une hauteur utile de
h = 5 m; V = 700 m3.

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot V}{\pi \cdot h}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 700}{3,14 \cdot 5}} = 13,35 \text{ m.}$$

On prendra un diamètre de „14" m.

Zone Sud

La hauteur „h" est prise égal a 6 m. avec un volume V = 1800 m3.
On aura :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot V}{\pi \cdot h}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 1800}{3,14 \cdot 6}} = 19,54 \text{ m.}$$

On prendra un diamètre de „20" m.

4.- Altitude et emplacement des réservoirs :

L'emplacement des réservoirs projetés doit être choisi de façont à satisfaire aux abonnées une pression suffisante au moment de la pointe.

$$Cr = Ct + H + hwi + Hwe + Ps$$

Cr : Côte du radier
Ct : Côte du terrain au point le plus haut
H : hauteur prise en fonction du nombre d'étage
hwi: pertes de charge singulières.
Ps : Colonne d'eau supplémentaire tenant compte des appareils (chauffe-eau).
hwe: Pertes de charge linéaires sur le tronçon reliant le réservoir au point le plus haut.

Zone Nord

Ct = 1512,22 m.
H = 12,(R + 3)
Ps = 3 m.

Cr = 1512,22 + 12 + 3 + 3 + hwe = 1530,22 + hwe

La longueur de la conduite reliant le réservoir au point le plus haut et de 560 m.

Le débit de pointe est : 0,12121 m3/s

On prend une vitesse égal à : V = 1,3 m/s

$$Q = V.A = V \cdot \frac{\Pi D^2}{4}$$

$$D = \sqrt{\frac{4\,Q}{\pi V}} = \sqrt{\frac{4.0,12121}{3,14 \cdot 1,3}} = 0,344 \text{ m.}$$

On prend un diamètre normalisé de 350 mm la vitesse devient :-

$$V = \frac{4\,Q}{\Pi D^2} = \frac{4 \cdot 0,12121}{3,14\ (0,35)^2} = 1;26 \text{ m/s}$$

En utilisant la Théorie de la longueur fluido-dynamique de Monsieur G. LAPRAY nous conduit a :

$$\lambda = \frac{a}{ao} = \frac{D}{Do}$$

Pour un profil circulaire plein Do = 1,539 (abq n° 9) on a

$$\Lambda = \frac{D}{Do} = \frac{0,35}{1,539} = 0,227$$

En appliquant la formule suivant on détermine le gradient de perte de charge :

$$\frac{Q}{\sqrt{Jr}} = \lambda^{3,5} \left(15,96 - 8,681 \text{ Ln } \frac{\varepsilon}{\Lambda}\right) \text{ avec } \varepsilon = 10^{-3} \text{ m.}$$

$$\frac{Q}{\sqrt{Jr}} = (0,227)^{2,5} \left[15,96 - 8,681 \text{ Ln } \frac{10^{-3}}{0,227}\right] = 1,602568073 \text{ m3/s}$$

$$\text{donc } Jr = \frac{(0,12121)^2}{(1,602568073)^2} = 5,7206309.10^{-3}$$

Vérification du régime :

$$\frac{\varepsilon}{Dh} = \frac{10^{-3}}{0,35} = 2,86.10^{-3}$$

$$Re = \frac{VDh}{D} = \frac{1,26.0,35}{10^{-6}} = 0,441.10^6 = 4,41.10^5$$

MODY ⟹ Le régime est turbulent rugueux.

Vérification par DARCY . W

$$J = \frac{f}{Dh} \cdot \frac{V^2}{2g} - \quad \text{où } f : \text{coefficient de frottement}$$

$$f = \left(1,14 - 0,86 \text{ Ln } \frac{\varepsilon}{Dh}\right)^{-2} \cdot \left(1,14 - 0,86 \text{ Ln } \frac{10^{-3}}{0,35}\right)^{-2} = 0,02620168$$

$$J = \frac{0,02620168}{0,35} \cdot \frac{(1,26)^2}{19,6} = 6,0638174.10^{-3}$$

Les pertes de charge le long de la conduite sont égales.

$$\triangle Hne = J \cdot Le = 1,15 \cdot J \cdot Lg = 1,15 \cdot 560 \cdot 5,7208309.10^{-3} = 3,68 \text{ m.}$$

La cote du radier sera égale :

$$Cr = 1530,22 + 3,68 = 1533,9 \text{ m.}$$

Zone Sud :

Ct = 1526,39 m.
H = 12 m,(R + 3)
Ps = 3 m.
Hwe= 3 m.

Cr = 1526,39 + 12 + 3 + 3 + hwe = 1544,39 + hwe

Déterminons la perte de charge le long de la conduite reliant le réservoir au point le plus élevé.

L = 150 m.

Le débit de pointe est de : 0,14966 m3/s
On suppose une vitesse : V = 1,3 m/s

$$Q = VA = V.\frac{\pi D^2}{4} \Longrightarrow D = \sqrt{\frac{4.Q}{1,3.\pi}} = \sqrt{\frac{4.0,14966}{1,3.\ 3,14}} = 0,382 \text{ m.}$$

On prend un diamètre normalisé de :

D = 400 mm

La vitesse devient : $V = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4.0,14966}{3,14.(0,4)^2} = 1,19$ m/s

En utilisant la théorie de la longueur fluido-dynamique de Monsieur G. LAPRAY nous conduit à :

$\Lambda = \frac{a}{ao} = \frac{D}{Do}$ pour un profil circulaire on a

Do = 1,539 (abg n° 9) d'où : $\Lambda = \frac{D}{Do} = \frac{0,4}{1,539} = 0,26$ m.

En appliquant la formule suivante on détermine le gradient de perte de charge :

$$\frac{Q}{V\sqrt{Jr}} = \Lambda^{2,5}\left(15,96 - 8,681 \text{ Ln } \frac{\varepsilon}{\Lambda}\right) \text{ avec } \varepsilon = 10^{-3} \text{ m.}$$

$$\frac{Q}{V\sqrt{Jr}} = (0,26)^{2,5}\left[15,96 - 8,681 \text{ Ln } \frac{10^{-3}}{0,25}\right] = 2,214046263 \text{ m3/S}$$

$$Jr = \frac{(0,14966)^2}{(2,214046253)2} = 4,5691782.10^{-3}$$

Vérification du Regime :

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

$$Re = \frac{VD}{\nu} = \frac{1,19.0,4}{10^{-6}} 4,76.10^5$$

MODY ====⇒ Régime turbulent rugueux.

Vérification par DARCY . W

$J = \frac{f}{Dn} \cdot \frac{V^2}{2g}$ où f : coefficient de frottement se calcule d'après NIKURADSE : $f = \left(1,14 - 0,86 \text{ Ln } \frac{\varepsilon}{Dh}\right)^{-2} =$

$$\left(1,14 - 0,86 \text{ lu } \frac{10^{-3}}{0,4}\right)^{-2} = 0,25254078.$$

$$J = \frac{0,025254078}{0,4} \left(\frac{1,19}{19,6}\right)^2 = 4,561518.10^{-3}$$

Les pertes de charge le long de la conduite sont égales

$$\Delta hwe = J.Le = 1,15 \cdot 140 \cdot 4,5691782.10^{-3} = 0,74 \text{ m.}$$

La cote du radier sera égale : Cr = 1544,39 + 0,74 = 1545,13 m.

COEFFICIENT DE RÉSISTANCE λ
NOMBRE DE REYNOLDS Re
RUGOSITÉ RELATIVE ε/D
ÉCOULEMENT LAMINAIRE
ÉCOULEMENT LAMINAIRE
RÉGION CRITIQUE
RÉGION DE TRANSITION
ÉCOULEMENT TURBULENT, TUYAUX RUGUEUX
TUYAUX LISSES

5.- Choix du type de réservoir :

Les réservoirs projetés seront de type sur terre avec un raider légèrement enterré. Les derniers seront implantés à la côte minimale tout en assurant une désserte satisfaisante des maisons les plus hautes. On a été conduit dans notre choix beaucoup plus par le facteur économique pour lesquelles les frais de terrassement seront moins onéreux.

6.- Equipement des Réservoirs :

Le réservoir doit être muni de :-

- conduite d'alimentation (adduction)
- conduite de distribution
- conduite de trop-plein
- conduite de vidange.

A.- Conduite d'alimentation (adduction)

Nous préconisons une arrivée par surverse (arrivé noyée) afin de préserver l'équilibre carbonique de l'eau et empêcher la précipation du calcium.

Pour éviter le syphonage lors d'un accident sur l'adduction la conduite d'arrivée doit être muni d'un clapet anti-retour.

B.- Conduite de distribution

Pour faciliter le brassage de l'eau et empêcher la pénétration des boues qui pourraient éventuellement se décanter dans la cuve. Le départ de la conduite de distribution sera prévu à l'opposé de l'arrivée à 20 cm au dessus du radier.

C.- Conduite de trop-plein.

La conduite de trop-plein est destinée à évacuer la totalité de débit arrivant au réservoir lorsque le niveau dans ce dernier atteint sa limite maximale.
Par crainte de poppution, d'introduction d'animaux, où d'insectes dans le réservoir, un syphon est prévu a l'extrémité avale de cette conduite.

D.- Conduite de vidange

Pour permettre l'inspection et nettoyage du réservoir ainsi que d'éventuelles réparations, il est alors nécessaire de le vidanger au moyen d'une conduite du point bas du réservoir et généralement raccordée à la conduite du trop plein. Cette conduite devra comporter un robinet vanne et un syphon servant de garder l'eau en provenance de l'égout.

E.- Commande par ligne pilote.

Un intérrupteur à flotteur va être disposer à la partie haut du réservoir, il est relié au contacteur du moteur de la pompe qui enclenche ce dernier par un niveau d'eau inférieur et ce déclenche pour un niveau supérieur.

F.- Matérialisation de la réserve d'incendie.

La réserve d'incendie doit être toujours prête en cas de sinistré et renouvelée de temps à autre.
Afin d'éviter que cette dernière ne passe pas dans le réseau de distribution d'une part, et d'éviter toute sorte de stagnation dans la cuve d'autre part. On préconise le dispositif (fig 1)

En cas de fermeture normal les vannes (3) et (1) seront ouvertes la vanne (2) fermée.

En cas d'incendie les vannes (2) et (3) seront ouvertes et la vanne (1) fermée.

Equipement et Jmaterialisation de la Reserve d'incendie

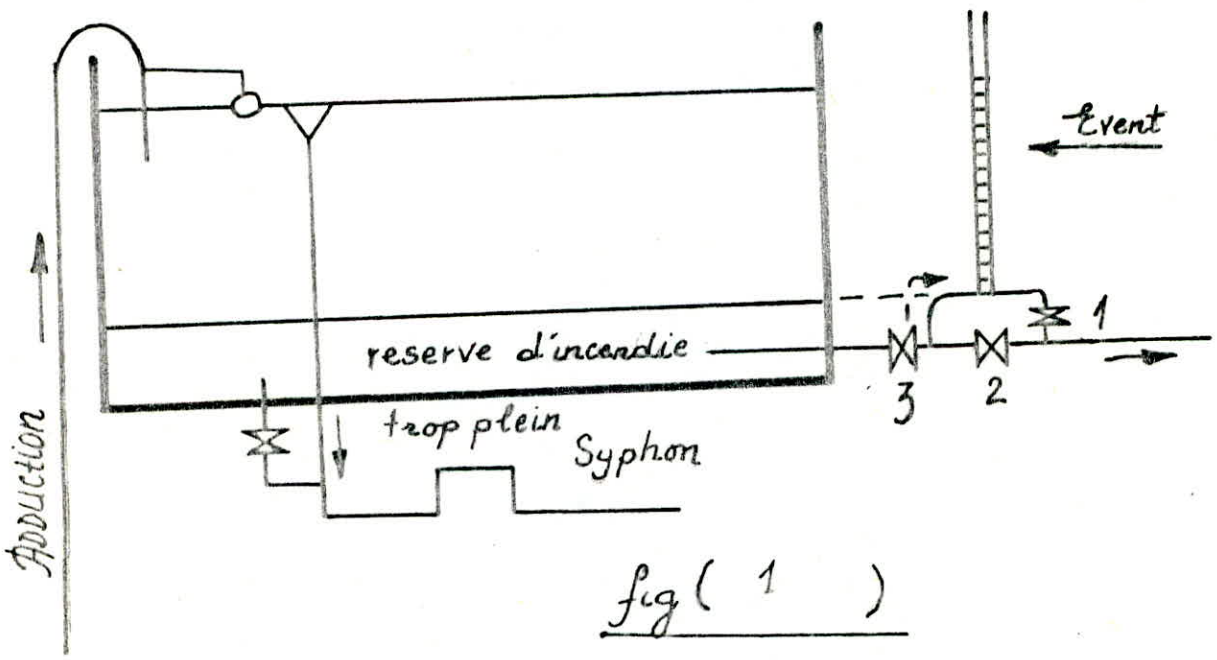


fig (1)

Depart de la distribution

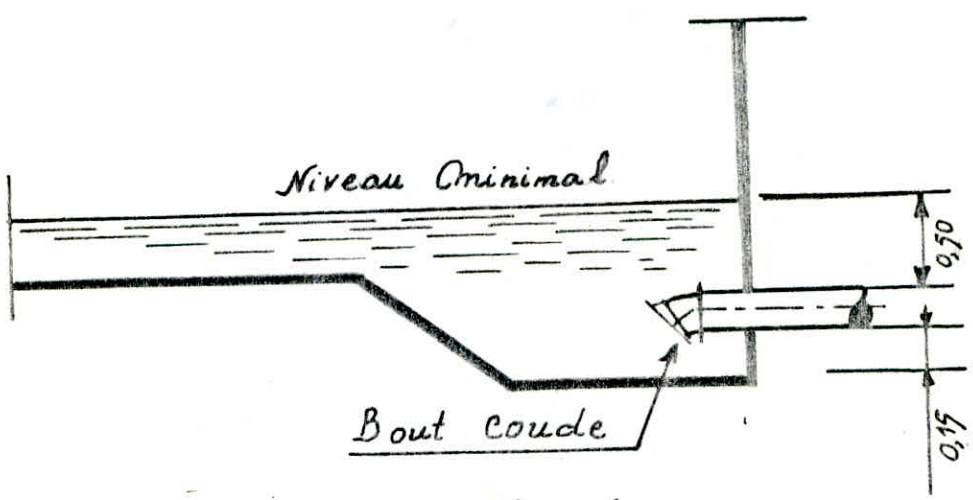
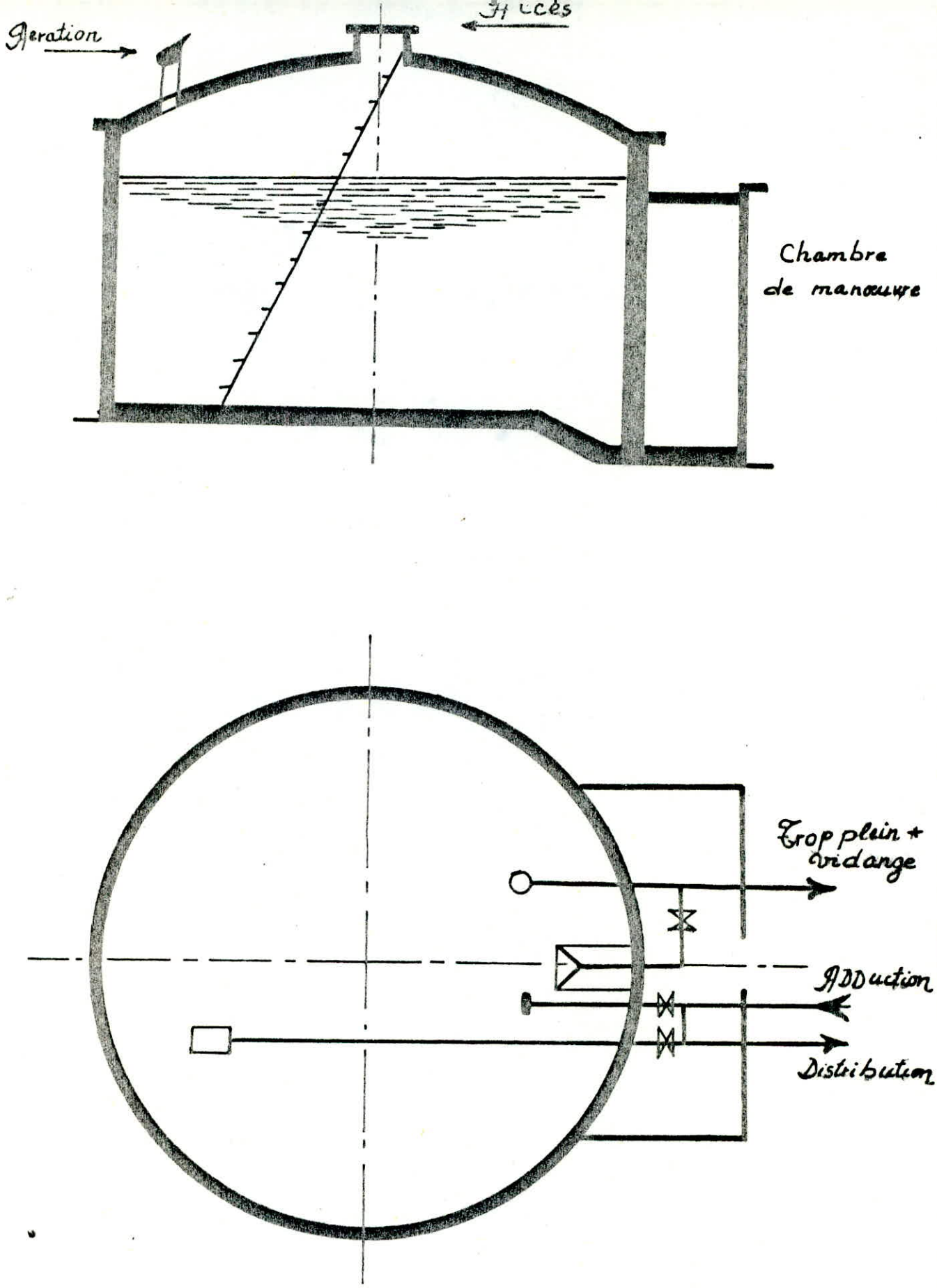


fig (2)



Schema en plan d'un reservoir projeté

fig (3)

Bache de reprise

II.1.- Rôle de la bache de reprise :

La bâche de reprise à pour but de régulariser la variation qui est dûe au différente durée de pompage des forages et de la station de pompage.
Dans notre cas elle servira de collecteur pour les forages (existants, futurs) et comme reprise pour la station de pompage.

2.- Capacité et dimensionnement :

La capacité de la bâche de reprise sera déterminé en fonction des différences éventuelles entre son débit d'alimentation et le débit des pompes.
Le débit de pompage disponible et celui de : deux forages et un puits.

- Forage oum mougrein qui débite = 47,16 l/s
- Forage sud qui débite = 18 l/s
- puits RAS-EL-AIN qui débite = 35,03 l/s

soit au total :

$$Qp = (47,16 + 18 + 35,03) = 100,19 \text{ l/s}$$

le débit de refoulement vers le réservoir et le débit de la consommation maximale journalière

$$Qr = 359,19 \text{ m3/h soit } 99,78 \text{ l/s}$$

Dans le volume de refoulement sera :

$$V = 359,19 \quad . \ 24 = 8620,56 \text{ m3.}$$

Rappelons que le temps de pompage de chaque forage à été imposé soit 24 heures et que le réservoir a été dimensionné pour une désserte continue.
Le calcul de volume pompé et refoulé se fera à la base d'un découpage en tranche horaire en prenant en considération les heures de pointe.

Donc la plus grande différence en valeur absolue enregistré pendant une journée entre le pompage et le refoulement est de 36,08 m3 et pour plus de sécurité sur l'aspiration des pompes on prend un volume de 50 m3.
Nous disposons ce volume en une cuve cylindrique dont la hauteur d'eau est de 4 m.

$$V = A \cdot h = \frac{\pi D^2}{4} \cdot h$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot V}{\pi \ h}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 50}{3,14 \cdot 4}} = 3,99 \text{ m.}$$

d'où la bache de reprise aura un diamètre standartisé D = 4 m.
Nous prévoyons une lame d'air d'épaisseur 0,5 m.
La hauteur totale de la bâche sera :

$$Ht = H + 0,5 = 4 + 0,5 = 4,5 \text{ m.}$$

De point de vue équipement hydraulique la bache de reprise devra comporter, outre le raccordement de l'aspiration des pompes, une conduite de vidange et une conduite de trop-plein.

Forage Oum mougrein : Q = 47,16 l/s soit 169,78 m³/h

temps	Δt (h)	temps de pompage	Volume pompé (m³)	Volume Cumulé (m³)
0 - 4	4	4	679,12	679,12
4 - 10	6	6	1018,68	1697,80
10 - 16	6	6	1018,68	2716,48
16 - 20	4	4	679,12	3395,60
20 - 24	4	4	679,12	4074,72

Puit RAS_EL_AIN : Q = 35,03 l/s soit 126,11 m³/h

temps	Δt (h)	temps de pompage	Volume pompé (m³)	Volume Cumulé (m³)
0 - 4	4	4	504,44	504,44
4 - 10	6	6	756,66	1261,10
10 - 16	6	6	756,66	2017,76
16 - 20	4	4	504,44	2522,20
20 - 24	4	4	504,44	3026,64

Forage Sud : Q = 18 l/s soit 64,8 m³/h

temps	Δt (h)	temps de pompage	Volume pompé (m³)	Volume Cumulé (m³)
0 - 4	4	4	259,2	259,2
4 - 10	6	6	388,8	648,00
10 - 16	6	6	388,8	1036,80
16 - 20	4	4	259,2	1296,08
20 - 24	4	4	259,2	1555,28

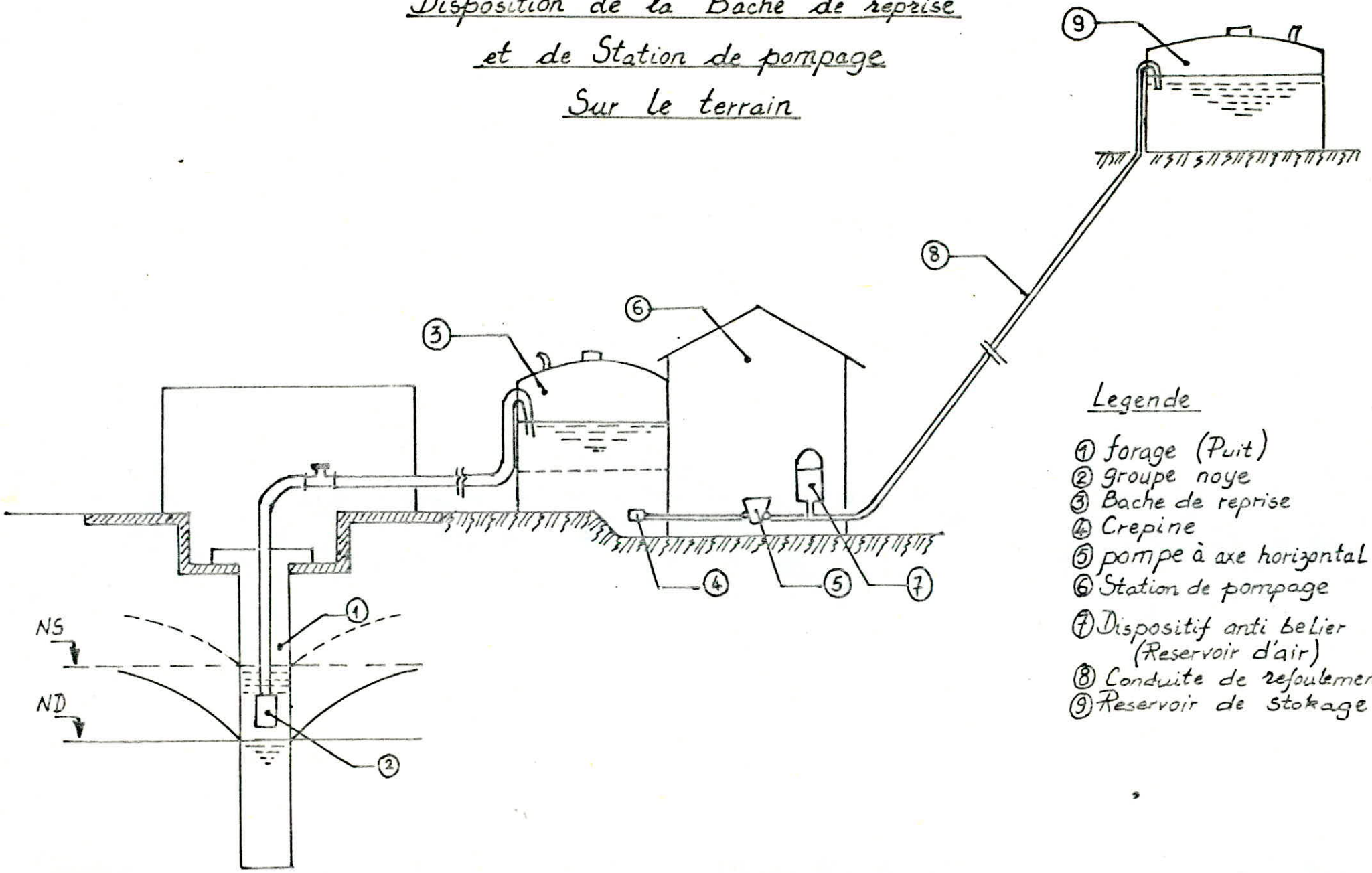
Debit de refoulement : Q = 99,78 l/s soit 359,19 m³/h

temps	$\Delta t_{(h)}$	temps refoulé	Volume refoulé (m^3)	Volume Cumulé (m^3)
0 - 4	4	4	1436,76	1436,76
4 - 10	6	6	2155,14	3591,90
10 - 16	6	6	2155,14	5747,04
16 - 20	4	4	1436,76	7183,8
20 - 24	4	4	1436,76	8620,56

Recapitulatif des Calculs

temps	0 - 4	4 - 10	10 - 16	16 - 20	20 - 24
Volume pompé Cumulé Total (m^3)	1442,76	3606,90	5771,04	7213,88	8656,64
Volume refoulé Cumulé (m^3)	1436,76	3591,90	5747,04	7183,88	8620,56
$\Delta V_{(m^3)}$	6	15	24	30,08	36,08

Disposition de la Bache de reprise et de Station de pompage Sur le terrain



Legende

1. forage (Puit)
2. groupe noye
3. Bache de reprise
4. Crepine
5. pompe à axe horizontal
6. Station de pompage
7. Dispositif anti beLier (Reservoir d'air)
8. Conduite de refoulement
9. Reservoir de stokage

CHAPITRE VI :

A D D U C T I O N S

1.- Choix du tracé :

En vue de l'établissement de la conduite d'adduction il y'a lieu de tenir compte de certains impératifs qu'on essayera de respecter dans la mesure du possible.

- Le tracé du profil en long doit être aussi régulier que possible.
- Le chemin le plus court possible entre le lieu de captage et le réservoir de stockage.
- Eviter les contres pentes qui peuvent données lieu aux points hauts à des contonnements d'air plus où moins difficile à évacuer.
- Le tracé sera donc conçu compte tenu de la possibilité de réaliser un profil en long idéal avec des couches largement ouverts afin d'éviter les butées importantes.

2.- Choix du type de tuyaux :

Le choix entre les différents types de tuyaux à été établi sur les critères techniques à savoir pression de service et condition de pose.
critères économiques :
Le prix de fourniture et frais de transport.
Nous avons choisi des conduites en acier, en raison des avantages qu'elles présentent.

- Résistances à des pressions supérieures à 20 bars
- Elasticité.
- Economie, disponibilité sur le marché national.

3.- Etude Technico - économique des diamètres :

Notre étude consiste à déterminer des différents diamètres permettant d'élever un débit donné à une hauteur géométrique déterminée.
Cette étude est basée sur une étude technico-économique qui conduit a une optimisation entre :

- les frais d'amortissement de la conduite qui croissement avec le diamètre
- les frais d'exploitation des différentes pompes qui décroissent quand le diamètre augmente par suite de diminution des pertes de charge.

3.1.- Méthode de calcul

Les relations de BONIN et BRESSE nous permettent de connaitre la gamme, des diamètres sur lesquelles portera notre étude.

formule de BONIN : $D = \sqrt{Q}$
formule de BRESSE : $D = 1{,}5\sqrt{Q}$

où

D : diamètre en m.
Q : débit en m3/s

la vitesse moyenne de l'eau dans la conduite sera calculée d'après la formule suivante :

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

Nombre de Reynolds : $R = \frac{VD}{\nu}$

ν : Viscosité cinématique de l'eau = 10^{-6} m2/s
elle est prise à la température de 20° C.

Le coefficient de frottement :
Le coefficient de frottement „f" dépend du régime d'écoulement, qui a son tour est fonction de nombre de Reynolds et la rugosité relative.
Si le régime est turbulent rugueux (diagramme Moody)
le coefficient "f" sera calculé à l'aide de la formule de

Si le régime est en transition (diagramme Mody) le coefficient de frottement sera donné par la formule de Colebrook :

$$fc = \left[- 0,86 \, Ln \left(\frac{\varepsilon}{3,7 \, Dn} + \frac{2,51}{R \sqrt{f}} \right) \right]^{-2}$$

Le gradient de perte de charge :
On le calcul à l'aide de la formule de DARCY - WEISBACK.:

$$Jr = \frac{fr}{Dh} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

Les pertes de charge.
Les pertes de charge linéaires ΔHr (en régime turbulent rugueux) seront calculées par la formule :

$$\Delta Hr = Jr \cdot L = \frac{fr}{Dh} \cdot \frac{V^2}{2g} \cdot L$$

où

L : longueur géométrique.

Facteur de correction pour le gradient de P. d. C.
se calcul comme suit :

$$\lambda_j^{5,3} = \frac{fc}{fr}$$

De ce faite le gradient de P.d.c. sera exprimé par

$$J = \lambda_j^{5,3} \cdot Jr$$

Enfin les p.d.c linéaires seront exprimées par :

$$\Delta H_L = J.L$$

Or que les pertes de charge sinfulières seront exprimées en fonction de la longueur équivalente (Le)

$$\Delta Hs = J.Le$$

par conséquent les p.d.c totales seront exprimées par la somme des deux types de P.d.c :

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

Calcul de la hauteur manomètrique totale „Hmt"

$$Hmt = Ha + Hr + \triangle H_t$$

$$Hmt = Hg + \triangle H_t$$

Ha : hauteur d'aspiration (prise égale a 2 m.)
Hr : hauteur de refoulement elle représente la différence de cote entre l'axe de la pompe jusqu'à la génétrice supérieure de la crosse de surverse.
Hg : Hauteur géodésique totale d'élèvation.

Puissance Absorbée :

$$P = \frac{g \cdot Q \cdot Hmt}{\eta} \quad (Kw)$$

où

η : rendement de la pompe

L'énergie consommée par le pompage :

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

t : nombre d'heure de pompage

Frais d'exploitation.

$$F_E = E \cdot e$$

e : tarif d'énergie donné = 0,19 DA/Kw.h

Amortissement Annuel :
L'annuité d'amortissement est déterminée par :

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

i : taux d'annuité (en ALGERIE pris égal a 8 %)
n : nombre d'année d'amortissement n = 30 ans.

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{30} - 1} + 0,01 = 0,0888$$

Les études technico-économique des diamètres pour chaque adduction sont portées dans des tableaux séparement.

Etude technico-economique de diametre de refoulement

Zone Nord

- Forage Nord $Q = 67,35$ l/s
- Longueur $= 500$ m
- $H_g = (CTP + 0,5) - CND = 28,77$ m

D'après BONIN : $D = \sqrt{Q} = \sqrt{0,06735} = 300$ mm

D'après BRESSE : $D = 1,5\sqrt{Q} = 1,5\sqrt{0,06735} = 400$ mm

Frais d'exploitation

Diametre mm	250	300	350	400	500
Vitesse m/s	1,37	0,95	0,70	0,54	0,35
$\mathcal{R} = \frac{VD}{\vartheta}$	0,34	0,26	0,25	0,22	0,17
F_r	0,01615088	0,01552596	0,01502546	0,01461121	0,01395623
$J_r \ 10^{-3}$	6,18	2,38	1,07	0,543	0,165
ΔH_r m	3,09	1,19	0,54	0,27	0,08
F_c	0,01785384	0,01788756	0,01767678	0,01774817	0,01816308
$\lambda_j^{5,3}$	1,105	1,152	1,176	1,215	1,301
$J \cdot 10^{-3}$	6,83	2,74	1,26	0,659	0,215
ΔH_L m	3,415	1,370	0,63	0,329	0,107
ΔH_S m	0,5122	0,2055	0,0945	0,0493	0,0161
ΔH_T m	3,9272	1,5755	0,7245	0,3783	0,1231
H_{mT} m	32,697	30,346	29,495	29,148	28,893
P_{Kw}	28,775	26,706	25,957	25,651	25,427
E_{Kwh}	252069	233944,56	227383,32	224702,76	222740,52
Prix d'énergie F_E	47893,11	44449,47	43202,83	42693,52	42320,67

Frais d'Amortissement

Diametre mm	Prix en DA/ml	L (m)	Prix de la Conduite DA	Annuite DA
250	267,22	500	133610	12024,9
300	330,07	500	166535	14988,15
350	437,60	500	218800	19692,00
400	500,44	500	250220	22519,8
500	628,45	500	314225	28280,25

Bilan

Diametre mm	frais d'amortissement DA	frais d'exploitation DA	Total DA
250	12024,9	47893,11	59918,01
300	14988,15	44449,47	59437,62
350	19692,00	43202,83	62894,83
400	22519,8	42693,52	65213,32
500	28280,25	42320,67	70600,92

D'après Le Bilan le diametre $\phi = 300\,m$ est Le plus économique

Etude technico-economique de diamètre de refoulement

Zone Sud : Bache de reprise _ Reservoir

- debit refoulé = 99,78 l/s
- Longueur = 973 m
- $Hg = (CTP_r + 0,5) - CN\,Min_{Br}$ = 42,23 m

D'aprés BONIN : $D = \sqrt{Q} = \sqrt{0,09978} = 350$ mm

D'aprés BRESSE : $D = 1,5\sqrt{Q} = 1,5\sqrt{0,09978} \simeq 500$ mm

frais d'exploitation

Diametre (mm)	250	300	350	400	500
Vitesse (m/s)	2,03	1,41	1,04	0,79	0,51
$R = \frac{VD}{D}\,10^6$	0,508	0,423	0,364	0,316	0,255
F_r	0,01615088	0,01552596	0,01502546	0,01461121	0,01395623
$J_r \;\; 10^{-3}$	13,58	5,25	2,37	1,16	0,37
ΔH_r	13,21	5,11	2,31	1,129	0,36
F_c	0,01736029	0,01710667	0,01698704	0,01698147	0,01709723
$\lambda_j^{5,3}$	1,0749	1,1018	1,1306	1,1622	1,2250
$J \cdot 10^{-3}$	14,597	5,784	2,679	1,348	0,453
ΔH_L (m)	14,203	5,628	2,607	1,311	0,441
ΔH_s (m)	2,1304	0,8442	0,3910	0,1967	0,0661
ΔH_T (m)	16,3334	6,4722	2,998	1,5077	0,5071
H_{MT} (m)	58,563	48,702	45,228	43,738	42,737
$P_{(kw)}$	76,354	63,497	58,968	57,025	55,720
E (Kwh)	668861,04	556233,72	516559,68	499539,00	488107,2
Prix d'energie (DA) F_E	127083,59	105684,41	98146,34	94912,41	92740,37

Frais d'Amortissement

Diametre mm	Prix en DA/ml	L(m)	Prix de la Conduite (DA)	Annuité (DA)
250	267,22	973	260005,06	23400,46
300	333,07	"	324077,11	29166,94
350	437,60	"	425784,80	38320,63
400	500,44	"	486928,12	43823,53
500	628,45	"	611481,85	55033,37

Bilan

Diametre (mm)	frais d'Amortissement (DA)	frais d'exploitation (DA)	Total (DA)
250	23400,46	127083,59	150484,05
300	29166,94	105684,41	134851,35
350	38320,63	98146,34	136466,97
400	43823,53	94912,41	138735,94
500	55033,37	92740,37	147773,74

D'aprés le Bilan le Diametre $\phi = 300$ mm est le plus economique .

Etude technico-economique de diamètre de refoulement

Zone Sud : Forage Sud - Bache de reprise

- Forage Sud : 18 l/s
- Longueur = 144 m
- $H_g = (CTP + 0,5) - CND = 32,03$ m
- D'aprés BONIN : $D = \sqrt{Q} = \sqrt{0,018} \simeq 150$ mm
- D'aprés BRESSE : $D = 1,5\sqrt{Q} = 1,5\sqrt{0,018} \simeq 250$ mm

frais d'exploitation

Diametre mm	100	150	200	250	300
Vitesse m/s	2,29	1,02	0,57	0,37	0,25
$\mathcal{R} = \frac{VD}{\vartheta} \cdot 10^6$	0,229	0,153	0,114	0,093	0,075
F_r	0,01994579	0,01811741	0,01696845	0,01615088	0,01552596
$J_r \ 10^{-3}$	53,37	6,41	1,41	0,451	0,165
ΔH_r m	7,68	0,92	0,20	0,065	0,024
F_c	0,02131956	0,02058304	0,02061825	0,02088698	0,02148415
$\lambda_J^{5,3}$	1,0689	1,1361	1,2151	1,2932	1,3836
$J. \ 10^{-3}$	57,047	7,282	1,713	0,583	0,228
ΔH_L m	8,215	1,049	0,247	0,084	0,033
ΔH_S m	1,2322	0,1574	0,0371	0,0126	0,005
ΔH_T m	9,4472	1,2064	0,2841	0,0966	0,038
H_{MT} m	41,477	33,236	32,314	32,127	32,068
P_{Kw}	9,755	7,817	7,600	7,556	7,546
E_{Kwh}	85433,80	68476,92	66576	66190,56	66067,92
Prix d'energie F_E	16236,220	13010,61	12649,44	12576,21	12552,90

Frais d'Amortissement

Diametre mm	Prix en DA/mL	L (m)	Prix de la Conduite DA	Annuité DA
100	147,31	144	21212,64	1909,14
150	184,93	"	26629,92	2396,69
200	229,56	"	33056,64	2975,1
250	267,22	"	38479,68	3463,17
300	333,07	"	47962,08	4316,59

Bilan

Diametre mm	Frais d'Amortissement DA	Frais d'exploitation DA	Total DA
100	1909,14	16236,22	18145,36
150	2396,69	13010,61	15407,3
200	2975,1	12649,44	15624,54
250	3463,17	12576,21	16039,38
300	4316,59	12552,90	16869,49

D'aprés le Bilan le diametre $\Phi = 150mm$ est le plus economique

- Etude technico-economique de diamètre de refoulement

Zone Sud : Forage Oum mougrein - Bache de reprise

- debit = 47,16 l/s
- Longueur = 260m
- $H_g = (CTP_{Br} + 0,5) - CND = 37,06\ m$
- D'aprés BONIN : $D = \sqrt{Q} = \sqrt{0,04716} \simeq 250\ mm$
- D'aprés BRESSE : $D = 1,5\sqrt{Q} = 1,5\sqrt{0,04716} \simeq 350\ mm$

Frais d'exploitation

Diametre mm	200	250	300	350	400
Vitesse m/s	1,51	0,96	0,66	0,49	0,38
$\mathcal{R} = \frac{VD}{\mathcal{D}.10^6}$	0,300	0,240	0,200	0,172	0,150
F_r	0,03081596	0,01615088	0,01552596	0,01502546	0,01461121
$J_r .10^{-3}$	17,92	3,04	1,15	0,525	0,269
ΔH_r	4,66	0,79	0,299	0,137	0,070
F_c	0,01825095	0,01842506	0,01843428	0,01857635	0,01876852
$\lambda_J^{5,3}$	0,5922	1,1408	1,1873	1,2350	1,2845
$J .10^{-3}$	10,613	3,468	1,365	0,648	0,345
ΔH_L m	2,759	0,902	0,355	0,168	0,089
ΔH_S m	0,4139	0,1352	0,0532	0,0252	0,0135
ΔH_T m	3,1729	1,0372	0,4082	0,1932	0,1025
H_{MT} m	40,233	38,097	37,468	37,253	37,163
P_{kw}	24,792	23,476	23,088	22,956	22,900
E kwh	217182,11	205653,34	202257,92	201097,33	200607,72
Prix d'energie F_E	41264,60	39074,14	38208,49	38208,49	38115,47

Frais d'Amortissement

Diametre mm	Prix en DA/ml	L (m)	Prix de la Conduite DA	Annuité DA
200	229,56	260	59685,56	5371,70
250	267,22	"	69477,2	6252,95
300	333,07	"	86598,2	7793,84
350	437,60	"	113776	10239,84
400	500,44	"	130144,4	11712,99

Bilan

Diametre mm	frais d'Amortissement DA	Frais d'exploitation DA	Total DA
200	5371,70	41264,6	46636,3
250	6252,95	39074,14	45327,09
300	7793,84	38429,01	46222,85
350	10239,84	38208,49	48448,33
400	11712,99	38115,47	49828,46

D'aprés le Bilan le diametre Φ = 250 mm est le plus economique

Etude technico-economique de diametre de refoulement

Zone Sud : Puit RAS-ELAIN _ Bache de reprise

- debit = 35,03 l/s
- Longueur = 260m
- $H_g = (CTP_{Br} + 0,5) - CND = 29,42\ m$
- D'après BONIN : $D = \sqrt{Q} = \sqrt{0,03503} \simeq 200\ mm$
- D'après BRESSE : $D = 1,5\sqrt{Q} = 1,5\sqrt{0,03503} \simeq 300\ mm$

Frais d'Exploitation

Diametre mm	150	200	250	300	350
Vitesse m/s	1,98	1,12	0,71	0,50	0,36
$R = \frac{VD}{\nu} \cdot 10^6$	0,297	0,224	0,178	0,150	0,126
F_r	0,01811741	0,01696845	0,01615088	0,01552596	0,01502546
$J_r \cdot 10^{-3}$	24,16	5,42	1,66	0,66	0,284
ΔH_r m	6,28	1,41	0,43	0,172	0,074
F_c	0,01952031	0,01808646	0,01904345	0,01915233	0,01945761
$\lambda_J^{5,3}$	1,0774	1,1248	1,1791	1,2336	1,2950
$J \cdot 10^{-3}$	26,03	6,096	1,957	0,814	0,368
ΔH_L m	6,768	1,585	0,509	0,212	0,096
ΔH_S m	1,0152	0,2377	0,0763	0,0317	0,0143
ΔH_T m	7,7832	1,8227	0,5853	0,2437	0,1103
H_{MT} m	37,203	31,243	30,005	29,664	29,530
P_{kw}	17,029	14,301	13,734	13,578	13,52
E kwh	149171,90	125274,24	120310,27	118942,97	118405,67
Prix d'energie F_E	28342,66	23802,11	22858,95	22599,16	22497,08

Frais d'Amortissement

Diametre mm	Prix en DA/ml	L (m)	Prix de la Conduite	Annuité DA
150	184,93	260	48081,8	4327,36
200	229,56	"	59685,6	5371,7
250	267,22	"	69477,2	6252,95
300	333,07	"	86598,2	7793,84
350	437,60	"	113776	10239,84

Bilan

Diametre mm	frais d'Amortissement DA	frais d'exploitation DA	Total DA
150	4327,36	28342,66	32670,02
200	5371,7	23802,11	29173,81
250	6252,95	22858,95	29111,9
300	7793,84	22599,16	30393,00
350	10239,84	22497,08	32736,92

D'après le Bilan le diamètre $\phi = 250mm$ est le plus economique .

CHAPITRE VII / -

Choix des pompes

Le débit à élever, et hauteurs manométriques totales sont les deux paramètres qu'après avoir été reportés sur les diverses courbes caractéristiques des pompes possibles, nous permettent de choisir le type de pompe convenable tout en tenant compte de la cavitation.
Le choix de type de pompe doit se faire de telle manière que cette dernière soit susceptible de fonctionner dans la zone de son rendement maximal conduisant au coup le plus faible du metre cube d'eau élevé.
Les pompes utilisées sont des pompes centrifuges qui sont le plus fréquement utilisées car elle constituaient des groupes peu encombrants, peu couteux et d'un bon rendement.

1.- Point de fonctionnement de la pompe.

Le point de fonctionnement d'une pompe centrifuge est donné par l'intersection de la courbe caractéristique.
$Q = f(H)$ et la courbe caractéristique de la conduite $Q = f(\Delta H)$.
Afin d'adopter la pompe à des conditions de marche données, des modifications dans le fonctionnement où dans le dimensionnement sur cette dernière peuvent-être apportées.
On procédera à une comparaison entre les variantes possibles.

A) Accepter le point de fonctionnement tel qu'il est donné le débit relevé sera supérieur à celui désiré avec une réduction de temps de pompage.

B) Accepter la caractéristique de la pompe telle qu'elle est donnée
- vanner sur le refoulement de ce faite on accroit la consommation d'énergie.

C) Rogner la roue pour faire passer la caractéristique de la pompe sur le point de fonctionnement désiré. De cette manière le rendement diminu d'autant que le rognage est important.

D) Conception d'une pompe homologue susceptible de fourni les paramètres demandés (débit, hauteur).

2.- Etude de la cavitation

Si la pression est trop faible dans la pompe c'est à dire en pratique, si elle est placée trop haut par rapport au niveau d'aspiration, il s'y forme des bulles et poches de vapeur d'eau et d'air; c'est le phénomène de cavitation, qui altére les caractéristiques de la machine et risque de l'éroder rapidement; il se signale par l'apparition de vibration et de bruits typiques.

Pour l'éviter, il faut que la hauteur nette représentant la pression absolue à l'entrée de la pompe; et que l'on appelle le N.P.S.H, soit supérieure à une valeur indiquée par le constructeur (N.P.S.Hr) et qui dépend du débit pour une pompe donnée tournant à vitesse donnée.

$$N.P.S.Hd > N.P.S.Hr$$

Cette hauteur nette est donnée par la formule :

$$N.P.S.Hd = \frac{Po}{\omega} - (Ha + ha + hv)$$

$$N.P.S.Hr = \frac{P1'}{\omega} - hv$$

$\frac{Po}{\omega}$: pression en metre colonne d'eau au plan d'aspiration

$\frac{P1'}{\omega}$: pression absolue à la bride d'aspiration

hv : tension de vapeur

Ha : Hauteur d'aspiration

ha : Perte de charge à l'aspiration.

Autrement dit la cavitation n'apparait quand le point de fonctionnement de la pompe est à gauche au point d'intersection des deux courbes N.P.S.Hr et N.P.S.Hd.

3.- Zone Nord :

3.1.- Choix de la pompe pour le forage Nord :

Q = 67,35 l/s = 242,46 m3/h

Hmt = 30,346 m.

A partir du catalogue K.S.B. (Klein . Schanzlin . Becher)

On a choisi pour le forage une pompe à axe vertical dont les caractéristiques sont les suivants :

Type : K.S.B.
Série : KWPN/KVPN 150-500
N : 190 tr/min
diamètre de la roue : 470 mm
Rendement maximal : 78 %

Nous essayons de rapprocher la point de fonctionnement donné par l'intersection de deux caractéristique avec le point de fonctionnement désiré par différentes variantes : (fig.4).

1.- Variante

- coordonnées du point désiré P1 (Q1 = 242,46 m3/h1, Hmt = 30,346 m).

- coordonnées du point donné P2 (Q2 = 248,4 m3/h, H = 30,37 m) en réalité le volume entrant au réservoir pendant 24h est de :-

$$V = 242,46 \cdot 24 = 5819,04 \text{ m3.}$$

dans ce cas le temps de pompage se réduira à

$$t = \frac{5819,04}{248,48} = 23h\ 24 \text{ min.}$$

La puissance absorbée par cette pompe est de :-

$$P = \frac{9,8 \cdot Q2 \cdot H}{\eta \cdot 3600} = \frac{9,8 \cdot 248,48 \cdot 30,37}{0,758 \cdot 3600} = 27,10 \text{ Kw}$$

L'énergie consommée est de :

$$E = P \cdot t \cdot 365$$
$$E = 27,10 \cdot 23,41 \cdot 365 = 231,56 \cdot 10^3 \text{ Kwh/an.}$$

2.- Variante

Elle consiste à vanner sur le refoulement en vue de créer une perte de charge égale à :

$$P3 - P1 = 30,56 - 30,346 = 0,214 \text{ m.}$$

Ceci provoquera certainement une augmentation de Hmt en gardant le débit désiré.

La puissance de pompage sera :

$$P = \frac{9,8 \cdot Q1 \cdot H}{\eta \cdot 3600} = \frac{9,8 \cdot 242,46 \cdot 30,56}{0,765 \cdot 3600} = 26,37 \text{ Kw}$$

L'énergie consommée est de :-

$$E = P \cdot t \cdot 365 = 26,37 \cdot 24 \cdot 365 = 231 \cdot 10^3 \text{ Kwh/an}$$

3ème Variante

Pour pouvoir faire passer la courbe H = f (Q) par le point „P1". Cette variante consiste à rogner la roue de la pompe et ceci en gardant la même vitesse de rotation „N".

Coordonnées du point R (Qr = 245,45 m, Hr = 30,44 m.)
Diamètre de la roue avant le rognage
D = 470 mm
diamètre de la roue après le rognage „d"
posons d = mD où m : coefficient de rognage

$$\frac{Qr}{Q1} = \frac{Hr}{HmT} = \frac{D^2}{d^2} \Longrightarrow \frac{Qr}{Q1} = \frac{Hr}{HmT} = \frac{1}{m^2}$$

$$m = \left(\frac{Q1}{Q2}\right)^{1/2} = \left(\frac{242,46}{245,45}\right)^{1/2} = 0,994$$

Le pourcentage de rognage sera de :

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

La puissance absorbée sera de :

$$P = \frac{9,8 \cdot Qr \cdot Hr}{3600 \cdot \eta} = \frac{9,8 \cdot 245.45 \cdot 30,44}{3600 \cdot 0,765} = 26,59\ Kw$$

L'Energie consommée est :

$$E = P \cdot t\ ;\ 365$$
$$E = 26,59 \cdot 24 \cdot 365 = 232,928.10^3\ Kwh/an.$$

4ème variante :

Pour la pompe de ce forage on a procédé à la conception d'une pompe homologue susceptible de fournir les paramètres demandés (débit, Hauteur manométrique total) tout en gardant le points de fonctionnement désiré.
En fonction de la caractéristique de la pompe initiale et en application des lois de la similitude des machines hydrauliques on déterminera la nouvelle vitesse de rotation.
Sachant que l'équation de la courbe caractéristique d'une pompe quelconque est donnée par l'expression suivante :

$$Hmax - H = a\ Q^n$$
$$H = Hmax - a\ Q^n$$

où

H : Hauteur d'élévation correspondante à un débit quelconque.
Hmax : Hauteur maximale qui peut-être fourni par la pompe
Q : Débit correspondant à la Hauteur.

Notre calcul se fera en admettant que la puissance absorbée reste constante et indépendante des variations de hauteur d'élévation et de débit tout en tenant compte de la valeur du rendement maximal. Soit 3 valeurs de „Hi" correspondant à 3 valeurs de „Qi" pour notre pompe en faisant appel à la méthode des approximations successives. a, n, Hmax pourrant être déterminés:

H_1 = 27,5 m. - H_2 = 30 m. - H_3 = 32,5 m.

Q_1 = 300 m3/h. - Q_2 = 254,54 m3/h. - Q_3 = 195,45 m3/h

Hmax = 35,565 m.
a = $2,0580194.10^{-5}$
n = 2,257926942

Caractèristique de la pompe initiale

- m3/h	0	50	100	150	200	250	300
H_i m.	35,565	34,42	34,89	33,88	32,34	30,22	27,5

La vitesse initiale = 960 tr/min
Diamètre de la roue = 0,49 m.
Caractéristique adimensionnelle :

$$C_1 = \frac{Qi}{ND^3} \qquad C_2 = \frac{Hi}{N^2 D^2}$$

1	0	$1,39.10^{-4}$	$2,78.10^{-4}$	$4,18.10^{-4}$	$5,57.10^{-4}$	$6,97.10^{-4}$	$8,36.10^{-4}$
2	$1,75.10^{-4}$	$1,74.10^{-4}$	$1,71.10^{-4}$	$1,66.10^{-4}$	$1,59.10^{-4}$	$1,48.10^{-4}$	$1,35.10^{-4}$

Détermination de nouvelle vitesse de rotation :

Exprimons $N = f(C_1, C_2)$

$$C_1 = \frac{Q_i}{ND^3} \Longrightarrow N = \frac{Q_i}{C_1 D^3} \longrightarrow N = f(C_1)$$

$$C_2 = \frac{H_i}{N^2 D^2} \Longrightarrow N = \frac{(H_i)^{1/2}}{C^2 D^2} \longrightarrow N = f(C_2)$$

Le débit refoulé : 242,46 m3/h
La hauteur désirée : 30,346 m.

$$N = f(C_1) = \frac{0,6487}{C_1}$$

$$N = f(C_2) = \frac{11,7206}{\sqrt{C_2}}$$

Ayant les deux expression de „N" une en fonction de „C" et l'autre en fonction de „C_2" on trace les deux fonctions sur un même graphe. Le point donné par l'intersection de deux courbes nous donne la nouvelle vitesse de rotation voir fig (5).

En appliquant les lois des similitudes suivantes :-

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

tout en supposant que le rendement et la puissance restent constant. On tracera la nouvelle caractéristique de la pompe du forage en question.
La puissance absorbée par la pompe sera :

$$P = \frac{Q \cdot HmT.g}{\eta \; 3600} = \frac{242,46.9,8.30,346}{0,765.3600} = 26,18 \text{ KW}$$

L'énergie consommée sera :

$$E = p.t.365 = 26,18.24.365 = 229,337.10^3 \text{ Kwh/an}$$

N.P.S.H. :

Le N.P.S.H. n'est qu'une hauteur qui peut être déterminée en fonction des lois de similitude régissant les pompes semblables.

$$\left(\frac{NPSHr}{NPSHr_I}\right) = \left(\frac{N}{N_1}\right)^2 = \left(\frac{898}{960}\right)^2 = 0,87500435$$

Q m^3/h	100	200	300	400
(NPSHr)I m	0,56	0,78	2	5,78
NPSHr m	0,52	0,73	1,87	5,41

Zone Nord

forage Nord

$Q = 67,35$ l/s

Tableau de Caracteristique de refoulement

$\phi = 300$ m $L = 500$ m

$\varepsilon = 10^{-4}$ m $Hg = 28,77$ m

$Q_{m^3/s}$	$Q_{m^3/h}$	$V_{m/s}$	$Re.\ 10^6$	f_r	f_c	$J = \frac{0,0826 f_c Q^2}{D^5}\ 10^{-4}$	$\Delta H = JL$	$\Delta H_t = 1,15 \Delta H_L$	H_{MT}
0,01389	50	0,1966	0,059	0,01552596	0,02252164	1,480	0,074	0,0851	28,86
0,04167	150	0,5898	0,177	"	0,01872322	11,077	0,553	0,6359	29,41
0,06735	242,46	0,9533	0,286	"	0,01771216	27,376	1,368	1,5732	30,34
0,09722	350	1,3731	0,412	"	0,01714207	55,207	2,760	3,1740	31,94
0,1111	400	1,5725	0,472	"	0,01696684	71,359	3,568	4,1032	22,87

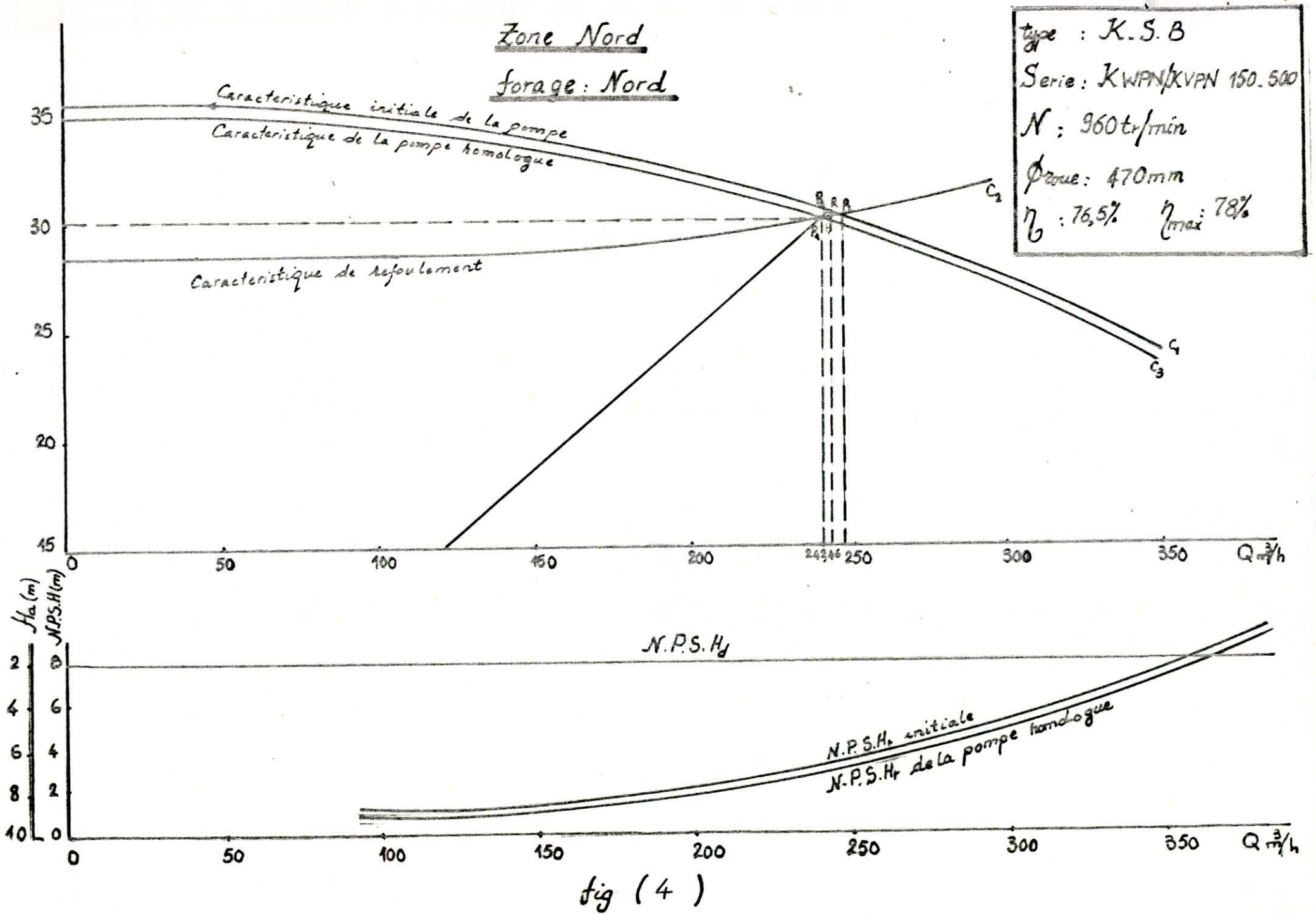

Zone Nord
forage : Nord
type : K.S.B
Serie : KWPN/KVPN 150.500
N : 960 tr/min
Ø roue : 470 mm
η : 76,5%
η max : 78%
Caracteristique initiale de la pompe
Caracteristique de la pompe homologue
Caracteristique de refoulement
C2
C1
C3
35
30
25
20
15
0
50
100
150
200
250
300
350
Q m³/h
Ha (m)
N.P.S.H (m)
N.P.S.Hd
N.P.S.Hr initiale
N.P.S.Hr de la pompe homologue
2
4
6
8
10
0
2
4
6
8

fig (4)

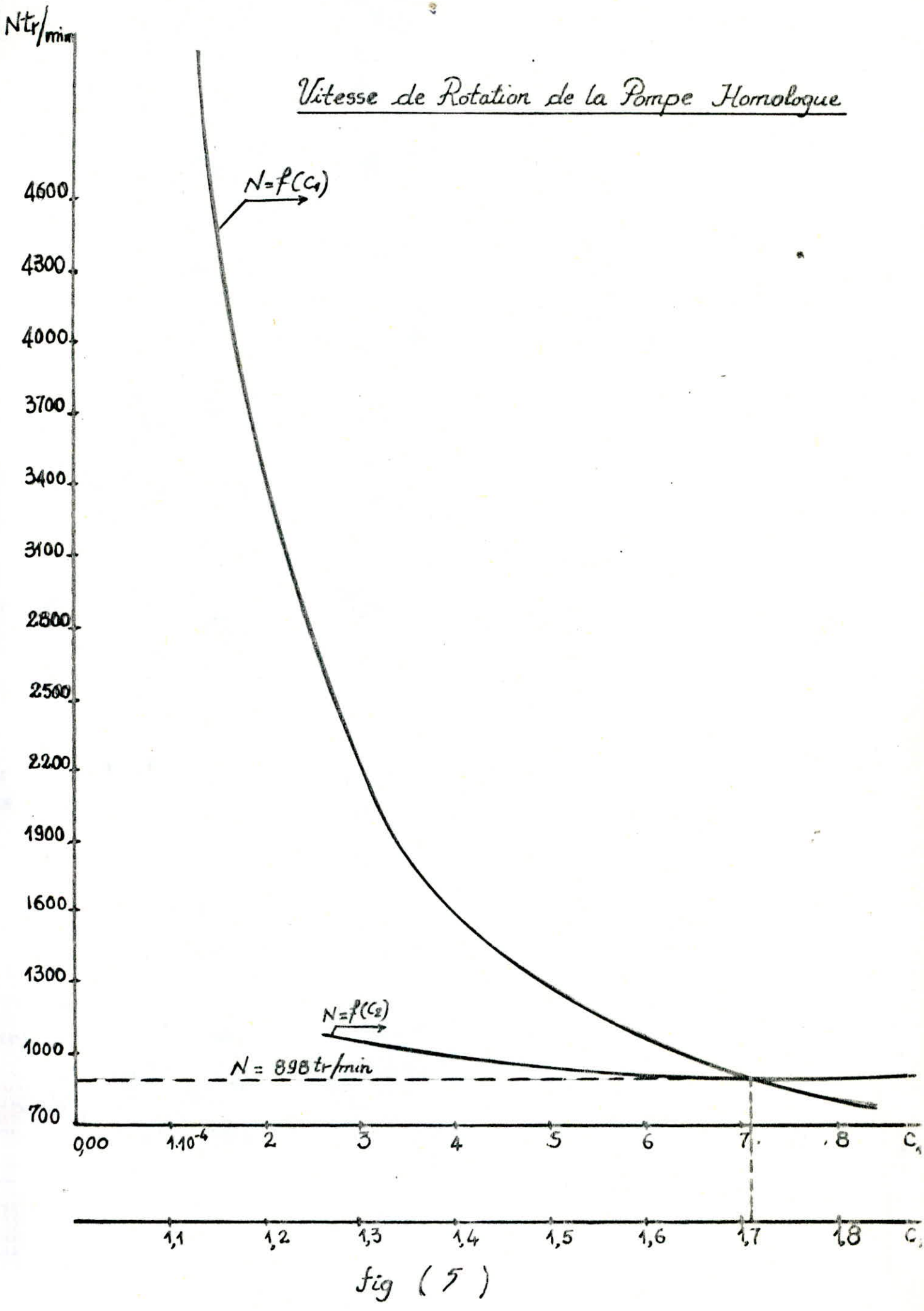

Ntr/min
Vitesse de Rotation de la Pompe Homologue
N=f(C1)
N=f(C2)
N = 898 tr/min
4600
4300
4000
3700
3400
3100
2800
2500
2200
1900
1600
1300
1000
700
0,00
1.10-4
2
3
4
5
6
7
8
C1
1,1
1,2
1,3
1,4
1,5
1,6
1,7
1,8
C2

fig (5)

Tableau de Calcul de la nouvelle vitesse de rotation:

Q m3/h	Q m3/s	H(m)	C_1	C_2	N =f(C_1) tr/mn	N = f (C_2) tr/mn
80	0,02222	56	$0,957.10^{-3}$	$1,66.10^{-4}$	6160,02	2395,31
100	0,02778	53,6	$1,19 .10^{-3}$	$1,59.10^{-4}$	4953,90	2447,47
150	0,04167	45,45	$1,79.10^{-3}$	$1,35.10^{-4}$	3293,37	2656,12
160	0,04444	44,24	$1,915.10^{-3}$	$1,18.10^{-4}$	3078,40	2696,37
170	0,04722	39,76	$2,035.10^{-3}$	$1,31.10^{-4}$	2896,87	2841,02
170,2	0,04727	38,287	$2,037.10^{-3}$	$1,138.10^{-4}$	2893	2893

On tire N = 2893 tr/mn

La puissance absorbée est de :-

$$P = \frac{Q.Hmt.9}{\eta.3600} = \frac{169,78.38,097.9,8}{072.3600} = 24,46 \text{ Kw}$$

L'Energie consommée :

$$E = P.t.365 = 24,46.24.365 = 214,269.10^{+3} \text{ Kwh/an}$$

Le N.P.S.H. de la pompe homologue se calcule comme suit :-

$$\frac{(N.P.S.H.)}{(N.P.S.H.)_I} = \left(\frac{N}{N_1}\right)^2 = \left(\frac{2893}{2900}\right)^2 = 0,99517824$$

Conclusion :

Selon la comparaison faites en terme d'énergie entre les quatre (04) variantes étudiées la plus avantageuse d'entres elles et celle de la pompe homologue.

C O N C L U S I O N :
==========

Selon les différentes variantes étudiées on constate que la variante la plus avantageuse et celle de la pompe homologue où la consommation d'énergie est minimale par rapport aux précédentes.

Ajoutons à cela que le point de fonctionnement de la pompe est à gauche de l'intersection des deux courbes (N.P.S.Hr et N.P.S.Hd) qui vérifie la non apparition de la cavitation de la pompe.

4.- Zone Sud :

4.1.- Forage oum mougrein de débit = 169,78 m3/h
- HmT = 38,097 m.

on a choisi pour ce forage une pompe à axe vertical dont les caractéristiques voir (fig.(6)).

1ère Variante :

Réduction de temps de pompage :

- Coordonnées du point désiré P1 (Q = 169,78 m3/h, H = 38,097).
- Coordonnées du Point donné P2 (Q = 174,55 m3/h, H = 38,29)

Le volume entrant au réservoir pendant 24 heures est de :-

$V = 169,78 - 24 = 4.074,72$ m3.

Le temps de pompage se réduit a :-

$$t = \frac{4074,72}{174,55} = 23,34 \text{ heures} : 23h\ 20m.$$

La puissance absorbée dans ce cas est de :

$$P = \frac{9,8 \cdot Q_2 \cdot H}{3600 \cdot \eta} = \frac{9,8 \cdot 174,55 \cdot 38,29}{3600 \cdot 0,687} = 26,48 \text{ Kw}$$

L'énergie consommée :

$$26,48 \cdot 23,34 \cdot 365 = 225,586.10^3 \text{ Kwh/an.}$$

2ème Variante :

Vannage sur le refoulement

On a : $P_3 - P_1 = 40,00 - 38,097 = 1,90$ m.

dans ce cas la puissance sera :

$$P = \frac{9,8.Q_1.H}{3600.\eta} = \frac{9,8.169,78.40}{3600.0,72} = 25,68 \text{ Kw}$$

L'énergie consommée :

$E = P.t.365 = 25,68.24.365 = 224,957\ 10^3$ Kwh/an

3ème Variante :

Rognage de la roue de la pompe :

- le point „R" à pour coordonnées :

R (172,77 m3/h, H=38,78)

- Diamètre de la roue avant le rognage est :

D = 200 mm

on a $\frac{Q}{Q_1} = \frac{H}{H_1} = \frac{D^2}{d^2}$

où d : diamètre de la roue après la rognage, posons :

d = mD où m : coeff. de rognage

$$m = \left(\frac{Q_1}{Q}\right)^{1/2} = \left(\frac{169,78}{172,77}\right)^{1/2} = 0,991$$

Le pourcentage de rognage sera donc :

1 - m = 0,9 %

La puissance absorbée par la pompe est de :

$$P = \frac{9,8.Qr.Hr}{3600.0,685} = \frac{9,8.172,77.38,78}{3600.0,685} = 26,63 \text{ Kw}$$

L'énergie consommée est de :

$E = P.t.365 = 26,63.24.365 = 233,279.10^3$ Kwh/an.

4ème Variante :

Pompe homologue

En application des lois de la similitude des machines hydrauliques nous déterminerons la nouvelle vitesse de rotation :

Le problème sera résolu en faisant appel au méthode des approximations successives.

La nouvelle vitesse de rotation sera celle pour laquelle on aura l'égalité suivante vérifiée :

$$N = \frac{Q}{C_1 D^3} = N = f(C_1) \qquad N = \frac{1}{D}\left(\frac{H}{C_2}\right)^{1/2} = f(C_2)$$

où Q = débit refoulé

H = hauteur désirée.

Les caractéristiques adimensionnelles seront calculées comme suit :

$$C_1 = \frac{Qi}{ND^3} \quad , \quad C_2 = \frac{Hi}{N^2 D^2}$$

Zone Sud

forage Oum mougrein

$Q = 47{,}16$ l/s

Tableau de Caracteristique de refoulement

$\phi = 250$ mm $L = 260$ m

$\varepsilon = 10^{-4}$ m $H_g = 37{,}06$ m

$Q_{m^3/s}$	$Q_{m^3/h}$	$V_{m/s}$	$Re.10^6$	f_r	f_c	$J = \frac{0{,}0826 f_c Q^2}{D^5}\ 10^{-4}$	$\Delta H = JL$	$\Delta H_t = 1{,}15 \Delta H_L$	H_{MT}
0,0222	80	0,4528	0,113	0,01615088	0,02025401	0,0999	0,0026	0,0030	37,06
0,02778	100	0,5662	0,142	"	0,01960149	12,825	0,3334	0,3834	37,44
0,04167	150	0,8493	0,212	"	0,01866620	27,481	0,7145	0,8217	37,88
0,04716	169,78	0,96	0,240	"	0,01842506	34,68	0,902	1,0372	38,097
0,05556	200	1,1324	0,283	"	0,01813629	47,468	1,2342	1,4193	38,48

Zone Sud

forage : Oum mougrein

type : K S B
Serie : BPH 373
N : 2900 t/min
Ø roue : 200 mm
η : 72% η max : 76%

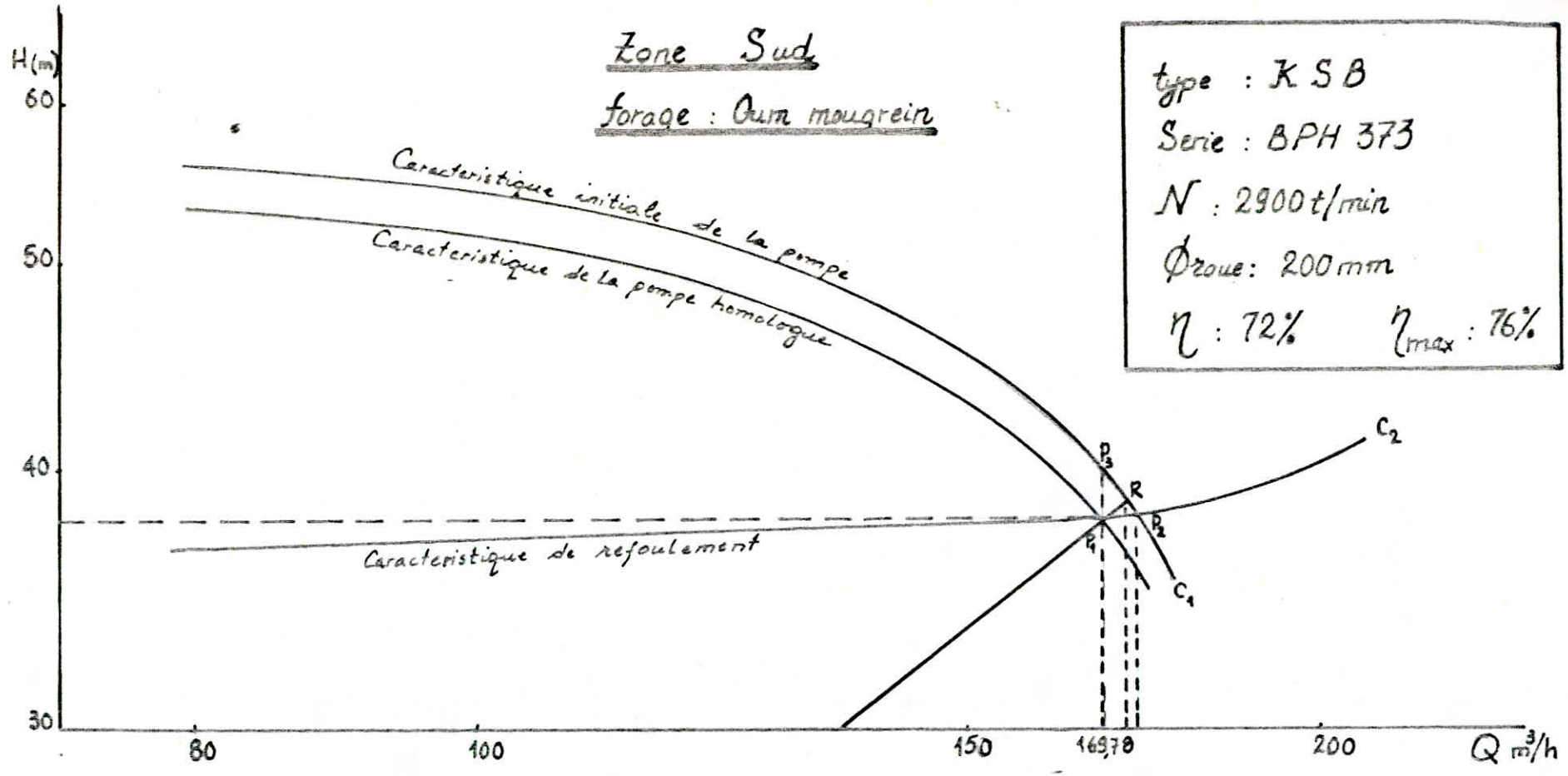
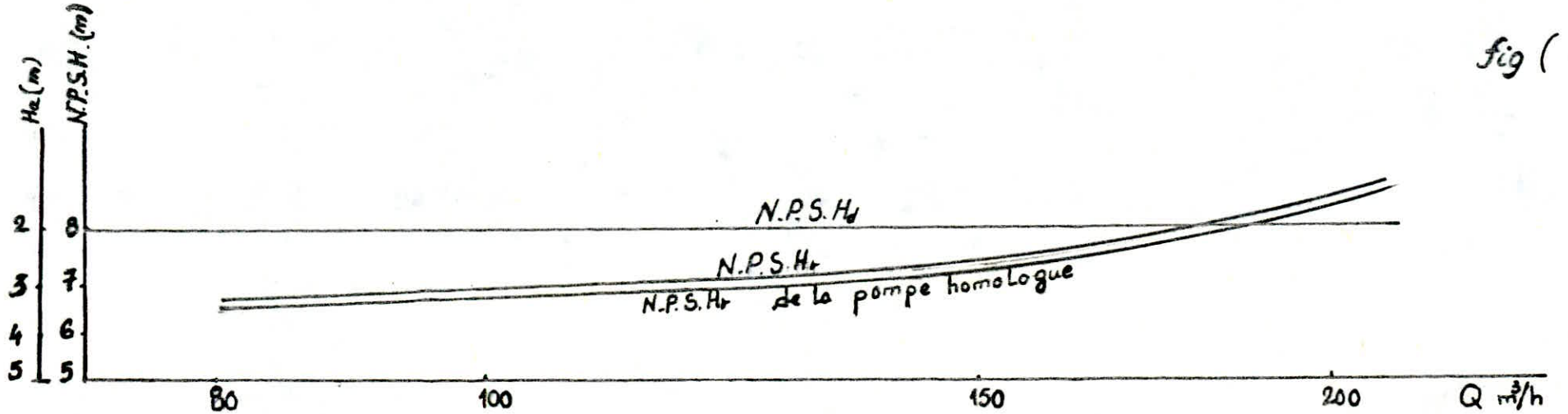


fig (6)



4.2.- Puits RAS-EL AIN de débit = 126,108 m3/h

- HmT = 30,01 m.

On a choisi pour ce puits une pompe à axe vertical dont les caractéristique voir (fig (7)).

1ere Variante :

Réduction de temps de pompage

- Coordonnées du point désiré P_1 (Q_1 = 126,108 m3/h, HmT = 30,01 m.)
- Coordonnées du point donné P_2 (Q_2 = 130,33 m3/h, H_2 = 30,3 m.).

où P_2 c'est l'intersection de la caractéristique de refoulement avec la caractéristique de la pompe.

Le volume entrant au réservoir pendant 24 heures est de :

$V = 126,108 \cdot 24 = 3026,592$ m3.

Donc le temps de pompage se réduit à :

$$t = \frac{3026,592}{130,33} = 23,22 \text{ heures} \rightarrow 23h\ 13\ mn.$$

La puissance absorbée est de :

$$P = \frac{9,8.Q_2.H}{3600.\eta} = \frac{9,8.130,33.30,3}{3600.0,72} = 14,93 \text{ Kw}$$

L'énergie consommée est de :

$$E = P.t.365 = 14,93.23,22.365 = 126,536.10^3 \text{ Kwh/an.}$$

2ème Variante :

La création d'une perte de charge égal a :

$P_3 - P_1$ nécessite un vannage sur le refoulement

on a P3 (126,108, 32,37) P1 (126,108 30,01)

$P_3 - P_1 = 32,27 - 30,01 = 2,27$ m.

Le débit désiré est gardé ce qui a provoquer une augmentation de (HmT), dans ce cas :

La puissance de pompage sera :

$$P = \frac{9,8.Q_1.H}{3600.\eta} = \frac{9,8.126,108.32,27}{3600.0,745} = 14,87 \text{ Kw}$$

L'énergie consommée est de :

3ème Variante :

Pour faire passer la courbe H = f (Q) par le point P_1 on doit rogner la roue tout en gardant la même vitesse de rotation.

- Le point „R" à pour coordonnées R (129 m3/h, 30,91 m.)
- Le diamètre de la roue avant le rognage est de :

D = 200 mm

On a : $\frac{Q}{Q_1} = \frac{H}{HmT} = \frac{D^2}{d^2}$

posons d = mD où :

d : diamètre de la roue après le rognage

m : coefficient de rognage

$m = \left(\frac{Q_1}{Q}\right)^{1/2} = \left(\frac{126,108}{129}\right)^{1/2} = 0,99$

Donc le pourcentage de rognage sera donc :

1 - m = 1 %

La puissance absorbée par la pompe est de :

$P = \frac{9,8.129.30,91}{3600.0,725} = 14,97$ Kw

L'énergie consommée est de :

$E = P.t.365 = 14,97.24.365 = 131,137.10^3$ Kwh/an

4ème Variante :

Pompe Homologue

En application des lois de la similitude des machines hydrauliques nous détermerons la nouvelle vitesse de rotation.

Le problème sera résolu par la méthode des approximations successives.

Les caractéristiques adimensionnelles seront calculées comme suit :-

$C_1 = \frac{Qi}{ND^3}$, $\qquad C_2 = \frac{Hi}{N^2 D^2}$

La nouvelle vitesse de rotation sera celle pour laquelle on aura l'égalité suivante vérifiée :

$N = f(C_1) = \frac{Q}{C_1 D^3}$, $\qquad N = f(C_2) = \frac{1}{D}\left(\frac{H}{C}\right)^{1/2}$

$$N = f(C_1) = N = f(C_2)$$

où : Q : débit refoulé

H : hauteur désiré.

Tableau de Calcul de la nouvelle vitesse de rotation

m3/h	Q m"/s	H_m	C_1	C_2	N = f (C_1) tr/mn	N = f (C_2) tr/mn
50	0,0139	47,65	$5,948.10^{-4}$	$1,416.10^{-4}$	7361,72	2301,81
60	0,0167	47,14	$7,138.10^{-4}$	$1,401.10^{-4}$	6083,29	2314,11
80	0,0222	44,51	$9,568.10^{-4}$	$1,323.10^{-4}$	4576,45	2381,35
100	0,0278	40,00	$1,198.10^{-3}$	$1,189.10^{-4}$	3655,05	2511,96
6,108	0,03503	30,01	$1,508.10^{-3}$	$0,892.10^{-4}$	2903,68	2899,99
6,72	0,0352	30,30	$1,517.10^{-3}$	$0,902.10^{-4}$	2886	2886

On tire N = 2886 tr/mn

La puissance absorbée est de :

$$P = \frac{Q.Hmt.g.}{3600.\eta} = \frac{126.108.30,01.9,8}{3600.0,745} = 13,83 \text{ Kw}$$

L'énergie consommée est de :-

$$E = P.t.365 = 13,83.24.365 = 121,151.10^3 \text{ Kwh/an.}$$

Le N.P.S.H. de la pompe homologue se calcule comme suit :-

$$\frac{(N.P.S.H.)}{(N.P.S.H.)_I} = \left(\frac{N}{N_1}\right)^2 = \left(\frac{2886}{2900}\right)^2 = 0,990368$$

Conclusion :
==========

Selon les différentes variantes étudiées et la comparaison faites en terme d'énergie on a la plus avantageuse et celle de la pompe homologue.

Zone Sud

Puits RAS_EL AIN

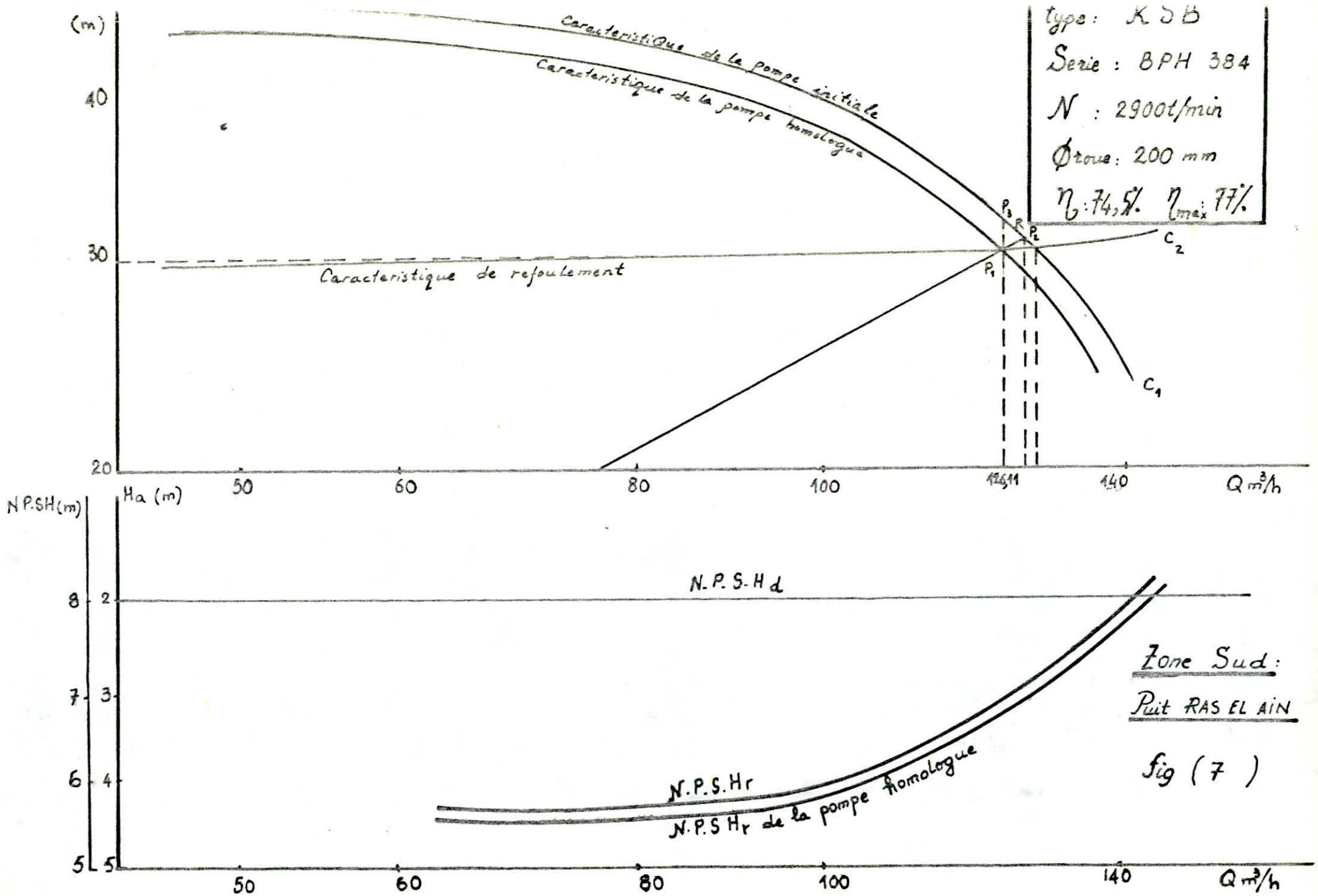
$Q = 35{,}03$ l/s

Tableau de Caracteristique de refoulement

$\phi = 250$ mm $L = 260$ m

$\varepsilon = 10^{-4}$ m $Hg = 29{,}42$ m

$Q_{m^3/s}$	$Q_{m^3/h}$	$V_{m/s}$	$Re.10^6$	f_r	f_c	$J = \frac{0{,}0826 f_c Q^2}{D^5}\ 10^{-4}$	$\Delta H = JL$	$\Delta H_t = 1{,}15 \Delta H_L$	H_{MT}
0,01389	50	0,283	0,071	0,01615088	0,02189147	3,581	0,0931	0,107	29,53
0,01667	60	0,340	0,085	"	0,02120469	4,996	0,130	0,149	29,57
0,02222	80	0,453	0,113	"	0,02025400	8,478	0,220	0,254	29,67
0,02778	100	0,566	0,142	"	0,01960149	12,825	0,333	0,383	29,80
0,03503	126,108	0,714	0,178	"	0,01904345	19,813	0,515	0,592	30,01
0,0388	140	0,792	0,198	"	0,01880827	24,11	0,627	0,721	30,14



Zone Sud :

Puit RAS EL AIN

fig (7)

Zone Sud

Q = 18 l/s

Tableau de Caracteristique de refoulement

$\phi = 150\,mm$ $L = 144\,m.$

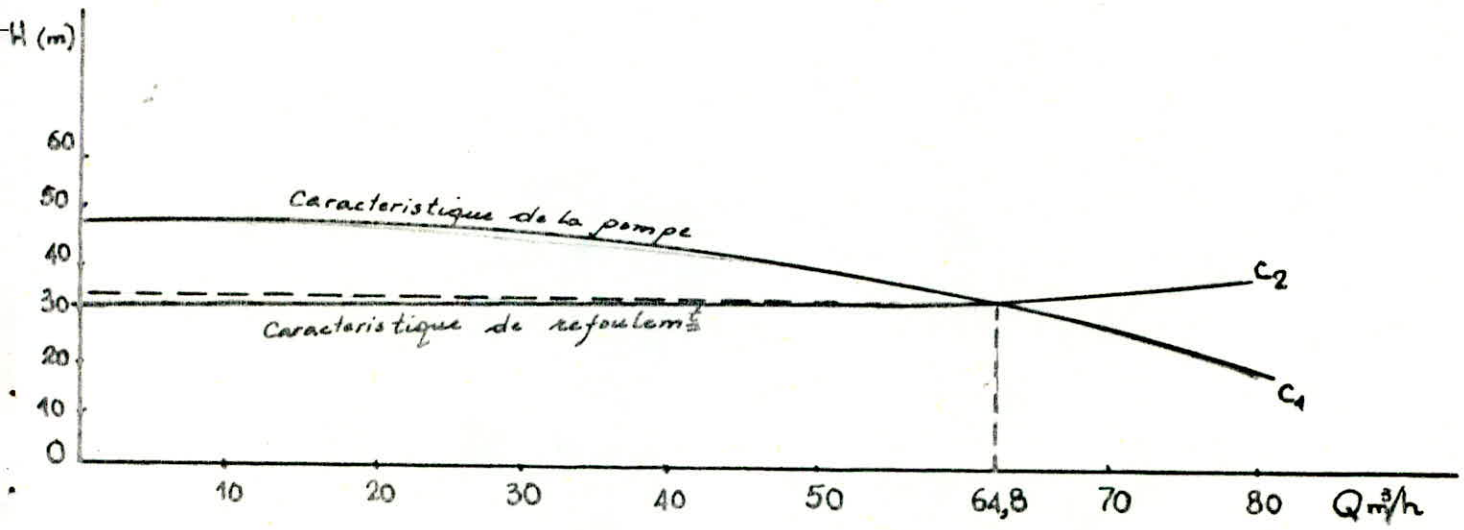
$\varepsilon = 10^{-4}\,m$ $H_g = 32{,}03\,m$

$Q\ m^3/s$	$Q\ m^3/h$	$V\ m/s$	$Re.10^6$	f_r	f_c	$J=\frac{0{,}0828\,f\,Q^2}{D^5}\,10^{-4}$	$\Delta H = JL$	$\Delta H_t = 1{,}15\,\Delta H_L$	H_{MT}
0,00278	10	0,1574	0,024	0,01811741	0,02797964	2,357	0,0339	0,03898	32,07
0,00833	30	0,4716	0,071	"	0,02267282	17,154	0,2470	0,2840	32,31
0,0139	50	0,7869	0,118	"	0,02116946	44,597	0,6422	0,7385	32,77
0,018	64,8	1,0191	0,153	"	0,02058304	72,715	1,0470	1,2040	33,23
0,0194	70	1,0983	0,165	"	0,02043259	83,849	1,2074	1,3885	33,42
0,025	90	1,4154	0,212	"	0,01994112	136,235	1,9617	2,2556	34,29

Zone Sud

forage Sud

type : Jeumot Schneider
Serie : 80 FPL 5977152
N : 960 t/min
Ø roue : 199 mm
η : 72,8% ηmax : 75%



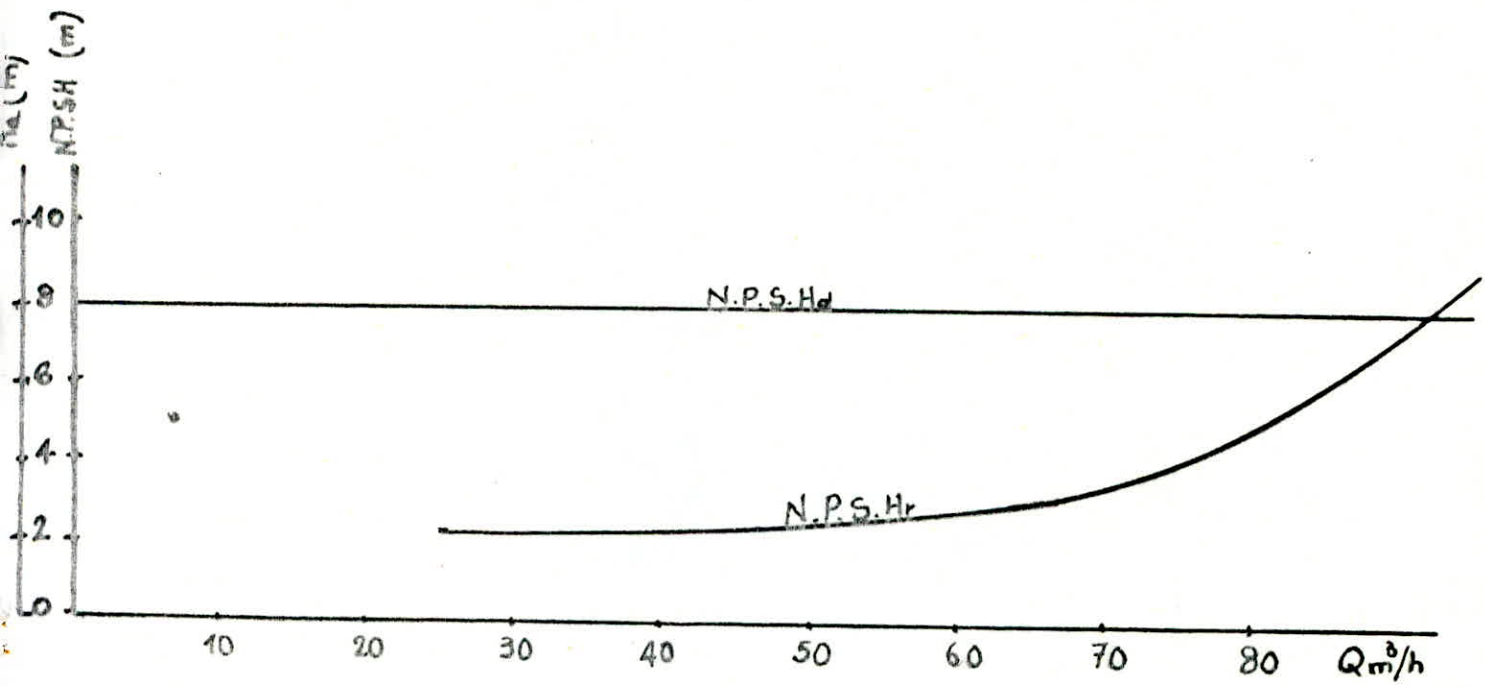


fig (8)

Zone Sud :

Bache - reservoir

Tableau de Caracteristique de refoulement

$\phi = 300mm$ $L = 973m$

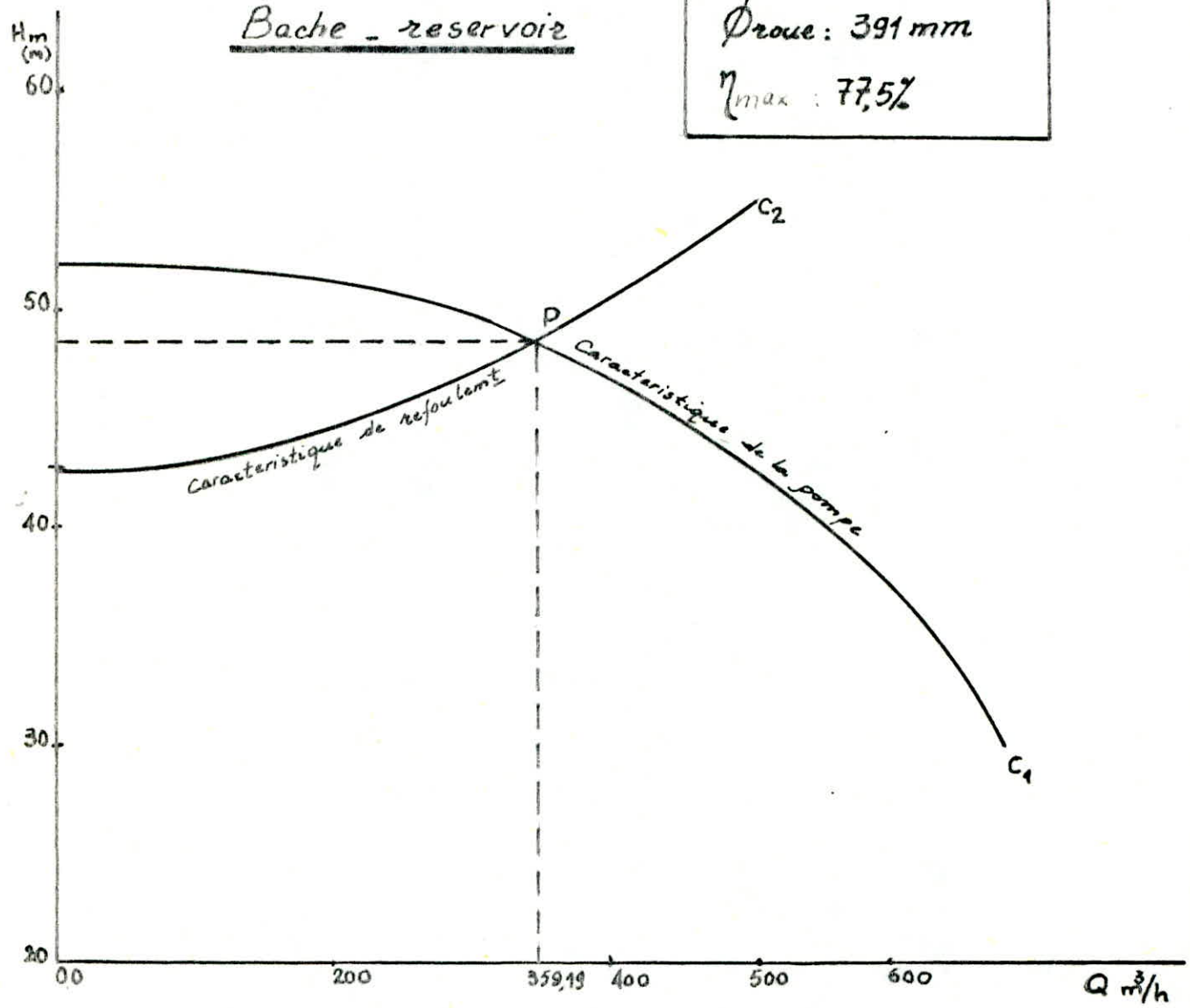
$\varepsilon = 10^{-4}m$ $H_g = 42,23m$

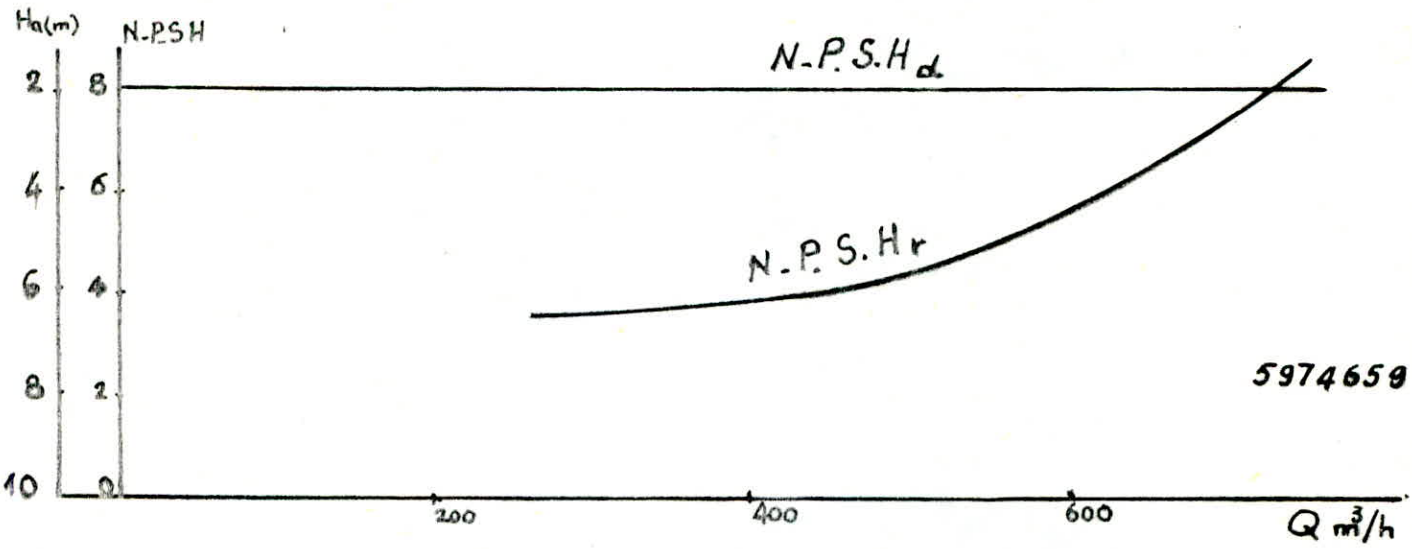
$Q_{m^3/s}$	$Q_{m^3/h}$	$V_{m/s}$	$Re.10^6$	f_r	f_c	$J=\frac{0,0826 f_c Q^2}{D^5}10^{-4}$	$\Delta H = JL$	$\Delta H_t = 1,15\Delta H_L$	H_{MT}
0,0278	100	0,3959	0,118	0,01552596	0,01985687	5,229	0,5088	0,5851	42,82
0,0556	200	0,7869	0,236	"	0,01807813	19,04	1,8525	2,1303	44,36
0,0833	300	1,1790	0,354	"	0,01736048	41,046	3,9937	4,5927	46,82
0,09978	359,21	1,4123	0,424	"	0,01710353	58,022	5,6455	6,4923	48,72
0,1389	500	1,9660	0,589	"	0,01671878	109	10,6057	12,1965	54,43
0,1667	600	2,3595	0,708	"	0,01654409	156	15,1788	17,4556	59,68

type : Jeumont Shneider
Serie : ME 200-400
N : 1400 t/min
ϕ roue : 391 mm
η_{max} : 77,5%

Pompe a axe horizontal

Bache - reservoir





5974659

fig (9)

1.- Réseau de Distribution

Les réseaux de distribution de la ville d'AFLOU sont de type maillé suivant les entre-croissements des routes, avec des ramifications dans les parties les plus éloignées.

Réseau Zone NOrd :
La Zone Nord comprend trois réseaux de distribution :
- Un réseau contient six mailles alimenté par un réservoir sur terre de 700 m3;
- Un réseau contient quatre mailles alimenté par les réservoirs jumelés de 750 m3. (2 X 750 m3)
- Un réseau contient trois mailles alimenté par un réservoir de 1.400 m3.

Réseau de la Zone Sud :
La zone Sud comprend un seul réseau de distribution qui contient huit mailles alimenté par un réservoir sur terre de capacité égale à 1.800 m3.

2.- Calcul d'un réseau maillé :

Le calcul d'un réseau maillé est conduit par approximation successives selon la méthode de HARDY-CROSS
Cette méthode repose sur les deux lois suivantes :-

Première Loi :
En un noeud quelconque de conduites, la sommes des débits qui entrent à ce noeud 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.

$$\sum_{(i=1)}^{n} \Delta Hi = \sum_{(i=1)}^{n} ri\ Q_i^{\,2} = 0$$

(r : résistance de la conduite)

2.1.- Principe de la méthode de HARDY-CROSS :

La méthode de HARDY-CROSS consiste tout d'abord à se fixer dans chaque maille, une répartition des débits ainsi qu'un sens d'écou-

avoir des vitesses d'écoulement convenables comprise dans l'intervalle (0,3, 1,5) et l'on calcule les pertes de charges correspondantes tout en les équilibrant dans chaque maille (2ème Loi) en corrigeant par approximations successives les débits suposés.

Calcul du débit correctif :
Le débit correctif est donné par :

$$\Delta Qi = - \frac{\sum_{(i=1)}^{n} riQi^2}{2 \sum_{(i=1)}^{n} (riQi)}$$

$r = J_Q . Le$

J_Q : gradient de la perte de charge débitaire
Le : longueur équivalente = 1,15 lg

en profil circulaire :

$$J_Q = \frac{8f}{D^5 . \pi^2 . g} = 0,0828 \frac{f}{D^5}$$

f : coefficient de frottement calculé par la formule de Colebrook
$\varepsilon = 10^{-3}$ m.
chaque maille est calculée séparément, les corrections à apporter à la valeur estimée en première approximation des débits sont divisées en deux :
- celles propres à la maille considérée avec le signe de ΔQo de la dite maille.
- celles propres à la maille adjacente, en ce qui concerne les conduites communes à deux mailles, avec le signe contraire à celui de ΔQo calculé pour la maille adjacente.

Il suffit de faire la somme algébrique de ces corrections et de l'ajouter au débit Qi pour avoir le nouveau débit Q1. Les mêmes opérations sont recommencées avec Q_1, puis on poursuit les approximations jusqu'à ce que les valeurs de Q soient voisines de zéro (pratiquement on prend $\Delta Q=0$ qd $\Delta Q < 0,4$) et jusqu'à ce que les pertes de charge sur le contour fermé soient inférieures a 0,50 m. environ.

2.2.- Programme de calcul de réseau maillé : TI 59

2nd LbLa 0 STO 05 STO 06 R/S 2nd LbLB RcL01 ÷ RcL00 = Lnx X 0,86 - 1,14 = X^2 1/X X RcL02 X RcL04 ÷ .12,09 ÷ RcL00 Y^X 5 X RcL03 X RcL03 2nd/X/ = SUM 05 R/S X 2 ÷ RcL03 = SUM06 R/S 2nd LbL C RcL 05 - RcL 03 X 1000 +/- = R/S.

Introductions

Di (m) ----> STO 00

$\mathcal{E}$ (m) ----> STO 01

Le (m) ----> STO 02

Q m3/s ----> STO 03

1 ----> STO 04

Résultats

Appuyer sur :

B ----> RQ^2

R/S ----> 2RQ

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

C ----> ΔQ_1

RcL 05 ----> $\Sigma \Delta H$

RcL 06 ----> Σ 2rQ

changement de maille on appuit sur „A"

Remarque :

a) Si Qi<o l'introduire avec le signe (-) ----> STO 03

b) ne jamais utiliser la touche C.L.R.

Les calculs du réseau de distribution sont reportés sur les Planches n° (I, II, III, IV)

2.3.- Dimensionnement des conduites d'amenées :

Zone Nord : réservoir 1400 m3.

* L = 330 m
* $\mathcal{E} = 10^{-3}$ m
* Q = 91,44 l/s = 0,09144 m3/s

on propose une vitesse de 1,3 m/s

$$Q = VA \Longrightarrow D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V}} = \sqrt{\frac{4.0,09144}{3,14.1,3}} = 0,299 \text{ m}$$

On prendra un diamètre normalisé de 300 mm

La vitesse réelle sera de :-

$$V = \frac{4.Q}{\pi D^2} = \frac{4.0,09144}{3,14.(0,3)^2} = 1,29 \text{ m/s}$$

Vérification du régime d'écoulement :

$$\frac{\mathcal{E}}{Dh} = \frac{10^{-3}}{0,3} = 3,333.10^{-3}$$

$$\mathcal{R} = \frac{VD}{\nu} = \frac{1,29.0,3}{10^{-6}} = 3,87.10^{5}$$

MODY ===> Régime turbulent rugueux

D'après ... décrit de la longueur fluide dynamique pour un ...

Do = 1,539 $\qquad \Lambda = \frac{D}{Do} = \frac{0,3}{1,539} = 0,19493$

En application de la formule :

$$\frac{Q}{\sqrt{J}} = \Lambda^{2,5}\,(15,96 - 8,681\ \mathrm{Ln}\ \frac{\varepsilon}{\Lambda}) = (0,19493)^{2,5}\left(15,96-8,681\mathrm{Ln}\ \frac{10^{-3}}{0,19493}\right)$$

$$\frac{Q}{\sqrt{J}} = 1,03565719 \dashrightarrow J = \frac{Q^2}{(1,03565719)^2} = \frac{(0,09144)^2}{(1,03565719)^2}$$

$$J = 7,79543.10^{-3}$$

Vérification par DARCY-W

$$f = (1,14 - 0,86\ \mathrm{Ln}\ \frac{\varepsilon}{Dn})^{-2} = \left(1,14-0,86\ \mathrm{Ln}\ \frac{10^{-3}}{0,3}\right)^{-2} = 0,027363462$$

$$J = \frac{f}{Dh} \cdot \frac{V^2}{2g} = \frac{0,027363462}{2.9,8} - \frac{(1,29)^2}{0,3} = 7,744.10^{-3}$$

P.d.c. totale : $\Delta Ht = 7,79543\ 10^{-3}.1,15.330 = 2,96$ m.

* Réservoir (2 X 750 m3)

Données de base :

* L = 390 m
* $\varepsilon = 10^{-3}$ m
* Q = 96 l/s = 0,096 m3/s.

On propose une vitesse de 1,3 m/s

$$Q = VA \Longrightarrow D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi.V}} = \sqrt{\frac{4.0,096}{3,14.1,3}} = 0,306 \text{ m.}$$

On prendra un diamètre normalisé de :

D = 350 mm

Le vitesse réelle sera de :

$$V = \frac{4\,Q}{\pi D^2} = \frac{4.0,096}{3,14.(0,35)^2} = 0,99 \text{ m/s}$$

Vérification de régime d'écoulement :

$$\left.\begin{array}{l} \frac{\varepsilon}{Dh} = \frac{10^{-3}}{0,35} = 0,002857 \\ \mathbb{R} = \frac{VD}{\nu} = \frac{0,99.0,35}{10^{-6}} = 3,465.10^5 \end{array}\right\} \begin{array}{l} \text{MODY} \\ \dashrightarrow \\ \text{Régime de transition} \end{array}$$

$$Do = 1{,}539 \qquad = \frac{D}{Do} = \frac{0{,}35}{1{,}539} = 0{,}2274$$

En application de la formule :

$$\frac{Q}{\sqrt{Jr}} = \wedge^{2,5}\,(15{,}96 - 8{,}681\ \mathrm{Ln}\ \frac{\varepsilon}{\wedge}) = (0{,}2274)^{2,5}\left(15{,}96 - 8{,}681 \mathrm{Ln}\ \frac{10^{-3}}{0{,}2274}\right)$$

$$= 1{,}55523.$$

$$Jr = \frac{(0{,}096)^2}{(1{,}55523)^2} = 3{,}8102589.10^{-3}$$

Comme le régime de l'écoulement est en transition il faut corriger „Jr"

$$\left.\begin{array}{l} Re = 3{,}465.10^{5} \\ \varepsilon/Dh = 2{,}857.10^{-3} \end{array}\right] \xrightarrow{\text{Abg 17c}} J/Jr = \lambda^{5,3}J = 1{,}03$$

$$J = Jr.\ \lambda_J^{5,3} = 3{,}9245666.10^{-3}$$

Vérification par DARCY-W

$$Fr = \left(1{,}14 - 0{,}86\ \mathrm{Ln}\ \frac{\varepsilon}{Dh}\right)^{-2} = \left(1{,}14 - 0{,}86\ \mathrm{Ln}\ \frac{10^{-3}}{0{,}35}\right)^{-2} = 0{,}02620168$$

$$fc = \left[-0{,}86\ \mathrm{Ln}\left(\frac{\varepsilon}{3{,}7Dh} + \frac{2{,}51}{Re\sqrt{fr}}\right)\right]^{-2} = 0{,}026746837$$

$$J = \frac{fc}{Dh} \cdot \frac{V^2}{2g} = 3{,}8213666.10^{-3}$$

La perte de charge totale :

$$\Delta Ht = J.Le = J.1{,}15.Lg = 3{,}9245666.10^{-3}.1{,}15.390 = 1{,}76\ m.$$

<u>* Réservoir 700 m3.</u>

Données de base :

* L = 120 m.
* $\varepsilon = 10^{-3}$ m.
* Q = 121,21 l/s = 0,12121 m3/s

On propose une vitesse de 1,3 m/s

$$Q = VA \Longrightarrow D = \sqrt{\frac{4\,Q}{\pi V}} = \sqrt{\frac{4.0{,}12121}{3{,}14.1{,}3}} = 0{,}344\ m.$$

On prendra un diamètre normalisé de :

$$D = 350\ mm$$

La vitesse réelle sera de :

$$V = \frac{4\,Q}{\pi D^2} = \frac{4.0{,}12121}{3{,}14.0{,}35^2} = 1{,}26\ m/s$$

Vérification de régime d'écoulement :

$$\varepsilon/Dh = \frac{10^{-3}}{0,35} = 2,857.10^{-3}$$

$$R = \frac{VD}{\nu} = \frac{1,26.0,35}{10^{-6}} = 4,41.10^{5}$$

MODY ----> Régime turbulent rugueux.

D'après la théorie de la longueur fluido-dynamique pour un profil circulaire plein (Abaque n° 9)

$$Do = 1,539 \qquad \Lambda = \frac{D}{Do} = \frac{0,35}{1,539} = 0,227$$

En application de la formule :

$$\frac{Q}{\sqrt{J}} = \Lambda^{2,5}\left(15,96 - 8,681 \text{ Ln } \frac{\varepsilon}{\Lambda}\right) = (0,227)^{2,5}\left(15,96-8,681\text{Ln}\frac{10^{-3}}{0,227}\right)$$

$$\frac{Q}{\sqrt{J}} = 1,548022341 \Longrightarrow J = \frac{Q^2}{(1,548022341)^2} = \frac{(0,12121)^2}{(1,548022341)^{-2}}$$

$$J = 6.1308749.10^{-3}$$

Vérification par DARCY-W

$$f = \left(1,14-0,86 \text{ Ln } \frac{\varepsilon}{Dh}\right)^{-2} = \left(1,14-0,86\text{Ln}\frac{10^{-3}}{0,35}\right)^{-2} = 0,02620168$$

$$J = \frac{f}{Dh}.\frac{V^2}{2g} = 0,02620168.\frac{(1,26)^2}{2.9,8} = 6,0638173.10^{-3}$$

La perte de charge totale :

$$\Delta Ht = J.Lg - 1,15 = 6,1308749.10^{-3}.1,15.120 = 0,846 \text{ m.}$$

* Dimensionnement de la conduite d'amenée :

<u>Zone Sud</u> <u>Réservoir 1.800 m3</u>

Données de base :

* L = 233 m.
* $\varepsilon = 10^{-3}$ m.
* Q = 149,66 l/s = 0,14966 m3/s

On propose une vitesse de 1,3 m/s

$$Q = VA \text{ ----> } D = \sqrt{\frac{4\,Q}{\pi.V}} = \sqrt{\frac{4.0,14966}{3,14.1,3}} = 0,382 \text{ m.}$$

On prendra un diamètre normalisé de :

D = 400 mm

La vitesse réelle sera :

Vérification du régime d'écoulement

$$\frac{\varepsilon}{Dh} = \frac{10^{-3}}{0,4} = 2,5.10^{-3}$$

$$R = \frac{VDh}{\nu} = \frac{1,19.0,4}{10^{-6}} = 4,76.10^{5}$$

MODY ====> Régime turbulent rugueux

D'après la théorie de la longueur fluido-dynamique pour un profil circulaire plein (Abaque n° 9)

$$Do = 1,539 \qquad \Lambda = \frac{D}{Do} = \frac{0,4}{1,539} = 0,259909031$$

En application de la formule :

$$\frac{Q}{\sqrt{J}} = \Lambda^{2,5}\left(15,96-8,681 Ln \frac{\varepsilon}{\Lambda}\right) = (0,259909031)^{2,5}\left(15,96-8,681 \frac{Ln\ 10^{-3}}{0,25990903}\right.$$

$$\frac{Q}{\sqrt{J}} = 2,212005509 \text{ -----> } J = \frac{(0,14966)^2}{(2,212005509)^2} = 4,5776129.10^{-3}$$

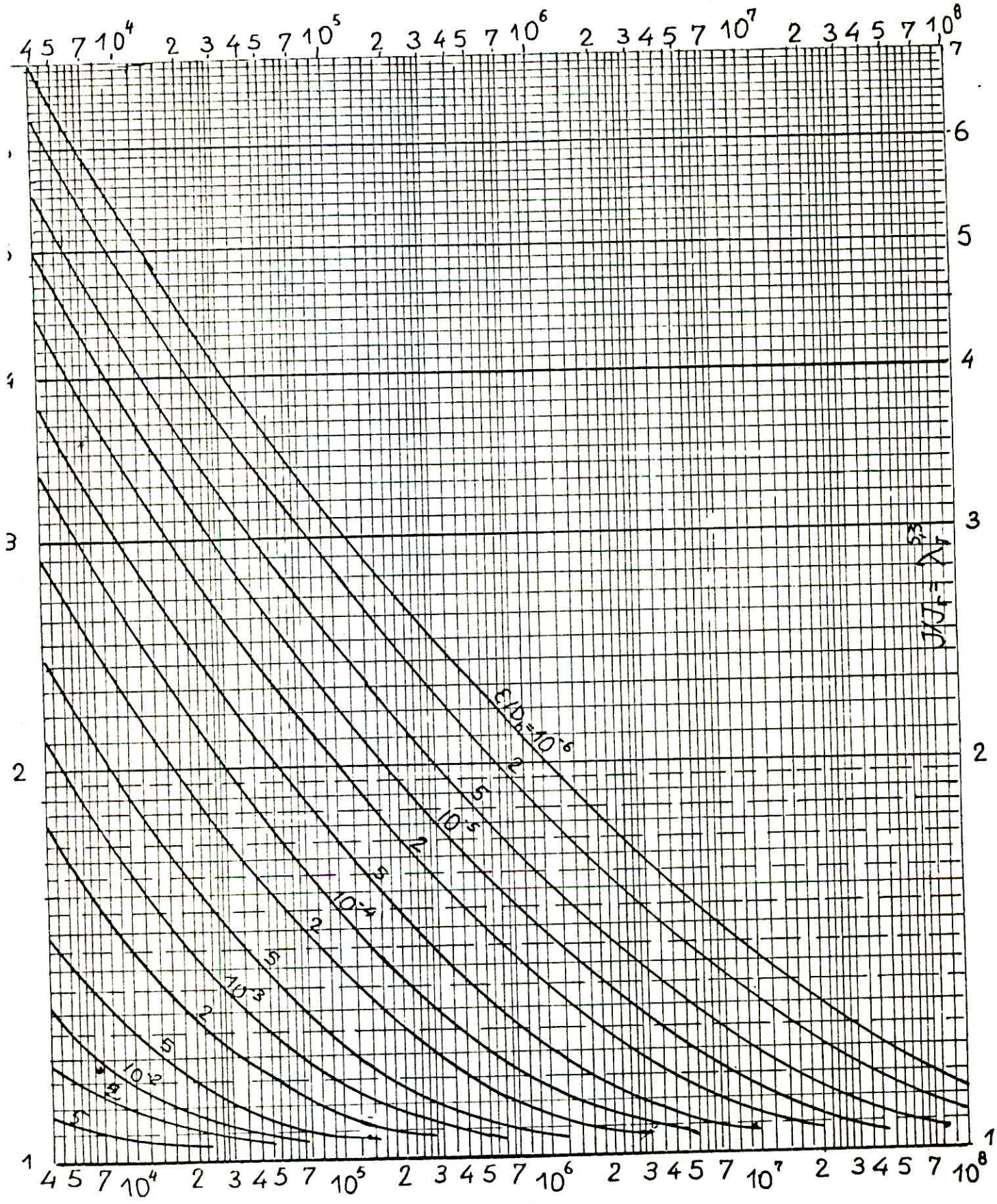
Vérification par DARCY-W :

$$f = \left(1,14 - 0,86\ Ln \frac{\varepsilon}{Dn}\right)^{-2} = 0,025254078,$$

$$J = \frac{f}{Dn} \cdot \frac{V^2}{2g} = \frac{0,25254078}{0,4} \cdot \frac{(1,19)^2}{2.9,8} = 4,5608547.10^{-3}$$

La P.d.c. total : $\Delta Ht = J.Lg.1,15 = 4,5776129.10^{-3} - 1,15.233 = 1,23$ m.

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



2.4.- Détermination des débits aux noeuds :

Le débit soutiré dans chaque noeud à été déterminé suivant la répartition de la population et des Besoins collectifs

- chacune des deux zones présente une densité uniforme de la population
- Le réseau de distribution affecté à chaque zone étant tracé suivant le cheminement des rues.

On procède au calcul des surfaces désservie par chaque noeud et ce par la méthode dite des médiatrices.

- Le débit de pointe nécessaire à chaque noeud se déduira de la manière suivante :-

$$Qi = q \cdot Ni \cdot Kp$$

où

Kp = coefficient de pointe
q = consommation spécifique
Ni = la population dans la zone désservie par le noeud

$$q = \frac{Qmax.Jour}{N} \qquad Ni = Si \cdot d$$

Si : surface de la zone désservie
d : densité

2.5.- Calcul des pressions :

Le calcul de la pression en chaque noeud est déduit à partir de la côte piezométrique du noeud précédent en otant les pertes de charge qui peuvent se produire le long de la conduite et en retranchant de nouveau la cote du terrain du noeud en question. Notons qu'aucun cas la pression ne devra être inférieure à un bars et que la pression maximale est de cinq bars.
Tout d'abord déterminons la cote piezométrique au point de raccordement :

$$C_{P1} = C_R - \Delta H_{R-1}$$

Ainsi de même pour tout les point du réseau

$$Pi = C_{Pi} - C_{Ti}$$

Zone Nord : Calcul des debits Soutirés

Secteur "A"

Nœuds	Mailles	Surfaces des Zones (ha)	Consommation Spécifique (l/s/Hab	Densité (Hab/ha)	Population dans la Zone	Consommation par Zone (l/s)	Consommation par Nœud (l/s)	Coefficient de pointe	Debits Soutirés (l/s)	Debit Assondis (l/s)
1	I	7,23	336,32	162,7	1176	4,58	4,58	1,8	8,244	8,24
2	I	5,57	"	"	906	3,53	3,58	"	6,354	6,35
3	I	5,12	"	"	833	3,24	4,66	"	8,388	8,40
	II	2,24	"	"	365	1,42				
4	II	2,26	"	"	368	1,43	3,08	"	5,544	5,54
	III	1,70	"	"	277	1,08				
	IV	0,90	"	"	146	0,57				
5	IV	0,64	"	"	104	0,41	0,41	"	0,738	0,74
6	IV	1,24	"	"	202	0,79	0,79	"	1,422	1,42
7	III	2,2	"	"	358	1,39	1,83	"	3,294	3,29
	IV	0,7	"	"	114	0,44				
8	III	1,6	"	"	260	1,01	1,01	"	1,818	1,82
9	III	19,04	"	"	3098	12,06	12,06	"	21,708	21,71
10	II	1,44	"	"	234	0,91	9,39	"	16,902	16,90
	III	13,40	"	"	2180	8,48				
11	II	12,03	"	"	1957	7,62	7,62	"	13,716	13,72
12	I	2,88	"	"	469	1,83	4,37	"	7,866	7,87
	II	4,01	"	"	653	2,54				

Σ 84,2 Σ 13700 Σ 9600

Zone Nord : Calcul des debits Soutirés

Secteur "B"

Nœuds	Mailles	Surfaces des Zones (ha)	Consommation Spécifique (l/j/ha)	Densité (hab/ha)	Population dans la Zone	Consommation par Zone (l/s)	Consommation par Nœud (l/s)	Coefficient de pointe	Debits Soutirés (l/s)	Debits Arrondis (l/s)
1	I	7,42	336,32	162,7	1208	4,70	4,70	1,8	8,46	8,46
2	I	4,31	"	"	701	2,73	2,73	"	4,914	4,91
3	I	6,52	"	"	1061	4,13	6,86	"	12,34	12,34
	III	4,305	"	"	700	2,73				
4	I	2,22	"	"	361	1,41	5,60	"	10,08	10,08
	II	2,13	"	"	347	1,35				
	III	4,48	"	"	729	2,84				
5	I	1,95	"	"	317	1,23	3,84	"	6,912	6,91
	II	4,12	"	"	670	2,61				
6	II	5,308	"	"	864	3,36	3,36	"	6,048	6,05
7	II	3,866	"	"	629	2,45	2,45	"	4,41	4,41
8	II	1,65	"	"	269	1,05	3,59	"	6,462	6,46
	IV	4,01	"	"	653	2,54				
9	II	1,40	"	"	228	0,89	4,32	"	7,776	7,78
	III	3,625	"	"	589	2,29				
	VI	0,85	"	"	138	0,54				
	X	0,95	"	"	155	0,60				

Suite Secteur „B"

10	III	5,35	"	"	870	3,39	4,98	"	8,964	8,96
	IV	0,79	"	"	96	0,37				
	V	1,932	"	"	314	1,22				
11	III	3,005	"	"	489	1,90	6,47	"	11,646	11,65
	IV	7,209	"	"	1173	4,57				
12	IV	9,16	"	"	1491	5,80	5,80	"	10,44	10,44
13	IV	9,44	"	"	1536	5,98	5,98	"	10,764	10,76
14	V	3,45	"	"	561	2,18	2,18	"	3,924	3,92
15	V	3,51	"	"	571	2,22	3,05	"	5,49	5,49
	VI	1,31	"	"	213	0,83				
16	VI	2,27	"	"	369	1,44	1,44	"	2,592	2,59

Σ 106,34 Σ 17302 Σ 121,21

Zone Nord : Calcul des debits soutirés

Secteur "C"

Nœuds	Mailles	Surfaces des Zones (ha)	Consommation Spécifique (L/s/Hab)	Densité (Hab/ha)	Population dans la Zone	Consommation par Zone (L/s)	Consommation par Nœud (L/s)	Coefficient de pointe	Debits Soutirés (L/s)	Debits Arrondis (L/s)
1	I	3,28	336,32	162,7	533	2,07	2,07	1,8	3,726	3,72
2	I	8,04	"	"	1308	5,09	5,09	"	9,162	9,16
3	I	7,4	"	"	1204	4,69	5,77	"	10,386	10,39
	II	1,7	"	"	277	1,08				
4	I	4,68	"	"	761	2,96	5,62	"	10,116	10,12
	II	2,52	"	"	410	1,6				
	III	1,68	"	"	273	1,06				
5	I	2,24	"	"	364	1,42	2,22	"	3,996	4,00
	III	1,26	"	"	205	0,8				
6	III	15,13	"	"	2462	9,58	9,58	"	17,244	17,24
7	II	2,88	"	"	469	1,83	7,30	"	13,14	13,14
	III	8,64	"	"	1406	5,47				
8	II	10,16	"	"	1653	6,44	6,44	"	11,592	11,59
9	II	10,6	"	"	1725	6,71	6,71	"	12,078	12,08

Σ 80,21 Σ 13050 Σ 91,44

Zone Sud :

Calcul des debits Soutirés

Nœuds	Mailles	Surfaces des Zones (Ha)	Consommation Spécifique (l/s/Ha)	Densité (hab/Ha)	Population dans la Zone	Consommation par Zone (l/s)	Consommation par Nœud (l/s)	Coefficient de pointe	Debits Soutirés (l/s)	Debits Arrondis (l/s)
1	I	5,76	326,35	161,48	930	3,51	3,51	1,8	6.318	6,32
2	I	2,72	"	"	439	1,66	2,44	"	4,392	4,39
	VIII	1,28	"	"	207	0,78				
3	VIII	12,2	"	"	1970	7,44	7,44	"	13,392	13,39
4	VII	9,35	"	"	1510	5,70	12,92	"	23,256	23,26
	VIII	11,84	"	"	1911	7,22				
5	I	2,55	"	"	412	1,56	3,53	"	6,462	6,46
	VI	1,38	"	"	223	0,84				
	VII	0,66	"	"	106	0,40				
	VIII	1,19	"	"	192	0,73				
6	I	2,55	"	"	412	1,56	3,59	6,462	6,462	6,46
	II	1,17	"	"	189	0,71				
	VI	2,16	"	"	349	1,32				
7	II	0,88	"	"	142	0,54	1,76	"	3,168	3,17
	V	0,79	"	"	127	0,48				
	VI	1,21	"	"	195	0,74				

Suite Zone Sud

8	V	1,58	"	"	255	0,96	2,92	"	5,256	5,26
	VI	1,77	"	"	286	1,08				
	VII	1,44	"	"	232	0,88				
9	V	1,96	"	"	316	1,19	1,19	"	2,142	2,14
10	IV	2,07	"	"	335	1,26	1,50	"	2,70	2,70
	V	0,4	"	"	65	0,24				
11	II	2	"	"	323	1,22	6,13	"	11,034	11,03
	III	2,3	"	"	372	1,41				
	IV	5,13	"	"	829	3,13				
	V	0,6	"	"	97	0,37				
12	II	2,34	"	"	378	1,43	3,41	"	6,138	6,14
	III	3,24	"	"	524	1,98				
13	I	1,89	"	"	306	1,16	1,16	"	2,088	2,09
14	III	10,35	"	"	1671	6,31	11,9	"	21,42	21,42
	IV	9,17	"	"	1480	5,59				
15	IV	16,68	"	"	2693	10,17	10,17	"	18,306	18,30
16	IV	15,71	"	"	2537	9,58	9,58	"	17,244	17,24

Σ 22013 Σ 149,66

2.6.- Equipement du Réseau de distribution:

a) Nature des Canalisations :

La canalisation du réseau de distribution seront en acier et ce en raison :

- de leur disponibilité sur le marché.
- de leur résistance aux contraintes (chocs, écrasements, déplacement de terrains) est supérieures à celle des tuyaux d'autre natures.
- de leurs élasticité qui peut se porter aux divers efforts auquelles les canalisations sont exposés en service.

b) Système d'assemblage :

Deux systèmes d'assemblage sont utilisés :

- Par Soudure
- Par joints mécaniques

Assemblage par Soudure :
C'est le système d'assemblage le plus utilisé dans les soudures bout à bout les tubes ont leurs extrémités lisses coupées d'équerre et chanfreinées.
Les canalisations adoptées pour notre cas étant revêtues intérieurement d'un émail Bitumuneux doivent êtres protégées contre la haute température engendrées pour le soudage par une manchette intérieure isolante.

c) Assemblage par Joints Mécaniques :

Des circonstances locales peuvent rendre difficile l'assemblage par soudure, il peut alors être fait appel à des assemblages avec joint caoutchouc.
En ce qui concerne le choix du types de joints ont intervenus les facilités, la rapidité de confection et de montage et surtout la garantie d'étancheité.
Nous préconisons donc les joints suivants :-

- Joint prestolic
- Joint Preflex.

Le premier présente les avantages suivants :
- Ils ont des caractéristiques trés voisines de celles de l'assemblage par soudure
- Ils permettent de réaliser une conduite de résistance homogène
- Ils sont démontables.

Le second :
- s'exécute pour une grande gamme de diamètre
- trés souple
- compense les dilations et les retraits
- peut-être monté soit sur les conduites de grande longueur soit sur les brides des vannes de sectionnement.

D) Organes et Accessoires des réseaux :

Afin de pouvoir isoler les divers tronçons de chacun des réseaux lors d'éventuelles, réparations. On équipera ces derniers de Robinets vannes posés en des endroits accessibles.

- Ventouses :

Seront prévues au droit des points hauts en vue d'empêcher les cantonnements d'air et permettre l'admission de l'air dans les conduites lors du vidange.

- Robinet de décharge :

Seront prévus aux points bas du réseau en vue de faciliter le vidange des canalisations, et l'évacuation des dépots.

- Bouches (Poteaux) d'incendie :

Ils seront intallés sur des canalisations maitresses pouvant fournir une pression au sol d'au moins 0,6 bars.
Ils seront espacés de 200 ~ 300 et répartis suivant l'importance des risques a défendre.

Voir Planche (VIII, IX, X)

CHAPITRE IX /- PROTECTION DES CONDUITES

I.- PROTECTION CONTRE LE COUP DE BELIER

1.- Présentation du problème

Lorsque dans un écoulement en charge, se produit des variations locales de débits où de pression, il en résulte une modification générale de régime d'écoulement préexistant des débits et pressions. La modification du régime d'écoulement se manifeste en une série d'ondes de pressions qui se propagent tout le long de la conduite avec une amplitude importante pouvant entrainer des ruptures des canalisations, dans ce cas on dit alors qu'il se produit un coup de bélier.

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire qui se manifeste par des ondes de dépression et de surpression qui sont caractérisées par une vitesse de propagation donnée par la formule :

$$C = \frac{\left(K/\rho\right)^{1/2}}{\left(1 + \frac{KD}{CE}\right)^{1/2}}$$

où :

C : célérité de l'onde (m/s)
K : coefficient de compressibilité de l'eau = $2,15.10^9$ Pa
ρ : masse volumique de l'eau = 1000 Kg/M^3
D : diamètre intérieur de la conduite (m)
e : Epaisseur de la conduite (m)
E : Module d'élasticité de la conduite pour l'acier ($E = 2.10^{11}$ Pa)

La valeur maximale du coup de bélier peut être obtenu par le rapport :

$$\frac{CVo}{g}$$

où :

Vo : vitesse de l'écoulement en régime permanent
g : accélération de la pésanteur (9,8 m/s^2)

Les conduites de refoulement doivent toujours être examinées de point de vue protection contre le coup de bélier.
Il en sera de même pour les conduites d'adduction gravitaire dont le débit se trouve réglé à l'aval par un robinet dont les caractéristiques de fermeture sont connues dans le cas où la dépression et la surpression ne sont plus admissible.
Pour palier à ce phénomène on utilise des équipements spéciaux destinés à la protection des installations.

2.- Moyens des protections des installations :

Supprimer totalement les effets du coup de bélier parait impossible mais il convient de chercher leur limitation à une valeur compatible avec la résistance des installations.

- les équipements anti-bélier devront donc avoir pour effet :
    - de limiter la dépression
    - de limiter la surpression

Les moyens de protection, ce ne sont autre que des équipements variés, déterminés où bien choisis en fonction de la protection voulue des paramètres hydrauliques et géométriques des installations.

Ces équipements sont :-

- Le volant d'inertie qui intervient dans la protection contre les dépressions.
- Les soupapes de décharge qui interviennent dans la protection contre les surpressions.
- Les réservoirs d'air et cheminéed'équilibre qui interviennent à la fois dans la protection contre les dépressions et les surpressions.

Dans notre cas nous avons à étudier la protection contre le phénomène décrit ci-dessus des conduites sur les tronçons :

Forage Nord ----------> Réservoir 700 m3
Bache de reprise --------> Réservoir 1800 m3
Forage Sud ----------> Bache de reprise
Forage Oum Mougrein ----> Bache de reprise
Puits Ras-El-Ain --------> Bache de reprise

Enfin pour les adduction gravitaires, notre étude c'est limitée à un seul tronçon.

Réservoir 2 X 750 m3 -------> point de jonction "1"

Parmi les équipements sités, le dispositif de protection par réservoir d'air est le procédé le plus répondu pour la protection des stations de pompage, c'est un dispositif simple relativement peu onéreux fiable et facilement controlable :
Nous préconisons d'une manière générale des réservoirs d'air à membrane où le contact air-eau ne sera pas direct mais séparé par une membrane simple et élastique, cette solution permettra d'élliminer la perte d'air par dissolution.

3.- Réservoir d'air :

C'est une cuve cylindrique raccordée à la conduite de refoulement par une tubulure munie d'un dispositif d'étranglement (diaphragme).

Principe de fonctionnement du réservoir d'air :

En exploitation il contient de l'air et de l'eau à une pression sensiblement identique à celle du fonctionnement normal.
- Dans une première phase à la disjonction du groupe, la pompe ne fournissant aucune énergie le clapet se ferme la tendance à la dépression est contrariée par la détente de l'air et l'eau qui en sort vers la tuyauterie.
- Pendant la deuxième phase le phénomène inverse se produit et permet la réduction de la surpression afin de rendre, cet effet plus marquée on interpose un dispositif d'étranglement entre le réservoir et la conduite ce dernier sera constitué d'un diaphragme qui donnera lieu à une perte de charge plus importante à l'entrée.

4.- Calcul du réservoir d'air :

Les résolutions serontcorduit par la méthode graphique de BERGERON dont les calculs seront facilités à l'aide du programme sur TI 59 basé sur cette dernière établit par Monsieur G. LAPRAY.

5.- Méthode de BERGERON

Elle consiste à déterminer par approximation successives les vitesses de l'eau dans la conduite de refoulement au niveau du réservoir d'air pendant les oscillations.
Les caractéristiques du réservoir d'air (Uo volume en régime normal et son dispositif d'étranglement) sont fixées au préalable.
L'intervalle de temps entre deux vitesses successives n'est autre que le temps d'aller retour d'une onde.

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

Ayant fixé le volume initiale (Uo), et en partant d'une vitesse arbitrairement choisie (V2ip) comme vitesse finale de l'eau dans un intervalle de temps considéré.
ON calcul alors à la fin de cet intervalle la pression dans le réservoir d'air, puis celle dans la conduite en ajoutant où en retranchant les pertes de charges suivant le cas.

On vérifiera cette dernière sur l'épure en menant une horizontale passant par la valeur de la pression finale que cette droite coupe bien $C/_{Ac.G}$ au droit de la vitesse choisie.

Si le premier essai n'est pas concluant (valeur inadmissible) les calculs seront recommencés avec une autre valeur de vitesse (V_{2ip})

L'augmentation de (ΔU) du volume d'air du réservoir d'air (quand l'eau monte) où sa diminution (quand l'eau redescend) est exprimé par le volume correspondant de l'eau que ce réservoir écoule vers la conduite on reçoit d'elle au cours du régime transitoire.

Cette variation du volume d'air n'est autre que le produit de la section (A_c) de la conduite par la vitesse moyenne (Vm) pendant le temps (tr)

$$\Delta Ui = Vmi \; Ac \; tri$$

où

$$Vmi = \frac{(V2i-1)p + V2ip}{2}$$

Le volume d'air est obtenu en ajoutant où en retranchant ΔU suivant que l'eau monte où redescend (de où vers) le réservoir

$$Ui = Ui-1 \pm \Delta Ui$$

$+\Delta Ui$: quand l'eau monte
$-\Delta Ui$: quand l'eau redescend.

La nouvelle pression dans le réservoir sera exprimé en admettant que la détente d'air s'effectue suivant la Loi de Poisson :

$$Zi = \frac{Z'o \; U'o^{1,4}}{Ui^{1,4}}$$

où

Z'o : pression dans le réservoir à l'arrêt
$Z'o = (Ho - ho + 10)$
Ho : Hauteur géométrique de refoulement
ho : H : hauteur d'eau en régime normal entre l'axe de la conduite de refoulement et le plan d'eau dans le réservoir d'air.
U'o : Volume d'air du réservoir à l'arrêt

Le dispositif d'étranglement choisi étant un diaphragme nous permet d'avoir des pertes de charges négligeables à la montée par rapport à celle qui peuvent avoir lieu lors de la descente.
Les pertes de charge dans le diaphragme s'expriment par (δr) où

$$\delta = \frac{CV^2}{2g} \quad \text{avec} \quad \beta = \frac{C}{2g}$$

Lors de la dépression et où la $V>o \Longrightarrow \delta r = o$
En cas de surpression et où la $V<o \Longrightarrow \delta r = \beta V^2$
Selon la formule de BORDA-CARNOT

$$\delta r = \frac{Vt^2}{2g}\left(\frac{At}{mAD} - 1\right)^2$$

D'après l'équation de continuité on aura :

$$V.Ac = Vt.At \Longrightarrow Vt = \frac{Ac}{At} V$$

$$\delta r = \left(\frac{Ac}{At} V\right)^2 \cdot \frac{1}{2g} \left(\frac{At}{m A_D} - 1 \right)^2$$

$$\frac{Ac}{At} = \frac{Dc}{Dt} \quad , \quad \frac{At}{A_D} = \frac{Dt^2}{d^2}$$

$$\delta r = \frac{1}{2g} \left(\frac{D^2 c}{Dt^2}\right)^2 \cdot \left(\frac{Dt^2}{m.d^2} - 1\right)^2 \cdot V^2$$

Où :

A_c : section de la conduite de refoulement $= \frac{\pi Dc^2}{4}$

A_t : section de la tubulure $\frac{\pi D_t^2}{4}$

A_D : section de l'orifice du diaphragme $= \frac{\pi d^2}{4}$

m : coefficient de contraction de l'orifice de diphragme. tiré en fonction du rapport $\left(\frac{d^2}{Dt^2}\right)$ à partir du tableau (manuel d'hydraulique generale p 395)

V : vitesse de la conduite de refoulement correspondant à chaque intervalle de temps (prise avec son signe)

V_t : vitesse dans la tubulure à chaque intervalle correspondant .

En ce qui conserne les pertes de charge dans la conduite pour chaque intervalle de temps consideré .

Elles seront determinées par :

$\delta_c = \alpha . V . |V|$ où α n'est autre que le terme :

$$\alpha = \frac{f}{Dc} \cdot \frac{Lg}{2g}$$

où:

L_g : longueur geometrique

f : coefficient de frottement .

PROGRAMME

Nombre de pas utilisés : 329.

Nombre de mémoires utilisées : 42

000	76	2nd Lbl	053	43	RCL	106	01	1	159	75	−
001	11	A	054	08	08	107	93	.	160	43	RCL
002	43	RCL	055	95	=	108	01	1	161	07	07
003	09	09	056	42	STO	109	04	4	162	35	1/x
004	75	−	057	32	32	110	95	=	163	33	x^2
005	43	RCL	058	42	STO	111	35	1/x	164	95	=
006	10	10	059	34	34	112	33	x^2	165	33	x^2
007	75	−	060	65	X	113	65	X	166	55	÷
008	43	RCL	061	53	(	114	43	RCL	167	01	1
009	11	11	062	89	2nd π	115	08	08	168	09	9
010	95	=	063	65	X	116	55	÷	169	93	.
011	42	STO	064	43	RCL	117	01	1	170	06	6
012	14	14	065	04	04	118	09	9	171	65	X
013	65	X	066	33	x^2	119	93	.	172	43	RCL
014	43	RCL	067	55	÷	120	06	6	173	04	04
015	12	12	068	04	4	121	55	÷	174	45	y^x
016	45	y^x	069	54	)	122	43	RCL	175	04	4
017	01	1	070	42	STO	123	04	04	176	95	=
018	93	.	071	39	39	124	95	=	177	42	STO
019	04	4	072	95	=	125	42	STO	178	38	38
020	95	=	073	42	STO	126	37	37	179	00	0
021	42	STO	074	40	40	127	65	X	180	42	STO
022	35	35	075	43	RCL	128	43	RCL	181	31	31
023	43	RCL	076	13	13	129	17	17	182	91	R/S
024	00	00	077	55	÷	130	33	x^2	183	76	2nd Lbl
025	55	÷	078	43	RCL	131	85	+	184	12	B
026	01	1	079	39	39	132	43	RCL	185	42	STO
027	00	0	080	95	=	133	14	14	186	22	22
028	00	0	081	42	STO	134	95	=	187	77	2nd x≥t
029	00	0	082	17	17	135	42	STO	188	68	2nd NOP
030	55	÷	083	42	STO	136	15	15	189	33	x^2
031	53	(	084	18	18	137	35	1/x	190	65	X
032	01	1	085	09	9	138	65	X	191	43	RCL
033	85	+	086	93	.	139	43	RCL	192	38	38
034	43	RCL	087	08	8	140	35	35	193	95	=
035	00	00	088	55	÷	141	95	=	194	42	STO
036	65	X	089	43	RCL	142	22	INV	195	20	20
037	43	RCL	090	33	33	143	45	y^x	196	61	GTO
038	04	04	091	95	=	144	01	1	197	95	=
039	55	÷	092	42	STO	145	93	.	198	76	2nd Lbl
040	43	RCL	093	36	36	146	04	4	199	68	2nd NOP
041	01	01	094	43	RCL	147	95	=	200	00	0
042	55	÷	095	03	03	148	42	STO	201	42	STO
043	43	RCL	096	55	÷	149	19	19	202	20	20
044	02	02	097	43	RCL	150	42	STO	203	76	2nd Lbl
045	95	=	098	04	04	151	16	16	204	95	=
046	34	$\sqrt{x}$	099	95	=	152	43	RCL	205	43	RCL
047	42	STO	100	23	lnx	153	05	05	206	22	22
048	33	33	101	65	X	154	35	1/x	207	65	X
049	35	$1/_x$	102	93	.	155	55	÷	208	50	2nd |x|
050	65	X	103	08	8	156	43	RCL	209	65	X
051	02	2	104	06	6	157	06	06	210	43	RCL
052	65	X	105	75	−	158	33	x^2	211	37	37

PROGRAMME (suite).

```
212 95  =
213 42  STO
214 21  21
215 43  RCL
216 22  22
217 85  +
218 43  RCL
219 17  17
220 95  =
221 55  ÷
222 02  2
223 95  =
224 42  STO
225 24  24
226 65  X
227 43  RCL
228 40  40
229 95  =
230 42  STO
231 25  25
232 85  +
233 43  RCL
234 19  19
235 95  =
236 42  STO
237 26  26
238 45  y^x
239 01  1
240 93  .
241 04  4
```

```
242 94  +/-
243 65  X
244 43  RCL
245 35  35
246 95  =
247 42  STO
248 27  27
249 75  -
250 43  RCL
251 21  21
252 85  +
253 43  RCL
254 20  20
255 75  -
256 43  RCL
257 14  14
258 95  =
259 42  STO
260 30  30
261 65  X
262 43  RCL
263 36  36
264 95  =
265 42  STO
266 29  29
267 85  +
268 43  RCL
269 18  18
270 95  =
271 42  STO
```

```
272 23  23
273 75  -
274 43  RCL
275 22  22
276 95  =
277 50  2nd |x|
278 22  INV
279 77  2nd x≥t
280 69  2nd OP
281 43  RCL
282 23  23
283 12  B
284 76  2nd Lbl
285 69  2nd OP
286 43  RCL
287 23  23
288 42  STO
289 17  17
290 65  X
291 43  RCL
292 39  39
293 95  =
294 42  STO
295 41  41
296 43  RCL
297 23  23
298 85  +
299 43  RCL
300 29  29
301 95  =
```

```
302 42  STO
303 18  18
304 43  RCL
305 26  26
306 42  STO
307 19  19
308 43  RCL
309 27  27
310 85  +
311 43  RCL
312 20  20
313 85  +
314 43  RCL
315 10  10
316 95  =
317 42  STO
318 28  28
319 01  1
320 44  SUM
321 31  31
322 43  RCL
323 34  34
324 44  SUM
325 32  32
326 43  RCL
327 31  31
328 91  R/S
```

NOTICE D'EMPLOI

1). Stocker :

La précision absolue dans le registre T.
K en 00 : coefficient d'élasticité de l'eau (Pa).
E en 01 : module d'élasticité de la conduite (Pa).
t' en 02 : épaisseur de la conduite (m).
ε en 03 : rugosité de la conduite (m).
D_c en 04 : diamètre de la conduite (m).
m en 05 : coefficient de contraction de l'orifice.
d en 06 : diamètre de l'orifice (m).
D_t en 07 diamètre de la tubulure (m).
L en 08 : longueur de la conduite (m).
$h_g + h_{atm}$ en 09 - Z'_o en 10 - h_{asp} en 11 - U'_o en 12 (volume d'air au repos)
Q_o en 13 : débit nominal (en fonctionnement normal).

2). Appuyer sur A : 0 à l'affichage .

RCL 14 : Z'_o = pression dans le réservoir d'air à l'arrêt.
RCL 15 : Z_o = pression dans le réservoir, pompe en fonctionnement.
RCL 16 : U_o = volume d'air du réservoir, pompe en fonctionnement.
RCL 33 : c = célérité de propagation des ondes (m/s).
RCL 34 : t_r = temps d'aller et retour de l'onde dans la conduite.
RCL 35 : constante de calcul = $Z'_o\ U'^{1.4}_o$
RCL 36 : g/c
RCL 37 : α - RCL 38 : β
RCL 39 : A_o = section de la conduite - RCL 40 : $A_o t_r$

3). Afficher une valeur hypothétique de V_{2iP}. Appuyer sur B. : affichage de N_i.

$V_{(2i+1)R}$ 18 - U_i 19 - δ_r 20 - δ_c 21 - V_{2iP} 23

Vm_i 24 - ΔU_i 25 - U_i 26 - Z_i 27 - H_i 28

ΔV_i 29 - Δy_i 30 - N_i 31 - t_i 32 - Q_{2iP} 41

Recommencer le processus 3) pour le calcul au pas suivant

Pour recommencer les calculs depuis l'arrêt de la pompe, appuyer sur A.

5.2 ARRET BRUSQUE :

a) Tronçon : Forage nord.....> Reservoir $700m^3$

Données :

$A = 2,15\ 10^9$ Pa	$n = 0,60$	$h_o = 2$ m	
$E = 2\ 10^{11}$ Pa	$d = 0,05m$	$h_{asp} = 2m$	
$t' = 0,005$ m	$D_t = 0,150m$	$U_o = 0,5\ m^3$	
$\varepsilon = 0,0001$ m	$L = 500$ m	$Q_s = 67,35$ l/s	
$D_c = 0,500$ m	$h_g + h_{atm} = 26,77+10 = 36,77$ m		

Dans ce cas la celerité est de :

$$C = 1149.297 \text{ m/s}$$

La valeur pouvant ,etre atteinte par le coup de belier est de :

$$b = \frac{C\ V_o}{g} = \frac{1149.297 \times 0.95}{9.8} = 110.82 \text{ m.c.e}$$

Valeur de surpression sans protection

$$26.77 + 110.82 = 137.59 \text{ m}$$

et celle de la depression :

$$26.77 - 110.82 = -84.05 \text{ m}$$

RESULTATS :

$Z'_o = 24,77$ m	$\alpha U_o^{1,4} = 19,175966$
$Z_o = 25,968m$	$g/c = 8,57215 . 10^{-3}$
$U_o = 0,488\ m^3$	$\alpha = 1,9202945$
$V_o = 0,955$ m/s	$\beta = 1,61\ 10^2$
$C = 1149,297$ m/s	$A_c = 7,06858\ 10^{-2}\ m^2$
$t_r = 0,8747s$	$A_c t_r = 6,182955\ 10^{-2}\ m^2.s$

Les restes des calculs sont resumés dans le tableau (qui suit)

TRACE DE LA DROITE $C/A_c.g$:

Ayant les deux valeurs de "C" et "A_c" on calcule le rapport $C/A_c g$ qui sera egalà $1650,9574(T.L^{-2})$

ECHELLES : L'echelle de pression est graduée à raison de 1cm....> 1m. Lechelle des vitesses est graduée à raison de 2cm....>0,1m/s .

Ainsi la valeur de la pente de la droitee $C/A_c g$ selon l'echelle de l'epure sera de 5,8527 .

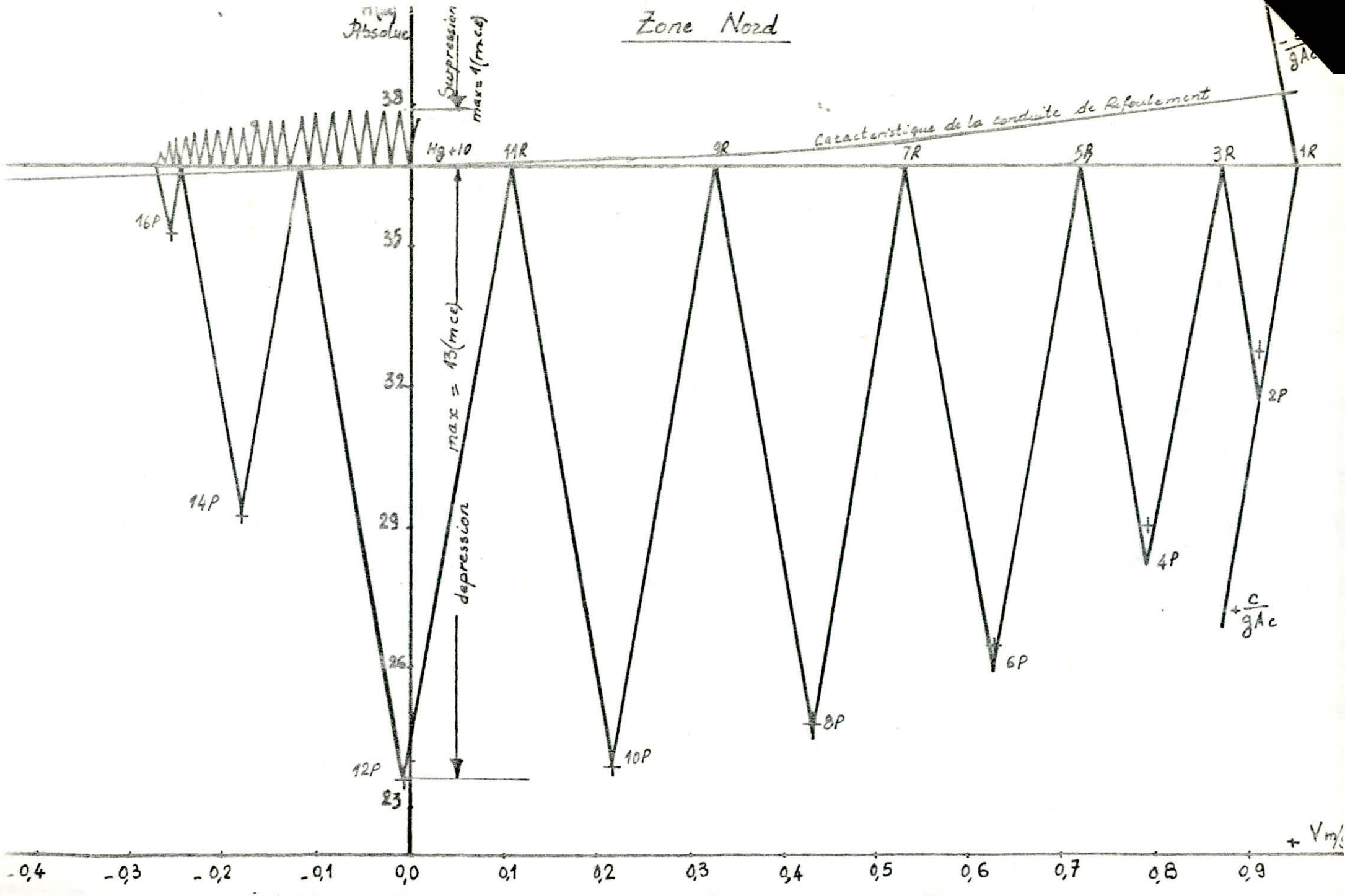
$$tg\ \Delta = 5.8527 \longrightarrow \Delta = 80^{\circ}16'$$

Coup de Belier Arrêt brusque Forage Zone Nord

Intervalles de temps t_i	Variation du Volume d'air ΔU m^3	Volume d'air U (m^3)	Pression dans Le reservoir d'air Z	Vitesse $V(t_{i+1})$ $R_{(m/s)}$	Perte de charge dans L'orifice $\delta r = \beta v^2$	Pression dans La Conduite + P_d_C	P.d.C au refoulement δc	Pression dans la conduite sans P_d_C	Vitesse V_{2ip} (m/s)	Vitesse moyenne V_m (m/s)	Vitesses choisies (m/s)	Q_{2ip} (m^3/s)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
0	0	0,488	35,968	—	0	38,14	1,37	36,77	0,953			$6,735.10^{-2}$
1θ	5,756	0,546	30,770	0,866	0	32,770	1,091	31,679	0,909	0,931	0,909	$6,426.10^{-2}$
2θ	$5,26.10^{-2}$	0,598	27,050	0,719	0	29,05	0,829	28,221	0,792	0,851	0,792	$5,6.10^{-2}$
3θ	$4,386.10^{-2}$	0,642	24,499	0,534	0	26,499	0,518	25,981	0,626	0,709	0,626	$4,428.10^{-2}$
4θ	$3,265.10^{-2}$	0,675	22,856	0,326	0	24,856	0,244	24,612	0,43	0,528	0,43	$3,038.10^{-2}$
5θ	$1,994.10^{-2}$	0,695	21,942	0,105	0	23,942	0,06107	23,881	0,215	0,322	0,215	$1,52.10^{-2}$
6θ	$6,412.10^{-3}$	0,701	21,662	$-1,199.10^{1}$	$9,447.10^{3}$	23,672	$-7,795.10^{5}$	23,672	$-7,684.10^{3}$	0,104	$-7,684.10^{3}$	$-5,431.10^{4}$
7θ	$-5,911.10^{-3}$	0,695	21,920	$-2,471.10^{1}$	5,39	29,310	$-4,447.10^{-2}$	29,354	$-1,835.10^{1}$	$-9,561.10^{-2}$	$-1,835.10^{1}$	$-1,297.10^{-2}$
8θ	$-1,368.10^{-2}$	0,681	22,539	$-2,711.10^{1}$	10,742	35,281	$-8,864.10^{-2}$	35,369	$-2,591.10^{1}$	$-2,213.10^{1}$	$-2,591.10^{1}$	$-1,832.10^{-2}$
9θ	$-1,633.10^{-2}$	0,665	23,318	$-2,671.10^{1}$	11,588	36,906	$-9,362.10^{-2}$	37,002	$-2,691.10^{1}$	$-2,641.10^{1}$	$-2,691.10^{1}$	$-1,902.10^{-2}$
10θ	$-1,644.10^{-2}$	0,649	24,149	$-2,583.10^{1}$	11,044	37,193	$-9,113.10^{-2}$	37,284	$-2,627.10^{1}$	$-2,659.10^{1}$	$-2,627.10^{1}$	$-1,857.10^{-2}$
11θ	$-1,595.10^{-2}$	0,633	25,006	$-2,483.10^{1}$	10,265	37,271	$-8,47.10^{-2}$	37,356	$-2,533.10^{1}$	$-2,58.10^{1}$	$-2,533.10^{1}$	$-1,79.10^{-2}$
12θ	$-1,534.10^{-2}$	0,617	25,88	$-2,375.10^{1}$	9,44	37,32	$-7,789.10^{-2}$	37,398	$-2,429.10^{1}$	$-2,481.10^{1}$	$-2,429.10^{1}$	$-1,717.10^{-2}$

Suite forage Nord

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
13θ	$-1,468.10^{2}$	0,603	26,766	$-2,261.10^{2}$	8,538	37,364	$-7,095.10^{-2}$	37,435	$-2,318.10^{1}$	$-2,374.10^{1}$	$-2,318.10^{1}$	$-1,63.10^{-2}$
14θ	$-1,397.10^{-2}$	0,589	27,66	$-2,14.10^{1}$	7,749	37,409	$-6,394.10^{-2}$	37,473	$-2,201.10^{1}$	$-2,259.10^{1}$	$-2,201.10^{1}$	$-1,556.10^{-2}$
15θ	$-1,322.10^{1}$	0,576	28,554	$-2,013.10^{1}$	6,901	37,455	$-5,695.10^{-2}$	37,512	$-2,077.10^{1}$	$-2,139.10^{1}$	$-2,077.10^{1}$	$-1,468.10^{-2}$
16θ	$-1,244.10^{-2}$	0,563	29,44	$-1,879.10^{1}$	6,061	37,501	$-5,001.10^{-2}$	37,551	$-1,946.10^{1}$	$-2,012.10^{1}$	$-1,946.10^{1}$	$-1,376.10^{-2}$
17θ	$-1,161.10^{-2}$	0,551	30,312	$-1,738.10^{1}$	5,236	37,548	$-4,32.10^{-2}$	37,591	$-1,809.10^{1}$	$-1,878.10^{1}$	$-1,809.10^{1}$	$-1,279.10^{-2}$
18θ	$-1,074.10^{-2}$	0,541	31,158	$-1,591.10^{1}$	4,435	37,593	$-3,659.10^{-2}$	37,629	$-1,665.10^{1}$	$-1,737.10^{1}$	$-1,665.10^{1}$	$-1,177.10^{-2}$
19θ	$-9,828.10^{-3}$	0,531	31,968	$-1,437.10^{1}$	3,669	37,637	$-3,027.10^{-2}$	37,667	$-1,514.10^{1}$	$-1,590.10^{1}$	$-1,514.10^{1}$	$-1,070.10^{-2}$
20θ	$-8,877.10^{-3}$	0,522	32,732	$-1,277.10^{1}$	2,948	37,680	$-2,432.10^{-2}$	37,704	$-1,357.10^{1}$	$-1,436.10^{1}$	$-1,357.10^{1}$	$-9,594.10^{-3}$
21θ	$-7,888.10^{-3}$	0,514	33,437	$-1,111.10^{1}$	2,332	37,719	$-1,883.10^{-2}$	37,737	$-1,194.10^{1}$	$-1,276.10^{1}$	$-1,194.10^{1}$	$-8,442.10^{-3}$
22θ	$-6,863.10^{-3}$	0,507	34,072	$-9,400.10^{-2}$	1,683	37,755	$-1,389.10^{-2}$	37,769	$-1,026.10^{1}$	$-1,110.10^{-2}$	$-1,026.10^{1}$	$-7,25.10^{-3}$
23θ	$-5,804.10^{-3}$	0,501	34,626	$-7,64.10^{-2}$	1,161	37,787	$-9,783.10^{-3}$	37,796	$-8,520.10^{-3}$	$-9,388.10^{-2}$	$-8,520.10^{-3}$	$-6,026.10^{-3}$
24θ	$-4,717.10^{-3}$	0,497	35,087	$-5,84.10^{-2}$	$7,268.10^{-1}$	37,814	$-5,997.10^{-3}$	37,819	$-6,74.10^{-2}$	$-7,630.10^{-2}$	$-6,74.10^{-2}$	$-4,764.10^{-3}$
25θ	$-3,606.10^{-3}$	0,493	35,446	$-4,009.10^{-2}$	$3,881.10^{1}$	37,835	$-3,202.10^{-3}$	37,838	$-4,925.10^{-2}$	$-5,832.10^{-2}$	$-4,925.10^{-2}$	$-3,481.10^{-3}$
26θ	$-2,476.10^{-3}$	0,491	35,697	$-2,157.10^{-2}$	$1,521.10^{1}$	37,849	$-1,255.10^{-3}$	37,850	$-3,083.10^{-2}$	$-4,004.10^{-2}$	$-3,083.10^{-2}$	$-2,179.10^{-3}$
27θ	$-1,336.10^{-3}$	0,489	35,833	$-2,926.10^{-3}$	$2,400.10^{-2}$	37,857	$-1,98.10^{-4}$	37,857	$-1,225.10^{-2}$	$-2,154.10^{-2}$	$-1,225.10^{-2}$	$-8,657.10^{-4}$
28θ	$-1,824.10^{-4}$	0,489	35,852	$1,562.10^{-2}$	0,00	37,852	$5,322.10^{-5}$	37,852	$6,348.10^{-3}$	$-2,949.10^{-3}$	$6,348.10^{-3}$	$4,487.10^{-4}$


Zone Nord
Absolue
Suppression
max = 1 (m.c.e)
38
Hg +10
11R
9R
7R
5R
3R
1R
Caractéristique de la conduite de Refoulement
16P
35
14P
29
max = 13 (m.c.e)
depression
32
26
12P
23
10P
8P
6P
4P
2P
+ c/gAc
- 0,4
- 0,3
- 0,2
- 0,1
0,0
0,1
0,2
0,3
0,4
0,5
0,6
0,7
0,8
0,9

RESULTATS DE CALCUL :

Le volume maximal de l'air à l'arrêt brusque est de $0.701 m^3$. Ce volume correspond à la fin de la phase de depression

- Pour plus de securité on prendra un reservoir d'air correspondand au volume maximal majoré de 25% .

$$0.701 + 0.25\ (0.701) = 0.876 \simeq 0.9\ m^3$$

- La pression minimale dans la conduite est de 23,672m

Ceci correspondantàune depression de

$$36.77 - 23.672 = 13.098\ \text{m.c.e} \cong 13\ \text{m.c.e}$$

Lors de la phase de surpression le volume d'air occupe un volume de $0.4\ m^3$, tandis que la pression dans la conduite est de 37.857 m.c.e

$$37.857 - 36.77 = 1.087\ \text{m.c.e} \cong 1\text{m.c.e}$$

(faible surpression)

On constate que les valeurs susceptibles d'etre atteintes lors des phases de surpression est celle de la depression sont acceptables .

Ce qui implique que le volume d'air choisi en regime normal est acceptable.

ARRET BRUSQUE :

b) TRONCON . BACHE DE REPRISE → RESERVOIR 1800m³

DONNÉES :

K = 2,15 10^9	pa	n = 0,60		h_c = 2 m	
E = 2.10^{11}	pa	d = 0,05 m		h_{asp} = 2 m	
t' = 0,005	m	D_t = 0,15 m		U'_o = 1 m^3	
ε = 0,00?1	m	L = 973 m		Q_o = 99,78 10^{-3} m^3/s	
D_c = 0,3	m	$h_g + h_{atm}$ = 42,23 + 10 = 52,23m			

La celerité a pour valeur : C = 1143,257 m/s

La valeur maximale du coup de belier est de :

$$b = \frac{C\,V_o}{g} = \frac{1143.257 \times 1,412}{9,8} = 164,72 \text{ m.c.e}$$

La valeur de surpression pouvant etre atteinte

40,23 + 164,72 = 204,92 m

Celle de depression

40,23 - 164,72 = - 124,49 m

RESULTATS :

Z'_o	=48,23 m	$Z'_o\ U'^{1,4}_o$	= 48,23
Z_o	= 53,249 m	g/c	= 8,57215 10^{-3}
U_o	= 0,930477 m^3	α	= 2,5691763
V_o	= 1,41159 m/s	β	= 1,6 10^2
C	= 1143,257 m/s	A_c	= 7,06856 10^{-2} m^2
t_r	= 1,70218 s	$A_c \cdot t_r$	= 1,20320 10^{-1} $m^2 s$

Les restes des calculs sont reportés sur le tableau(qui suit)

* TRACE DE LA DROITE $c/A_c.g$:

Ayant les valeurs de c et A_c on calcule le rapport

$$C/A_c g = 1650,3566 (TL^{-2})$$

ECHELLES :

Lechelle de pression est graduée à raison de

1 cm ⟶ 2m

L'echelle des vitesses est graduée à raison de :

1.5 cm ⟶ 0.1m/s

Donc la valeur de la pente $c/A_c g$ selon l'echelle de l'epure sera de 3.8885

$$tg\ \Delta = 3.8885 \longrightarrow \Delta = 75^0 34'$$

Zone Sud

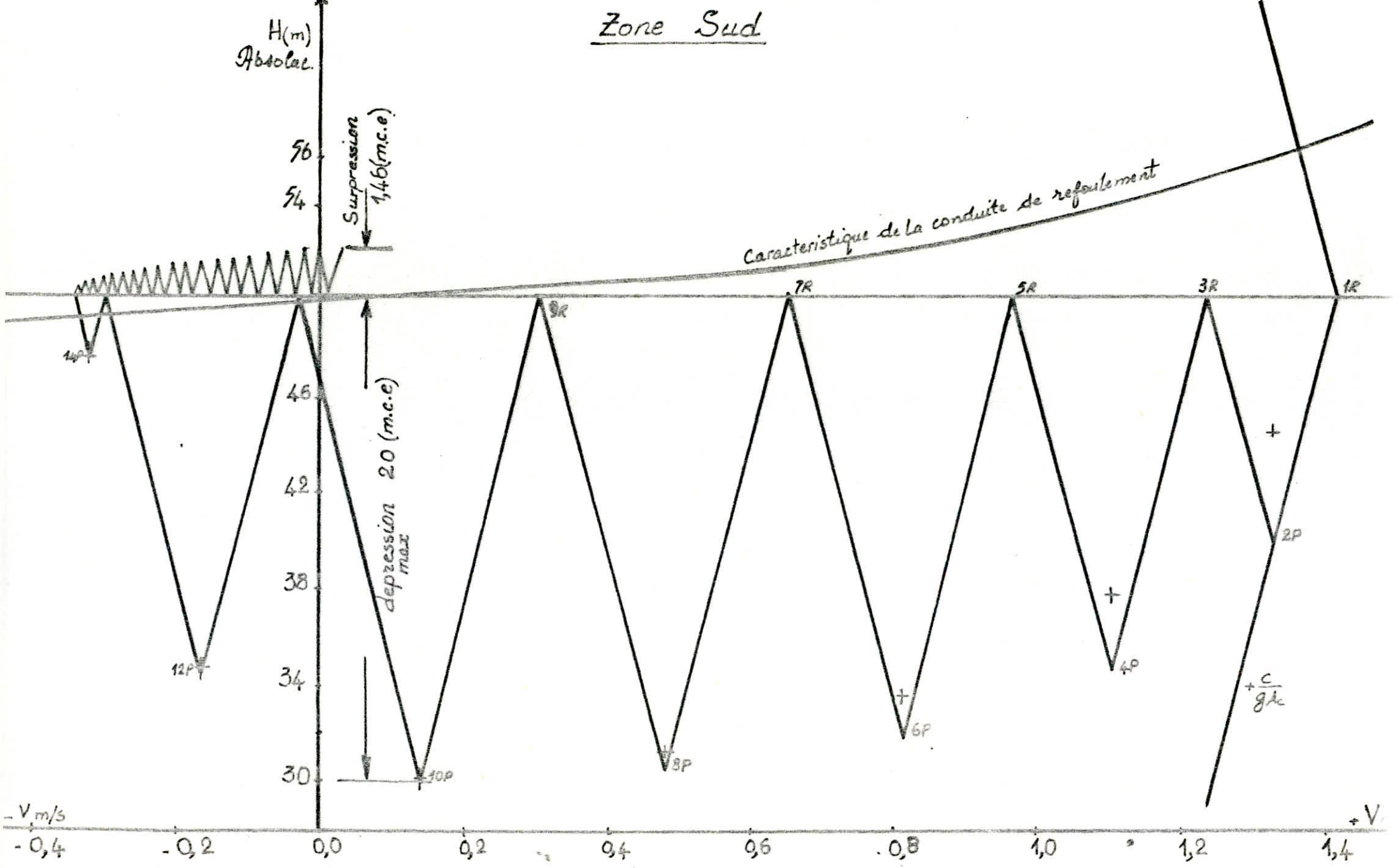
Coup Belier : Arrêt brusque : Bache_Reservoir

Intervalles de temps ti	Variation du Volume d'air ΔU (m³)	Volume d'air U (m³)	Pression dans Le reservoir d'air X	Vitesse V(i+1)R (m/s)	P.d.c dans L'orifice δr = Bv²	Pression dans la Conduite + P_d_C	P.d.c au refoulement δc	Pression dans la Conduite Sans P.d.C	Vitesses V2ip (m/s)	Vitesses moyennes (m/s)	Vitesses choisies (m/s)	Q2ip (m³/s)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
0	0	0,930	53,349	-	0	55,86	5,63	50,23	1,412			$99,78.10^{3}$
1θ	$1,646.10^{1}$	1,095	42,474	1,236	0	44,474	4,501	39,973	1,324	1,368	1,324	$9,356.10^{-2}$
2θ	$1,459.10^{1}$	1,241	35,652	$9,667.10^{1}$	0	37,652	3,116	34,536	1,101	1,212	1,101	$7,784.10^{-2}$
3θ	$1,149.10^{-1}$	1,376	31,494	$6,509.10^{1}$	0	33,494	1,681	31,813	$8,088.10^{1}$	$9,55.10^{-1}$	$8,088.10^{1}$	$5,717.10^{-2}$
4θ	$7,766.10^{-2}$	1,433	29,132	$3,133.10^{1}$	0	31,132	$5,972.10^{1}$	30,535	$4,821.10^{1}$	$6,455.10^{-1}$	$4,821.10^{-1}$	$3,408.10^{-2}$
5θ	$3,744.10^{-2}$	1,471	28,099	$-3,272.10^{2}$	0	30,099	$5,056.10^{2}$	30,048	$1,403.10^{1}$	$3,112.10^{-1}$	$1,403.10^{-1}$	$9,916.10^{-3}$
6θ	$-1,569.10^{-3}$	1,469	28,141	$-2,999.10^{1}$	4,428	34,569	$-7,11.10^{-2}$	34,640	$-1,664.10^{1}$	$-1,304.10^{-2}$	$-1,664.10^{-1}$	$-1,176.10^{2}$
7θ	$-2,934.10^{-2}$	1,44	28,947	$-3,427.10^{1}$	16,524	47,471	$-2,653.10^{1}$	47,736	$-3,214.10^{-1}$	$-2,439.10^{1}$	$-3,214.10^{-1}$	$-2,272.10^{-2}$
8θ	$-3,97.10^{-2}$	1,400	30,102	$-3,342.10^{1}$	18,33	50,433	$-2,943.10^{1}$	50,727	$-3,385.10^{-1}$	$-3,299.10^{1}$	$-3,385.10^{-1}$	$-2,392.10^{-2}$
9θ	$-4,012.10^{-2}$	1,36	31,353	$-3,228.10^{1}$	17,266	50,619	$-2,772.10^{1}$	50,896	$-3,289.10^{1}$	$-3,335.10^{-1}$	$-3,289.10^{-1}$	$-2,322.10^{-2}$
10θ	$-3,881.10^{-2}$	1,321	32,65	$-3,105.10^{1}$	16,041	50,691	$-2,576.10^{1}$	50,948	$-3,167.10^{-1}$	$-3,226.10^{1}$	$-3,167.10^{-1}$	$-2,238.10^{-2}$
11θ	$-3,733.10^{-2}$	1,284	33,986	$-2,973.10^{1}$	14,775	50,762	$-2,376.10^{1}$	50,999	$-3,039.10^{-1}$	$-3,102.10^{1}$	$-3,039.10^{-1}$	$-2,148.10^{-2}$
12θ	$-3,754.10^{-2}$	1,248	35,356	$-2,832.10^{1}$	13,479	50,835	$-2,164.10^{1}$	51,051	$-2,902.10^{1}$	$-2,971.10^{1}$	$-2,902.10^{1}$	$-2,052.10^{-2}$

Suite Zone Sud

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
13θ	$-3,405.10^{-2}$	1,1214	36,752	$-2,682.10^{-1}$	12,16	50,912	$-1,973.10^{-1}$	51,107	$-2,757.10^{-1}$	$-2,830.10^{-1}$	$-2,757.10^{-1}$	$-1,949.10^{-2}$
14θ	$-3,223.10^{-2}$	1,182	38,163	$-2,521.10^{-1}$	10,828	50,991	$-1,739.10^{-1}$	51,165	$-2,601.10^{-1}$	$-2,679.10^{-1}$	$-2,601.10^{-1}$	$-1,839.10^{-2}$
15θ	$-3,031.10^{-2}$	1,152	39,576	$-2,351.10^{-1}$	9,496	51,072	$-1,525.10^{-1}$	51,224	$-2,436.10^{-1}$	$-2,519.10^{-1}$	$-2,436.10^{-1}$	$-1,722.10^{-2}$
16θ	$-2,826.10^{-2}$	1,123	40,976	$-2,17.10^{-1}$	8,176	51,153	$-1,313.10^{-1}$	51,284	$-2,261.10^{-1}$	$-2,348.10^{-1}$	$-2,261.10^{-1}$	$-1,598.10^{-2}$
17θ	$-2,608.10^{-2}$	1,097	42,346	$-1,979.10^{-1}$	6,887	51,233	$-1,106.10^{-1}$	51,344	$-2,075.10^{-1}$	$-2,168.10^{-1}$	$-2,075.10^{-1}$	$-1,466.10^{-2}$
18θ	$-2,378.10^{-2}$	1,074	43,666	$-1,778.10^{-1}$	5,647	51,312	$-9,068.10^{-2}$	51,402	$-1,879.10^{-1}$	$-1,977.10^{-1}$	$-1,879.10^{-1}$	$-1,328.10^{-2}$
19θ	$-2,136.10^{-2}$	1,052	44,912	$-1,567.10^{-1}$	4,476	51,388	$-7,188.10^{-2}$	51,459	$-1,673.10^{-1}$	$-1,776.10^{-1}$	$-1,673.10^{-1}$	$-1,182.10^{-2}$
20θ	$-1,882.10^{-2}$	1,033	46,062	$-1,347.10^{-1}$	3,397	51,459	$-5,455.10^{-2}$	51,514	$-1,457.10^{-1}$	$-1,565.10^{-1}$	$-1,457.10^{-1}$	$-1,030.10^{-2}$
21θ	$-1,618.10^{-2}$	1,017	47,091	$-1,119.10^{-1}$	2,432	51,523	$-3,906.10^{-2}$	51,562	$-1,233.10^{-1}$	$-1,345.10^{-1}$	$-1,233.10^{-1}$	$-8,715.10^{-3}$
22θ	$-1,344.10^{-2}$	1,003	47,976	$-8,831.10^{-2}$	1,603	51,579	$-2,574.10^{-2}$	51,604	$-1,001.10^{-1}$	$-1,117.10^{-1}$	$-1,001.10^{-1}$	$-7,075.10^{-3}$
23θ	$-1,061.10^{-2}$	$9,932.10^{-1}$	48,695	$-6,415.10^{-2}$	$9,298.10^{-1}$	51,624	$-1,493.10^{-2}$	51,638	$-7,623.10^{-2}$	$-8,816.10^{-2}$	$-7,623.10^{-2}$	$-5,388.10^{-3}$
24θ	$-7,705.10^{-3}$	$9,855.10^{-1}$	49,228	$-3,954.10^{-2}$	$4,300.10^{-1}$	51,658	$-6,905.10^{-3}$	51,665	$-5,184.10^{-2}$	$-6,404.10^{-2}$	$-5,184.10^{-2}$	$-3,664.10^{-3}$
25θ	$-4,749.10^{-3}$	$9,807.10^{-1}$	49,562	$-1,464.10^{-2}$	$1,174.10^{-1}$	51,68	$-1,886.10^{-3}$	51,619	$-2,709.10^{-2}$	$-3,947.10^{-2}$	$-2,709.10^{-2}$	$-1,915.10^{-3}$
26θ	$-1,759.10^{-3}$	$9,79.10^{-1}$	49,687	$-1,035.10^{-2}$	$7,377.10^{-1}$	51,688	$-1,184.10^{-5}$	51,688	$-2,147.10^{-3}$	$-1,462.10^{-2}$	$-2,147.10^{-3}$	$-1,518.10^{-4}$
27θ	$1,201.10^{-3}$	$9,802.10^{-1}$	49,602	$3,385.10^{-2}$	0,00	51,602	$1,255.10^{-3}$	51,601	$2,21.10^{-2}$	$9,978.10^{-8}$	$2,21.10^{-2}$	$1,562.10^{-3}$

Zone Sud


H(m)
Absolue
56
54
46
42
38
34
30
Surpression 1,46(m.c.e)
Caracteristique de la conduite de refoulement
Dépression max 20 (m.c.e)
1R
3R
5R
7R
9R
1P
2P
4P
6P
8P
10P
12P
+ c/gλc
- V m/s
+ V
- 0,4
- 0,2
0,0
0,2
0,4
0,6
0,8
1,0
1,2
1,4

RESULTATS DE CALCUL

LE volume maximal d'air à l'arret brusque est de 1.471 m^3, le vol - -necorrespondand à la fin de la phase de depression.

Pour plus de securité on prendra un reservoir d'air corres pondant au volume T. d'air majoré de 25%

$$1.471 + 0.25\ (1.471) = 1.83875 \simeq 1.9\ m^3$$

La pression minimale dans la conduite est de 50.099m ceci corrspond à une depression de

$$50.25 - 50,099 = 20.131\ \text{m.c.e} = 20\text{m.c.e}$$

Lors de la phase de surpression le volume d'air occupe un volume de 9.79010^{-1} tandis que la pression dans la conduite est de 51.688m

$$51.688 - 50.25 = 1.458\ \text{m.c.e} \simeq 1.46\ \text{m.c.e}$$

(faible surpression)

On remarque que les valeurs enregistées lors de phases de dépression et de surpression sont acceptables . On peut conclure que le volume d'air choisi au prealableest acceptable .

ARRET BRUSQUE

c)- Tronçon : Forage Sud ----> Bache de reprise

(VOLANT D'INERTIE)

Données:

L = 144 m

D = 150 mm

S = 0,01766 m^2

Q = 18.10^{-3} m^3/s

Vm = 1,02 m/s

Hg = 32,03 m

e : Epaisseur de conduite (Acier) = 5mm

La célérité a pour valeur:

$$C = 1275,03 \text{ m/s}$$

La valeur maximale du cpou coup de bélier

$$b = \frac{CVo}{g} = 132,707 \text{ m.c.e}$$

La valeur de surpréssion peut atteindre

$$Hg + b = 32,03 + 132,707 = 164,737 \text{ m}$$

Tandis que la valeur de dépression sera de

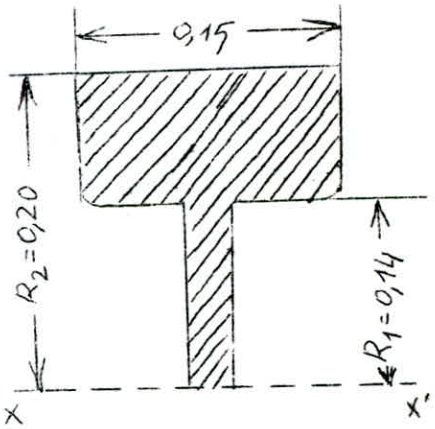
$$Hg - b = 32,03 - 132,707 = -100,677 \text{ m}$$

d'où la nécessité de prévoir un anti bélier puisque on a une dépression de -100,677 m serait inadmissible.
Comme moyen de protection contre le coup de bélier on prévoit pour ce groupe l'accouplement au moteur d'un volant d'inertie. C'est un moyen de continuer à assurer l'alimentation de la veine liquide,malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe. Le volant d'inertie calé sur l'arbre du groupe,grâce à l'inergie qu'il accumule pendant la marche normale,le volant la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps de l'arret de l'ensemble et de ce fait diminue l'intensité du coup de bélier.

CALCUL DE L'AMORTISSEMENT DU COUP DE BELIER GRACE AU VOLANT

Le calcul de l'ammortissement du coup de bélier ,grace à l'adjonction du groupe electopompe d'un volantd'inertie s'effectue en se donnant au départ les dimensions possibles dece volant compte tenu de l'encombrement qui en resulte en fonction de la place dont on dispose .
On verifie ensuite si l'inertie du volant est suffisante c'est à dire si en definitive la dépression obtenue est acceptable en tout point du tracé .Cette verification s'effectuera par l'épure classique selon la methode graphique de BERGERON.

On fixe le type du volant dont la section est représentée par la figure suivante:



Le moment d'inertie I de ce volume de révolution par rapport à l'axe de rotation xx' est donné par la relation

$$I = m.K^2 \quad (Kg.m^2)$$

m : masse du volant

K : rayon de giration

pour la section donnée sur la figure on a :

$$K^2 = \frac{R_1^2 + R_2^2}{2}$$

Sa masse (m) est de (si la masse volumique de l'acier est prise égale à 7800 Kg/m^3)

$$m = 7800 \cdot \frac{\pi}{4}(0,16 - 0,0784) \cdot 0,15 = 74,945 \simeq 75Kg$$

$$I = \frac{m(R_1^2 + R_2^2)}{2} = \frac{75}{2} (0,14^2 + 0,2^2) = 2,235 \ Kg.m^2$$

$$\Delta t = \frac{2L}{c} = \frac{2,144}{1275,03} = 0,2258 \simeq 0,23 \ s$$

La vitesse angulaire "ω" en (rd/s) est donnée par

$$\omega = \frac{2\pi N}{60} \quad \text{où}$$

N : Nombre de tour par minute (tr/mn)

La puissance absorbé par la pompe est de :

$$P = \frac{1000.Qo.Ho.9,8}{\eta} \quad (w)$$

Le couple "C" exprimé en (Nm) vaut :

$$C = \frac{P}{\omega} = \frac{1000.Qo.Ho.9,8}{\eta . \omega}$$

Au moment de l'arrêt brusque du moteur le volant à accumulé une certaine énergie cinétique égale à :

$$\frac{1}{2} I\omega^2$$

La différentielle de l'énergie cinétique est égale au travail élémentaire des forces appliquées : $d(\frac{1}{2} I\omega^2) = C.\omega .dt$

donc $d\omega = \frac{C}{I}.dt$

des différentielles passons au différences finies

$$\Delta\omega = \frac{C}{I} \Delta t = C.\frac{0,23}{2,235} = 0,1029.C \simeq 0,103.C \quad Nm$$

$$\Delta\omega = 1,03.C \quad m \text{ da } N.$$

Tracé de la droite C/Ac.g :

Ayant les valeurs de la célérité "C" et la section de la conduite "Ac" On calcule le rapport :

$$\frac{C}{Ac.g} = 7367,219 \ (TL^{-2})$$

ECHELLE :

L'echelle de pression est graduée à raison de :

3,25 cm ⟶ 10 m

L'echelle des vitèsse est graduée à raison de :

1,858 cm ⟶ 0,1 m/s

et celle des débits :

0,2925 cm ⟶ $1 m^3/s$

De ce fait la valeur de la pente de la droite C/Acg Selon l'echelle de l'epure sera de 2,22

$$tg\Delta = 2,22 \Longrightarrow \Delta = 65°45'$$

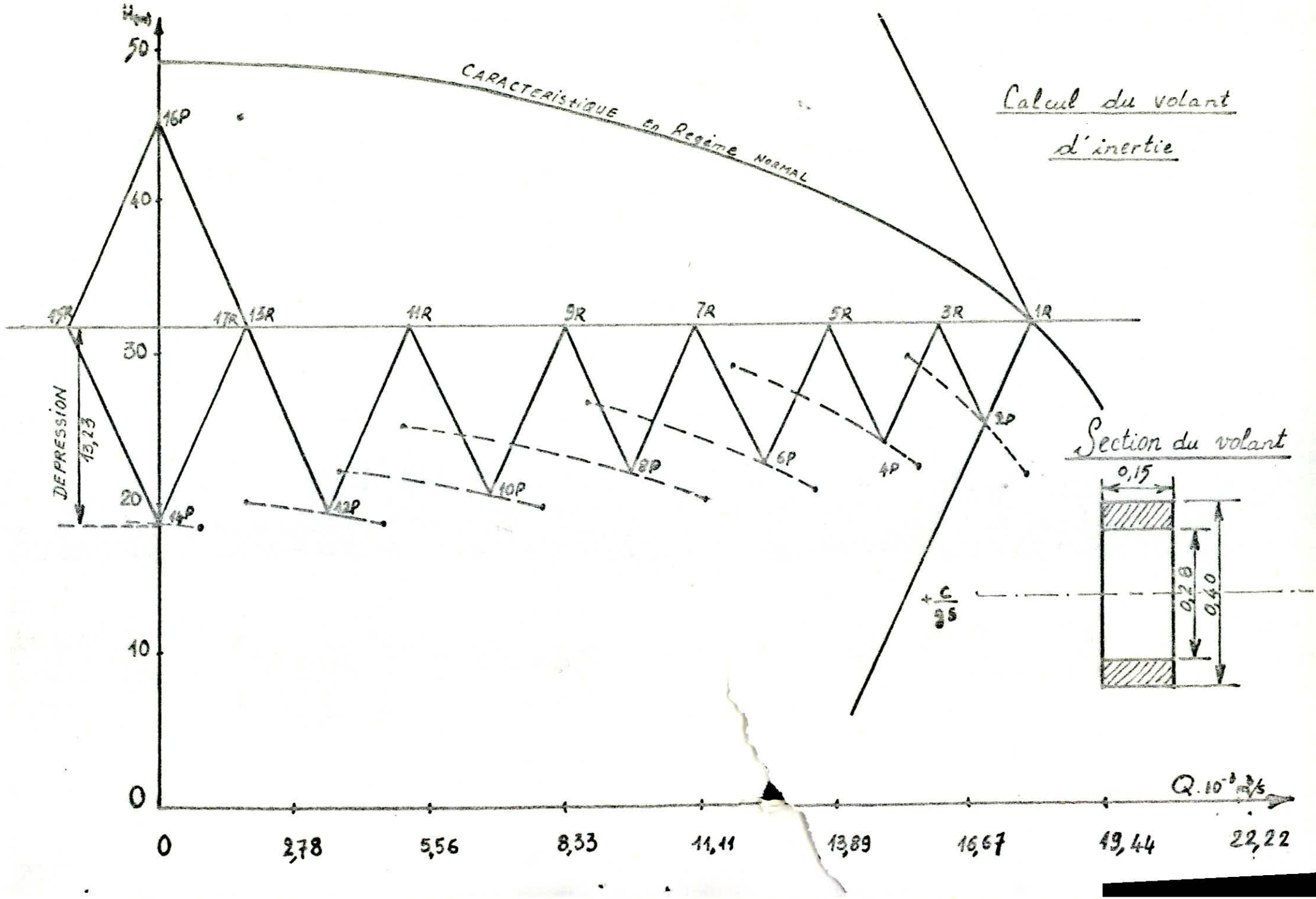
Resultat de Calcul :

Dans le cas traité la dépression est de 13,23 m d'eau ce qui traduit que la pression minimale reste positive et elle est de :

32,03 - 13,23 = 18,80 m.d'eau.

Tableau de calcul du volant d'inertie

t	Vitesses Successives du Volant $\omega_t = \omega_{t-2} - \Delta\omega$	$\left(\frac{\omega_t}{\omega_0}\right)$	$\left(\frac{\omega_t}{\omega_0}\right)^2$	points quelconques relevés sur la caractéristique K_0 à la vitesse ω_0				pts Correspondant à la Caractéristique K_1 à la vitesse ω_1 $q_1 = q_0\frac{\omega_1}{\omega_0}$, $h_1 = h_1\left(\frac{\omega_1}{\omega_0}\right)^2$				Rencontre de K_1 avec $+\frac{e}{Acg}$		Valeur du $\rho\%$	Valeur du Couple $C = \frac{q\,h}{\omega_t\,\rho}$	$\Delta\omega = 1{,}03C$
				q_0	h_0	q'_0	h'_0	q_t	h_t	q'_t	h'_t	q	h			
0	$\omega_0 = \frac{2\pi.960}{60} = 100{,}49$	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	18	32,03	72,8	7,88	8,12
2	100,49 - 8,12 = 92,37	0,92	0,846	16,67	35,54	19,44	26,15	15,34	30,07	17,88	22,12	17,01	25,38	71,4	6,55	6,75
4	92,37 - 6,75 = 85,62	0,85	0,723	13,89	40,31	18,06	32,15	11,81	29,14	15,35	23,24	14,90	24,06	68,00	6,16	6,34
6	85,62 - 6,34 = 79,28	0,79	0,624	11,11	43,23	16,67	35,54	8,78	26,98	13,17	22,18	12,45	23,71	64,00	5,57	5,74
8	79,28 - 5,74 = 73,54	0,73	0,533	6,94	47,54	15,28	38,15	5,07	25,34	11,15	20,33	9,68	22,15	61,00	4,78	4,92
10	73,54 - 4,92 = 68,62	0,68	0,462	5,56	48,30	11,11	43,23	3,78	22,31	7,55	19,97	6,77	20,68	55,40	3,68	3,79
12	68,62 - 3,79 = 64,83	0,64	0,410	2,78	49,23	6,94	47,54	1,78	20,18	4,44	18,49	3,47	19,69	49,30	2,14	2,20
14	64,83 - 2,20 = 62,63	0,62	0,384	—	—	1,39	49,32	—	—	0,86	18,34	—	—	—	—	—


Calcul du volant d'inertie
CARACTERISTIQUE en Régime NORMAL
DEPRESSION
13,25
Section du volant
0,15
0,28
0,40
16P
14P
12P
10P
8P
6P
4P
2P
16R
15R
13R
11R
9R
7R
5R
3R
1R
50
40
30
20
10
0
0
2,78
5,56
8,33
11,11
13,89
16,67
19,44
22,22

d)- TRONCON : Forage Oum Mougrein → Bache de reprise

(Methode Approximative)

Données:

L = 260 m

D = 250 mm

$S = \frac{\pi D^2}{4} = 0,04906\ m^2$

$Q = 47,16.10^{-3} m^3/s$

Vm = 0,96 m/s

Hg = 37,06 m

e : Epaisseur de la conduite (Acier) = 5 mm

La célérité à pour valeur :

C = 1182,528 m/s

La valeur du coup de bélier peut atteindre :

$$b = \frac{CV_o}{g} = \frac{1182,528.0,96}{9,8} = 115,8396 \text{ m.e} \simeq 115,84 \text{ m.c.e}$$

La surpréssion peut atteindre

Hg + b = 37,06 + 115,84 = 152,9 m.c.e

La dépression peut atteindre

Hg - b = 37,06 - 115,84 = -78,78 m.c.e

Le moyen de protection prevu pour ce groupe est un réservoir d'air En faisant abstraction des pertes de charge dans la conduite de refoulement et en considérant le phénomène comme une oscillation en masse c'est à dire (en négligeant l'elasticité de la conduite et la compressibilité de l'eau)

A l'aide de l'abaque de VIBERT on arrive à un calcul simplifie qui peut suffire pour des installations modestes.

En outre le dispositif de protection ne comporte pas d'organe d'etranglement.

En marche normal les caracteristiques de l'air dans le reservoir sont données par Zo et Uo où

Zo : pression absolue exprimée en métre d'eau

(si on néglige la hauteur de l'eau dans le reservoir d'air au dessus de l'axe de la conduite)

Zo = Hg + 10

L'expression donnant (Uo) est la suivante :

$$Uo = \frac{Vo^2}{2gZo} \cdot \frac{LS}{f(\frac{Z}{Zo})}$$

Avec :

Uo : Volume en (m^3)

L : Longueur de la conduite en (m)

S : Section de la conduite en (m^2)

$$f\left(\frac{Z}{Zo}\right) = \left[\frac{Zo}{Zmin} - 1 - \text{Log}\ \frac{Zo}{Zmin}\right]$$

La valeur de (Uo) est tirée moyonnant l'abaque en question, pour l'etablissement de cette abaque, les formules précedentes ont été mise sous la forme suivante:

$$\frac{Uo}{LS} = \frac{Vo^2}{2g} \cdot \frac{1}{Zo} \cdot \frac{1}{f\left(\frac{Z}{Zo}\right)}$$

En posant $\frac{Vo^2}{2g} = ho$

$$\frac{Uo}{LS} = \frac{ho}{Zo} \cdot \frac{1}{f\left(\frac{Z}{Zo}\right)}$$

Ces expressions se trouvent sur les trois échelles de l'abaque.

Selon les données du tronçcon en question on a :

$Zo = Hg + 10 = 37,06 + 10 = 47,06$ m

Si l'on s'impose de ne pas dépasser pour la conduite une pression de 70 m.c.e soit (7) barr

Le calcul du reservoir s'effectue comme suit

$Zmax = 70 + 10 = 80$ m

d'où

$$\frac{Zmax}{Zo} = \frac{80}{47,06} = 1,70$$

$$ho = \frac{Vo^2}{2g} = \frac{0,96^2}{2.9,8} = 0,047 \quad \text{et} \quad \frac{ho}{Zo} = \frac{0,047}{47,06} = 9,987.10^{-4}$$

Les alignements lus sur l'echelle de :

$\frac{Zmax}{Zo}$ et $\frac{Zo}{ho}$ donnent sur l'abaque

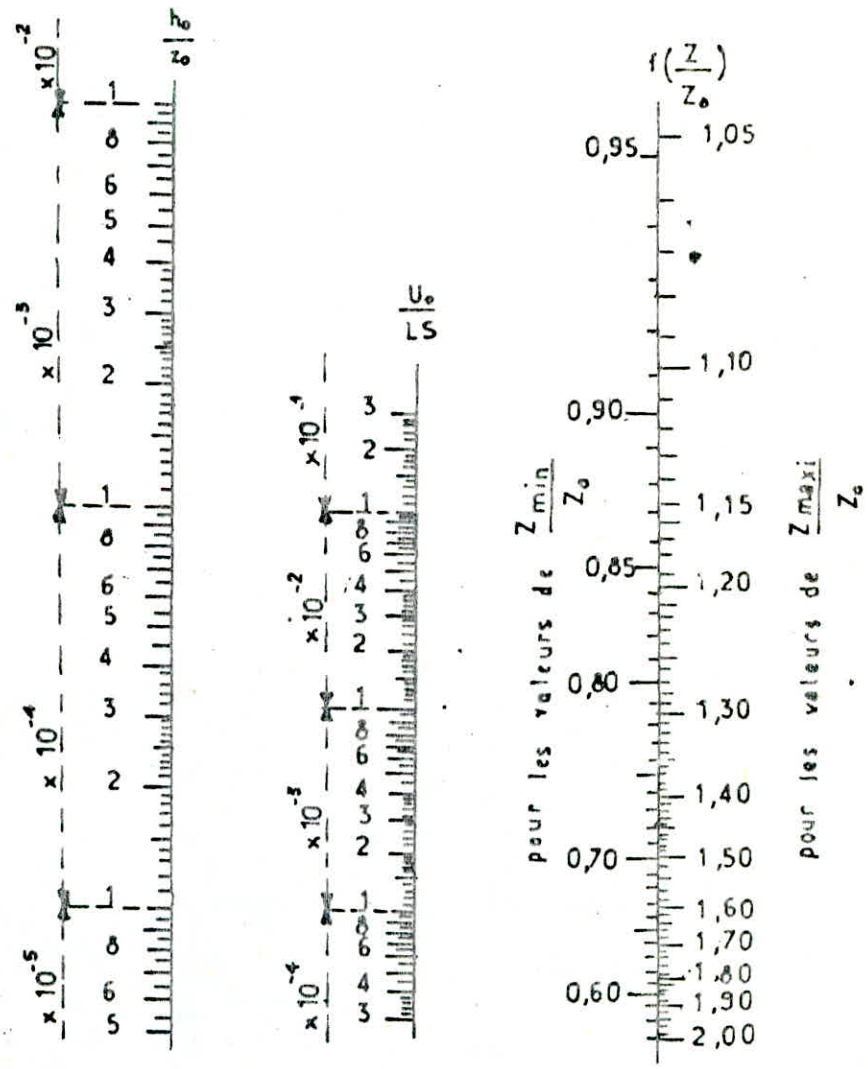
$$\frac{Uo}{LS} = 0,085 \qquad \text{et} \qquad \frac{Zmin}{Zo} = 0,639$$

Comme $LS = 12,75625\ m^3$

Donc : $Uo = 0,085 \cdot 12,75625 = 0,108\ m^3 = 108$ litres.

ABAQUE

POUR LE CALCUL SIMPLIFIE DES RESERVOIRS D'AIR



Etant donné que :

$$U_{max} . Z_{min} = U_o . Z_o$$

On en tire :

$$U_{max} = \frac{U_o Z_o}{Z_{min}} = \frac{U_o}{\frac{Z_{min}}{Z_o}} = \frac{0,108}{0,639} = 0,169 \text{ m}^3 = 169 \text{ litres}$$

$$\frac{Z_{min}}{Z_o} = 0,639 \Longrightarrow Z_{min} = 0,639 . 47,06 = 30,071 \text{ m d'eau absolue .}$$

La pression restante est encore de :

$$30,071 - 10 = 20,071 \text{ m.d'eau}$$

et la dépression de :

$$37,06 - 20,071 = 16,989 \text{ m d'eau} > 0$$

On remarque que les valeurs obtenuss à la fin des phases de surpression et de dépression sont admissibles.

TRONCON:

e) Puits RAS ELAIN ⟶ Bache de reprise

(méthode approximative)

Données:

$L = 260$ m

$D = 250$ mm

$S = Ac = \frac{\pi Dc^2}{4} = 0,04906 \text{ m}^2$

$Q = 35,03$ l/s $= 35,03.10^{-3} \text{m}^3/\text{s}$

$Vm = 0,71$ m/s

$Hg = 29,42$ m

e : épaisseur de la coduite en (Acier) = 5mm

La celerité à pour valeur :

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

Le coup de belier peut atteindre la valeur :

$$b = \frac{CV_o}{g} = \frac{1226,17.0,71}{9,8} = 88,8347 \text{ m}$$

La surpression peut atteindre :

$$Hg + b = 29,42 + 88,8347 = 118,25476 \text{ m}$$

La dépression peut atteindre

$$Hg - b = 29,42 - 88,8347 = -59,41476 \text{ m}$$

Si l'on s'impose de ne pas dépasser pour la conduite une pression de 65 m.c.e soit de 6,5 bars

$$Zo = Hg + 10 = 29,42 + 10 = 39,42 \text{ m}$$

Le calcul du réservoir s'effectue comme suit :

$$Z_{max} = 65 + 10 = 75 \text{ m}$$

d'où :

$$\frac{Z_{max}}{Z_o} = \frac{75}{39,42} = 1,9$$

$$h_o = \frac{V_o^2}{2g} = \frac{(0,71)^2}{2.9,8} = 0,025719387 \text{ m}$$

et $\frac{h_o}{Z_o} = \frac{0,025719387}{39,42} = 6,524.10^{-4}$

Les alignements lus sur l'echelle de

$\frac{Z_{max}}{Z_o}$ et $\frac{Z_o}{h_o}$ donnent sur l'abaque

$\frac{U_o}{LS} = 3,8.10^{-3}$ et $\frac{Z_{min}}{Z_o} = 0,59$

Comme : $LS = 12,75.3,8.10^{-3} = 0,04845 \text{ m}^3 = 48,45$ litres

Etant donné que :

$$U_{max} \cdot Z_{min} = U_o.Z_o$$

On en tire

$$U_{max} = \frac{U_oZ_o}{Z_{min}} = \frac{U_o}{\frac{Z_{min}}{Z_o}} = 0,0821186 \text{ m}^3 \simeq 82 \text{ litres}$$

$\frac{Z_{min}}{Z_o} = 0,59$ $Z_{min} = 0,59.39,42 = 23,26$ m d'eau absolue

La pression restante est donc de :

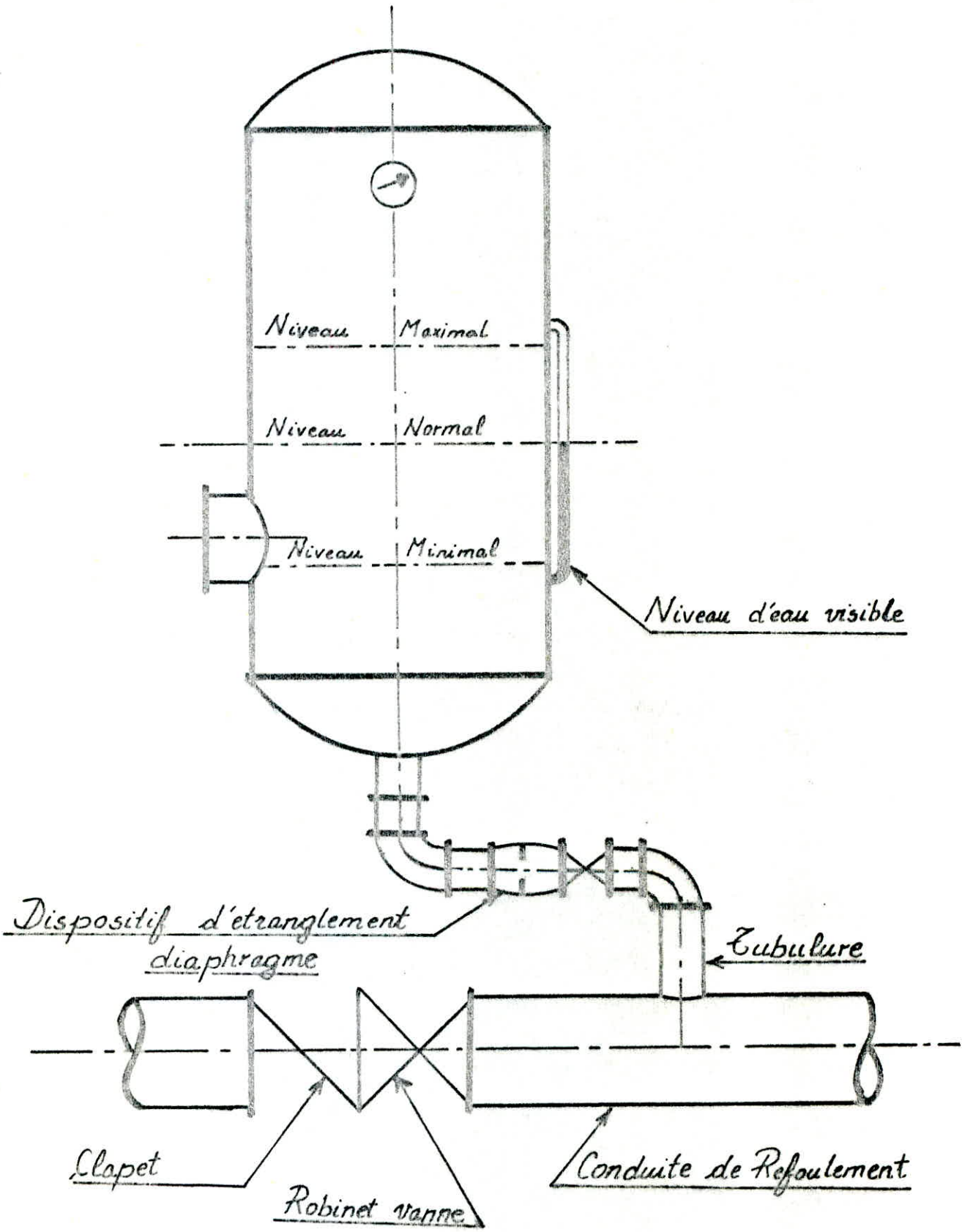
$$23,26 - 10 = 13,26 \text{ m d'eau}$$

et la dépression de :

$$29,42 - 13,26 = 16,16 \text{ m d'eau} > 0$$

On remarque que les valeurs trouvées en fin de chaque phase sont admissibles.

Schema d'un Reservoir d'air



f)- CONDUITE FORCEE D'ADDUCTION GRAVITAIRE/:

TRONÇON : RESERVOIR 2 x 750 m^3 ---- SECTEUR "A" point 1

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

Pour éviter que la canalisation soit sollicité par des dépressions et des surpréssions importantes nous soumettons la vanne de régulation à une allure de fermeture.

Au départ on suppose un temps de ferméture avec lequel on étudièra les calculs de la surpression et de la dépression,si ces dernieres sont admissibles on gardera l'allure choisie.

Si au contraire les dépressions et les surpréssions sont grandes on augmente le temps de fermeture afin d'avoir une fermeture plus progressive .

On refait le tracé des épures de BERGERON jusqu'a l'obtention d'une allure qui convient a notre adduction.

D O N N E E S:

- Diamètre de la conduite : D = 350 mm
- Longueur de la conduite : L = 390 m
- Nature de la conduite : Acier
- Epaisseur de la conduite: 0,005 m
- Pression statique : Ho = 29,86 m
- Debit normal de pointe : $Q = 96.10^{-3} m^3/s$

Pour cette pression en régime permanent le débit que laisse passer la vanne est $Q = 0,096\ m^3/s$

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

La célerité de l'onde a pour valeur :

$$C = 1466,29 \text{ m/s}$$

Unité de temps : on prend comme unité de temps

$$t = \frac{L}{C} = 0,2659 \text{ s} \simeq 0,3 \text{ s}$$

La valeur maximale du coup de bélier est de :

$$b = \frac{CVo}{g} = 149,37 \text{ m}$$

Donc la surpression est de :

$$Ho + b = 29,86 + 149,37 = 179,23 \text{ m}$$

La dépression est de :

$$Ho - b = 29,86 - 149,37 = -119,51 \text{ m}$$

Dans l'hypothèse où la ferméture s'effectue brusquement nous aurons une dépression et une surpréssion importantes.

Pour palier à cet inconvenient nous imposerons à la vanne une ferméture lente.

La vanne se fermera pendant le temps:

$$0,3 \times 10 \simeq 3 \text{ secondes}$$

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

t = 1,2,3,4,5,6,7,8,9 Ces temps sont séparés de 0,3 sec.

Le débit qui passe dans la vanne pour un dégré d'ouverture quelconque est de :

$$Q = m\Omega\sqrt{2g\,(b + Ho)}$$

où :

m : coefficient de contraction(supposé constant le long de la manoeuvre)

Ho : pression statique (m)

b : surpression ou dépression

Ω : section réduite (m^2)

$$Q^2 = m^2\Omega^2\left[2g\,(b + Ho)\right]$$

$$b + Ho = \frac{Q^2}{m^2\Omega^2.2g} \Longrightarrow b = \frac{Q^2}{m^2\Omega^2.2g} - Ho$$

pour $Q = 0 \Longrightarrow b = -Ho$

pour $b = 0 \Longrightarrow m^2 = \frac{Q^2}{\Omega^2.2gHo}$

en définitif on a :

$$bi = \frac{Qi^2}{Qi-1^2}.Ho - Ho$$

Ces caractéristiques sont des paraboles à axes verticales confondus avec OB et tangentesau point (-Ho) tels que

OHo = -29,86 m

si $Q = 0 \Longrightarrow b = -Ho = -29,86$ m

Au points t = 0 La parabole passe le point

$$Q_o = 153{,}45.10^{-3} m^3/s$$

il n'ya aucun coup de bélier, car la fermeture n'a pas commencée.

Avec les deux points (-Ho , Qo) on peut tracer la courbe. Les autres courbes passent par Q_1, Q_2 ... Q_9 tels que $Q_o..Q_1 = Q_1Q_2 = Q_2Q_3 = \ldots\ldots\ldots = \frac{Q}{10}$

et seront tangents en (-Ho)

TRACE DE LA DROITE: c/Acg :

Ayant les valeurs de la célérité"C" et la section de la conduite "Ac" on calcule le rapport:

$$\left.\begin{array}{l} C = 1466{,}29 \text{ m/s} \\ Ac = 0{,}09616 \text{ m}^2 \end{array}\right\} \rightarrow \frac{C}{Acg} = 1555{,}96 \ (TL^{-2})$$

ECHELLE :

- L'echelle des pressions est graduée de : 2 cm ⟶ 10 m
- L'echelle des débits est graduée a raison de :

$$1 \text{ cm} \longrightarrow 6{,}25.10^{-3} m^3/s$$

Ainsi la valeur de la pente de la droite c/Acg selon l'echelle de l'epure sera de : 1,5586

$$tg\Delta = 1{,}5586 \Longrightarrow \Delta = 57°18'$$

RESULTATS DE CALCUL:

La dépression et surpression maximales se trouvent sur l'axe OB elles sont sensiblement égales.

D'aprés l'epure nous avons la valeur de la surpression et la dépression égales = 14,5 m.c.e

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

$$29{,}86 + 14{,}5 = 44{,}36 \text{ m}$$

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

$$29{,}86 - 14{,}5 = 15{,}36 \text{ m.c.e} > 0$$

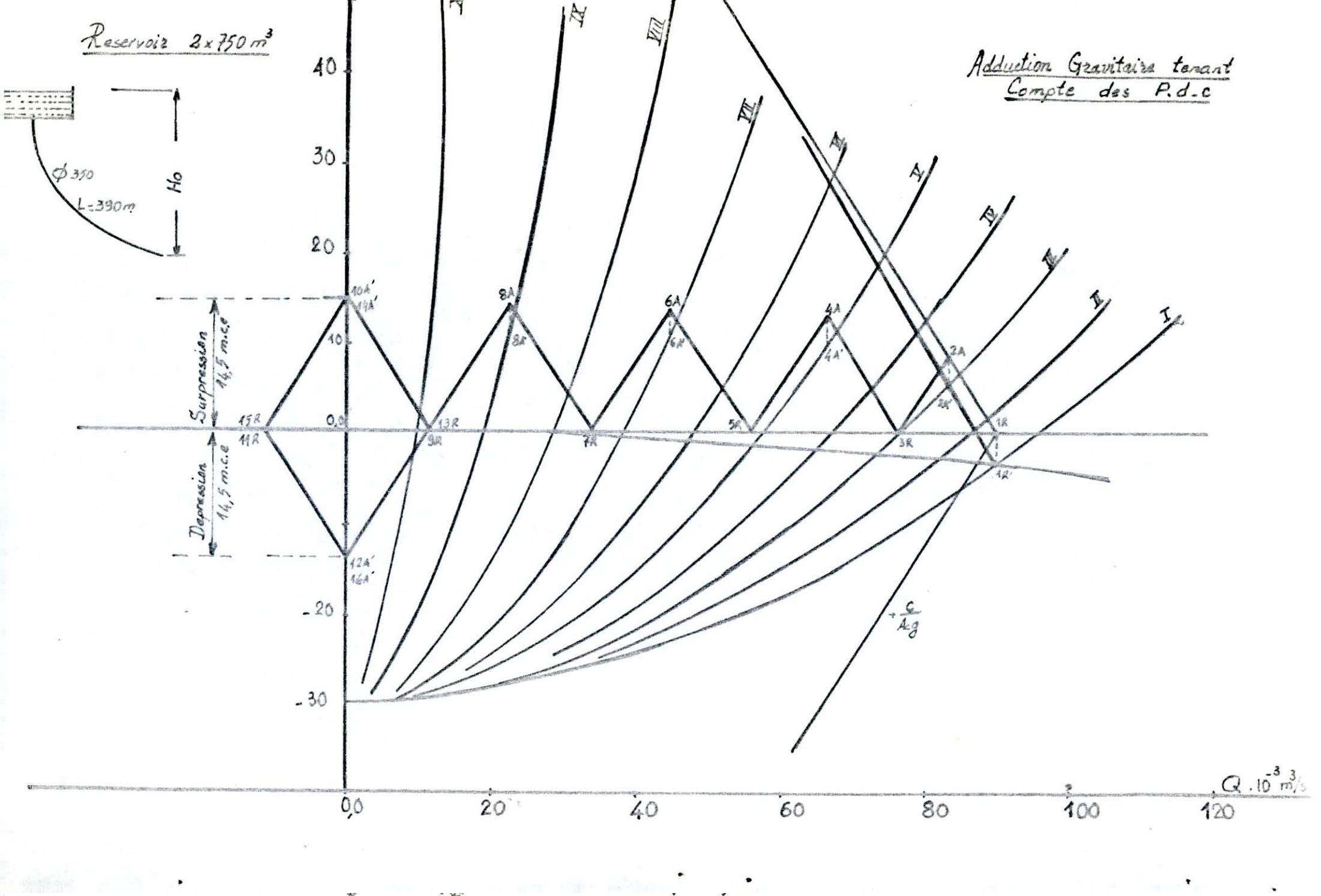
Les valeurs de la surpression et la dépression maximales issues de la caractéristique de fermeture choisie sont donc acceptables.

-Caract[illegible]

$Q_{(m^3/s)\ 10^{-3}}$	D_{mm}	$V_{(m/s)}$	$L_{(m)}$	Re_{10^6}	f coolebrook	$J_{10^{-3}}$	ΔH (m)
105,60	0,35	1,10	390	0,385	0,02670556	4,710	1,84
96,00	"	0,99	"	0,346	0,02674743	3,821	1,49
86,40	"	0,90	"	0,315	0,02678799	3,163	1,23
76,80	"	0,80	"	0,280	0,02684436	2,504	0,976
67,20	"	0,70	"	0,245	0,02691647	1,923	0,750
57,60	"	0,60	"	0,210	0,02701203	1,418	0,553
48,00	"	0,50	"	0,175	0,02714465	0,989	0,386
38,40	"	0,40	"	0,140	0,02734116	0,638	0,249
28,80	"	0,30	"	0,105	0,02766249	0,363	0,142
19,20	"	0,20	"	0,070	0,02828378	0,165	0,064

Graphe I		Graphe II		Graphe III		Graphe IV		Graphe V	
Q_i 10^{-3} m^3/s	$b_i^I = \frac{H_0}{Q_0^2} Q_i^2 - H_0$	$10^{-3} Q_i$	$b_i^{II} = \frac{H_0}{Q_1^2} Q_i^2 - H_0$	$10^{-3} Q_i$	$b_i^{III} = \frac{H_0}{Q_2^2} Q_i^2 - H_0$	$10^{-3} Q_i$	$b_i^{IV} = \frac{H_0}{Q_3} Q_i^2 - H_0$	$10^{-3} Q_i$	$b_i^{V} = \frac{H_0}{Q_4^2} Q_i^2 - H_0$
m^3/s	m	m^3/s	m	m^3/s	m	m^3/s	m	m^3/s	
115,2	13,14								
105,6	6,27	105,6	14,75						
96	0,00	96	7,00	96	16,79				
86,4	- 5,67	86,4	0,00	86,4	7,93	86,4	19,7		
76,8	- 10,75	76,8	- 6,27	76,8	0,00	76,8	9,14	76,8	23,22
67,2	- 15,23	67,2	- 11,79	67,2	- 6,99	67,2	0,00	67,2	10,78
57,6	- 19,57	57,6	- 16,59	57,6	- 13,06	57,6	- 7,92	57,6	0,00
48	- 22,39	48	- 20,64	48	- 18,19	48	- 14,63	48	- 9,12
38,4	- 25,08	38,4	- 23,96	38,4	- 22,39	38,4	- 20,11	38,4	- 16,79
28,8	- 27,17	28,8	- 26,54	28,8	- 25,66	28,8	- 24,38	28,8	- 22,39
19,2	- 28,67	19,2	- 28,38	19,2	- 27,99	19,2	- 27,42	19,2	- 26,54
9,6	- 29,56	9,6	- 29,49	9,6	- 29,39	9,6	- 29,25	9,6	- 29,03

Graphe VI		Graphe VII		Graphe VIII		Graphe IX		Graphe X	
Q_i 10^{-3}	$b_i^{VI} = \frac{H_0}{Q_5} Q_i^2 - H_0$	Q_i 10^{-3}	$b_i^{VII} = \frac{H_0}{Q_6} Q_i^2 - H_0$	Q_i 10^{-3}	$b_i^{VIII} = \frac{H_0}{Q_7} Q_i^2 - H_0$	Q_i 10^{-3}	$b_i^{IX} = \frac{H_0}{Q_8} Q_i^2 - H_0$	Q_i 10^{-3}	$b_i^{X} = \frac{H_0}{Q_9} Q_i^2 - H_0$
m^3/s	m	m^3/s	m	m^3/s	m	m^3/s	m	m^3/s	m
67,2	28,66								
57,6	13,14	57,6	37,32						
48	0,00	48	16,79	48	53,08				
38,4	- 10,75	38,4	0,00	38,4	23,22	28,8	37,32	19,2	89,58
28,8	- 19,11	28,8	- 13,06	28,8	0,00	19,2	0,00	9,6	0,00
19,2	- 25,08	19,2	- 22,39	19,2	- 16,59	9,6	- 22,39	4,8	- 22,39
9,6	- 28,67	9,6	- 27,99	9,6	- 26,54	4,8	- 27,99	3,2	- 26,54


Reservoir 2×750 m³
Adduction Gravitaire tenant Compte des P.d.c
Φ 350
L=390m
Ho
Surpression 14,5 m.c.e
Depression 14,5 m.c.e
40
30
20
10
0,0
-20
-30
0,0
20
40
60
80
100
120
Q .10⁻³ m³/s
+ C/Ag
I
II
III
IV
V
VI
VII
VIII
IX
X
1R
2A
2A'
3R
4A
4A'
4R'
5R
6A
6A'
7R
8A
8A'
9R
10A'
11A'
11R
12A'
13R
15R
16A'

II.- PROTECTION DES CANALISATIONS CONTRE LA CORROSION.

L'attaque du métal dûe à des phénomènes intérieurs ou extérieurs est appelée corrosion, elle peut-être en liaison avec la nature de l'eau transportée, la nature du sol où avec les installations électriques à courant continu situées au voisinage des réseaux d'alimentation en eau.

Sachant que le sol de la localité présente une structure non homogène et que l'eau transportée est une eau de faible agressivité, et afin d'éviter la destruction des métaux par le milieu ambiant sous l'effet des phénomènes de réactions chimiques ou électro-chimiques qui se produisent à la surface de séparation métal-milieu. On envisagera une protection interne et externe.

1. Corrosion interne.

Les eaux minéralisées provoquent dans les conduites surtout si la vitesse est faible, des dépôts sur les parois qui constituent de petites piles favorisées par un bon milieu conducteur, d'où l'attaque locales du métal et perforations.

La présence de fer dans l'eau, même à des doses inférieures à 0,1mg/l peut également être la cause de perforation. En floculant sous forme d'oxydemil constitue des dépôts de piles très actives sous lequelles apparaît une diminution rapide d'épaisseur du métal de la conduite.

1.1. Protection interne.

La conduite sera protégée par un émail à base de bitume de pétrole de 1 ÷ 2 mm selon le diamètre appliqué , soit par centrifugation à chaud exécutée en usine soit par l'intermédiaire d'une couche primaire d'adhérence , toutefois, il fautéviter :

- toutes les entrées d'air ou dégagement gazeux.
- Les faibles vitesses.

et assurer au maximum l'évacuation de l'air aux points hauts et le maillage des conduites.

2. CORROSION EXTERNE .

La corrosion de la paroi externe des canalisations métalliques est principalement dûes à des phénomènes électriques, soit que l'humidité du sol chargée en sels forme avec la conduite et d'autres pièces métalliques présente une pile électrique, soit que des courants vagabonds, provoquant une électrolyse dans le sol.

L'attaque externe d'une façon générale relève d'un ensemble de processus groupés sous le nom de corrosion par les sols.

La corrosion par les sols relèvera de ce fait, le processus électrochimique , créés par les différences de potentiels, engendrés par la juxtaposition de masses humides et saline de compositions chimiques différentes et dans lesquelles le potentiel des parties métalliques en contact sera différent c'est pourquoi la corrosion par le sol vise essentiellement les structures métalliques enterrées.

Il peut se produire une destruction rapide de la conduite par perforation, où attaques sous forme de couches de rouilles croûteuses ou filandreuses, annonçant une diminution de l'épaisseur du métal.

2.1. Protection extérieure.

Les conduites en aciers doivent-être revêtues par une enveloppe de soie de verre noyé dans un bitume de houille et appliqué à chaud .
La continuité de ce revêtement doit-être assurer avantla mise en place des joints.

Protection cathodique.

En raison de vieillissement où la détérioration accidentelles du revêtement, la canalisation peut se corroder par électrolyse si des sorties de courant sont ainsi rendues possibles .

A cet effet on prévoit une protection cathodique qui consiste a :

- soit à constituer avec un métal plus électro-négatif que l'acier, une pile où l'acier jouera le rôle de cathode.
- soit à relier la conduite, d'une part, à une source d'énergie électrique extérieure et d'autre part, à une anode enfouie dans le sol et destinée à se corroder.

PROTECTION CATHODIQUE PAR ANODE REACTIVE.

Cette méthode consiste à relier de place en place la conduite à une pièce de métal plus électronégatif que le fer (Zn,Al,Mg) de façon à former des piles où à la conduite d'acier jouera le rôle de cathode.

Ces anodes réactives seront enfouies dans le sol à 3m environ de la conduite et seront disposées dans les zones de terrains agressifs.

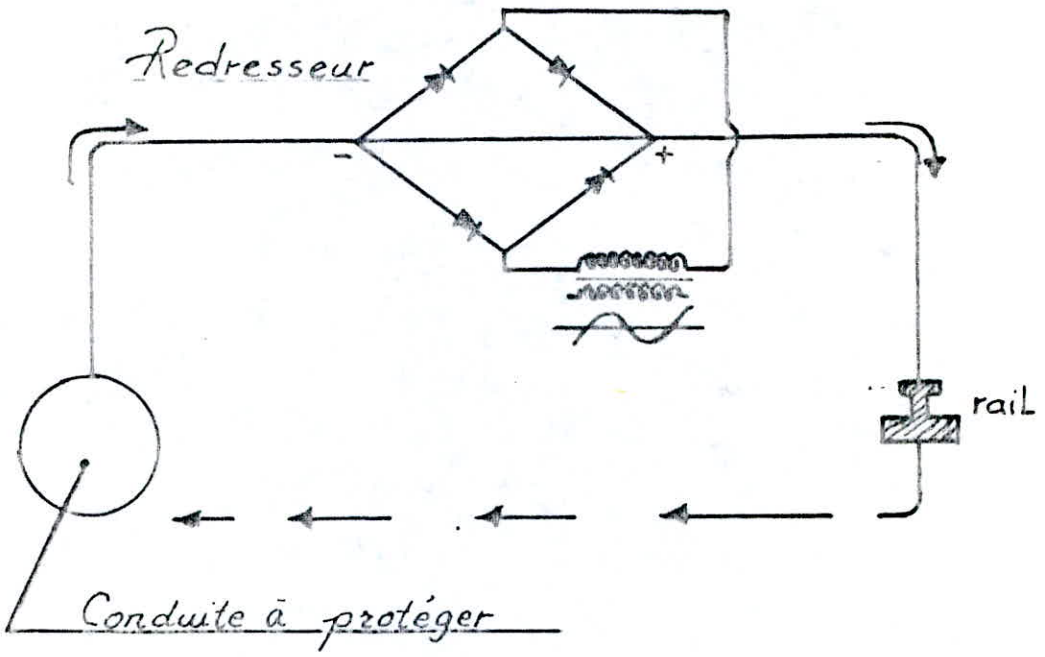
Ce procédé convient pour la protection des tronçons de petits diamètres et de faible longueur et ne convient pas en présence de courants vagabonds fig (10).

Protection cathodique par soutirage de courant.

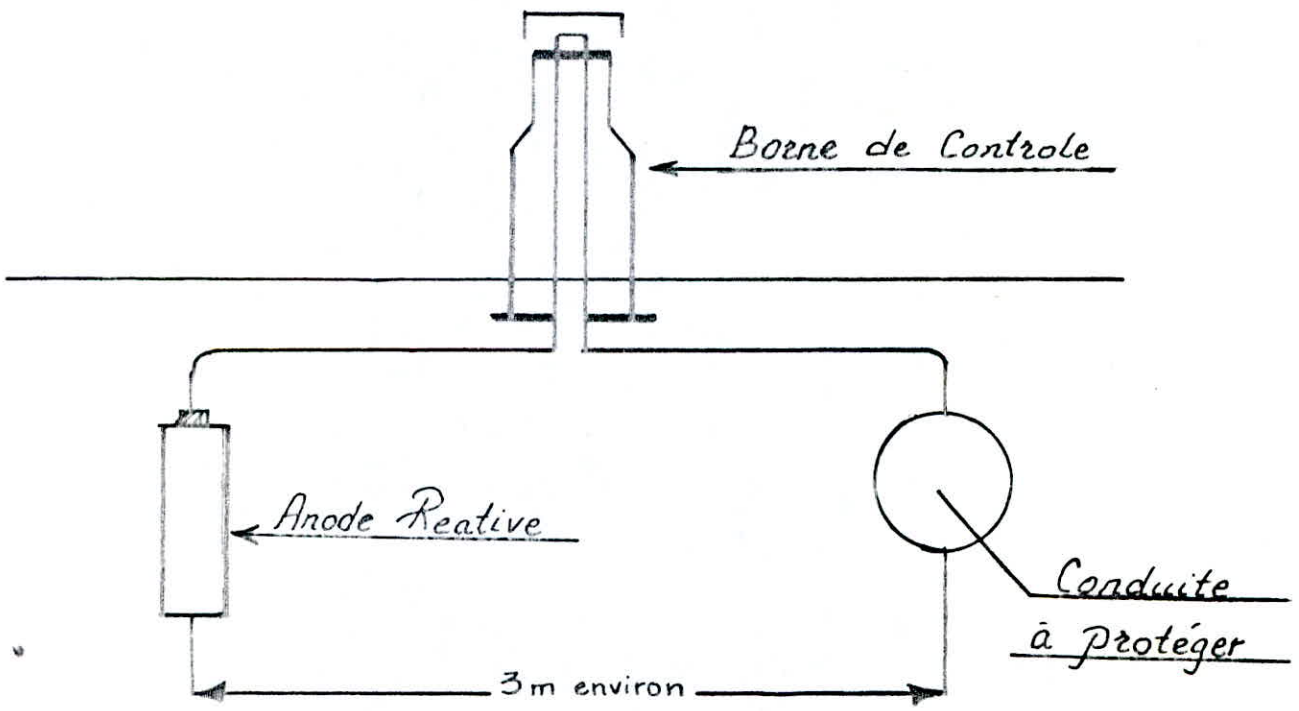
Cette méthode consistera à relier la conduite à la borne négative d'une source électrique de courant continu la borne positive sera raccordée à une prise de terre constituée par de vieux rails enterrés dans un milieu humide à environ 100 m de la conduite.

Le courant, en quittant la prise de terre regagnera la borne négative de la source en passant par la conduite et entraînera la dissolution anodique du vieux rail.
Ce dispositif permettra de protéger efficacement notre réseau toutefois, ce dispositif présente l'inconvénient d'entraîner une dissolution importante de l'anode constituée par les vieux rails.

On pourra remplacer ces derniers par une anode en graphite où en Ferrosilicum Fig (11).



Protection par Soutirage de courant fig (11)



Protection par Anode Reactive fig (10)

CHAPITRE X.

POSE DES CONDUITES

Les conduites peuvent être posées en terre, en galeries, en élevation au-dessus du sol, sur des ouvrages d'art, dans le lit d'une rivière où dans un sous-sol marin.

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

(a) Largeur de la tranchée :

La pose en terre des conduites s'effectuera dans une tranchée dont la largeur minimale est de 0,80 m, pour les conduites de diamètres supérieures à 150 mm cette largeur sera augmentée. Elle pourra être calculer en fonction du diamètre de la conduite en laissant 0,30 m d'espace de part et d'autre.

$$B = D + 2.0,30 \quad (m)$$

D : diamètre de la conduite en (m)

B : largeur de la tranchée en (m)

Au droit des joints on établit des niches (élargissement des tranchées) de façon à faciliter le raccordement où l'opération de soudure.
Le fond de la tranchée est purgé des grosses pierres qui pourraient s'y trouver , et sera convenablement dressé.

(b) Profondeur de la tranchée.

La profondeur de la tranchée est choisie de telle manièremque la tempér. - ture de l'eau reste constante par conséquent d'éviter les dégâts qui pourront être causés par risque d'écrasement où par d'importants gels.
La profondeur de fouille est donc fonction du diamètre de la conduite de la température du lieu (maximale, minimale) ainsi que des sollicitations des charges mobiles.

(c)Fond de la tranchée.

Il sera recouvert d'un lit de pose de 0,20 m d'épaisseur bien pillonnée et bien nivelé ce lit de pose sera constitué par :

- du gravier dans les terres ordinaires.
- des pierres cassées (pour jouer le rôle de drain dans le terrain imperméable.)
- par un lit de béton maigre dans les parties rocheuses, très en pente

Pour les canalisations qui sont en acier, les joints soudés seront éxecutés au dessus de la tranchée où les tuyaux seront maintenus par des bois disposés en travers de la tranchée Le travail de pose debutera par les joints les plus hauts de façon à faciliter l'ecoulement naturel et l'evacuation des eaux d'infiltration s'il y a lieu.

2) ESSAI GENERAL DU RESEAU:

Avant la reception provisoir des travaux ,il est procédé à une mise en pression générale du reseau par l'intermediaire du reservoir ,les robinets et vannes de branchement et de raccordement etant fermés.

Aprés 48heures de mise en pression,la perte par rapport à la capacité du reseau est constatée :

3) REMBLAI DE LA TRANCHÉE :

On preconise un remblai de terre tamisée qui sera damé et arrosé par couches succéssives de 0,3 m au dessus de la conduite , le reste du remblai sera achevé à l'aide du tout venant .

4) TRAVERSEE DES ROUTES ;

Les traversées des routes doivent etre limitées au maximum afin d'eviter toute degradation de la conduite en raison des charges à supporter dans le cas où l'on est contraint il sera donc prevu des gaines (buses diamètre superieur)dans lesquelles les conduites . protegé contre les chocs et vibrations.

BUTÉES:

En raison de la poussée exercée par l'eau il y aura tendance à la rupture des soudures et au deboitement aux droits des joints et dans les changements de directions . On prevoit la construction des massifs en beton (butée) qui par leur poids s'opposent à cet effort.

5) DESINFECTION DES CANALISATIONS

Avant la livraison de l'eau à la consommation publique il est recommandé de procéder à la desinfection des conduites suivant les indications du laboratoire qui s'effectue generalement soit en chlore soit au permaganate de potasse.

CHAPITRE I.

ASSAINISSEMENT

1. INTRODUCTION.

Cette seconde partie de notre étude a pour objet d'assainir la localité d'AFLOU. Autrement dit l'évacuation rapide et sans stagnation des eaux usées susceptibles de donner naissances à des nuisances et des eaux pluviales, Suscptibles de submerger les habitations et ce dans les conditions compatibles avec les exigences de la santé public en vue de préserver les ressources et de prévenir la dégradation de l'environnement.

2. TYPE D'EAU A EVACUER.

La ville d'AFLOU dispose d'une industrie a l'état embryonnaire .
Les seules eaux à évacuer seront donc :

- les eaux de ruissellement
- les eaux usées d'origines domestiques.

* Les eaux de ruissellement comprenent :
  - les eaux des pluies
  - les eaux de lavage
  - les eaux de drainage.
* Les eaux usées d'origine domestique comprenent
  - les eaux ménager
  - les eaux vannes.

3. SITUATION SANITAIRE ACTUELLE.

En 1959 la zone nord de la ville d'AFLOU fut équipée d'un réseau d'assainissement en système unitaire. Avec l'agrandissement de la ville et la croissance de la population une partie de la zone Sud fut équipée à son tour en 1972.

Nous avons constaté cependant que l'actuel réseau ne pourra plus satisfaire à l'avenir les besoins de la ville compte tenu des éléments suivants :

- Absence d'un réseau pluvial adéquat qui éviterait les innondations des rues.
- Essor de la ville (développement des petites industries) et croissance démographique à l'horizon 2010 .
- L'éxutoire actuel ne garantit plus les conditions requises d'hygiène et de propreté et son réaménagement devient une nécessité.

Il nous semble intéressant de rappeler certaines constatations concernant le mode d'évacuation des déchets 55% des constructions sont reliées au réseaux d'égoûts 32% des constructions ont un système personnel d'évacuation des déchets.
13% des constructions ne sont reliés à aucun système d'évacuation où de traitement de déchets.

(Selon P.U.D.)

CHAPITRE II.

1.PRINCIPE DE CONSTRUCTION DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT.

L'agglomération urbaine est divisée en bassins d'apports partiels chacun desbassins est drainé par un égoût en système unitaire (faisant la collecte des eaux d'origine domestiques et pluviales) qui déverse dans le collecteur principal.

Pour notre étude vu la topographie de la ville etdisposition de cette dernière par rapport à l'oued nous projeterons la réalisation de deux collecteurs principaux (I et II) ; le schéma du réseau choisi est le shéma d'équipement par déplacement latéral ou (à collecteur latéral) où les eaux débouchant par les artères perpendiculaires sont reprises par les collecteurs principaux qui longent Oued ARHAMMA de part et d'autre tout le long de sa traversée urbaine.

On se fixe alors les objectifs suivants :

- Le réseau d'évacuation projeté doit éviter au maximum les contres inclinaisons.
- Eviter les longueurs des canalisations unitiles.
- Eviter les surprofondeurs des tranches coûteuses en terrassement.
- Les canalisations doivent suivre toujours le point le plus bas du bassin d'apport et conduisent les eaux par la voie la plus courte jusqu'au point de rejet.

2. NATURE DES CANALISATIONS.

Les canalisations des deux collecteurs choisies seront en béton armé.
Le béton armé résiste bien aux attaques chimiques des eaux transportées et celles des sols. Ajoutons à cela la bonne étanchéité offerte pour ce matériaux.
Le profil à adopter et le profil circulaire et ce à raison des avantages qu'il présente à savoir :

- disponibilité sur le marché.
- Commodité durant les travaux de pose .
- économique par rapport aux autres formes.

3. CONDITIONS DE FONCTIONNEMENT DU RESEAU.

En raison des différentes composantes des eaux usées d'origines domestiques le réseau d'assainissement projeté doit satisfaire les conditions suivantes :

- fonctionner selon le mode gravitaire.
- le réseau doit être dans la mesure du possible être autocureur de telle manière que.

* les sables soient automatiquement entraînés pour des débits pluviaux atteint assez fréquemment.

* Les vases fermentescibles soient également entraînées pour le débit moyen des eaux usées.

Enfin notons que les conditions d'auto-Carages pour les canalisations en béton armé ne seraient satisfaite que pour des vitesses entre (0,6 et 4m/s).

CHAPITRE III

1. CALCULS HYDRAULIQUES DES DEBITS A EVACUER.

Ayant le plan topographique de la ville on défini les limites des bssins versants intéressant les collecteurs à étudier et ce pour les deux zones (Nord et Sud).

- On procède après cela à la détermination des surfaces des bassins d'apports partiels à assainir par quadrillage.

Le trace futur des collecteurs est piqueté et nivelé en repérant le point de changement de pente .

Ainsi - le collecteur de la zone Nord plus long et sera composé de 9 tronçons.
- le collecteur de la zone Sud comportera 7 tronçons.

Selon les renseignements recueillis auprès de la subdivision de l'hydraulique d'AFLOU et de la S.E.T.AY.OU . Il n'est pas prévu de station d'épuration de ce fait les deux collecteurs affectés pour chaque zone se jetteront dans l'oued de part et d'autre d'un point suffisamment éloigné vers le Sud-Est de la ville.

1.a.- Débit des eaux usées.

L'évaluation de la quantité d'eau évacuée par jour s'effectuera à par la ~~nombre~~ consommation journalière par habitation correspondant aux plus fortes consommations jour-
En tenant compte que toute l'eau utilisée n'est pas rejetée au réseau (arrosage) il sera admis que l'eau évacuée n'est que (80%) de l'eau consommée.

$$Qu = 0,8 \cdot d.S. C_1 \cdot Kp$$

Qu : débit des eaux usées (l/s)

d : densité de la population
- Zone Nord = 162,70 hab/Ha
- Zone Sud = 161,48 hab/ha

S : Surface de la zone d'influence.

q : consommation spécifique moyenne en eau potable.

- zone Nord : q = 336,32 l/j/hab
- Zone Sud : q = 326,35 l/j/hab

Kp : coefficient de pointe = 1,8 pour les deux zones.

1.b.- Débit des eaux de ruissellement.

La valeur du débit des eaux pluviables provenant d'un bassin versant quelconque est déterminée à partir de la formule :

$$Qp = Ci \cdot I \cdot Ai$$

Cette formule fait intervenir les paramètres suivants :

Ai : surface du bassin d'apport en (ha)

Ci : Coefficient de ruissellement qui est égal au rapport du volume d'eau qui ruisselle de cette surface au volume d'eau tombé sur elle.

$$Ci = \frac{\sum_{k=1}^{n} C_K \; A_K}{\sum_{k=1}^{n} A_K}$$

Les valeurs de C_k affectées pour chaque bassin élémentaire A_K ont été tirées du tableau ci-dessous.

Surfaces	Coefficients
Surfaces totalement imperméabilisées (toitures, surfaces, goudronnées...)	0,9
Parage à larges joints	0,6
Voies en macadam non goudronné	0,35
Allées en gravier	0,2
Surfaces boisées	0,05

Une grande attention est attachées à l'utilisation de ces coefficients car leur emploi inconsidéré pourrait conduire soit à des ouvrages surdimensionnés où sous-dimensionnés.

I.- Intensité de pluie :-

Nos calculs ont été menés avec une intensité égal à 60 l/s/ha (valeur extraite de l'étude établie par la S.ET.HY.OU). Rappelons que cette intensité est de fréquence décennale.

2. PLAN DE CALCUL DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT.

Tous les calculs concernant le dimensionnement du réseau d'assainissement sont reportés sur le tableau de la planche n° (XV).
Compte tenu de la faible importance du débit des eaux usées par rapport à celle des eaux pluviales, le dimensionnement de nos réseaux unitaires seront affectés comme étant des réseaux en système séparatif . Ainsi le débit de dimensionnement pour chaque tronçon sera le débit cumulé des eaux pluviales transitant à travers ces tronçons.

3. Détermination des diamètres des tronçons.

On fixe la pente minimale à adopter ainsi que les conditions auxquelles le réseau devra satisfaire pour être auto-cureur.

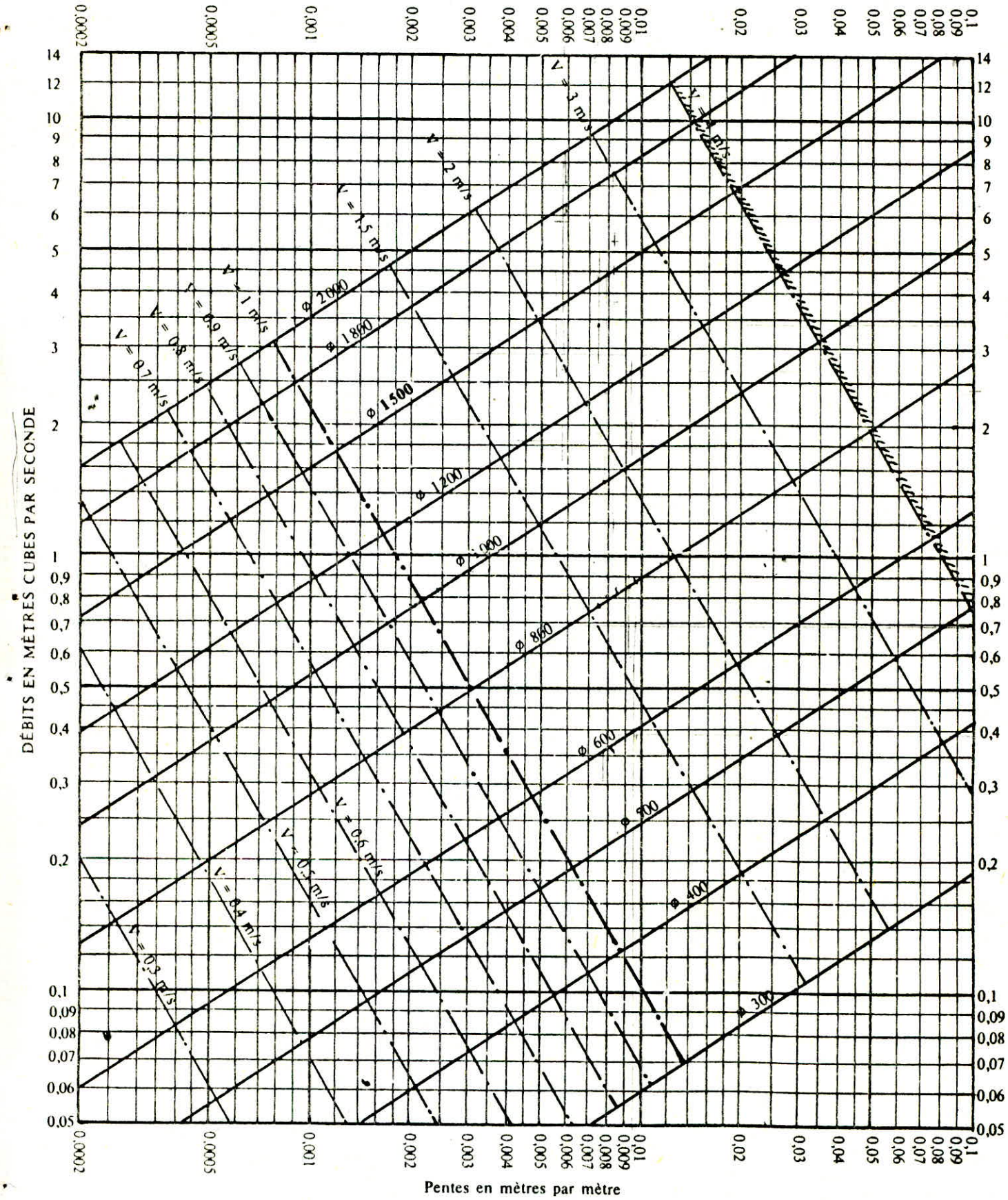
- En fonction de la valeur de la pente tirée de la topographie du lieu et de celle de débit de dimensionnement "Q" déjà calculé, on tire le diamètre de tronçon considéré, la vitesse à plein section (Vps), le débit a plein section (Qps) à partir de l'(l'abaque de l'annexe VII canalisation circulaire-formule de BAZIN)

On calculera le rapport des débits : $rq = \frac{Q}{Qps}$ et en fonction de ce dernier on déterminera le rapport des hauteurs $r_H = \frac{H}{Hps}$ ainsi que celui des vitesses $r_v = \frac{V}{Vps}$ et ce à partir de l'abaque de l'annexe (X) (variation des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage - Formule de BAZIN).

ANNEXE VII

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF

(Canalisations circulaires – Formule de Bazin)

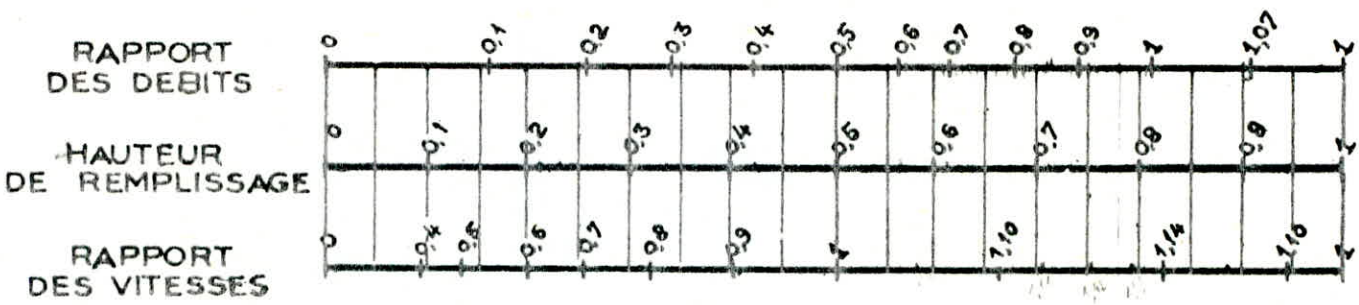


ANNEXE X

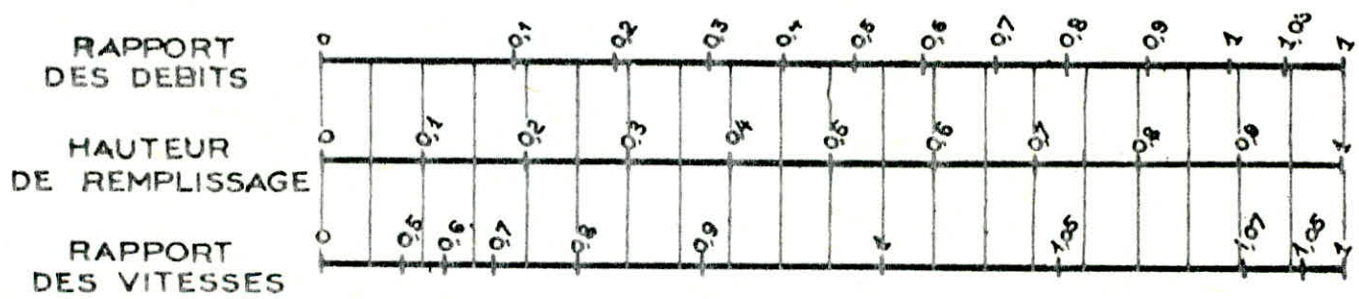
VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE

(d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovoïdes normalisés



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

de cette manière on pourra calculer les deux paraamètres :

- la hauteur de remplissage : $H = D. r_H$
- la vitesse réelle : $V = r_v . Vps$

le tableau se terminera par le calcul de la vitesse d'écoulement pour le 1/10 du débit à plein section (1/10 Qps).

Remarque :

L'examen du tableau de calcul (planche n° XV) montre :

- que la canalisation n'est nulle part en charge.
- que la vitesse de l'eau est acceptable dans tous les tronçons
- que l'auto-curage est réalisé dans toute la longueur de chacun des collecteurs.

Enfin, les profils en long des collecteurs (planche n° XIII XIV) schématisent toutes les indications contenues dans le tableau.

CHAPITRE IV.

1. Eléments constitutifs du réseau.

Les éléments constitutifs du réseau d'égoût se subdivisent en :

- ouvrages principaux.
- ouvrages annexes.

a).- Ouvrages principaux.

Pour notre présente étude les canalisations étant en béton armé de profil circulaire selon les calculs effectués précédemment à adopter pour les diamètres des canalisations pour chacun des collecteurs sont les suivants :

Collecteur zone nord : les diamètres varient entre (1000 et 2000 mm).
Collecteur zone Sud : les diamètres varient entre (600 et 1500 mm).

étant donné que ces derniers seront en béton armé et de profil circulaire ils seront assemblés par des joints rainurés ou l'étanchéité sera assuré par un anneau en élastomère placé dans une rainure de l'about male.

L'étanchéité sera réalisée par la compression régulière del'annéau au cours de l'emboitement.
Ajoutons que ce dernier étant souple accepte les légères déviations angulaires résultant des mouvements possibles du terrain fig.(13).

b.- Ouvrages annexes.

Les éléments des ouvrages annexes garantissent un écoulement impeccable dans le réseau des canaux de ce fait ils permettent un meilleur fonctionnement un entretien facile et une bonne surveillance :

Les principaux ouvrages prévus sont :

- bouches d'égoût
- regard de visite.

Bouches d'égoûts.

Les bouches d'égoûts servent à l'introduction dans un égoût des eaux de pluies, de lavage, des chaussées en plus elles garantissent une meilleure aération et ventillation des canaux selon leurs mode de recueil des eaux ils peuvent se classer en :

- bouches à accès latéral et bouches à accès sur le dessus.

Notre choix s'est porté sur les bouches à accès sur le dessus en raison des barreaux de grille ovaloir à absorption totale (A.T) qui peuvent absorber le flot en cas d'orage et offre un obstacle à la pénétration des résidus dansle réseau fig (14).

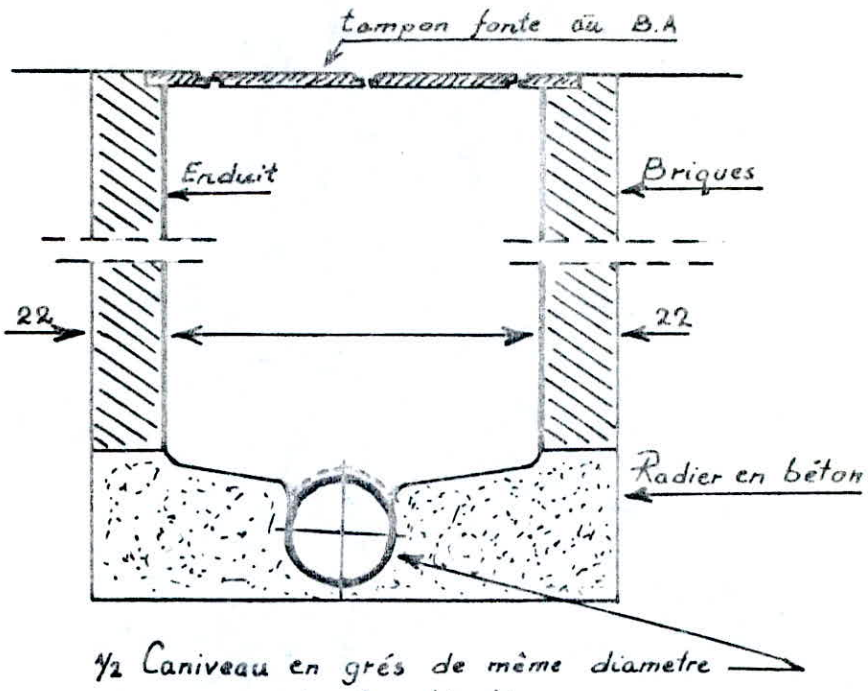
Regards :

Pour les ouvrages visitables :

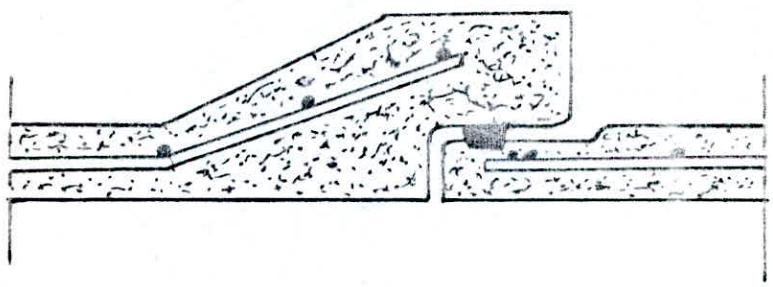
- Ils permettent l'accès au personnel pour les travaux d'entretien et de curage.

Pour les ouvrages non visitables :

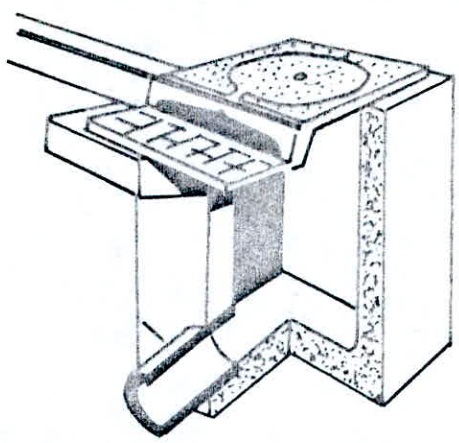
- Ils permettent l'accès aux engins de curage.



Regard de Visite fig (12)



Joint à embout rainuré et anneau d'élestomère plein fig (13)



Bouche à accès sur le dessus (Grille Avaloir AT)
fig (14)

Ils seront installés :

- à chaque changement de direction.
- à chaque jonction de canalisation.
- dans les parties droites et en pentes régulières tous les 80 mètres Fig (12).

CHAPITRE V.

DIRECTIVES POUR L'EXECUTION DES TRAVAUX ET L'EXPLOITATION DU RESEAU D'EGOUT.

1. Emplacement des canalisations.

Les égoûts seront placés dans l'axe de la chaussée dans les rues de moins de 15 mètres de largeur, ce qui est le cas de la zone Sud où les constructions n'ont aucun caractère urbaine bien défini :

Dans les rues plus longues, la pose d'un égoût sous chaque trottoir s'avère indispensable (principales, arteres de la zone Nord).

2. Exécution de la tranchée.

La largeur de la tranchée doit être égale au minimun à 0,60 m ou au diamètre extérieur de la canalisation augmenté de 0,50 m.

Au droit des joints on doit pratiquer dans les parois latérales des élargissements de la tranchée (niches) pour faciliter le raccordement.

3. Pose des canalisations.

La pose doit s'effectuer à partir de l'aval l'emboitement étant dirigé vers l'amont . Le calage provisoire des analisations sera réalisé de mottes de terres tassées où de coins en bois . L'usage de pierres est à proscrire.

, Epreuve de canalisation et essais du réseau.

ette épreuve doit avoir lieu avant le remblaiement sur des tronçons compris ntre deux regards consécutifs . L'essai général portera sur les conditions 'écoulement et sur le fonctionnement de l'appareillage, un bon écoulement est érifié en versant dans un regard à intervalle successif 10 à 20 litres d'eau elon le diamètre des canalisations, ce qui permettra le passage des ondes correspondant à chaque deversement dans le regard aval.

5. Remblaiement des tranchées.

Un premier remblaiement doit être effectuer à la main avec la terre, des déblais expurgés de tous éléments susceptibles de porte atteinte aux tuyaux, ce remblaiement s'effectuera jusqu'à une hauteur de 0,15 m au-dessus de la génératrice supérieure de la canalisation.

La seconde étape s'effectuera en couche n'excédant pas 0,30m à l'aide d'engins mécaniques.

6. Nettoyage du réseau d'égoût.

Des nettoyages périodiques doivent s'effectuer sur les tronçons des canalisations au moyen de l'eau sous une très forte pression de 40 ÷ 100 bars selon les cas .

Les engins utilisés comportent une citerne à eau et une pompe entraînée par un moteur électrique l'extrémité du tuyau de refoulement de la pompe dispose d'une tête comportant un nombre de jets variables selon le travail à effectuer.

-*- CONCLUSION -*-

Notre etude a englobé tous les points qui touchent àl'exploitation des ressources en eau , adduction ,distribution et assainissement ;ainsi que tous les moyens de protection, pour une meilleure gestion des installations hydrauliques de la ville d'AFLOU .

L'un des problemes auquels nous nous sommes heurtés lors de notre presente etude est l'absence de certains éléments numeriques qui ont été obtenu faute de mieux à des ouvrages etrangers et ce par suite de manque de données propres à notre pays .

En raison de la configuration du terrain (n'etant pas bonne) et des difficultés de developpement vers les hauteurs le perimetre urbain doit se retrecir et ce en raison des problemes que poser ait l'alimentation en eau potable si la zone sud continue àse developper vers le sud àla limite des constructions déjà éxistan tes.

Ence qui concerne l'emplacement d'une future station d'épuration (à long terme) nous proposons de prendre 500metres de distance à partir des limites finales du perimetre urbain projeté par le plan d'urbanisme ,ceci pour des raisons d'hygiene et de salubrités evidentes .

Les espaces ou seront installés:

- les forages
- la bache de reprise
- stations de pompage

Seront clotûrés d'une grille et ou il sera interdit de :

- construire
- verser des eaux usées
- faire circuler ou d'abreuver du betail.

Enfin nous souhaitons que notre travail servira de reference pour l'alimentation en eau potable et l'assainissement de la ville d'AFLOU .

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

1) Association générale des Hygiénistes et Techniciens Municipaux
   - Stations de pompage d'eau

   (Technique et Documentation 1982)

2) DUPONT - A
   - Hydraulique Urbaine Tome II

3) GOMELLA (C) et GUERRÉE(H)
   - La Distribution d'eau dans les agglomérations urbaines et rurales.

   - Les eaux usées dans les agglomérations urbaines et rurales Tomes I.

   (La Collecte).

4) LAPRAY - G
   - Théorie de la longueur fluido-dynamique
   - cours d'hydraulique III

   (POLYCOPE E.N.P.A.)

5) LENCASTRE (A)
   - Manuel d'Hydraulique générale

6) UNIVERSITAT STUTTGART
   - Cours d'assainissement Urbain.

   (O.P.U. ALGER 1980)

   - CATALOGUE des pompes : JEUMONT SCHEINDER
   - CATALOGUE des pompes : K.S.B.

Caractéristiques des Tuyaux						1ère Approximation		Corrections			Nouveau débit	2ème Approximation		Corrections			Nouveau débit	3ème Approximation		Corrections			Nouveau débit	4ème Approximation		Corrections				Calcul des Pressions au Sol dans les conduits						Observations
N° de Nœuds	N° de Nœuds Aboutissants	Conduite	Diamètre mm	Lg m	Q_0 (l/s)	$\Delta H_0 = r Q_0^2$ m.	$2rQ_0$	C.P.M (l/s)	C.M.A (l/s)	Total (l/s)	Q_1 (l/s)	$\Delta H_1 = r Q_1^2$ (m)	$2rQ_1$	C.P.M (l/s)	C.M.A (l/s)	Total (l/s)	Q_2 (l/s)	$\Delta H_2 = r Q_2^2$ m.	$2rQ_2$	C.P.M (l/s)	C.M.A (l/s)	Total (l/s)	Q_3 (l/s)	$\Delta H_3 = r Q_3^2$ m.	$2rQ_3$	C.P.M (l/s)	C.M.A (l/s)	Total (l/s)	Q_4 (l/s)	Vitesse (m/s)	Cote du Terrain (m) Amont	Cote du Terrain (m) Aval	P.d.c (m)	Cotes Piezométriques (m) Amont	Cotes Piezométriques (m) Aval	N° du Nœud	Pressions au Sol (m)	
		1 - -	250	244,5	43,88	0,34	37,01	6,31	-	6,31	50,25	0,29	28,28	- 0,82	-	- 0,82	49,43	0,28	27,83	- 0,75	-	- 0,75	48,68	0,28	27,44	- 0,75	-	- 0,75	47,93	0,83	1591,25	1590,00	1,50	1593,85	1593,85	2	23,85	Les valeurs de
		2 - 3	250	244,5	39,53	0,31	34,43	6,31	-	6,31	43,8	0,25	24,73	- 0,82	-	- 0,82	42,98	0,24	24,27	- 0,82	-	- 0,82	42,16	0,24	23,81	- 0,75	-	- 0,75	41,41	0,73	1590,00	1588,53	1,26	1593,85	1592,59	3	28,06	les pressions au sol ne
	2	3 - 12	150	196,2	17,40	0,34	6,71	6,31	3,31	9,62	7,32	- 1,76	2,69	- 0,82	- 1,85	- 2,67	4,65	- 0,37	1,71	- 0,82	- 0,30	- 1,12	3,53	- 0,21	1,33	- 0,75	- 0,34	- 0,09	3,44	0,49	1588,53	1587,03	1,50	1592,59	1591,09	12	22,56	doivent être
		12 - 1	250	244,3	43,88	0,34	37,01	6,31	-	6,31	49,32	0,28	27,75	- 0,82	-	- 0,82	48,50	0,27	27,30	- 0,75	-	- 0,75	47,75	0,27	26,91	- 0,75	-	- 0,75	47,00	0,83	1587,03	1585,53	1,50	1591,09	1589,59	1	24,06	Absolument
				- 1,41	100,88							- 0,34	19,11					- 0,37	20,81					- 0,36	20,26												Acceptables
				2,0	1,41							0,34	19,11					0,37	20,81					0,36	20,26												
				2,0	0,71							0,17	9,56					0,19	10,41					0,18	10,13												

PH 006 85
- 2 -

Caractéristiques des Mailles						1ère Approximation		Corrections			Nouveaux débits	2ème Approximation		Corrections			Nouveaux débits	Vitesses (m/s)	Calcul des Pressions au Sol dans les nœuds						
N° de la Maille	N° de la Maille adjacente	Conduite	Diamètre (mm)	Le (m)	Q_0 (l/s)	$\Delta H = r Q_0^2$	$2rQ_0$	C P M (l/s)	C M A (l/s)	Total (l/s)	Q_1 (l/s)	$\Delta H = r Q_1^2$	$2rQ_1$	C P M (l/s)	C M A (l/s)	Total (l/s)	Q_2 (l/s)		Côtes du Terrain Amont	Côtes du Terrain Aval	Pdc (m)	Côtes Piézométriques (m) Amont	Côtes Piézométriques (m) Aval	N° des Nœuds	Pressions au Sol (m)	Observations
		1 - 2	250	363,4	41,46	1,71	77,87	- 2,40	–	- 2,40	41,46	1,53	73,61	- 0,10	–	- 0,10	41,36	0,84	1494,30	1494,10	1,52	1508,34	1507,42	2	19,32	Les valeurs de
		2 - 3	250	211,4	32,70	0,92	59,84	- 2,40	–	- 2,40	32,30	0,54	33,36	- 0,10	–	- 0,10	32,20	0,66	1488,10	1487,90	0,54	1507,42	1506,88	3	19,58	les pressions au sol des
II	II	3 - 4	150	299	10,00	1,09	219,36	- 2,40	0,41	- 1,99	8,01	0,70	175,71	- 0,10	0,20	0,10	8,11	0,46	1481,30	1481,00	0,72	1506,88	1506,16	4	17,16	noeuds des mailles sont
	III	4 - 5	200	280,6	- 18,93	- 0,99	83,09	- 2,40	- 0,79	- 3,19	- 23,12	- 1,19	103,35	- 0,10	+ 0,01	- 0,09	- 23,21	0,74	1489,00	1489,40	- 1,20	1506,16	1507,36	5	17,56	Admissibles
		5 - 1	250	282,1	- 43,96	1,37	62,59	- 2,40	–	- 2,40	- 46,26	- 1,53	66,11	- 0,10	–	- 0,10	- 46,36	0,92	1489,80	1494,30	- 1,53	1507,36	1508,89	1	14,59	
						1,17	484,75					0,85	452,04													
						ΔQ = - 2,40						ΔQ = - 0,10														
	I	4 - 3	150	299	- 10,00	- 1,09	219,36	- 0,41	2,40	1,99	- 8,01	- 0,70	175,71	- 0,20	+ 0,10	- 0,10	- 8,11	0,46	1489,80	1487,30	- 0,72	1506,16	1506,88	3	19,58	
		3 - 9	150	322	14,31	2,42	358,95	- 0,41	–	- 0,41	13,90	2,28	328,37	- 0,20	–	- 0,20	13,70	0,78	1487,30	1485,30	2,22	1506,88	1504,66	9	18,76	
IV		9 - 8	80	368	2,23	1,92	1719,49	- 0,41	–	- 0,41	1,82	1,28	1103,36	- 0,20	–	- 0,20	1,62	0,32	1485,30	1482,80	1,01	1504,66	1503,65	8	20,85	
		8 - 7	150	404,8	- 9,36	1,30	277,38	- 0,41	–	- 0,41	- 9,77	- 1,42	290,15	- 0,20	–	- 0,20	- 9,97	0,56	1482,80	1487,43	- 1,48	1503,65	1505,13	7	19,04	
	III	7 - 4	200	276	- 18,81	- 0,86	87,10	- 0,41	- 0,79	- 1,20	- 21,01	- 0,97	92,38	- 0,20	0,01	- 0,19	- 21,20	0,68	1485,43	1488,00	- 0,99	1505,13	1506,12	4	17,12	
						1,08	2641,89					0,47	2289,96													
						ΔQ = - 0,41						ΔQ = - 0,20														
	II	4 - 7	200	276	13,81	0,86	87,10	0,79	0,41	1,20	21,01	0,97	92,38	- 0,01	0,20	0,19	21,20	0,68	1483,00	1485,43	0,99	1506,16	1505,17	7	19,68	
III		7 - 6	80	374,9	- 2,69	- 2,84	2113,08	0,79	–	0,79	- 1,90	- 1,42	1492,51	- 0,01	–	- 0,01	- 1,91	0,38	1485,43	1481,87	- 1,43	1505,17	1506,60	6	18,73	
		6 - 5	200	284	- 19,93	- 0,79	78,87	0,79	–	0,79	- 19,14	- 0,72	75,74	- 0,01	–	- 0,01	- 19,15	0,61	1487,87	1489,80	- 0,73	1506,60	1507,33	5	17,53	
	I	5 - 4	200	280,6	19,33	0,89	89,09	0,79	–	0,79	23,12	1,19	103,35	- 0,01	0,10	0,09	23,21	0,74	1489,80	1489,00	1,20	1507,33	1506,13	4	17,13	
						- 1,88	2368,14					0,02	1763,98													
						ΔQ = 0,79						ΔQ = - 0,01														

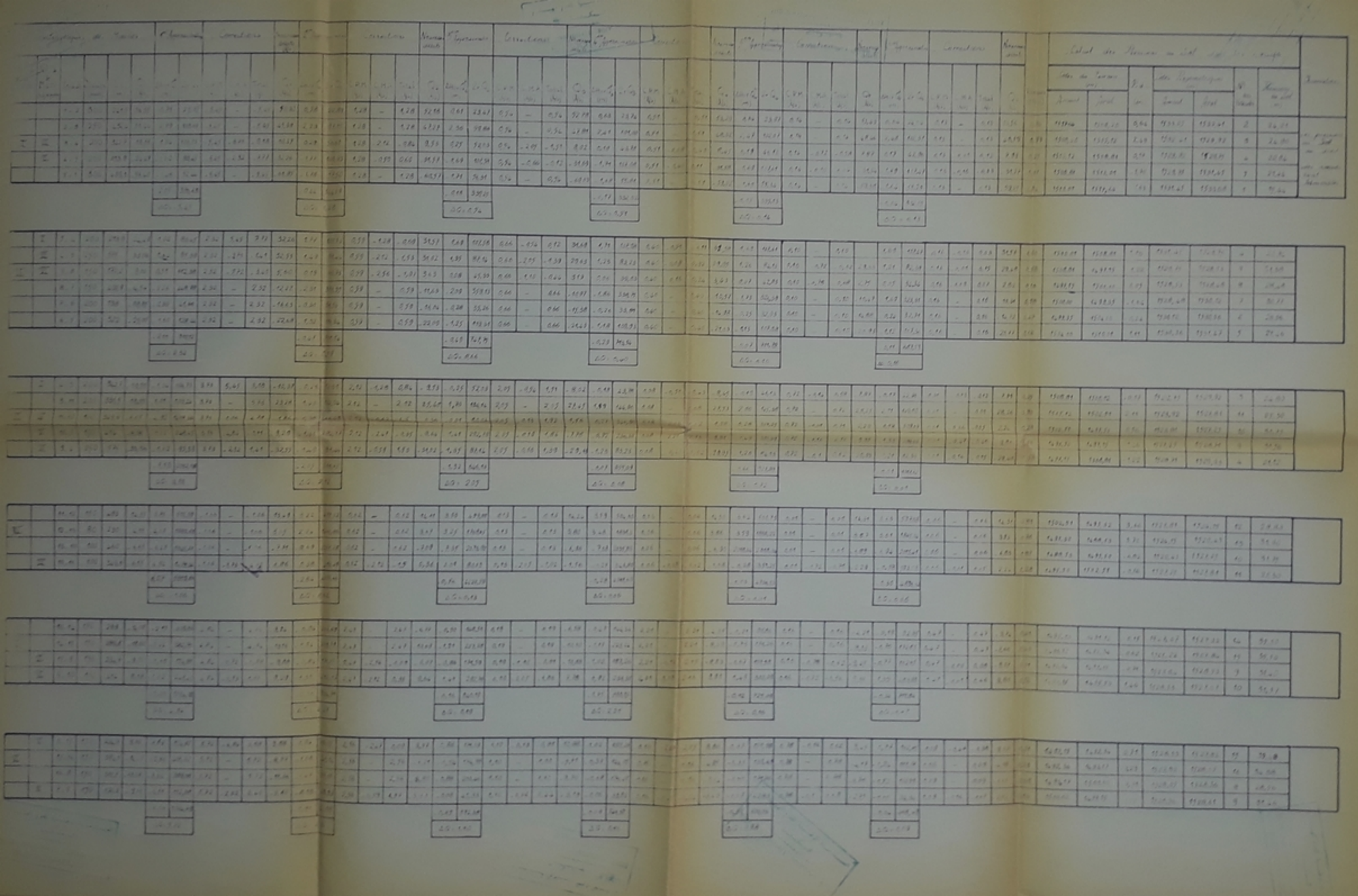
École Nationale Polytechnique
Département Hydraulique

Projet de fin d'études

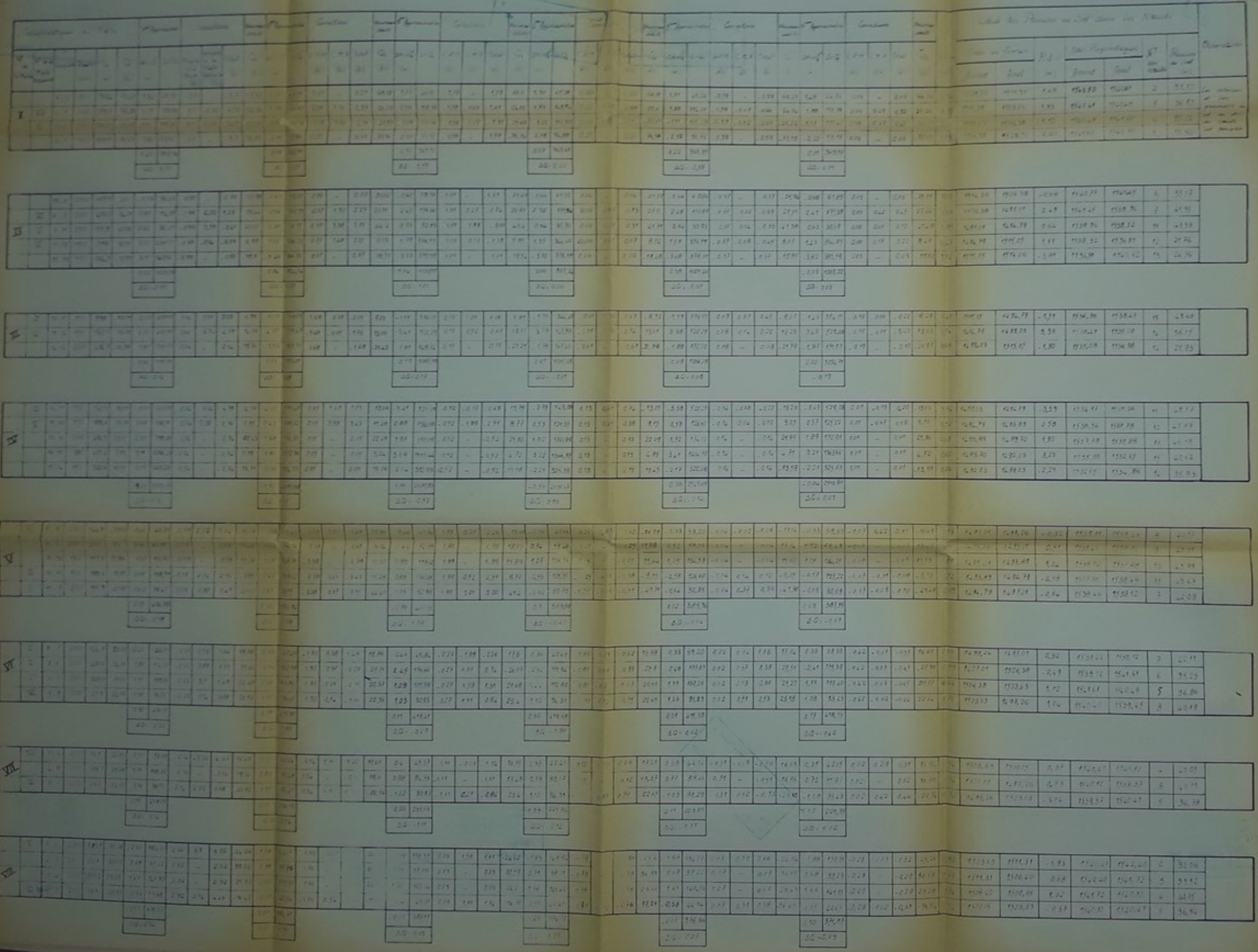
Thème : Alimentation en eau Potable et Assainissement de la ville d'AFLOU W LAGHOUAT

Calcul du reseau maillé
Zone Nord — Secteur C

Propose par	S ET HY OU	Planche N° II	
Dressé par	ARBAOUI GUIRA		Date 12 NOV 84
Controlé par	A Pimenov		Promotion janvier 85



École Nationale
Département
Projet de fin
Thème
Calcul des ponts



PH 00 695
.04.

Ecole Nationale Supérieure
Département Hydraulique

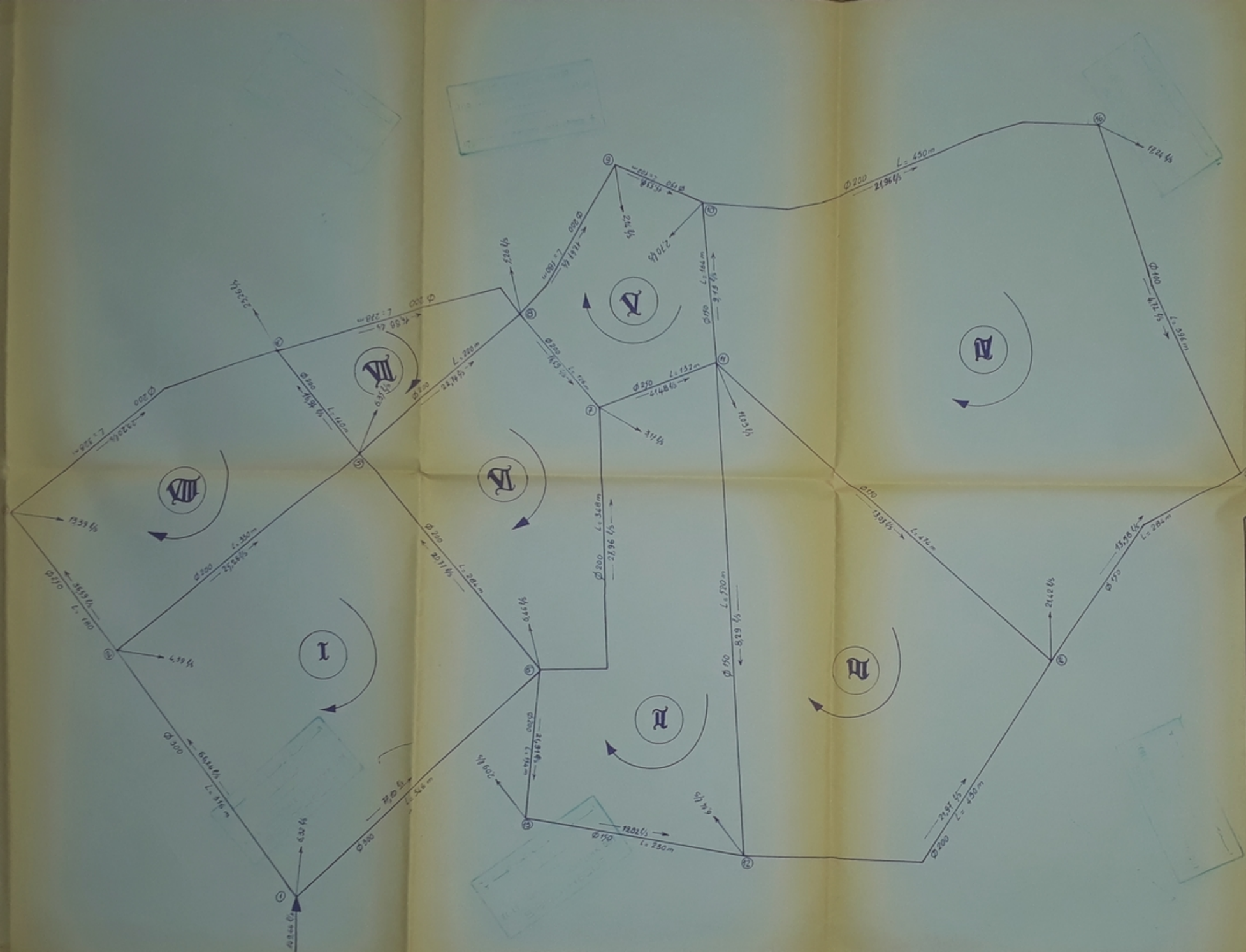
Projet de fin d'études

Numérisation en eau libre et
Etude Aménagement de la ville d'ALGER
à l'aide

Calcul du réseau maillé
Etat Sud

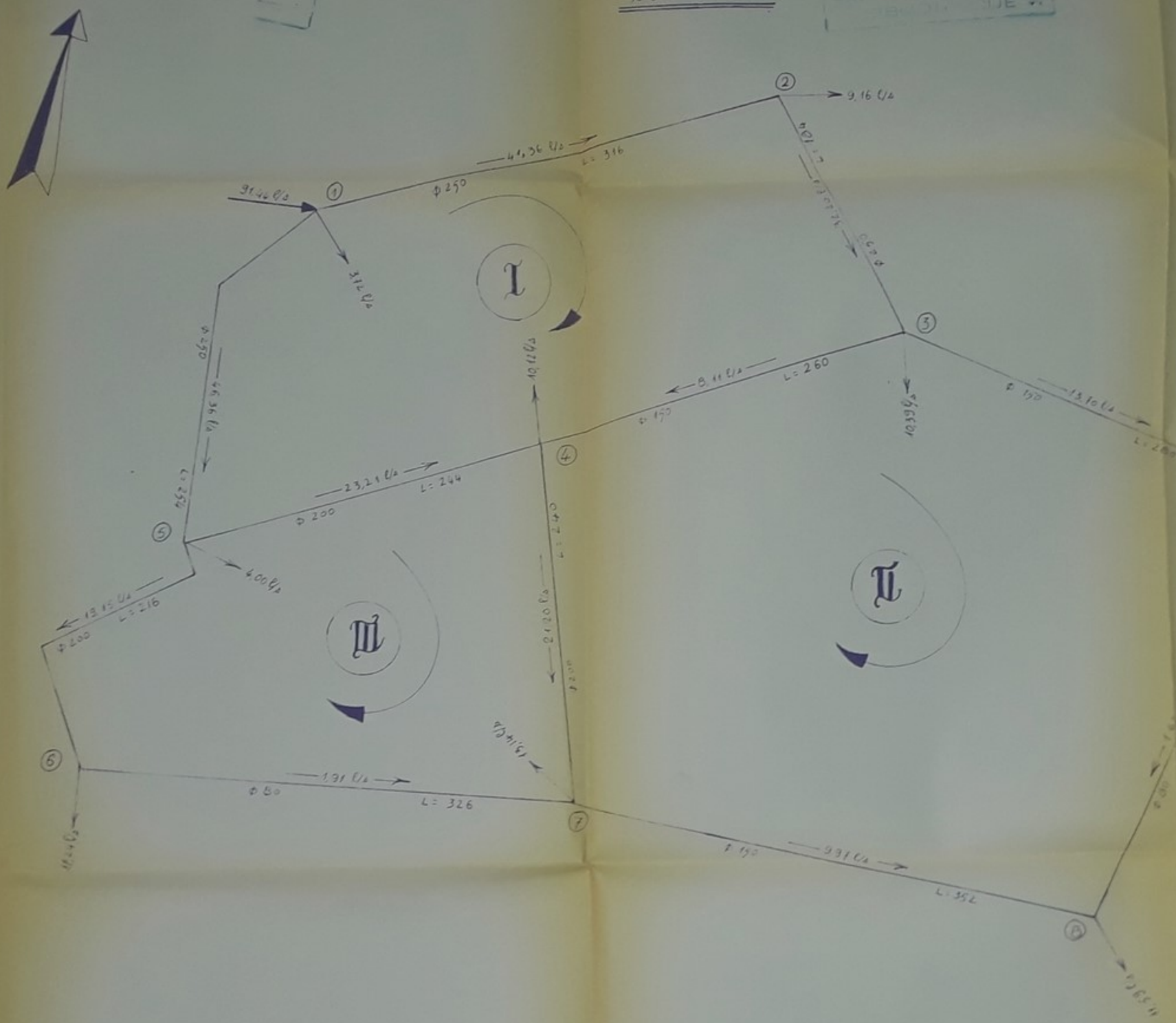
Dessiné par	S.E. 11.00	Planche N° II	Echelle
Dessiné par	Equipe Réseau		Date du tirage
Contrôlé par	A. Benaissa		Nombre de pages

PFE006 85
-05-



École Nationale Polytechnique — Département Hydraulique			
Projet de Fin d'études			
Thème : Alimentation en eau Potable et Assainissement de la ville d'AFLOU W. LAGHOUAT			
Plan du réseau — Zone Sud			
Proposé par	S. ET HY. OU	Planche N° VII	Échelle 1/2000
Dressé par	Arbaoui Guira		Date 22 Juin 1989
Contrôlé par	A. Pimenov		Promotion Janvier 89

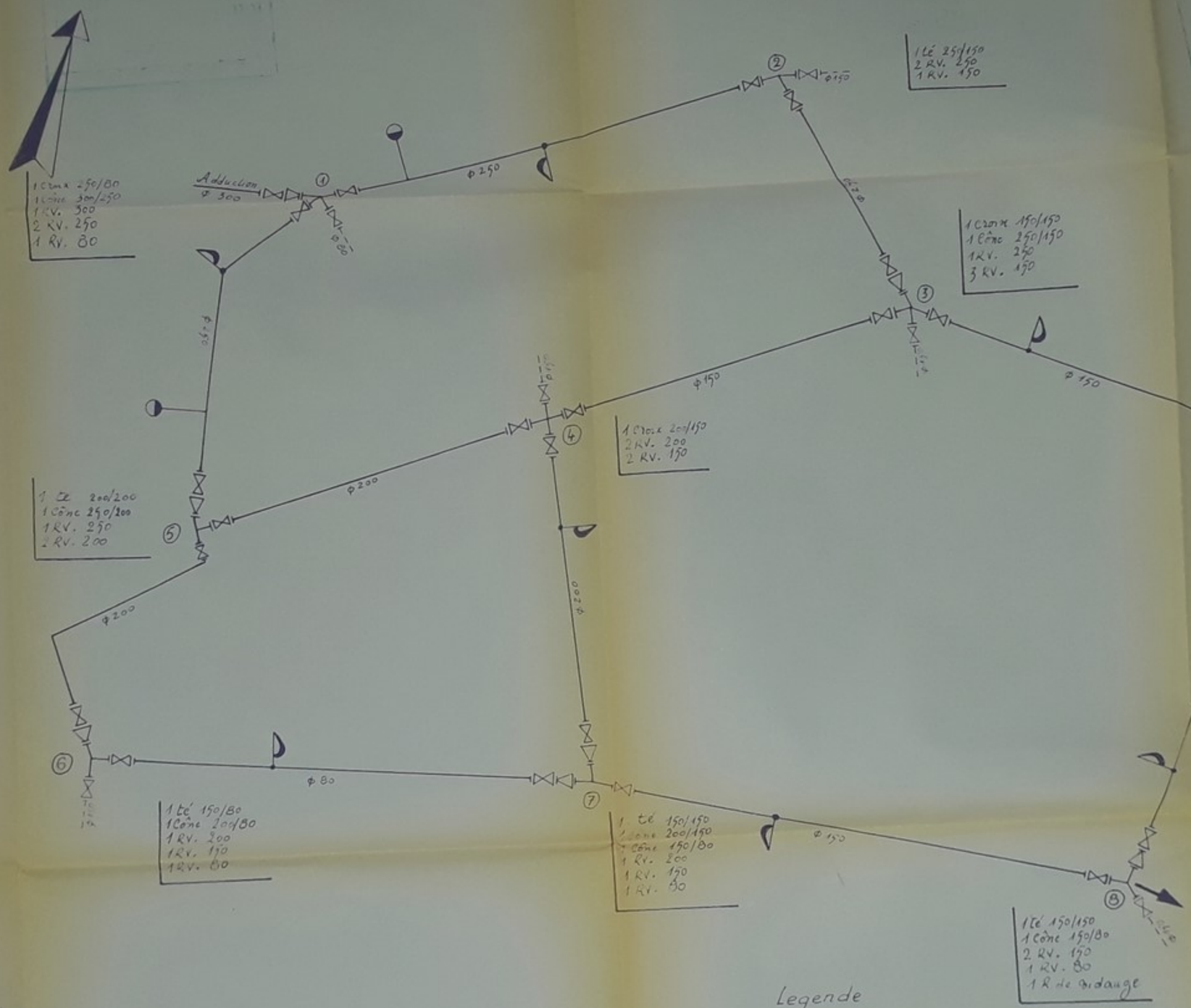
Secteur "C"



PH00685
-6-

École Nationale Polytechnique Département Hydraulique			
Projet de fin d'études			
Thème : Alimentation en eau potable et Assainissement de la ville de M'sila Mr : MOKRANI			
Plan des réseaux Zone Nord Secteur C			
Dessiné par :	S.ET.H.E	Planche N° III	Echelle 1/5000
Dessiné par :	Promotion 1995/96		Date 20/07/1996
Contrôlé par :	A. Pr.		Promotion Janvier 96

PH 00685
-07-

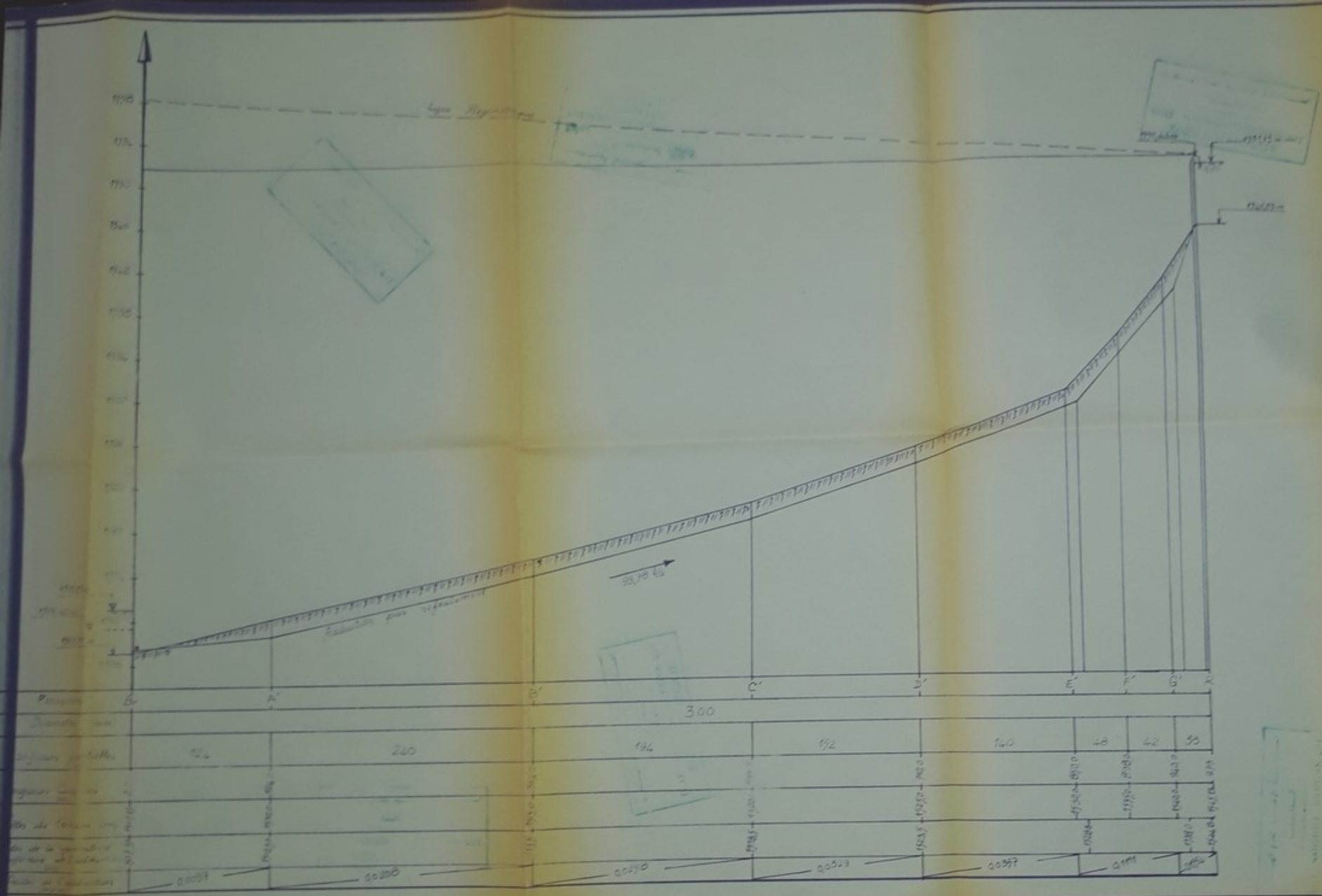


Legende

- Conduites principales
- Conduites secondaires
- Vanne avec joints transversaux
- Cone de reduction
- Té
- Croix
- Ventouses
- Poteaux (bouches) d'incendie
- Vidange

Ecole Nationale Polytechnique Département Hydraulique	
Projet de Fin d'études	
Thème	Alimentation en eau Potable et Assainissement de la ville d'AFLOU W. LAGHOUAT
Equipement du reseau Zone Nord — Secteur C	
Proposé par: S. ETHYOU	Echelle 1/2000
Dressé par: Arbaoui GUIRA	Planche N° IX — Date 28. NOV. 86
Contrôlé par: A. Pavenov	Promotion Janvier 87

PH 006 25
-08-



École Nationale polytechnique
Département Hydraulique

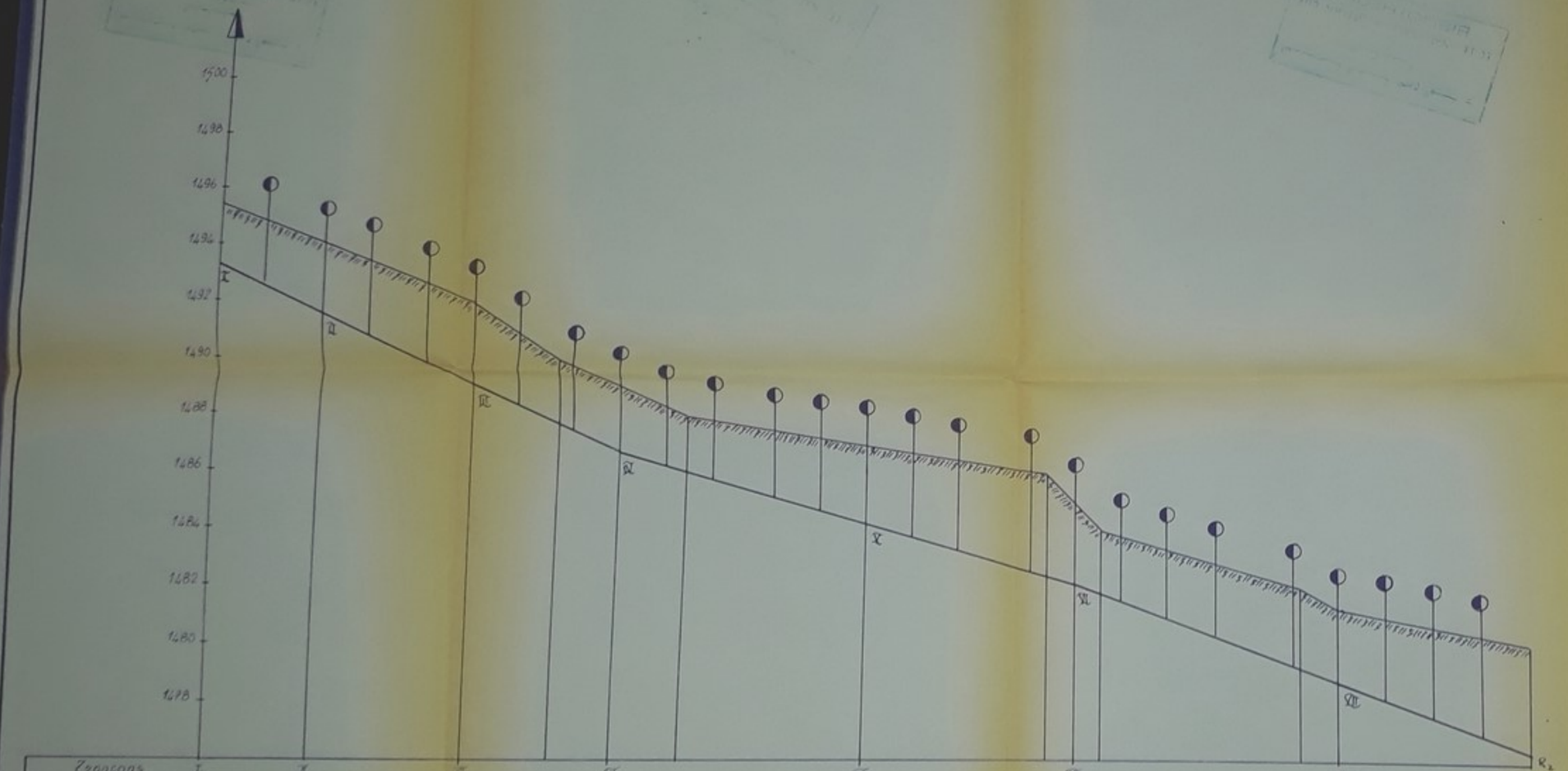
Projet de fin d'études

Thème : Alimentation en eau potable et assainissement de la ville d'Azazga à l'horizon

Profil en long
Adduction Bassin de Reprise — Réservoir
Zone Sud

Dessiné par	S. ET M. Y. OU	Planche N° III	
Suivi par	Mme A.
Contrôlé	Mr F.

pH006 85
-09-



Tronçons	I	II	III	IV	V	VI	VII	R2
Altitudes du terrain (m)	1492.40	1491.60	1491.40	1490.80	1490.20	1489.40	1488.60	1487.80
Altitudes du radier (m)	1490.3	1489.5	1489.3	1488.7	1488.1	1487.3	1486.5	1485.7
Longueurs Partielles (m)	189	260	255	425	370	439	326	
Longueurs Cumulées (m)	0.00	189	449	704	1129	1499	1938	2264
Pentes du radier m.p.m	0.0092	0.00923	0.00941	0.0094	0.0031	0.0015		
Diamètres (mm)	600	800	1200	1500	1500	1500		

Legende

Radier du collecteur ——●

Regard de visite ●

École Nationale polytechnique
Département Hydraulique

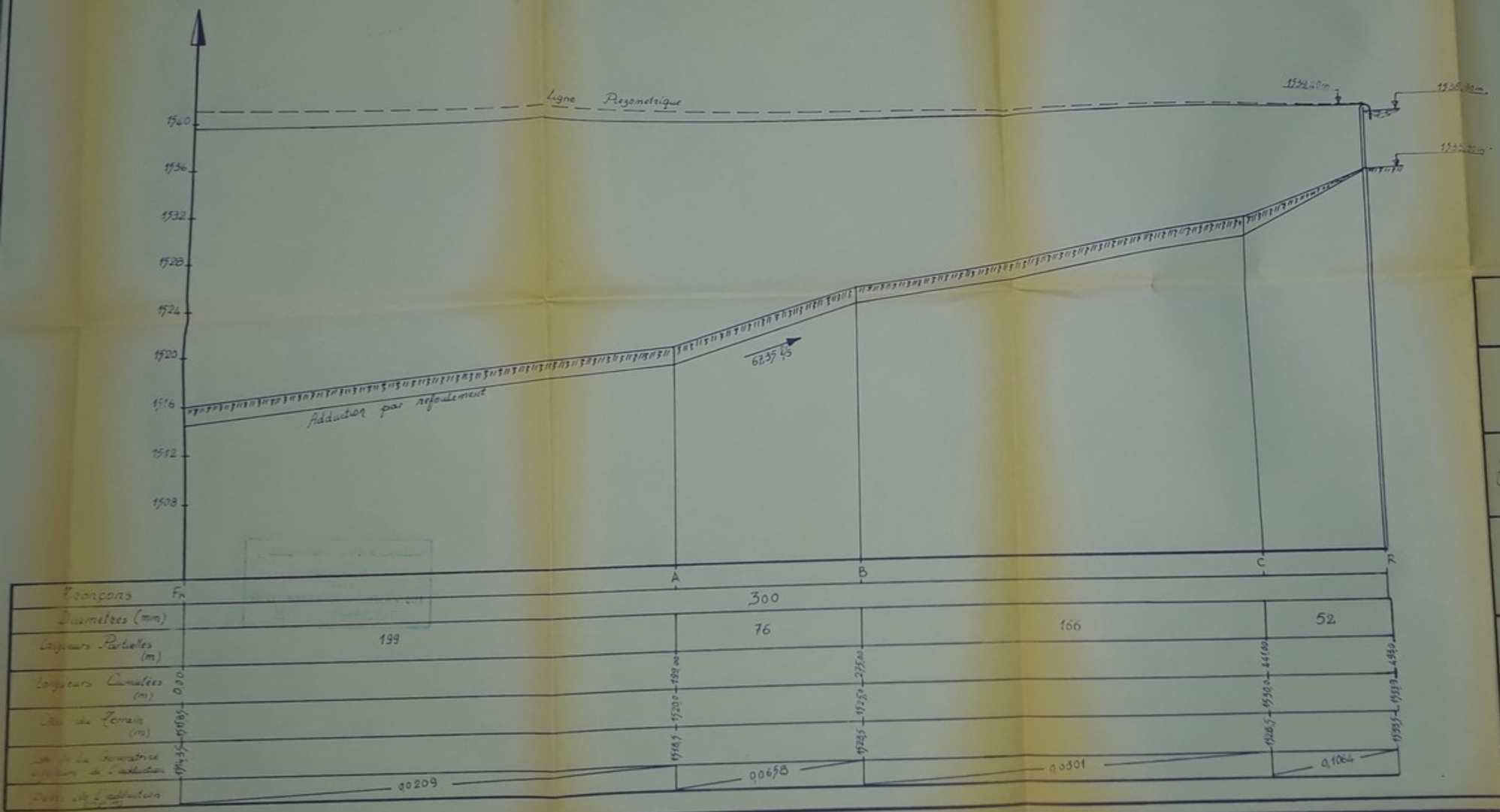
Projet de fin d'études

Thème Alimentation en eau potable et Assainissement de la ville d'AFLOU W LAGHOUAT

Profil en Long du Collecteur Zone Sud

Proposé par	S. ET HY OU	Planche N° XIII	Echelle Horiz 1cm → 50 Vert 1cm → 1m
Dressé par	Arbaoui GUIRA		Date 8 Déc. 1986
Contrôlé par	A Amenou		Promotion Janvier 85

PH00G85
-1.0-



École Nationale Polytechnique
Département Hydraulique

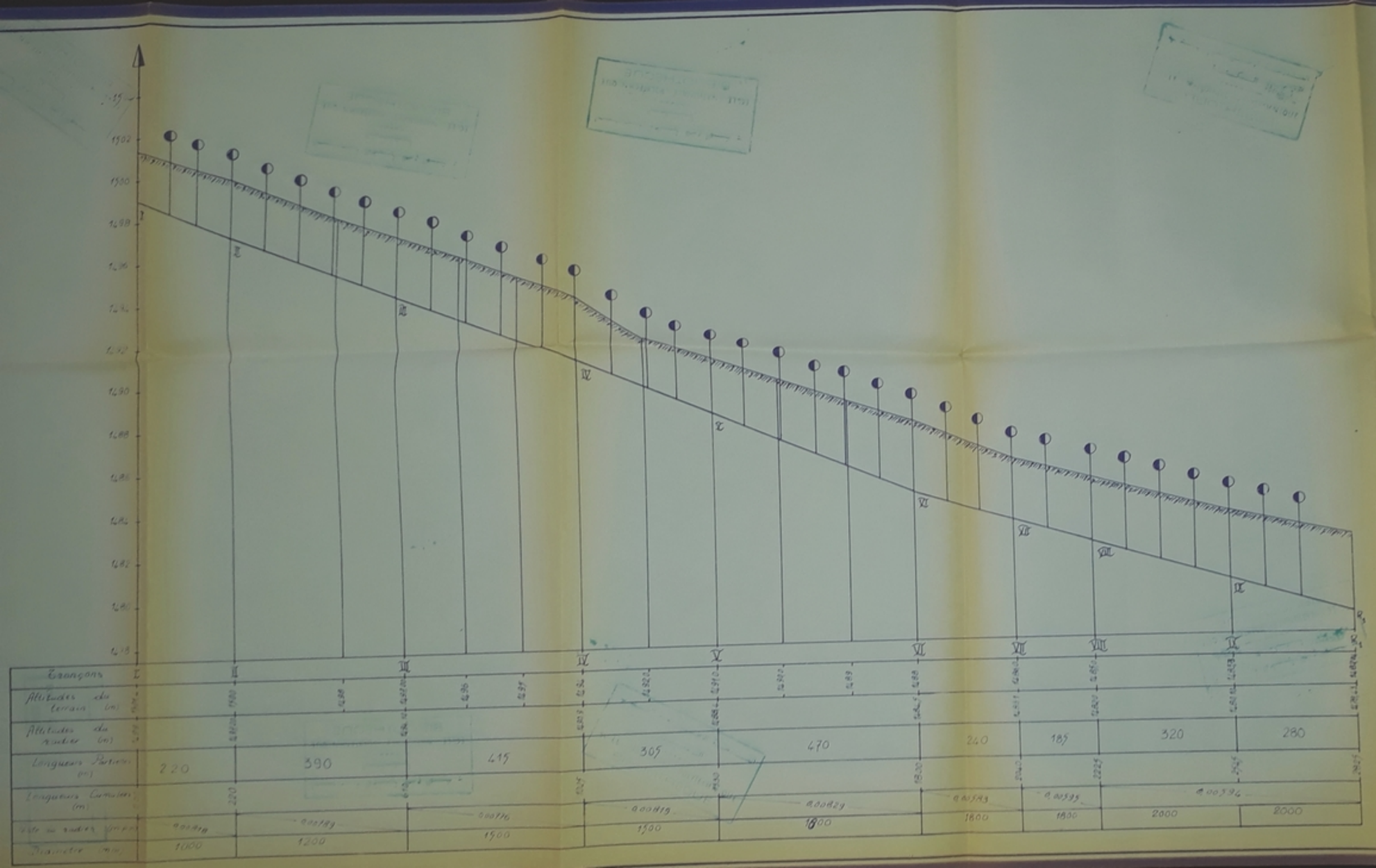
Projet de fin d'études

Theme Alimentation en eau Potable et Assainissement de la ville d'AFLOU (W) LAGHOUAT

Profil en Long
Adduction Forage Nord → Reservoir (700 m³)
Zone Nord

Propose par	S. ETHIOU	Planche N° XI	Echelle H/1 1cm=10m V/1 1cm=2m
Dresse par	GUIRA ARBAOUI		Date 2 DEC 1984
Controlé par	A Pimenov		Promotion Janvier 85

PH 00685
11



Légende

Radier du Collecteur

Regard de visite

École Nationale Polytechnique
Département Hydraulique

Projet de fin d'études

Thème : Alimentation en eau Potable et Assainissement de la ville d'AFLOU

Profil du Collecteur — Zone Nord

Proposé par	S ET HY OU	Planche N° XII	Echelle long 1/2000 vert. 1/200
Dressé par	GUIRA Abaou		Date 12 Juin 1986
Contrôlé par	A Pimenov		Promotion Juillet 85

Légende

- Conduite principale.
- Conduite secondaire.
- Vannes avec joints transversaux.
- Cône de réduction.
- Coude.
- Croix
- Té.
- Ventouses.
- Poteaux (bouches) d'incendie.
- Brelange.

PH00685
-12-

École Nationale Polytechnique
Département Hydraulique

Projet de Fin d'études

Thème : Alimentation en eau Potable et Assainissement de la ville d'AFLOU W. LAGHOUAT

Equipement du réseau
Zone Sud

Propose par	S ET HY OU	Planche N° X	Echelle 1/2000
Dresse par	Arbaoui GUIRA		Date 26 Nov 1984
Controlé par	A Pumenev		Promotion Janvier 85

Section "A"

Section "B"

Légende

PH 00685

-13-

Ecole Nationale Polytechnique

Département Hydraulique

Projet de fin d'études

Alimentation en eau potable et Assainissement de la ville d'Ain Defla

Epaisseur des conduites

Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris

Département Hydrologie

Plan de situation

Alimentation en eau potable d'Arles

Schéma d'assainissement

Plan de masse

Echelle 1/2000

PH 0068

Collecteur Principal (Zone Nord)

Tronçons	N° des Bassins d'apport	Surfaces des Bassins d'apport (ha)	Coefficient de Ruissellement (C)	Intensité de pointe (l/s/ha)	Débit spécifique (q = C·I·A) (l/s)	Débit Cumulé (l/s)	Longueurs des tronçons (m)	Longueurs Cumulées (m)	Côtes (m) Sol Amont	Côtes (m) Sol Aval	Côtes (m) Radier Amont	Côtes (m) Radier Aval	Pentes (m p m)	Diamètres (mm)	Pleine Section Qps (l/s)	Pleine Section Vps (m/s)	Q/Qps = θ	r = H/Hs	V/Vs = rv	H = D·rh (mm)	V = Vps·rv (m/s)	Vitesse en m/s correspondant à Vps Qps 25 l/s	débit des eaux usées Qu = d·S·q/(1/s) 18 98 Partiels	débit des eaux usées Qu = d·S·q/(1/s) 18 98 Cumulés	Observations
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26
I - II	1	32,3	0,636	60	1232,568	1232,568	220	220	1501,40	1500	1499	1497,2	0,00818	1000	1,53	1,84	0,81	0,68	1,108	680	2,038	1,104	29,457	29,457	Le collecteur
II - III	2	20,399	0,761	60	931,418	2163,986	390	610	1500	1497	1497,2	1494,12	0,00789	1200	2,43	2,15	0,89	0,73	1,117	876	2,401	1,29	18,604	48,061	n'est nullement
III - IV	3	16,24	0,598	60	528	2746,671	415	1025	1497	1494	1494,12	1490,9	0,00776	1500	4,48	2,59	0,61	0,56	1,04	840	2,694	1,554	14,811	62,872	en charge et
IV - V	4	24,734	0,721	60	1070,036	3816,715	305	1330	1494	1491	1490,9	1488,4	0,00819	1500	4,50	2,63	0,85	0,71	1,114	1065	2,929	1,578	22,558	85,43	l'autocurage
V - VI	5	39,37	0,788	60	1388,74	5205,687	470	1800	1491	1488	1488,4	1484,5	0,00829	1800	7,90	2,98	0,69	0,61	1,07	1098	3,188	1,788	35,905	121,335	n'est réalisé
VI - VII	6	29,36	0,290	60	441,264	5646,951	240	2040	1488	1486	1484,5	1483,1	0,00583	1800	6,27	2,56	0,90	0,74	1,118	1332	2,862	1,536	23,128	144,463	dans toute
VII - VIII	7	22,3	0,445	60	595,41	6242,361	185	2225	1486	1485	1483,1	1482	0,00535	1800	6,30	2,60	0,99	0,81	1,134	1458	2,948	1,56	20,337	164,80	sa longueur
VIII - IX	8	26,64	0,720	60	831,168	7073,529	320	2545	1485	1483,30	1482	1480,1	0,00594	2000	8,40	2,74	0,84	0,70	1,110	1400	3,041	1,644	24,295	189,095	
IX - R_2						7073,529	280	2825	1483,30	1482,04	1480,1	1478,43	0,00594	2000	8,40	2,74	0,84	0,70	1,110	1400	3,041	1,644			

Collecteur Principal (Zone Sud)

Tronçons	N° des Bassins d'apport	Surfaces des Bassins d'apport (ha)	Coefficient de Ruissellement (C)	Intensité de pointe (l/s/ha)	Débit spécifique (q = C·I·A) (l/s)	Débit Cumulé (l/s)	Longueurs des tronçons (m)	Longueurs Cumulées (m)	Côtes (m) Sol Amont	Côtes (m) Sol Aval	Côtes (m) Radier Amont	Côtes (m) Radier Aval	Pentes (m p m)	Diamètres (mm)	Pleine Section Qps (l/s)	Pleine Section Vps (m/s)	Q/Qps = θ	r = H/Hs	V/Vs = rv	H = D·rh (mm)	V = Vps·rv (m/s)	Vitesse en m/s correspondant à Vps Qps 25 l/s	débit des eaux usées Qu = d·S·q/(1/s) 18 98 Partiels	débit des eaux usées Qu = d·S·q/(1/s) 18 98 Cumulés	Observations
I - II	1	12,44	0,517	60	385,889	385,889	185	185	1497,40	1496	1495,3	1495	0,0097	600	0,4	1,44	0,96	0,78	1,127	468	1,623	0,864	10,926	10,926	
II - III	2	11,73	0,444	60	311,086	696,975	260	445	1496,00	1494,00	1495,5	1491,1	0,00923	800	0,85	1,72	0,81	0,68	1,108	544	1,906	1,032	10,351	21,281	
III - IV	3	30,0	0,616	60	1130,976	1830,951	255	700	1494,00	1491,00	1491,1	1488,7	0,00941	1200	2,63	2,41	0,69	0,61	1,06	732	2,555	1,446	26,876	48,157	
IV - V	4	24,17	0,628	60	910,726	2741,677	425	1125	1491,00	1489,00	1488,7	1486,2	0,0059	1500	3,75	2,24	0,73	0,63	1,08	945	2,419	1,344	21,229	69,386	
V - VI	5	12,3	0,216	60	159,408	2901,085	370	1495	1489,00	1487,00	1486,2	1484,10	0,0057	1500	3,65	2,15	0,79	0,67	1,102	1005	2,369	1,29	10,803	80,189	
VI - VII	6	1,04	0,618	60	520,603	3421,688	320	1950	1487,00	1483,30	1484,10	1480,70	0,0075	1500	4,35	2,52	0,78	0,66	1,09	990	2,746	1,512	12,332	92,521	
VII - R_2						3421,688	320	2270	1483,30	1482,04	1480,70	1478,30	0,0075	1500	4,35	2,52	0,78	0,66	1,09	990	2,746	1,512			

PH00685
-15-

Ecole Nationale Polytechnique
Département Hydraulique

Projet de fin d'études

Thème Alimentation en eau Potable et Assainissement de la ville d'AFLOU
N. LABHOUAT

Dimensionnement des Collecteurs principaux de la ville d'AFLOU
N. LABHOUAT

Proposé par	S.ET HY OU	Planche N° XV	
Dressé par	Arbaoui GUIRA		Date 19 DEC 1984
Contrôlé par	A. Pomeau		Promotion Février 85