

2/85

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي
Ministère de l'Enseignement Supérieur

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER
E. N. P. A.

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية
البيزنطية
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHEQUE

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

en vue de l'obtention du Diplôme d'Ingénieur d'Etat

THEME :

ALIMENTATION EN EAU POTABLE
ET
ASSAINISSEMENT DE LA VILLE DE
HASSI BAHBAH

Proposé par : SETHYAL

Etudié par : { AIDA F.
..... ZEGHDOUDI A.

Dirigé par : BOUACHE M.

Promotion Janvier 1985

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي
Ministère de l'Enseignement Supérieur

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية
المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGERE

E. N. P. A.

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

en vue de l'obtention du Diplôme d'Ingénieur d'Etat

THEME :

ALIMENTATION EN EAU POTABLE
ET
ASSAINISSEMENT DE LA VILLE DE
HASSI BAHBAH

Proposé par : SETHYAL

Etudié par : { AIDA F.
..... ZEGHDOUDI A.

Dirigé par : BOUACHE M.

Promotion Janvier 1985

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

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

وَجَعَلْنَا مِنَ الْمَاءِ كُلَّ شَيْءٍ حَيٍّ .

صَدَقَ اللَّهُ الْعَظِيمُ



E M E R C I E M E N T S

Nous tenons à remercier vivement pour l'aide et la compréhension tous ceux qui soit par leurs orientations, soit par leurs conseils, soit par leurs directives : en un mot tous ceux qui n'ont ménagé aucun effort pour nous permettre l'élaboration de cette étude dans de bonnes conditions.

A. MESSIEURS :

- Monsieur BOUACHE, notre promoteur et A. KETTAB Chef de Département d'Hydraulique nous exprimons notre profonde gratitude.
- ~~A Monsieur~~ **G. Lapray**
- A tous les professeurs et assistants
- A Monsieur KACIMI Directeur Technique de la (S.ET.HY.AL.).
- A Monsieur KOSELER Ingénieur à la S.ET.HY.AL.

Nos remerciements les plus sincères pour leur efficace contribution.

AIDA. F. et ZEGHDOUDI. A.

1984 - 1985.

S O M M A I R E

1ere Partie. A.E.P.

CHAPITRE I.

| | PAGE |
|------------------------------------|------|
| 1. INTRODUCTION..... | 1 |
| 2. SITUATION GEOGRAPHIQUE..... | 1 |
| 3. CLIMATOLOGIE | |
| 4. DEMOGRAPHIE. | 2 |
| 5. EVOLUTION DE LA POPULATION..... | |
| 6. BASE DE CALCUL..... | |

CHAPITRE II.

| | |
|--------------------------------------------------|----|
| 1. EVALUATION DES BESOINS EN EAU POTABLE..... | 4 |
| 1.1. LES BESOINS EN EAU POUR LE MOYEN TERME..... | |
| 1.2. BESOINS EN EAU POUR LE LONG TERME..... | 7 |
| 1.3. PERTES ET MARGES..... | 9 |
| 1.4. INVENTAIRES DES RESSOURCES DISPONIBLES..... | 10 |

CHAPITRE III.

ADDUCTION.

| | |
|----------------------------------------------|----|
| 1. CHOIX DU TRACE..... | 11 |
| 2. TYPE D'ADDUCTION..... | |
| A. ADDUCTION PAR REFOULEMENT..... | 13 |
| 1. DETERMINATION DU DIAMETRE ECONOMIQUE..... | |
| B. CHOIX DES POMPES..... | 22 |

CHAPITRE IV.

RESERVOIRS.

| | |
|-------------------------|----|
| 1. UTILITE..... | 26 |
| 2. EMLACEMENT..... | |
| 3. CAPACITE..... | |
| 4. DIMENSIONNEMENT..... | 30 |
| 5. EQUIPEMENTS..... | |

CHAPITRE V.

DISTRIBUTION.

| | |
|----------------------------------------------------------------|----|
| 1. ETUDE DES PROBLEMES POSES PAR LA VARIATION DES DEBITS... 33 | 33 |
| 2. DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION..... | 34 |

| | |
|--------------------------------------------------------|----|
| 2.1.METHODE DE CALCUL..... | |
| 3.RESEAU MAILLE..... | 40 |
| 3.1.METHODE DE CALCUL..... | |
| 3.2.PRINCIPE DE LA METHODE..... | |
| 4.DIMENSIONNEMENT DES CONDUITES DE DISTRIBUTIONS | |
| ZONE I,II..... | 44 |
| 4.1.CALCUL DU DIAMETRE DE LA CONDUITE DE DISTRIBUTION | |
| ZONE I..... | |
| 4.2.CALCUL DE LA CONDUITE DE DISTRIBUTION ZONE II..... | 52 |
| 5.EQUIPEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION..... | 56 |

CHAPITRE VI.

PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER.

| | |
|------------------------------------|----|
| 1.GENERALITES..... | 65 |
| 2.MOYENS DE PROTECTION..... | 66 |
| 2.1.ETUDE DU RESERVOIR D'AIR..... | |
| 2.2.CALCUL DU RESERVOIR D'AIR..... | |
| 2.3.PRINCIPE DE CALCUL..... | 68 |

PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LA CORROSION.

| | |
|-------------------------------|--|
| 1. PROTECTION CATHODIQUE..... | |
|-------------------------------|--|

CHAPITRE VII

| | |
|-------------------------|----|
| POSE DES CONDUITES..... | 83 |
|-------------------------|----|

2ème Partie.

ASSAINISSEMENT.

| <u>CHAPITRE I. GENERALITES.</u> | PAGE. |
|---------------------------------------------------------------------|-------|
| 1.1.DEFINITION..... | 86 |
| 1.2.PRINCIPE DE CONSTRUCTION DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT..... | |
| 1.3.FONCTIONNEMENT DU RESEAU..... | |
| <u>CHAPITRE II. ETUDE.</u> | |
| 2.1.TYPE D'EAU A EVACUER..... | 87 |
| 2.2. CALCUL DU RESEAU..... | |
| 2.2.1.EAUX PLUVIALES..... | |
| 2.2.2.EAUX USEES..... | 89 |
| <u>CHAPITRE III. PLAN DE CALCUL DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT.....</u> | 90 |
| 3.1.CONCLUSION..... | 92 |
| <u>CHAPITRE IV. ELEMENT CONSTITUTIFS DU RESEAU.....</u> | 93 |
| 4.1.OUVRAGES PRINCIPAUX..... | |
| 4.2.OUVRAGES ANNEXES..... | |
| 4.3.DIMENSIONNEMENT DU DEVERSOIR..... | |
| <u>CHAPITRE V. POSE DE CANALISATION.....</u> | |
| 5.1.EMPLACEMENT..... | 96 |
| 5.2.EXECUTION DE LA TRANCHEE..... | |
| 5.3.POSE DE LA CANALISATION..... | |
| 5.4.REMBLEMENT DES TRANCHES..... | |
| 5.5.NETTOYAGE DU RESEAU D'EGOUT..... | |

T A B L E A U D E S P L A N C H E S

- PLANCHE N° I - Plan d'Urbanisme
- PLANCHE N° II - Profil en long : Forage-Réservoir
- PLANCHE N° III - Calcul du réseau maillé
- PLANCHE N° IV - Schéma du réseau de distribution zone II.
- PLANCHE N° V - Equipement du réseau de distribution.
- PLANCHE N° VI - Traversée de route et chemin de Fer.
- PLANCHE N° VII - Collecteurs principaux.
- PLANCHE N° VIII- Calcul du réseau d'assainissement.
- PLANCHE N° IX,X- Profils en long des collecteurs principaux.

CHAPITRE I

1. INTRODUCTION :

La présente étude a pour intérêt et pour tout principe l'alimentation en eau potable de la ville de Hassi Bahbah dans la Wilaya de Djelfa.

La méthodologie adoptée repose sur les étapes suivantes :

- Calcul du réseau d'adduction
- Dimensionnement et calcul du réseau de distribution.

2. SITUATION GEOGRAPHIQUE.

La ville de Hassi-Bahbah se trouve dans la zone Sud des Hauts plateaux et occupe une position, par rapport à l'axe routier Alger-Ouargla (Nationale 1).

La ville se trouve dans une dépression naturelle, à mi-chemin entre les villes de Djelfa et Ain-Oussera.

3. CLIMATOLOGIE.

Les caractéristiques principales de la climatologie de la ville sont les suivantes :

- Situation : zone semi-aride
- pluviométrie : réduite, particulièrement en saison haute (Juin à Octobre)
- Amplitudes : accusent des écarts importants, surtout en saison haute (+ 35;4° C).
- Vents dominants : Sud-Ouest; Sud-Est, de Mars à Octobre

Ces vents dominants ont créé un phénomène naturel, celui de l'érosion éolienne et de l'ensablement des rares terres arables se prêtant à la culture maraîchère.

Il convient de signaler que la région de Hassi-Bahbah est le passage obligé des transhumants vers le Nord, pour les populations d'éleveurs vivant dans la zone agro-pastorale, délimitée dans le quadrilatère-Hassi-Bahbah Hassi-El-Euch-El-Nesrane.

Compte tenu de la démographie assez élevée dans la région et des constructions anarchiques dues à un mouvement de populations important, les besoins en eau potable demeureront forts, au même titre qu'une demande nouvelle, celle de la zone industrielle de création récente, avec des unités consommatrices d'eau.

.../...

A noter, que, nonobstant les données climatologiques citées ci-dessus, l'influence du Chott du Zharez est assez importante, au point d'induire une véritable action de protection contre la salinité remontant par capillarité et menaçant les rares terres mises en exploitation.

La ville de Hassi-Sabbah dispose de ressources en eau minérales-type thermal-exploitées sous forme de puits artésiens.

4. DEMOGRAPHIE.

D'après les renseignements recueillis à la S.ET.HY.AL. d'Alger, en 1980 la ville occupait une superficie de 185 ha et comptait 15645 habitants.

Vu le découpage de la ville en zone, on constate que la densité est variable malgré la prédominance des constructions sans étage.

5. EVOLUTION DE LA POPULATION.

Le taux d'accroissement est de 3,5 à 3,6 % on adopte 3,5 % pour les 10 à 30 années à venir cette tendance sera conservée pour l'immediat

Le recensement antérieur à donné.

| ANNEE | POPULATION | CONSIDERATION |
|-------|------------|--------------------------------------------|
| 1965 | 5665 | -le village sans agglomérations secondaire |
| 1977 | 14063 | y compris toute la commune. |
| 1980 | 15645 | enquête (C.R.D.A.P.) |

6. BASE DE CALCUL.

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

$$I = P_0 (1 + r)^t$$

.../...

P = Population future, dans notre cas en l'an 2010

P₀ = Population actuelle (1984).

t = Nombre d'années séparent les deux horizons

α = Taux d'accroissement National = 3,5 %

Le calcul de la population de l'année 1984-2010 est porté dans le tableau suivant.

| ANNEE | 1984 | 1985 | 1990 | 1995 | 2000 | 2005 | 2010 |
|--------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| POPULATION | 17953 | 18581 | 22068 | 26209 | 31129 | 36971 | 43912 |
| AUGMENTATION | 628 | 3487 | 4133 | 4920 | 5842 | 6941 | |

.../...

- 1 -
CHAPITRE II

1. Evaluation des besoins en eau potable.

Nous envisageons des besoins en eau potable pour deux horizons.

* Le moyen terme (M.T.) : l'an 1995

* Le long terme (L.T.) : l'an 2010

1.1. Les besoins en eau prévus pour le moyen terme.

- Besoins domestiques.

| Population (hab) | Consommation moyenne journalière (l/j/hab) | Consommation Moy. journalière (m ³ /j) |
|---------------------|-----------------------------------------------------|---------------------------------------------------------|
| 26209 | 150 | 3931,35 |

- Besoins sanitaires.

| Etablissement | Nombre de lits | Dotation (l/j/lit) | Consommation moyenne journalière (m ³ /j) |
|---------------|----------------|-----------------------|---------------------------------------------------------------|
| Hopital | 240 | 700 | 160 |

- Besoins municipaux (les bouches de lavage, Appareils publics. etc...).

Vu que nous ne disposons pas de renseignement concernant les équipements municipaux et administratifs nous prenons une dotation de 5 m³/an/hab.

$$Q = \frac{5 \times 26209}{365} = 359,0274 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q = 359,03 \text{ m}^3/\text{j}$$

- Besoins scolaires.

| Établissement | Nombre d'élèves | Dotation (l/j/élève) | Consommation moyenne journalière (m ³ /j) |
|---------------|-----------------|-------------------------|------------------------------------------------------------|
| 8 écoles | 3800 | 70 | 266 |
| 1 collège | 600 | 70 | 42 |
| | | | Σ = 308 m ³ /j |

- Besoins divers.

| Désignations | Superficie m ² | Dotation l/j/m ² | Consommation moyenne journalière (m ³ /j) |
|-------------------------|------------------------------|--------------------------------|------------------------------------------------------------|
| Unité de SONACOME | 2000 | 5 | 10 |
| Unité ONACO | 2000 | 5 | 10 |
| Mosquée | - | - | 10 |
| Fabrique de parpaing | - | 6 m ³ /h | 144 |
| | | | $\Sigma = 174 \text{ l3/j}$ |

- Récapitulation des besoins du moyen terme.

| Type de besoins | Domes- tiques | Sco- lares | Sani- taires | Munici- paux | Divers | Total |
|---------------------------------------------------------------|------------------|---------------|-----------------|-----------------|--------|------------------------------|
| Consommation moyenne journalière (m ³ /j) | 3931,35 | 302,00 | 160,00 | 359,03 | 174,00 | 4932,28 m ³ /j |

2.2. Besoins prévus pour le long terme (l'an 2010).

- Besoins domestiques.

| Population (hab) | Dotation moyenne journalière (l/j/h) | Consommation moyenne journalière (l/j) |
|---------------------|-----------------------------------------------|----------------------------------------------|
| 43912 | 200 | 8782,40 |

- Besoins sanitaires.

On prévoit 3000 l/j pour un centre éventuel car l'existant ne suffit pas.

| Établissement | Nombre de lits | Dotation moyenne journalière (l/j/lit) | Consommation moyenne journalière (m ³ /j) |
|---------------|-------------------|-------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------|
| Hopital | 240 | 700 | 160 |
| | | | 163 m ³ /j |

- Besoins municipaux.

Nous prévoyons une dotation de 10 m³/an/hab.

$$Q = \frac{10 \times 43912}{365} = 1203,0685 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q = 1203,07 \text{ m}^3/\text{j}$$

- Besoins scolaires.

| Établissements | Nombre d'élèves | Dotation l/j/élève | C.H.J m ³ /j |
|-------------------------------------|-----------------|--------------------|-------------------------------------|
| 1 collège | 600 | 70 | 42 |
| 8 écoles | 3800 | 70 | 266 |
| Construction éventuelle de 2 lycées | 1600 | 70 | 112 |
| | | | $\Sigma = 420 \text{ m}^3/\text{j}$ |

- Besoins divers.

| Désignations | Superficie m ² | Dotation l/j/m ² | Consommation moyenne journalière (m ³ /j) |
|----------------------|---------------------------|-----------------------------|------------------------------------------------------|
| Unité SONACOME | 2000 | 5 | 10 |
| Unité OHACO | 2000 | 5 | 10 |
| Fabrique de parpaing | | 6 m ³ /h | 144 |
| Mosquée | - | - | 10 |
| | | | $\Sigma = 174 \text{ m}^3/\text{j}$ |

- Somme des besoins pour le long terme.

| Type de besoins | Domes- tique. | Sco- laire | Sani- taire | Munici- paux | Divers | Total |
|-----------------------------------------|------------------|---------------|----------------|-----------------|--------|----------|
| Consommation M-j (m ³ /j) | 8782,4 | 420 | 163 | 1203,07 | 174 | 10916,47 |

1-3. Pertes et marges.

quelque soit l'état du réseau il y a toujours les fuites au niveau des joints, des robinets qui se ferment mal. etc....

Pour cela nous devons prendre en considération des pertes probables qui seront évaluées à 30% de la consommation moyenne journalière, pour éviter d'avoir à remanier le réseau plus tôt que prévu.

| Horizons | Consommation m ³ /j | Majoration 30% m ³ /j | Débit total | | |
|----------|-----------------------------------|----------------------------------------|-------------------|-------------------|--------------------------|
| | | | M ³ /j | m ³ /h | Consom- mation l/s |
| 1995 | 4932,38 | 1479,71 | 6412,09 | 267,17 | 74,21 |
| 2010 | 10916,47 | 3274,94 | 14191,41 | 591,31 | 164,25 |

1-4. Inventaire des ressources disponibles.

4.1. La ville de Hassi-Bah-Bah est dotée d'un forage qui se trouve hors de la ville.

Caractéristiques

- Pompe immergée
- Débit = 18 l/s
- Haut = 90 m
- Côte du plancher de la station de pompage = 885,20 m
- Diamètre intérieur du forage = 302 mm
- Position de la chépine = -56 m au-dessous du plancher.

$$QF = \frac{18 \times 24 \times 3600}{1000} = 1555,20 \text{ m}^3/\text{j}$$

- L'eau provenant de ce forage est amenée par refoulement jusqu'au réservoir de stockage de 1000 m³, à savoir un réservoir surélevé qui dessert une partie de la ville située sur une colline.
- Le diamètre d'adduction est de Ø 200 mm, le matériau utilisé est l'amiante ciment. Le tracé est en bon état.
- L'ancien puits localisé en plein centre urbain à environ 250 m du côté Nord-Est de la Route Nationale 1, a un débit de 12 l/s et une profondeur de 18 m.

De sa situation les analyses effectuées ont révélé que l'eau de ce puits est polluée par les infiltrations des eaux usées.

4.2. Déficit.

- Déficit moyen terme (1995)

- * Besoin total = 6412,09 m³/j
= 74,21 l/s
- * Ressources disponibles = 1555,20 m³/j
= 18 l/s
- * Déficit = 4856,89 m³/j
= 56,21 l/s

- Déficit long terme (2010)

- * Besoin total = 14191,41 m³/j
= 164,25 l/s
- * Ressources disponibles = 1555,20 m³/j
= 18 l/s
- * Déficit = 12636,21 m³/j
= 146,25 l/s

CHAPITRE III

ADDUCTION

1. Choix du tracé.

- Le choix du tracé a été établi en tenant compte des conditions suivantes :

a - Le chemin le plus direct entre le lieu de captage et la retenue d'eau pour des raisons économiques des travaux.

b - Le tracé du profil aussi régulier que possible, et éviter les profils horizontaux.

c - Eviter les contre-pentes qui donnent naissance pendant l'exploitation à des sursauts d'air et des cavitations. Ces inconvénients peuvent être évacués au moyen de ventouses disposées en ces points hauts.

2. Type d'adduction.

- L'adduction se fera par refoulement des forages vers le réservoir de distribution.

3. Nombre de forages projetés.

- L'essai de débit effectué sur un forage réalisé a donné un débit : $Q = 40$ l/s.

- ND = - 83,24 m.

- Côte de terrain = 932,10 m.

Le débit total étant $Q_T = 146,25$ l/s.

Connaissant le débit du premier forage réalisé : $Q_{f1} = 40$ l/s.

Le déficit en débit est $Q_T - Q_{f1} = 146,25 - 40 = 106,25$ l/s.

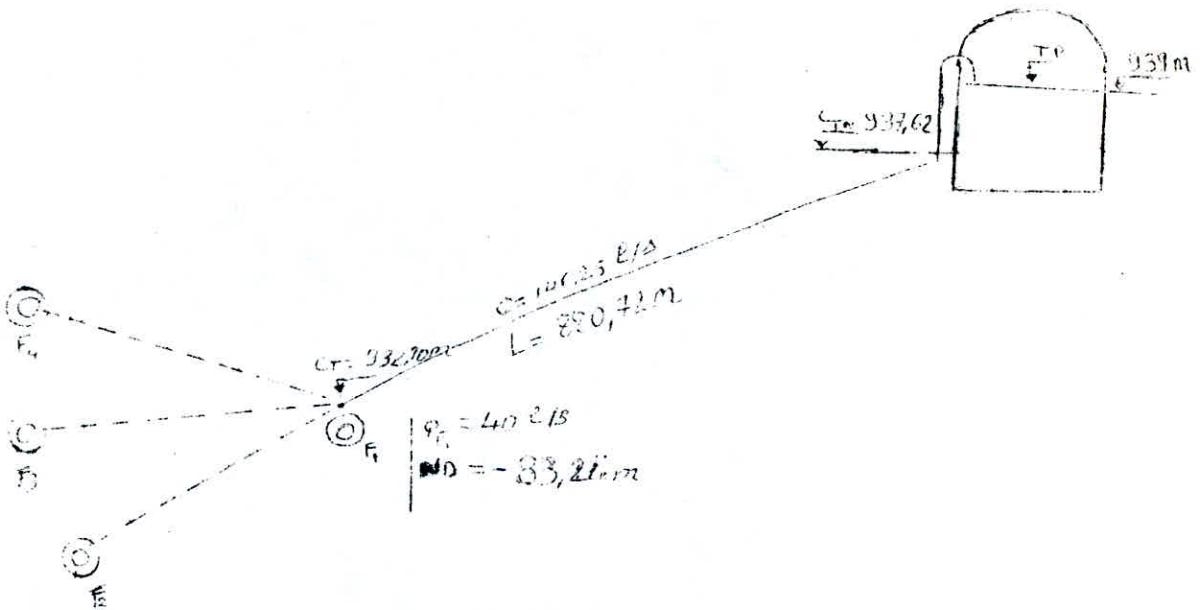
Le nombre de forages à réaliser sera :

$$n = \frac{106,25}{40} = 2,65$$

Soit $n = 3$

Ces forages seront réalisés sur le même champ de captage si les essais de débit sont concluants.

Schéma d'adduction.



A - Adduction par refoulement.

1 - Détermination du diamètre économique.

a - Détermination du diamètre de la conduite.

Le débit à véhiculer par celle-ci sera : $Q = 146,25 \text{ l/s} = 0,146 \text{ m}^3/\text{s}$.

Les paramètres qui interviennent dans le calcul sont :

- Le débit $Q = 0,146 \text{ m}^3/\text{s}$.

- La vitesse d'écoulement (V) comprise dans la limite: $(0,5-1,5) \text{ m/s}$

- Le gradient de perte de charge J dépendant de la rugosité absolue et de la viscosité cinématique. Pour faire le calcul, nous nous fixons une vitesse d'écoulement quelconque.

De la formule de continuité $Q = VA$, nous tirons

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

$$D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V}} \quad \cdot \quad D = \sqrt{\frac{4 \times 0,146}{3,14 \times 1,20}} = 0,393 \text{ m.}$$

Nous prenons un diamètre normalisé immédiatement supérieur

$$D = 400 \text{ mm.}$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \times 0,16}{3,14 \times (0,400)^2} = 1,162 \text{ m/s}$$

- Méthode classique.

- Détermination des pertes de charges dans la conduite par la formule de Darcy-Weisbach.

$$J = \frac{f \cdot V^2}{D \cdot 2 \cdot g}$$

avec :

V : vitesse d'écoulement (m/s)

J : gradient de perte de charge

g : accélération de la pesanteur (m/s²)

D : diamètre de la conduite (m)

f : coefficient de frottement calculé par la formule de Colebrook.

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 0,86 \lg \left(\frac{\epsilon}{3,71 D} + \frac{2,51}{Re \sqrt{f}} \right)$$

- La résolution de cette équation est faite par approximation successive, la première est donnée par le f_N Nikuradze.

$$f_N = \left(1,14 - 0,86 \lg \frac{\epsilon}{D} \right)^{-2}$$

$$Re = \frac{VD}{\nu}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 4,10^{-4} \text{ m} \\ \nu = 1,1486 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s pour } t = 15^\circ\text{C} \end{array} \right.$$

$$Re = \frac{1,16 \times 0,400}{1,1486 \cdot 10^{-6}} = 0,4039 \cdot 10^6 = 4,04 \cdot 10^5$$

$$\epsilon/D = \frac{4 \cdot 10^{-4}}{0,400} = 10 \cdot 10^{-4} = 0,001$$

$$f_N = 0,0334$$

$$f_c = 0,02037$$

$$\Delta H = \frac{f}{D} \cdot \frac{V^2}{2g} \cdot 1,15 Lg = 3,540 \text{ m.}$$

2. Calcul par la méthode de la fluidodynamique (G. Lapray)

$$\xi/D = 0,001$$

$$Re = 4,04 \cdot 10^5$$

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

$$A = \frac{D}{D_0} \quad \text{avec } D_0 = 1,539 \text{ Pour un profil circulaire plein.}$$

$$A = \frac{0,400}{1,539} = 0,2599 \simeq 0,26 \text{ m.}$$

$A = 0,26 \text{ m}$ Nous avons supposé que le régime est
 $\xi = 0,4 \text{ m}$ turbulent rugueux : $\alpha = 1$

$$\text{L'abaque se nous donne } \frac{Q}{\sqrt{J}} = 2,466$$

Vérification du régime.

$$R = \frac{4}{\rho_0} \cdot \frac{Q}{A} \cdot \frac{I}{D} = 0,827 \cdot \frac{0,146 \cdot 10^6}{0,26} \cdot \frac{1}{1,1486}$$

$$R = 4,043 \cdot 10^6$$

$$\frac{\xi}{D} = 0,002$$

Abaque 17C
 $A_j = 5,3$

$$A_j^{5,3} = 1,035$$

Détermination de la longueur hydrodynamique
 en fonction de U/\sqrt{gH} et de ϵ de Nikuradse

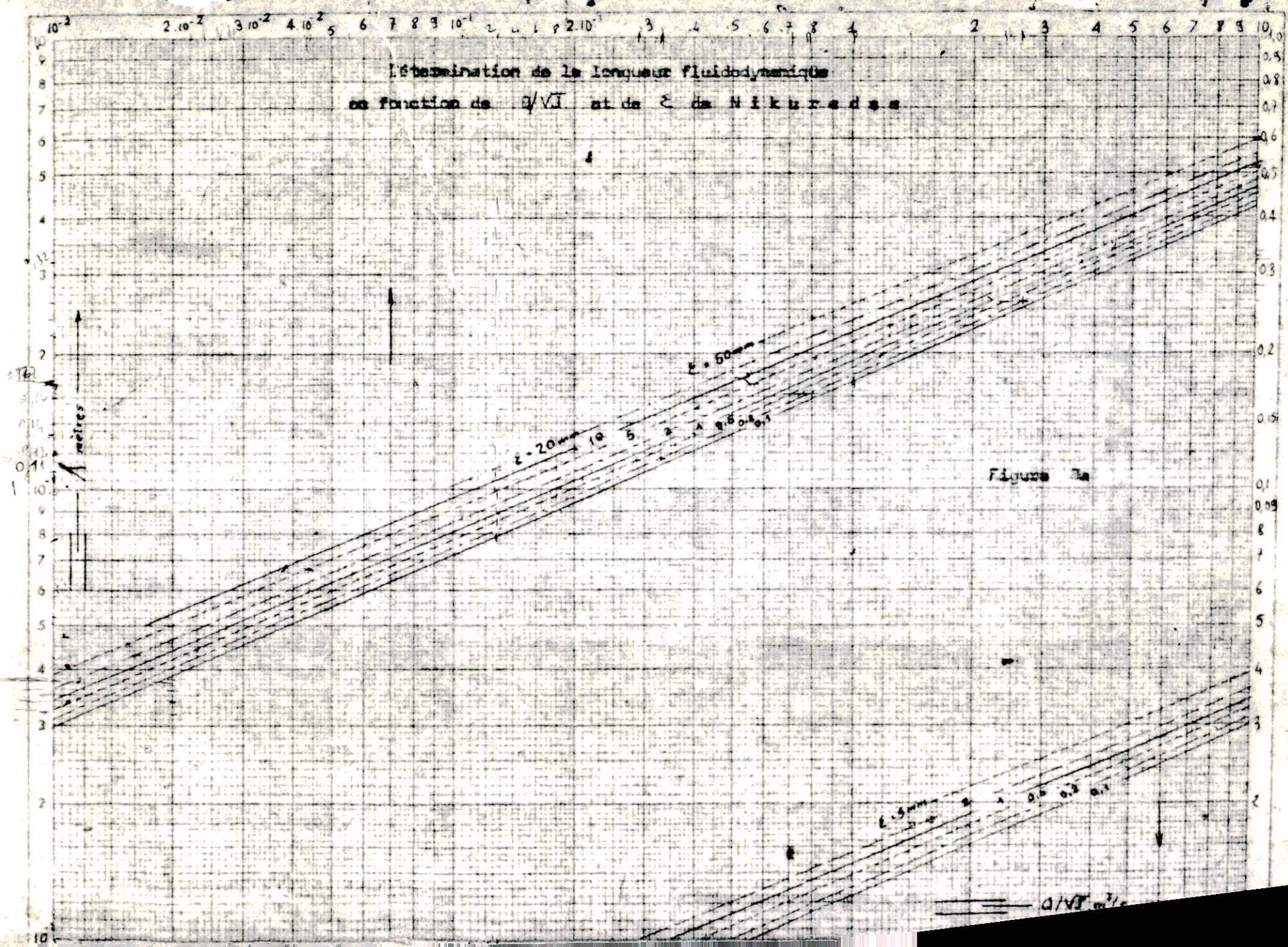
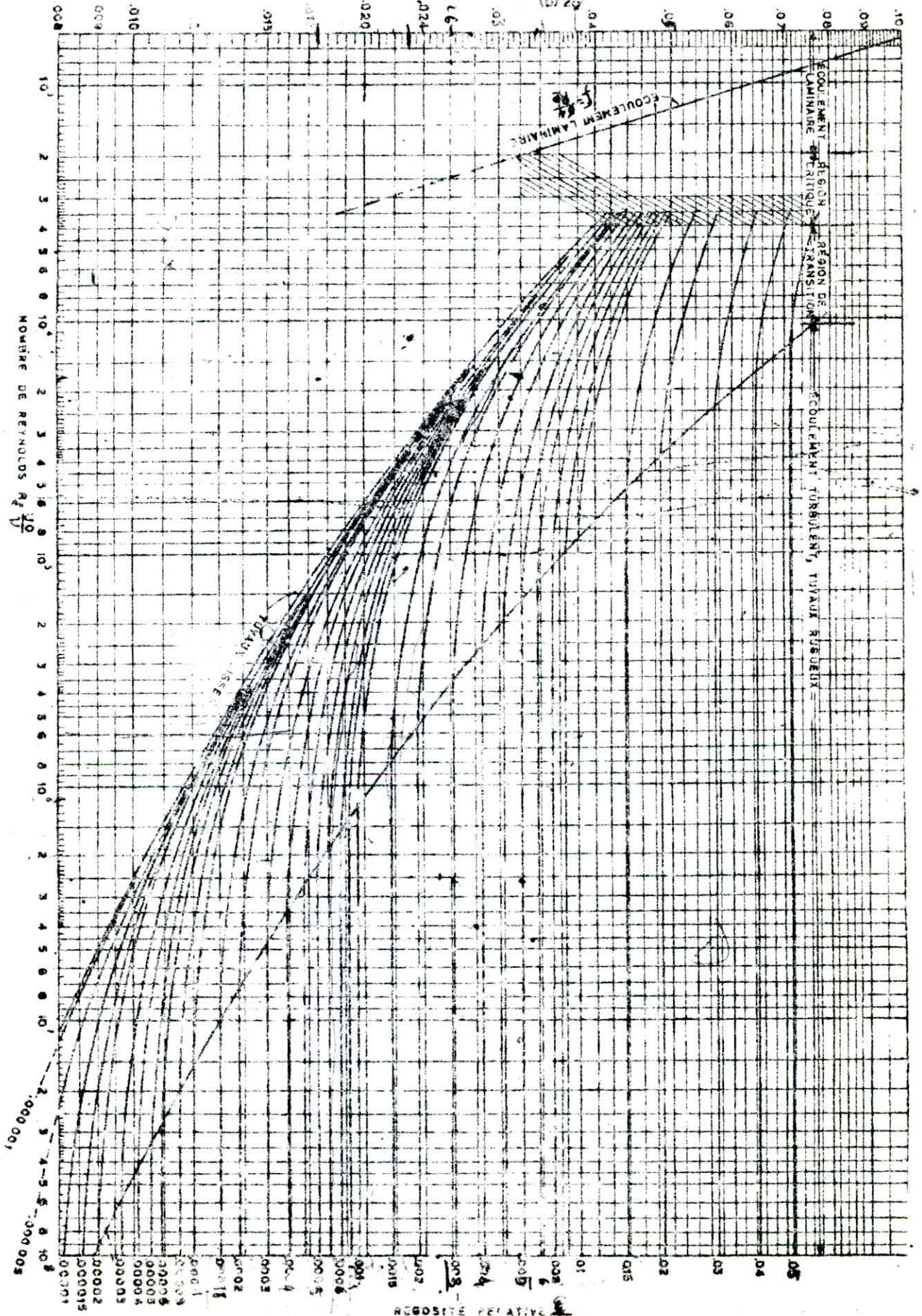


Figure 2a

COEFFICIENT DE RESISTANCE



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

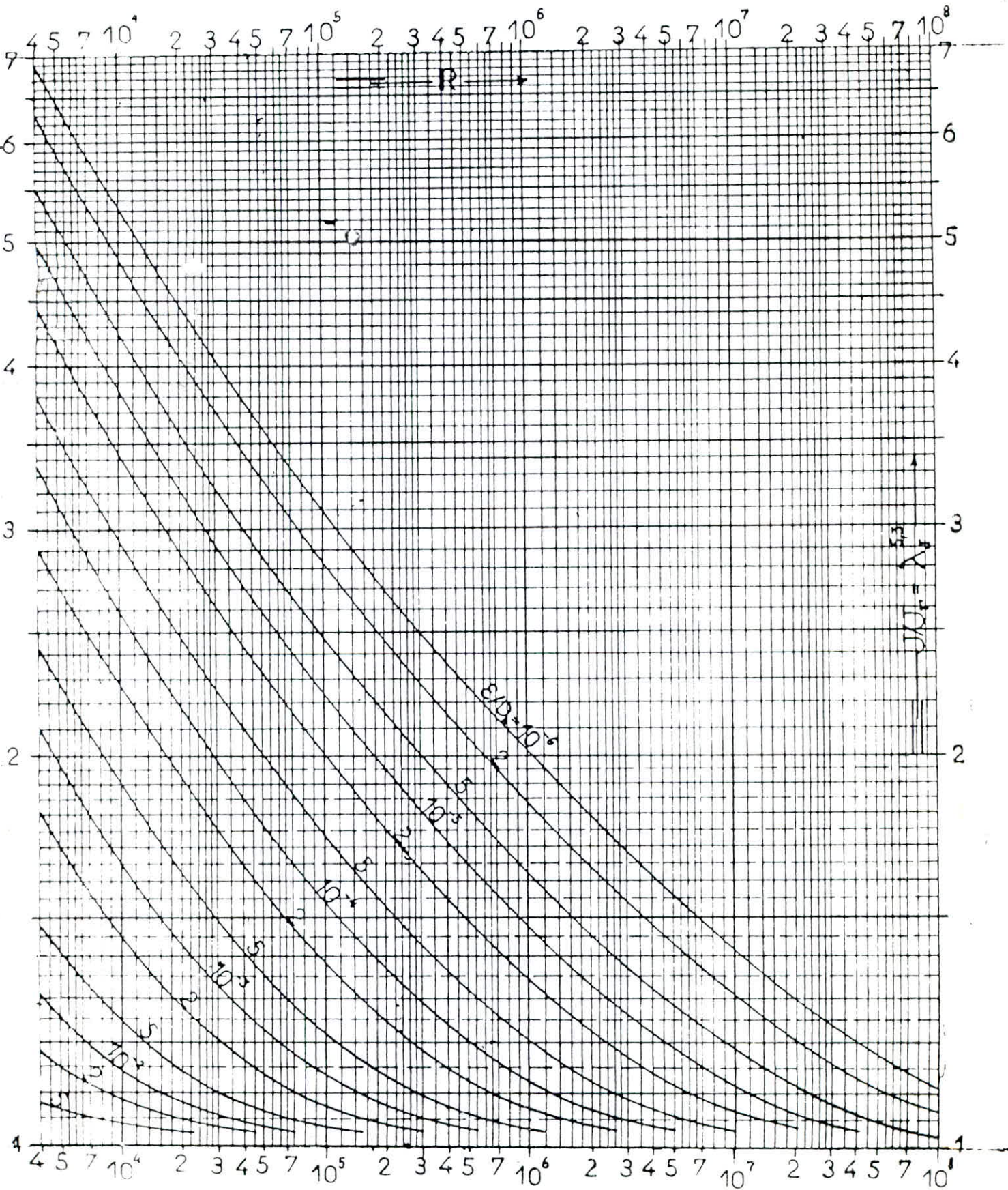
$$\lambda = \frac{v_D}{N^5}$$

$$N^5$$

RESISTANCE RELATIVE

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

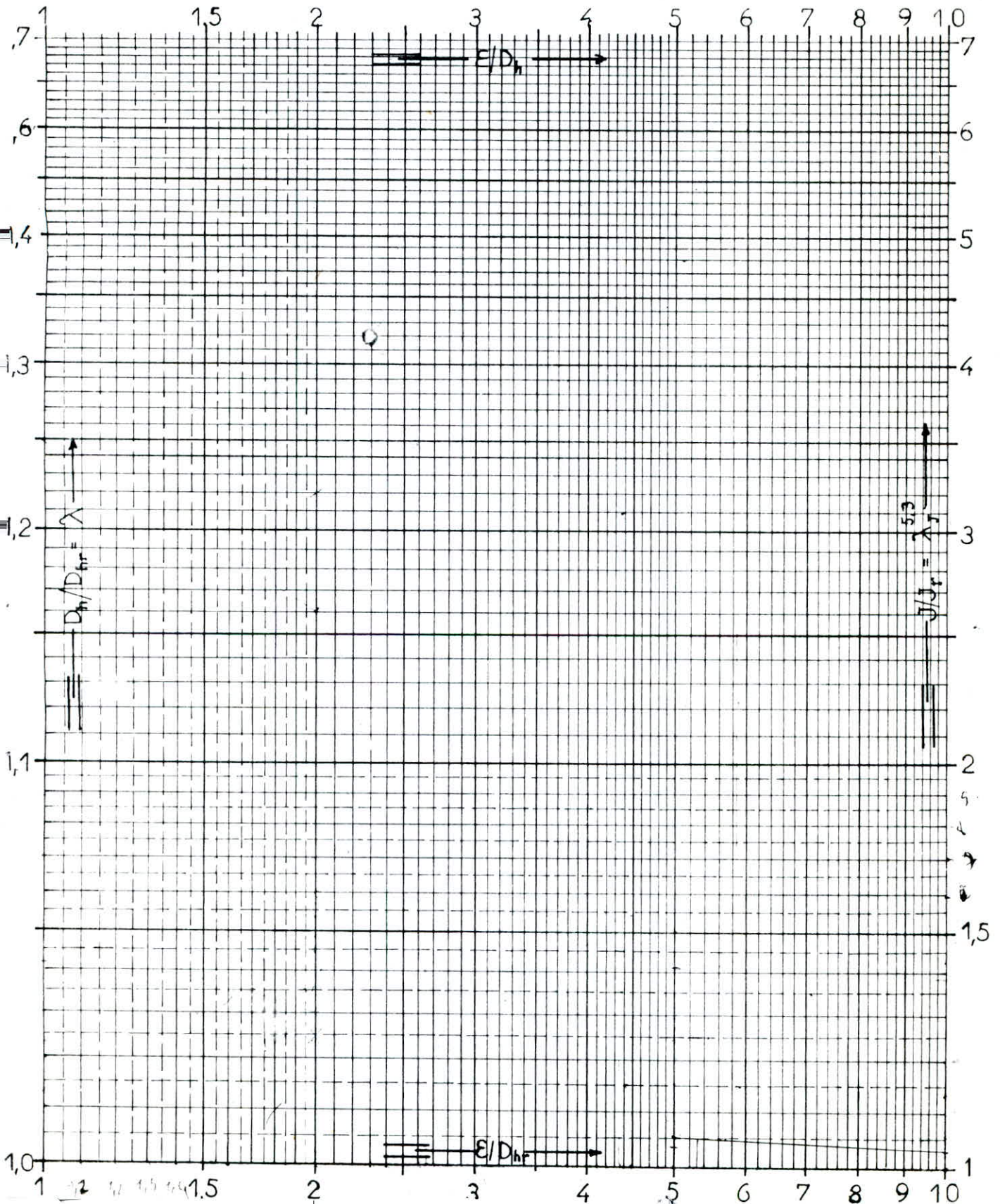
17c
~~28~~



Facteurs de transition λ et $\lambda_J^{5,3}$

Réseau pour tracer les courbes, représentant:

$\lambda = \frac{D}{D_r} = \frac{a}{a_r}$ en fonction de \mathcal{E}/D_{hr} et $\lambda_J^{5,3} = \frac{J}{J_r}$ en fonction de \mathcal{E}/D_h



$$J = J_R \cdot A_J^{5,3} = \left(\frac{0,146}{2,466} \right)^2 \cdot 1,035^{5,3} = 0,0036$$

$$J = 0,0036$$

$$\Delta H = J \cdot L_e = 1,15 \cdot L_g \cdot J$$

$$\Delta H = 1,15 \cdot 880,72 \cdot 0,0036 = 3,64$$

$$\Delta H = 3,64 \text{ m.}$$

3/3- Détermination du diamètre économique de la conduite d'adduction.

Avant de passer au calcul du diamètre économique nous signalons que :

1^{ère} hypothèse : Le raccordement des différents forages se fera au niveau du forage F1 de 40 l/s.

2^{ème} hypothèse : Le déficit sera fourni à partir des 3 forages éventuels qui seront réalisés dans le même champ captant que le premier.

Dimensionnement de la conduite F1 crépine.

Pour le calcul de ΔH et de la vitesse nous fixons un diamètre.

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

$$\nu = 1,1486 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s} \text{ pour } t = 15^\circ\text{C.}$$

| Tronçon | Longueur | Q l/s | D m | Δh (m) | V (m/s) |
|------------|----------|----------|--------|-----------|------------|
| F1-Crépine | - 83,24 | 40 | 0,200 | 0,83 | 1,27 |
| F1-2 | 880,72 | 146,25 | - | - | - |

$$\Delta h = J \cdot L.$$

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

Les $(F_1 - F_2)$; $(F_2 - F_3)$; $(F_3 - F_4)$ ne seront dimensionnés qu'ultérieurement.

Calcul du diamètre économique de $F_1 - R$

- Nous déterminons le diamètre d'après la formule de Bonin.

$$D = \sqrt{Q \text{ m}^3/\text{s}}$$

D : diamètre de la conduite en mètre

Q : Le débit de transit en m^3/s

$$Q = 146,25 \text{ l/s} = 0,14625 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 0,146 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$D = \sqrt{0,146} = 0,382 \text{ m.}$$

$$D = 0,400 \text{ m} = 400 \text{ mm}$$

Nous faisons l'étude des diamètres immédiatement inférieur et supérieur au diamètre 400 mm.

$$L_g = 880,72 \text{ m.}$$

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

$$H_g = (C_{\gamma p} + 0,5) - (C_{\gamma \text{ Forage}} - ND) \\ = (939 + 0,5) - (932,10 - 33,24)$$

$$H_g = 90,64 \text{ m.}$$

H_{mt} = hauteur manométrique totale

$$\Delta H_t = \Delta H_l + \Delta H_s$$

ΔH_l = Pertes de charges linéaires

ΔH_s = Pertes de charges singulières estimées à 15% des pertes de charges linéaires.

A l'aide de la formule de Colebrook dont la première approximation est donnée pour f Nikradzè nous trouvons f relatif à chaque diamètre.

$\lambda_{5,3}$ Le facteur de correction du gradient de perte de charge est égal à :

$$\lambda_{5,3} = \frac{f_c}{f_N} \quad J = \lambda_{5,3} \cdot J_N$$

et enfin $\Delta H_e = J \cdot L$.

$$\Delta H_s = 0,15 \Delta H_e$$

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

d'où : $H_{mt} = H_g + \Delta H_s$

Sur le tableau N° figurent les valeurs de HMT.

Frais d'amortissements.

L'annuité est calculée par la formule :

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

A = Annuité

n = 30 ans

I = 8% taux d'intérêt

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{30} - 1} + 0,08 = 0,08827$$

Calcul de H_{mt}.Tableau 1

| ϕ (m) | V (m/s) | L (m) | R. 10^5 | f_r | J_r | f_c | $\lambda_s^{5.3}$ | J | ΔH_e (m) | ΔH_T (m) | H _{mt} (m) |
|------------|---------|--------|-----------|----------|----------|----------|-------------------|----------|------------------|------------------|---------------------|
| 0.300 | 2.06 | 880.72 | 5.40 | 0.021416 | 0.015456 | 0.021975 | 1.026116 | 0.015859 | 13.96 | 16.06 | 106.70 |
| 0.400 | 1.16 | -- | 4.04 | 0.019945 | 0.003423 | 0.020785 | 1.042117 | 0.003567 | 3.14 | 3.61 | 94.25 |
| 0.500 | 0.74 | -- | 3.22 | 0.018907 | 0.001056 | 0.020077 | 1.061883 | 0.001213 | 0.99 | 1.14 | 91.78 |

Frais d'ammortissementTableau 2

| ϕ (mm) | Prix du m.l DA/m | Longueur de la conduite (m) | Prix de la conduite (DA) | Ammorti- sissement DA |
|-------------|---------------------|--------------------------------|-----------------------------|--------------------------|
| 300 | 158.16 | 880.72 | 139294.67 | 12295.54 |
| 400 | 230.79 | -- | 203261.37 | 17941.88 |
| 500 | 333.96 | -- | 2941125,25 | 25962.43 |

3 - Frais d'exploitation.

- Le refoulement est de 24 h/24.

- $Q = 0,146 \text{ m}^3/\text{s} \Rightarrow$ débit à refouler.

- P : Puissance de la pompe.

- η : Rendement de la pompe

$$\eta = 75 \%$$

$$P = \frac{g \cdot Q \cdot H_{mt}}{\eta} \quad (\text{Kw})$$

- Energie consommée : $E = P \cdot 24 \cdot 365 \text{ Kwh/an.}$

- Prix de l'énergie : $P_E = E \cdot e$

- e : Tarif de l'énergie

$$e = 0,23 \text{ DA/Kwh (prix communiqué par la SONELGAZ).}$$

Les calculs sont portés sur le tableau ci-après.

Tableau n° 3.

| ϕ (mm) | Hmt (m) | P (kw) | $E = P \cdot 24 \cdot 365$ kwh/an | Prix de l'énergie D ^h /an |
|-------------|---------|---------|--------------------------------------|--------------------------------------|
| 300 | 106.702 | 203.559 | 1783176.80 | 440130.67 |
| 400 | 94.253 | 179.809 | 1575126.80 | 362279.17 |
| 500 | 91.775 | 175.082 | 1533718.30 | 352755.21 |

BilanTableau 4

| Diamètre (mm) | 300 | 400 | 500 |
|-----------------------|-----------|-----------|-----------|
| Frais d'exploitation | 410130.67 | 362279.17 | 352755.21 |
| Frais d'amortissement | 12295.54 | 17941.88 | 25962.43 |
| Total | 422426.21 | 380221.05 | 378717.64 |

conclusion

Nous remarquons que le calcul technico-économique nous donne un diamètre économique $D_{eco} = 500 \text{ mm}$

B - Choix des pompes.

Une pompe est destinée à élever un débit donné à une hauteur bien déterminée.

Notre forage sera équipé d'un type de pompe normalisé qui répond aux caractéristiques de refoulement.

$$Q = 40 \text{ l/s} = 144 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_{mt} = H_g + \Delta H_T = 90,64 + \Delta H_T$$

La caractéristique de la conduite de refoulement est tracée selon les valeurs de débit et de H_{mt} correspondantes figurant dans le tableau N°5

La pompe choisie en fonction des caractéristiques

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

$$H_{mt} = 91,70 \text{ m.}$$

est le type : groupe électropompe immergé 9125 S.6

$$\text{de } n = 75 \%$$

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

$$D = 205 \text{ mm}$$

Le point "P" représente le point de fonctionnement désiré avec un débit $Q = 144 \text{ m}^3/\text{h}$ et $H_{mt} = 91,70 \text{ m}$

$$P_{ab} = \text{puissance absorbée. } n = 0,76$$

$$P_{ab} = \frac{9,8 \cdot Q \cdot H_{mt}}{n} = \frac{9,8 \cdot 144 \cdot 91,70}{0,76 \cdot 3600} = 46,89 \text{ kW}$$

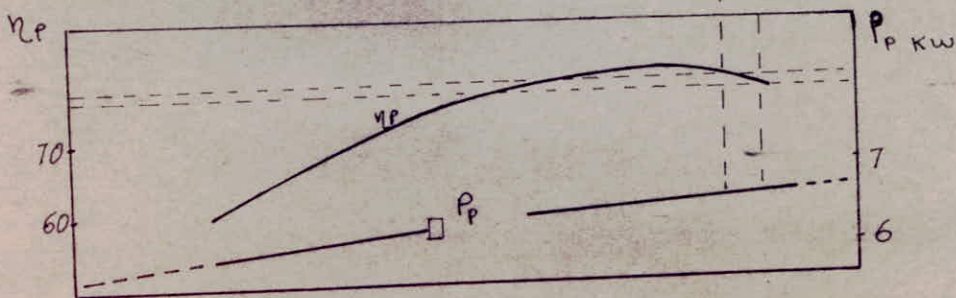
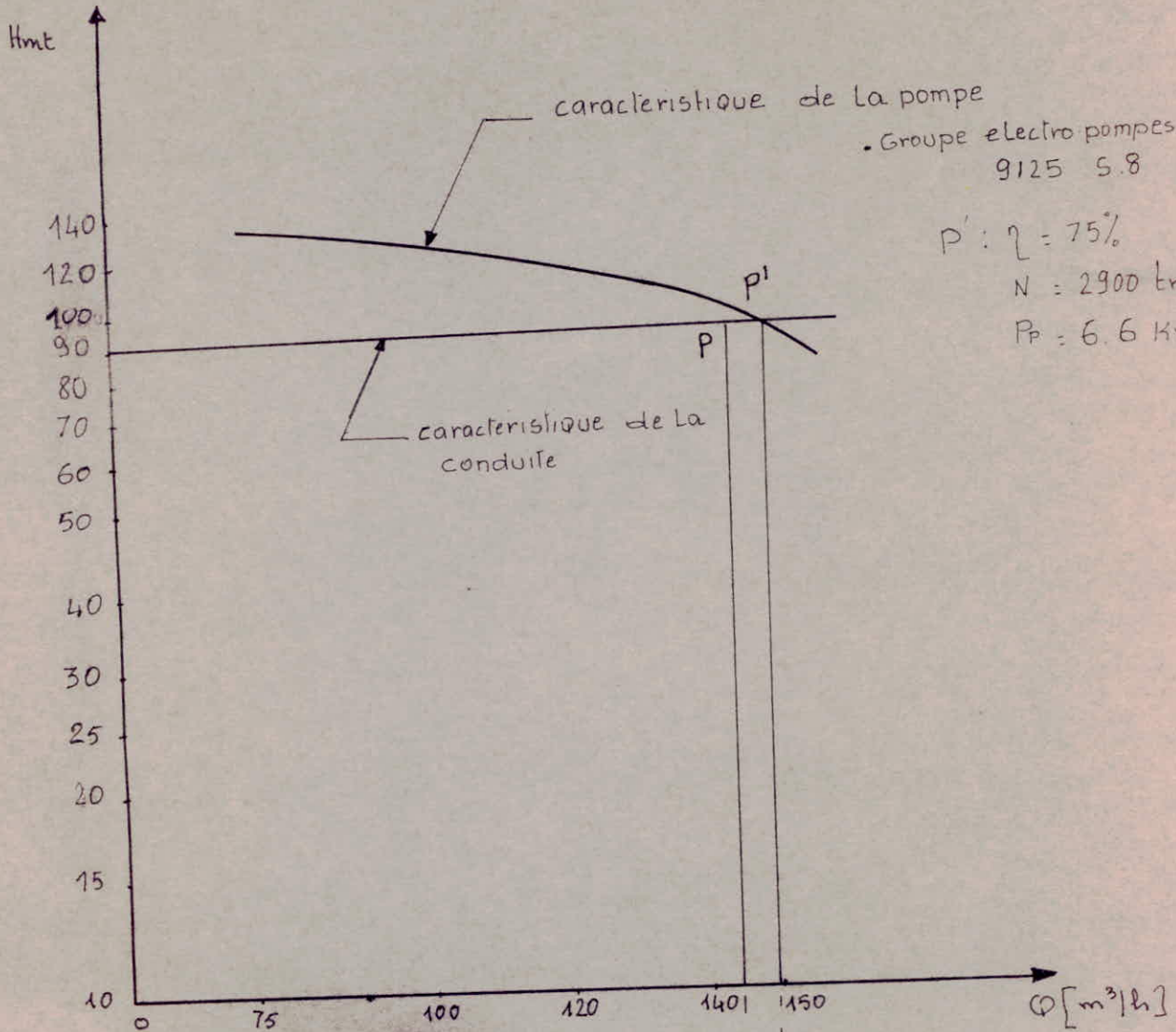
$$P_{ab} = 46,89 \text{ m.}$$

Tableau n°5

caractéristiques de la conduite de refoulement.

| Q m ³ /s | Q m ³ /h | V m/s | $R \cdot 10^5$ | P_n | f_c | J | L (m) | ΔH_1 Forage | ΔH_2 | $\Delta H = \Delta H_1 + \Delta H_2$ | $\Delta H_T = 1,15 \cdot \Delta H$ | $H_{g[2]}$ | H_{mt} [m] |
|-----------------------------|-----------------------|---------|----------------|----------|----------|----------|---------|------------------------|--------------|--------------------------------------|------------------------------------|------------|--------------|
| 0.020 | 72.00 | 0.10 | 0.43 | 0.018907 | 0.025008 | 0.000255 | 880.72 | ▲ | 0.022 | 0.869 | 1.000 | 90.64 | 91.64 |
| 0.025 | 90.00 | 0.13 | 0.56 | - " - | 0.023909 | 0.000041 | - " - | | 0.036 | 0.883 | 1.010 | - " - | 91.65 |
| 0.030 | 108.00 | 0.15 | 0.65 | - " - | 0.023366 | 0.000054 | - " - | | 0.047 | 0.894 | 1.030 | - " - | 91.67 |
| 0.035 | 126.00 | 0.17 | 0.74 | - " - | 0.029353 | 0.000067 | - " - | | 0.059 | 0.906 | 1.040 | - " - | 91.68 |
| Refoulement 0.040 144.00 | | 0.20φ | 0.87 | 0 - " - | 0.022447 | 0.000092 | - " - | | 0.08 | 0.927 | 1.060 | - " - | 91.70 |
| Fi. crepine (φ200) | | 1.27 | 2.21 | 0.023781 | 0.024723 | 0.010472 | 83.24 | 0.846 | | | | | |
| 0.045 | 162.00 | 0.23 | 1.00 | 0.018907 | 0.022067 | 0.000119 | 880.72 | | 0.105 | 0.951 | 1.090 | - " - | 91.73 |
| 0.051 | 182.00 | 0.25 | 1.08 | - " - | 0.021858 | 0.000139 | - " - | | 0.123 | 0.969 | 1.110 | - " - | 91.75 |
| 0.061 | 220.00 | 0.31 | 1.34 | - " - | 0.021370 | 0.000210 | - " - | | 0.185 | 1.030 | 1.230 | - " - | 91.87 |
| 0.066 | 240.00 | 0.34 | 1.48 | - " - | 0.021190 | 0.000250 | - " - | | 0.220 | 1.066 | 1.380 | - " - | 92.02 |
| 0.088 | 320.00 | 0.44 | 1.92 | - " - | 0.020740 | 0.000409 | - " - | | 0.361 | 1.207 | 1.388 | - " - | 92.09 |
| 0.115 | 414.00 | 0.58 | 2.52 | - " - | 0.020350 | 0.000698 | - " - | | 0.615 | 1.461 | 1.681 | - " - | 92.32 |
| 0.125 | 450.00 | 0.64 | 2.78 | - " - | 0.020360 | 0.000851 | - " - | | 0.749 | 1.596 | 1.835 | - " - | 92.47 |
| 0.138 | 500.00 | 0.70 | 3.04 | - " - | 0.020137 | 0.001000 | - " - | | 0.880 | 1.727 | 1.986 | - " - | 92.63 |
| 0.144 | 520.00 | 0.73 | 3.17 | - " - | 0.020093 | 0.001090 | - " - | | 0.959 | 1.806 | 2.077 | - " - | 92.72 |
| 0.146 | 525.60 | 0.74 | 3.22 | - " - | 0.020077 | 0.001213 | - " - | ▼ | 1.140 | 1.986 | 2.285 | - " - | 92.92 |

23-



$P :$ $Q = 144 \text{ m}^3/\text{h}$; $H_{mt} = 91.70$; $\eta = 76\%$

$Q = 149 \text{ m}^3/\text{h}$; $H_{mt} = 91.72$; $\eta = 75\%$

La courbe (Q / H) passe un peu plus haut que le point P et coupe la courbe caractéristique de la conduite au point P' de débit : $Q = 149 \text{ m}^3/\text{h}$ et de $h_{\text{ox}} = 91,72 \text{ m}$.

$$P_{ab} = \frac{9,8 \cdot 149 \cdot 91,72}{0,85 \cdot 3600} = 49,60 \text{ KW}$$

$$P_{ab} = 49,60 \text{ KW.}$$

REMARQUE :

1 - Le point de fonctionnement (P) ne coïcide pas avec le point d'intersection (P') des deux courbes. Ceci est dû à certaines pertes de charges imprévues dans les conduites causées par les accessoires, tel que clapet, etc....

2 - Du fait que la pompe est satisfaisante malgré la perte de charge dans le cas de la mise en fonctionnement des autres forages.

$$\begin{aligned} \text{avec} \quad Q_T &= 146 \text{ l/s} \\ L &= 880,72 \text{ m.} \end{aligned}$$

CHAPITRE IV

LES RESERVOIRS

1. UTILITE.

Pour régulariser les débits, l'installation d'un réservoir de stockage est nécessaire. Celui-ci servira à stocker les eaux en excès pendant les heures de faible consommation et à les restituer aux heures de pointe.

Le réservoir joue le rôle de régulateur à la fois du débit et de la pression. Il assure une pression suffisante dans le réseau de distribution.

Il permet une marche uniforme des pompes (refoulement à une hauteur constante).

En cas de panne de courant électrique ou d'accident sur la conduite d'adduction, il assure la demande en eau de l'agglomération pendant la période nécessaire à la réparation de l'incident.

2. ENPLACEMENT DU RESERVOIR.

Le réservoir sera implanté à une altitude suffisamment élevée pour assurer une pression de service minimale. Dans notre cas cette cote nous a été imposé.

| | |
|-------------------------|--------------|
| cote du terrain naturel | = 937,62 MGA |
| cote du trop plein | = 939 MGA |

3. CAPACITE DU RESERVOIR.

Ayant opté pour une adduction continue, nous admettons une hypothèse pour le débit moyen de distribution :

$$a = \frac{C}{24} \quad C : \text{étant le débit des forages}$$

La répartition de la consommation sur 24 heures a été calculé d'après Dupont tome II.

Pour les calculs nous admettons pour la répartition de la consommation les coefficients suivants :

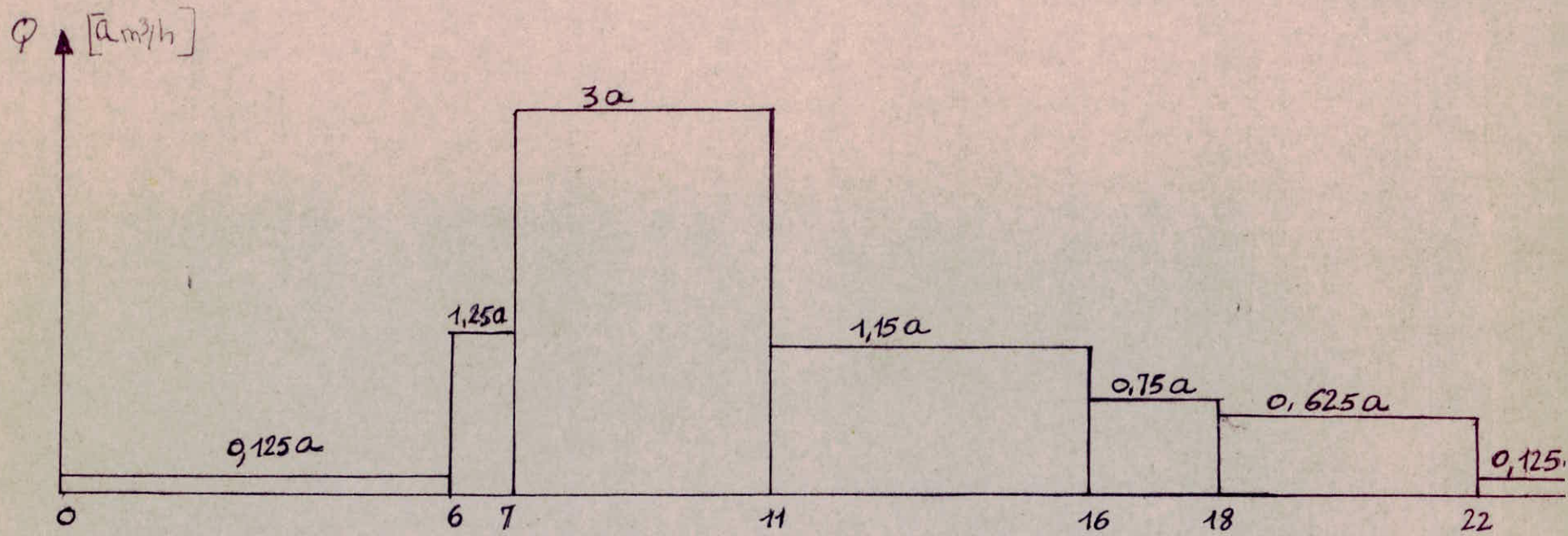
| | | | | | | |
|-----------------------------------|-------|------|-------|-------|--------|--------|
| Les horaires | 6-7 | 7-11 | 11-16 | 16-18 | 18-22 | 22-00 |
| Durée (h) | 1 | 4 | 5 | 2 | 4 | 8 |
| Débit horaire (m ³ /h) | 1,25a | 3a | 1,15a | 0,75a | 0,625a | 0,125a |

La consommation moyenne journalière estimée est de 14191,41 m³/j. Comme la ressource existante de 1555,2 m³/j ne peut combler cette demande, il nous faut un débit de 12636,21 m³/j.

$$a = \frac{C}{24} = \frac{12636,21}{24} = 526,50875 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$a = 526,51 \text{ m}^3/\text{h}$$

En fonction des valeurs portées sur le tableau ci-dessus, nous établissons les calculs d'où il résulte le graphe N° 1 ci-joint.



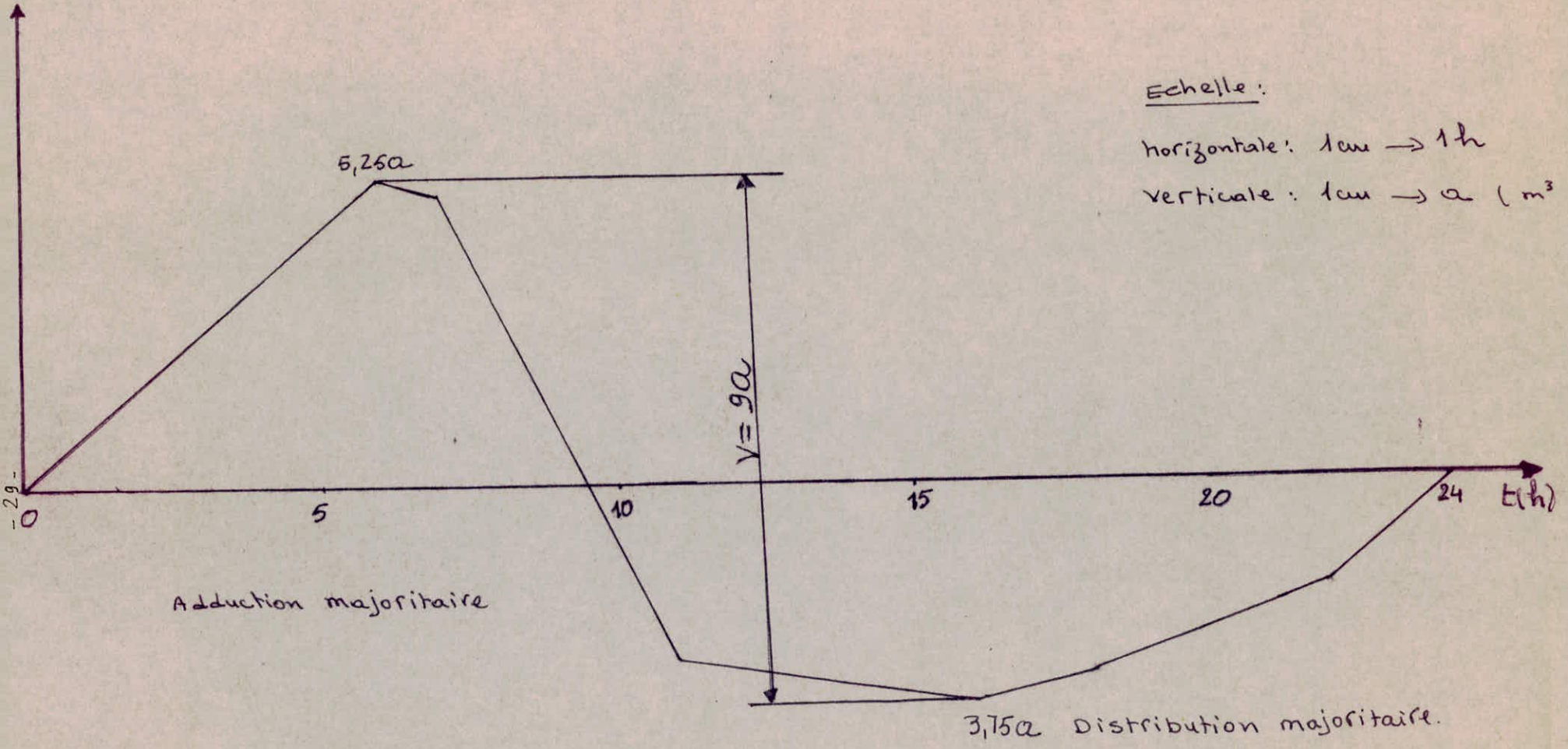
| | | | | | | | | | | | | |
|-------------------------|---------------------------|----------|----------------------|---------------------|------------------|--------------------------|------------------------|-------------------------|--------------------------|-------------------------|--------------------------|--------------------------|
| adduction cumulative | $a \times 6 = 6a$ | $6a$ | $7a$ | | $11a$ | | $16a$ | | $18a$ | | $22a$ | |
| distribution cumulative | $0,125a \times 6 = 0,75a$ | $0,75a$ | $0,75a + 1,25a = 2a$ | $3a \times 4 = 12a$ | $12a + 2a = 14a$ | $1,15a \times 5 = 5,75a$ | $5,75a + 14a = 19,75a$ | $0,75a \times 2 = 1,5a$ | $19,75a + 1,5a = 21,25a$ | $0,625 \times 4 = 2,5a$ | $21,25a + 2,5a = 23,75a$ | $0,125 \times 2 = 0,25a$ |
| differences | | $+5,25a$ | $+5a$ | | $-3a$ | | $-3,75a$ | | $-3,25a$ | | $-1,75a$ | |

\uparrow
max

\uparrow
max

Capacité théorique en adduction continue. [24h/24]

[a m³]



Echelle :

horizontale : 1cm \rightarrow 1h

verticale : 1cm \rightarrow a (m³)

Résultats donnés par le graphe :

$$V = / V^+ \text{ max } / + / V^- \text{ max } /$$

$$V = 9a = 9 \times 526,51 = 4738,59 \text{ m}^3$$

$$\text{nous prenons } V_{RT} = 5000 \text{ m}^3$$

Vu que la capacité est assez importante, nous supposons que la consommation d'incendie y est comprise. Nous optons pour deux réservoirs de 2500 m³ chacun.

4. DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS.

Les réservoirs seront circulaires, jumelés et semi-enterrés.

$$H = 5,5 \text{ m. (hauteur du réservoir)}$$

$$V_{RT} = A.V. = \frac{\pi D^2}{4} \cdot H$$

$$D = \sqrt{\frac{4 V_{RT}}{\pi H}} = \sqrt{\frac{4 \times 2500}{3,14 \times 5,5}} = 24,06 \text{ m.}$$

$$D = 25 \text{ m.}$$

5. EQUIPEMENT DES RESERVOIRS.

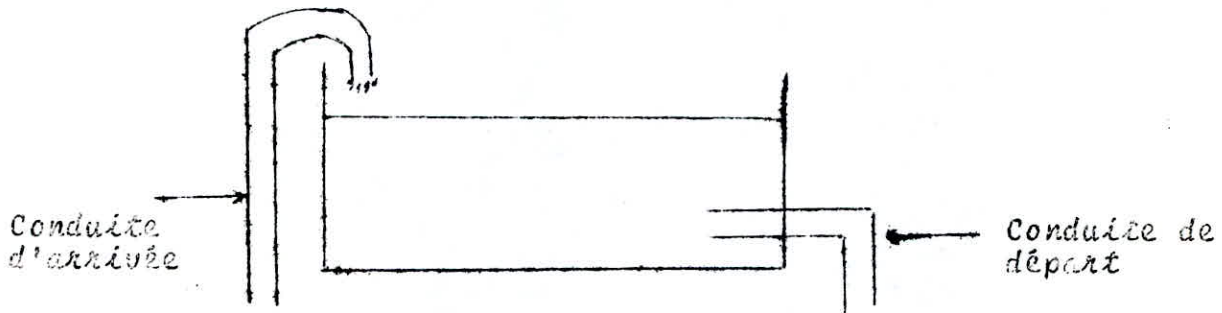
1. Fontainerie.

Chaque réservoir doit comprendre :

- Une conduite d'arrivée
- Une conduite de départ.
- Une conduite de trop plein.
- Une conduite de vidange.

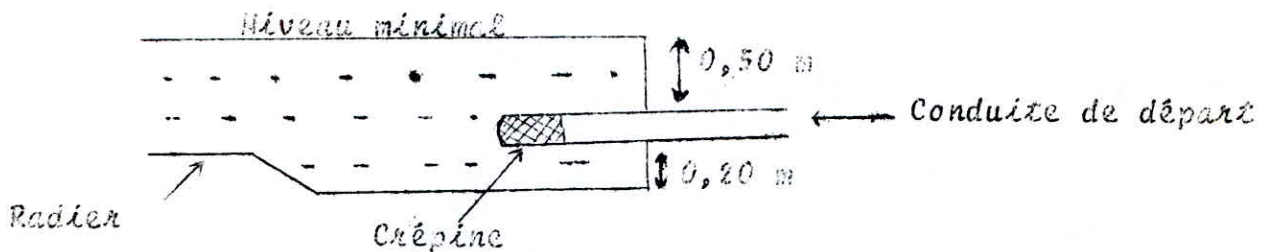
1.1. Arrivée (alimentation).

L'arrivée de la conduite de refoulement dans le réservoir est faite en siphon.



1.2. Départ (distribution).

La distribution sera disposée à l'opposé de l'arrivée pour faciliter le brassage de l'eau dans le réservoir. Cette conduite sera placée à 0,2 m du fond du réservoir pour éviter l'entraînement des dépôts pouvant se décanter. Nous prévoyons aussi un minimum au-dessus de la conduite pour le cas d'un abaissement de niveau d'eau dans le réservoir et cela pour éviter la pénétration d'air dans la conduite. Cette conduite de départ sera dotée d'un robinet-vanne permettant d'isoler le réservoir en cas de rupture sur le réseau de distribution.

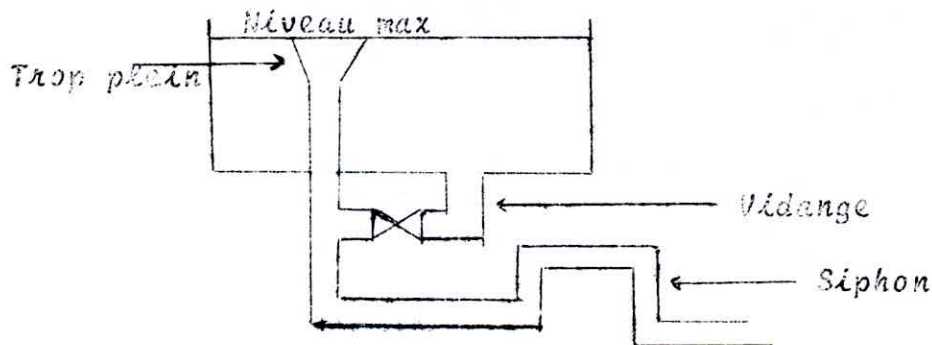


1.3. Trop plein.

En cas de défaillance du système d'arrêt des pompes, un trop plein doit pouvoir évacuer tout le débit arrivant au réservoir pour éviter le déversement de l'eau au-delà du niveau admis. La conduite du trop plein à son départ sera de forme conique. Un siphon sera mis en place pour le maintenir en eau le tronçon du trop plein et par crainte d'une pollution ou pénétration d'insectes.

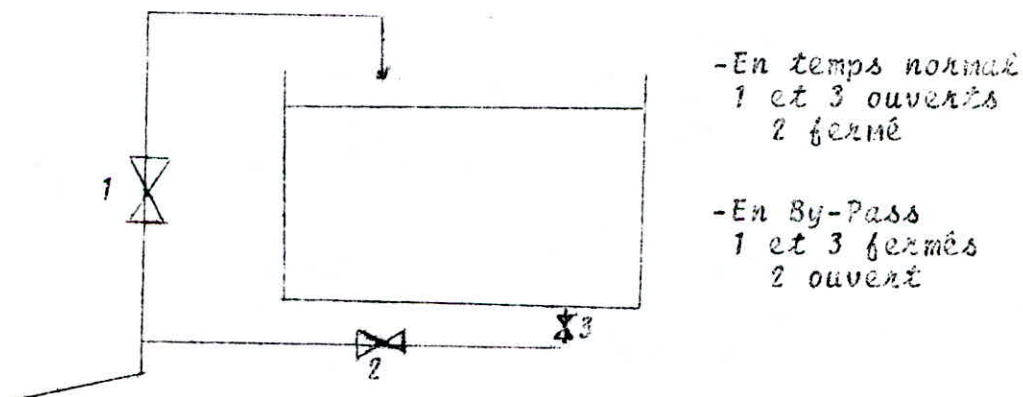
1.4. Vidange.

Cette conduite part du point bas du réservoir et se raccorde avec la conduite de trop plein. Elle comporte un robinet-vanne et un siphon servant de garde d'eau pour éviter les émanations gazeuses désagréables provenant de l'égout.



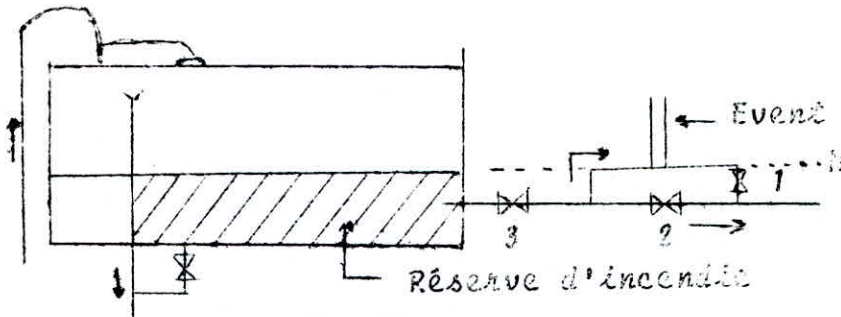
2. By-Pass entre adduction et distribution.

Une communication entre conduite d'adduction et de distribution est à prévoir en cas de réparation ou de nettoyage du réservoir.



3. Matérialisation de la réserve d'incendie.

Pour renouveler la réserve d'incendie et éviter qu'elle soit utilisée, et qu'elle ait un goût désagréable nous adoptons le système suivant :



Ce système consiste à prélever l'eau au voisinage du fond et à la faire transiter en service normal par un siphon muni d'un event qui le désamorce dès que l'eau atteint le niveau ; pendant la marche normale les vannes 1 et 3 sont ouvertes, en cas de sinistre la vanne 2 sera ouverte et assurera la mise en service de la réserve d'incendie.

Généralement la vanne 3 est constamment ouverte, sauf en cas de réparation ou de nettoyage.

4. Entretien des réservoirs.

Pour assurer un bon entretien des réservoirs les dispositions suivantes seront prises :

- Isolation et vidange des cuves ainsi que des réparations éventuelles.
- Élimination des dépôts sur les parois.
- Désinfection à l'aide de produits chlorés.
- Remise en service.

C H A P I T R E V.

DISTRIBUTION.

1. Etude des problemes posés par la variation des débits

1.1. L'alimentation en eau potable de la ville de Hassi-Bahbah fonctionne d'une façon intermittante. Celle -ci est due au réseau de distribution vétuste et à l'insuffisance des ressources actuelles. Dans le but de combler le manque d'eau, nous projetons quatre forages dont l'un vient d'être réalisé.

Compte tenu du recensement précédent et du taux d'accroissement de la population qui nous ont permis d'examiner le type d'habitations existantes et des zones d'extensions et vu l'emplacement des réservoirs le réseau de distribution de la ville est partagé en 2 zones.

Zone II: Comporte 10 mailles et sera alimentée pour le réservoir projeté de 2500 m³ chacun.

Zone I : C'est l'ancienne ville. Celle-ci comporte 3 mailles dont l'alimentation se fera par le réservoir surelevé (existant) se trouvant au centre ville.

1.2. Les variations de débit ont trait aux pointes journalières, mensuelles et saisonnières.

Le coefficient de l'irregularité de la consommation journalière est égal à :

$$K_j = \frac{\text{Consommation maximum journalière}}{\text{consommation moyenne journalière.}}$$

Le coefficient de l'irregularité de la consommation horaire est égal à :

$$K_o = \frac{\text{Cons-Max horaire}}{\text{Cons-Moy horaire}}$$

Le coefficient de pointe horaire est le produit de deux coefficients précédents $K_p = K_j \times K_o$.

Dans notre cas :

$K_j = 1,5$: Compte tenu des pertes d'eau dans le réseau de distribution estimées à 15 % et d'une majoration de 30 %

$K_o = 2$: Compte tenu des variations horaires du débit.

$K_p = K_j, K_o = 1,5 \times 2 = 3$

.../...

Les conduites principales partant des réservoirs et le réseau de distribution seront dimensionnés avec la consommation de pointe horaire.

1.3. Les conduites secondaires seront piquées sur les tronçons des mailles et constitueront des réseaux ramifiés les débits de soutirage se concentreront aux noeuds.

2. Dimensionnement du réseau de distributions.

Détermination des débits aux noeuds.

2.1. Méthode de calcul.

Pour déterminer le débit en chaque noeud, nous délimitons la zone qu'il dessert la surface desservie par chaque noeud sera déterminée par la méthode des médiatrices.

En utilisant la densité correspondante, nous calculons le nombre d'habitants pour chaque noeud, d'où avec la consommation spécifique nous déduisons le volume d'eau journalier pour chaque noeud.

Le plan d'urbanisme Directeur (P.U.D.) nous a permis d'établir la configuration choisie du réseau projeté.

Formules utilisées :

Densité spécifique $\frac{\text{Population}}{\text{Surface}} = d$; en (hab/ha)

Débit spécifique = $\frac{\text{Cons. moy. j}}{\text{Habr. 1'hab.}}$ (l/j/hab)

Débit au noeud = $\frac{Q_s \text{ spécifique} \times \text{Habr. Hab}}{24 \times 3600}$

Population = surface \times densité

.../...

Calcul des débits aux noeuds.

Population = 4854 hab.

$$1. \text{ Densité} = \frac{P_2}{S_2} = \frac{4854}{82,40} = 58,80 \text{ hab/ha}$$

2. Consommation spécifique :

Consommation moy journalière = 1555,20 m³/j

$$q_s = \frac{\text{Cons. Moy. J. 2}}{P_2} = \frac{1555,20}{4854} = 320,395 \text{ l/j/hab}$$

3. Consommation par noeud :

$$\text{noeud} : = \frac{q_s \times P_i}{24 \times 3600} \quad (\text{l/s})$$

Le calcul se fera pour chaque noeuds.

4. Le débit de pointe :

$$K_p = 3 \Rightarrow Q_{P_2} = Q \times K_p$$

$$Q_p = 1555,20 \times 3 = 4665,6 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_p = 194,4 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_p = 0,054 \text{ m}^3/\text{s} = 54 \text{ l/s}$$

5. Débit soutiré.

$$Q_s = \sum q_i \times K_p$$

$$\sum \text{débits entrants} = \sum \text{débits sortants}$$

$$\Rightarrow \sum Q_s = 54 \text{ l/s.}$$

Voir tableau de calcul (tab. N° 2)

.../...

| N° des nœuds | N° des mailles | Surface ha | densité' hab/ha | Population hab | Con.-specif. l/s/hab | debit au nœud. l/s | Coef. de Pointe Kp | debit soutire' l/s |
|--------------|----------------|------------|-----------------|----------------|----------------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| a | A | 3,092 | 58,86 | 182 | 320,395 | 0,675 | 3 | 2,02 |
| b | A | 2,781 | " | 164 | " | 0,608 | " | 1,82 |
| c | A | 8,665 | " | 510 | " | 1,891 | " | 5,67 |
| d | A | 6,656 | " | 392 | " | 1,453 | " | 4,36 |
| e | A-B | 4,332 | " | 255 | " | 0,946 | " | 2,84 |
| f | A-B | 5,25 | " | 309 | " | 1,146 | " | 3,44 |
| g | A-B | 7,032 | " | 414 | " | 1,535 | " | 4,60 |
| h | A-B | 6,875 | " | 405 | " | 1,510 | " | 4,53 |
| i | B | 4,125 | " | 243 | " | 0,901 | " | 2,70 |
| j | B-C | 9,881 | " | 582 | " | 2,158 | " | 6,47 |
| k | B-C | 9,140 | " | 538 | " | 1,995 | " | 5,980 |
| l | C | 3,465 | " | 204 | " | 0,756 | " | 2,27 |
| m | C | 5,759 | " | 339 | " | 1,257 | " | 3,77 |
| n | C | 5,385 | " | 317 | " | 1,176 | " | 3,53 |

 $\Sigma = 82,46 \text{ ha} ; \Sigma = 4854 \text{ hab}$
 $\Sigma = 53,97$
 $= 54 \text{ l/s}$

ZONE II.

Calcul des débits aux nœuds.

Population en 2010 = 39059 hab.

$$1) \text{ densité} = \frac{P_1}{S_1} = \frac{39059}{613,917} = 62,42 \text{ hab/ha.}$$

2) Consommation spécifique.

Consommation moyenne journalière est égale à :

12635,21 m³/j

$$Q_s = \frac{\text{Cons. Moy. J}_1}{P_1} = \frac{12635,21}{39059} = 323,52 \text{ l/j/hab}$$

3) Consommation par nœud.

$$Q_{\text{nœud } i} = \frac{Q_s \times p_i}{24 \times 3600} \text{ en (l/s)}$$

Le calcul se fera pour chaque nœud.

3) Le débit de pointe.

$$K_p = 3$$

$$\text{Cons. Moy. J.} = Q = 12635,21$$

$$Q_{D_1} = Q \times K_p = 12635,21 \times 3 = 37905,63 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{D_1} = \frac{37905,63}{24} = 1579,5262 \text{ m}^3/\text{h.}$$

$$Q_{D_1} = \frac{1579,5262 \times 1000}{3600} = 438,76 \text{ l/s.}$$

4) Débit soutiré.

$$Q_s = \sum n_i \times K_p$$

$$\sum Q_s = 438,76 \Rightarrow \sum Q_{\text{entrants}} = \sum Q_{\text{sortants.}}$$

(voir tableau N° 2)

.../...

Les résultats des débits aux nœuds et soutirés st portés
sur les tableaux dressés ci-dessous:

| N ^o des nœuds | N ^o des mailles | Surface [ha] | densité hab/ha | Popula-tion [hab] | cons-spécifi. l/s/hab | débit aux nœuds l/s | Coëff de pointe K _p | Débits soutirés [l/s] |
|--------------------------|----------------------------|--------------|----------------|-------------------|-----------------------|---------------------|--------------------------------|-----------------------|
| 1 | I, II | 2.968 | 82.42 | 244 | 323.52 | 0.917 | 3.00 | 2.750 |
| 2 | I | 2.000 | - " - | 165 | - " - | 0.618 | - " - | 1.850 |
| 3 | I | 2.562 | - " - | 211 | - " - | 0.794 | - " - | 2.380 |
| 4 | I, III | 7.250 | - " - | 598 | - " - | 2.240 | - " - | 6.720 |
| 5 | I, II, III | 8.125 | - " - | 670 | - " - | 2.510 | - " - | 7.530 |
| 6 | II, III, IV | 9.250 | - " - | 763 | - " - | 2.857 | - " - | 8.570 |
| 7 | III, IV, VII | 6.875 | - " - | 567 | - " - | 2.123 | - " - | 6.370 |
| 8 | III | 5.062 | - " - | 417 | - " - | 1.561 | - " - | 4.680 |
| 9 | VIII, VIII | 12.562 | - " - | 1035 | - " - | 3.879 | - " - | 11.640 |
| 10 | VIII, IV, VI | 14.531 | - " - | 1198 | - " - | 4.481 | - " - | 13.440 |
| 11 | VI, VII, VIII | 12.437 | - " - | 1025 | - " - | 3.840 | - " - | 11.520 |
| 12 | V | 7.000 | - " - | 577 | - " - | 2.160 | - " - | 6.470 |
| 13 | VI | 6.250 | - " - | 515 | - " - | 1.930 | - " - | 5.800 |
| 14 | V, VI | 9.625 | - " - | 793 | - " - | 2.973 | - " - | 8.920 |
| 15 | VI, V, IV | 15.750 | - " - | 1298 | - " - | 4.860 | - " - | 14.580 |
| 16 | II, V, IV | 12.156 | - " - | 1002 | - " - | 3.750 | - " - | 11.260 |
| 17 | V | 13.437 | - " - | 1107 | - " - | 4.150 | - " - | 12.450 |
| 18 | V, II | 9.687 | - " - | 799 | - " - | 2.990 | - " - | 8.970 |
| 19 | II | 7.125 | - " - | 588 | - " - | 2.201 | - " - | 6.600 |
| 20 | II | 3.187 | - " - | 263 | - " - | 0.985 | - " - | 2.950 |
| 21 | VIII, IX | 8.250 | - " - | 680 | - " - | 2.546 | - " - | 7.630 |
| 22 | VIII, IX, X | 14.250 | - " - | 1174 | - " - | 4.396 | - " - | 13.180 |
| 23 | VIII, IX | 8.125 | - " - | 670 | - " - | 2.510 | - " - | 7.530 |

| N° des noeuds | N° des mailles | Surfaces ha | densité hab/ha. | Population hab | cons. specif. l/j/hab | debits aux noeuds l/s | Coef de Pointe Kp | debits soutenus l/s. |
|---------------|-------------------------|-------------|-----------------|----------------|-----------------------|-----------------------|-------------------|----------------------|
| 24 | <u>IX</u> | 3,650 | 82,42 | 01 | 323,52 | 1,227 | 3 | 3,37 |
| 25 | <u>IX</u> | 4,125 | " | 304 | " | 1,273 | " | 3,82 |
| 26 | <u>X ; IX</u> | 9,260 | " | 763 | " | 2,857 | " | 8,57 |
| 26a | <u>X ; XI</u> | 8,618 | " | 711 | " | 2,662 | " | 7,98 |
| 27 | <u>XI ; X</u> | 5,164 | " | 425 | " | 1,591 | " | 4,77 |
| 28 | <u>XI , XII</u> | 10,183 | " | 839 | " | 3,141 | " | 9,42 |
| 29 | <u>XI , XII</u> | 7,210 | " | 594 | " | 2,224 | " | 6,67 |
| 30 | <u>XII , XIII , XIV</u> | 5,562 | " | 458 | " | 1,715 | " | 5,15 |
| 31 | <u>XII ; XIV</u> | 6,250 | " | 515 | " | 1,928 | " | 5,78 |
| 32 | <u>XIII</u> | 9,718 | " | 801 | " | 2,99 | " | 8,97 |
| 33 | <u>XIII</u> | 8,500 | " | 700 | " | 2,625 | " | 7,87 |
| 34 | <u>XIII ; XIV , XV</u> | 20,505 | " | 1690 | " | 6,328 | " | 18,97 |
| 35 | <u>XIV ; XV</u> | 19,718 | " | 1625 | " | 6,080 | " | 18,24 |
| 36 | <u>XIV</u> | 14,375 | " | 1185 | " | 4,43 | " | 13,28 |
| 37 | <u>XIV</u> | 13,218 | " | 1089 | " | 4,081 | " | 12,24 |
| 38 | <u>XIV , XV , XVI</u> | 14,500 | " | 1195 | " | 4,474 | " | 13,42 |
| 39 | <u>XVI ; XV</u> | 14,906 | " | 1228 | " | 4,622 | " | 13,86 |
| 40 | <u>XVI</u> | 8,750 | " | 721 | " | 2,700 | " | 8,10 |
| 41 | <u>XVI , XIV</u> | 9,965 | " | 821 | " | 3,080 | " | 9,24 |
| 42 | <u>XVII ; XVIII</u> | 19,437 | " | 1602 | " | 5,998 | " | 17,98 |
| 43 | <u>XVII ; XVIII</u> | 8,030 | " | 662 | " | 2,480 | " | 7,44 |
| 44 | <u>XVIII , XIX</u> | 13,800 | " | 1137 | " | 4,261 | " | 12,78 |
| 45 | <u>XVIII , XIX</u> | 15,950 | " | 1315 | " | 4,924 | " | 14,77 |
| 46 | <u>XIX</u> | 18,812 | " | 1551 | " | 5,808 | " | 17,42 |
| 47 | <u>XIX</u> | 5,250 | " | 432 | " | 1,621 | " | 4,86 |

$\Sigma = 473,92 \text{ ha.}$

$\Sigma = 39058 \text{ hab}$

$\Sigma = 438,76$
l/s

3. RESEAU MAILLE.

3.1. Méthode de calcul.

Selon la méthode d'HELMHOLTZ-CROSS qui repose sur les lois de KIRCHHOFF, le calcul du réseau maille se fait par approximation successive.

1er. Loi des noeuds.

En chaque noeud, la somme des débits entrants est égale à la somme des débits sortants.

2ème loi des mailles.

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

3.2. Principe de la méthode .

Il consiste à se fixer une répartition des débits, un sens d'écoulement pour chaque maille afin de satisfaire la première loi et à calculer la perte de charge le long de chaque tronçon de la maille.

a) En application de la formule de DARCY-WEISBACH pour les pertes de charge singulières

$$\Delta P = f \frac{L_e}{Dh} \frac{v^2}{2g} \quad \begin{array}{l} L_e = L \times 1,15 \\ L_e = L + 0,15 L \end{array}$$

où :

L : longueur géométrique

L_e : longueur équivalente

f : coefficient de frottement

Dh = D (conduite pleine) = diamètre de la conduite

v : vitesse d'écoulement

L'équation de continuité sous forme :

$$Q = VA \Rightarrow V = \frac{Q}{A}$$

où :

Q : débit en m³/s

A : section de la conduite en m²

par conséquent :

$$\Delta H = f \cdot \frac{L_e}{D A^2} \frac{Q^2}{2g} = \frac{\Delta H}{Q^2} = f \cdot \frac{L_e}{D \cdot A^2 \cdot 2g}$$

.../...

b) En introduisant le concept de la perte débitaire ΔH_Q qui est la perte de charge provoquée par le passage d'un débit unitaire :

$$\Delta H_Q = f \frac{L_e}{2g A^2 D} \frac{\Delta H}{Q^2} \text{ en S.I. (m}^{-5} \cdot \text{s}^2 \text{)}$$

c) Le gradient de perte de charge débitaire

$$J_Q = \frac{\Delta H_Q}{L_e} = \frac{f}{2g A^2 D}$$

Pour un profil circulaire et avec $\pi = 3,14$ et $g = 9,81 \text{ m/s}^2$

$$J_Q = 3,23 \cdot 10^{-5} \times \frac{f}{D^5} \text{ m}^{-5} \cdot \text{s}^2$$

Pour un régime turbulent rugueux, la perte de charge le long de la conduite est :

$$\Delta H = J_Q \cdot L_e = J_Q \cdot Q^2 \cdot L_e = \Delta H_Q \cdot Q^2$$

$$\Delta H_Q = J_Q \cdot L_e = r$$

$$\Delta H = r \cdot Q^2$$

d) Calcul de r :

$$r = \Delta H_Q = f \cdot \frac{L_e}{D} \cdot \frac{v^2}{2g} = f \cdot \frac{L_e}{D} \cdot \frac{Q^2}{2 \pi^2 D^2} = f \cdot \frac{L_e}{D^5} \cdot \frac{Q^2}{2g}$$

$$r = 0,0828 \frac{f \cdot L_e}{D^5}$$

e) Calcul du coefficient de frottement.

Le coefficient f_c est calculé à l'aide de la formule de COLEBROOK en prenant comme première approximation la valeur de f_n calculée par HIBURADZE.

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

$$\Rightarrow f_c = \left[1,86 \ln \left(\frac{\epsilon}{3,7 D} + \frac{2,51}{Re \sqrt{f_n}} \right) \right]^{-2}$$

Le calcul est fait sur calculatrice programmable T.I.55

Nous procédons par approximations successives jusqu'à ce que nous trouvons la valeur exacte de f_c avec laquelle nous calculons les pertes de charges finales.

Calcul du débit correctif.

$$\sum \Delta H = r Q^2$$

D'après la 2ème loi cette égalité doit être nulle dans chaque circuit fermé.

Soit : Q_0 : le débit supposé en 1er approximation

Q_1 : le débit corrigé

ΔQ_0 : terme correctif

Pour chaque conduite nous aurons

$$Q_1 = Q_0 + \Delta Q_0$$

$$\Delta H = r Q_1^2$$

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

$$\Delta H = r (\varphi_0^2 + \Delta \varphi_0^2 + 2 \varphi_0 \times \Delta \varphi_0)$$

$\Delta \varphi_0^2$ est négligeable par rapport à φ_0 et à $2 \varphi_0 \Delta \varphi_0$
d'où nous obtenons :

$$\Delta H = r (\varphi_0^2 + 2 \varphi_0 \times \Delta \varphi_0)$$

$$\text{donc : } \Delta \varphi_0 = \frac{\Delta H - r \varphi_0^2}{2 r \varphi_0}$$

or pour le circuit fermé :

$$\sum \Delta H = \sum r \varphi_1^2 = \sum r (\varphi_0^2 + 2 \varphi_0 \times \Delta \varphi_0 + \Delta \varphi_0^2) = 0$$

$$\sum \Delta H = \sum (r \varphi_0^2 + 2 r \varphi_0 \times \Delta \varphi_0) = 0$$

d'où :

$$\Delta \varphi_0 = \frac{\sum r \varphi_0^2}{2 \sum r \varphi_0} \quad (\text{L3/s})$$

Le débit initial, affecté de son signe, doit être corrigé par la valeur trouvée de $\Delta \varphi_0$, prise avec son signe.

Si dans ce cas, la même loi n'est pas vérifiée il faudrait corriger de nouveau les débits à l'aide d'une nouvelle valeur $\Delta \varphi_1$, qui sera calculées, de la même manière, déjà exposée.

Nous n'arrêtons les calculs qu'une fois les valeurs suivantes seront trouvées.

$\Delta \varphi < 11/s$: débit correctif et
 $\Delta H < 0,5 \text{ m.}$: perte de charge.

Ce calcul n'est valable que dans le cas des tronçons se trouvant dans une seule maille, mais la présence de plusieurs mailles adjacentes se présente du fait que notre réseau se compose de 19 mailles pour une zone et de 3 mailles pour l'autre.

Dans ce cas, les corrections à apporter à la valeur affectée en première répartition des débits, sont en réalité composées de deux corrections :

- a - la correction propre à la maille prise avec son signe.
- b - La correction de la maille adjacente prise avec le signe inverse, afin de trouver le même débit dans le tronçon commun aux deux mailles adjacentes.

.../...

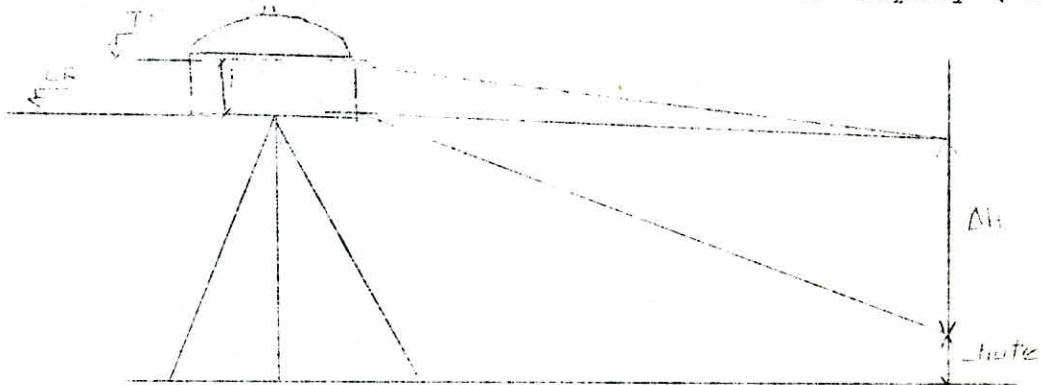
Pour trouver le débit avec lequel nous corrigeons la maille considérée, nous faisons le tour algébrique de chaque tronçon.

Les résultats de calculs sont portés sur des tableaux 4, III

4. Dimensionnement des conduites de distribution: Zone I

4.1. Calcul du diamètre de la conduite de distribution.

Conduite de distribution principale venant du réservoir sera calculée par la méthode de Monsieur SZLA-Lapray (L.F.D.)



Calcul du diamètre avec une vitesse égale à 1 m/s

$$Q = VA = \frac{V \sqrt{A} D^2}{4} \Rightarrow D = \frac{\sqrt{4 Q}}{V \sqrt{A}} = \frac{\sqrt{4 \times 0,0547}}{\sqrt{3,14 \times 1}} = 0,262 \text{ m}$$

on prend $D = 0,250 \text{ m}$
 $D = 250 \text{ mm}$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0,054 \times 4}{3,14 \times (0,250)^2} = 1,10 \text{ m/s}$$

Vérification du régime :

$$\Lambda = \frac{D}{E_c} \text{ avec } E_c = 1,539 \text{ (conduit circulaire pleine)}$$

$$\Lambda = \frac{0,250}{1,539} = 0,1624 \text{ m}$$

on suppose que le régime est turbulent rugueux avec $\lambda = 1$

$$\xi = 0,1 \cdot \lambda^{-3} = 0,4 \text{ mm (cas d'une conduite neuve)}$$

$$\nu = 1,14 \cdot 10^{-6} \text{ à une température de } 15^\circ \text{ C.}$$

.../...

| Caracteristiques de la meulle. | | | | | 1 ^{re} Approximation | | | | 1 ^{ere} Correction. | | | |
|--------------------------------|--------------------------|----------|----------------------|------------|-------------------------------|----------------|----------------------|-----------------------------|------------------------------|-------|-------|------------------------|
| N° des meules | N° des meules adjacentes | Triangle | L _e mm | D mm | φ ₀ c/s | f ₀ | ΔH ₀ m | $\frac{\Delta H_0}{\phi_0}$ | C.P.A | C.P.H | Total | φ ₁ c/s. |
| A | | a-b | 356,50 | 0,100 | -0,32 | 0,0005 | -0,02 | 66,60 | 0,38 | - | 0,38 | 0,06 |
| | | b-c | 471,50 | 0,100 | -2,14 | 0,0024 | -1,17 | 547,60 | " | - | 0,38 | -1,76 |
| | | c-d | 510,00 | 0,125 | -7,81 | 0,0097 | -4,98 | 638,09 | " | - | 0,38 | -7,43 |
| | | d-e | 339,25 | 0,150 | -12,17 | 0,0088 | -2,99 | 246,40 | " | - | 0,38 | -11,79 |
| | B | e-g | 396,75 | 0,150 | +11,98 | 0,0085 | 3,39 | 283,69 | " | 0,31 | 0,69 | 12,69 |
| | B | g-h | 368,00 | 0,125 | 7,38 | 0,0087 | 3,21 | 435,23 | " | 0,31 | 0,63 | 8,07 |
| | | h-a | 385,25 | 0,100 | 1,70 | 0,0015 | 0,60 | 356,74 | " | - | 0,38 | 2,08 |
| | | | | Δφ = 0,38 | | Σ = -1,95 | | Σ = 2574,39 | | | | |
| B | A | h-g | 368,00 | 0,125 | -7,38 | 0,0087 | -3,21 | 435,23 | -0,31 | -0,38 | -0,69 | -8,07 |
| | A | g-e | 396,75 | 0,150 | -11,98 | 0,0085 | -3,39 | 283,69 | " | -0,38 | -0,69 | -12,69 |
| | | e-f | 224,25 | 0,250 | +26,99 | 0,0027 | 0,62 | 23,09 | " | - | -0,31 | 26,68 |
| | | f-k | 511,75 | 0,200 | +23,15 | 0,0067 | 3,46 | 149,74 | " | - | -0,31 | 22,81 |
| | C | k-j | 448,50 | 0,150 | +12,15 | 0,0088 | 3,95 | 325,22 | " | 0,60 | 0,29 | 12,44 |
| | | j-i | 218,50 | 0,100 | +1,55 | 0,0013 | 0,28 | 184,79 | " | - | -0,31 | 1,24 |
| | | i-h | 741,75 | 0,100 | -1,15 | 0,0007 | -0,53 | 468,55 | " | - | -0,31 | -1,44 |
| | | | | Δφ = 0,31 | | Σ = 1,17 | | Σ = 1870,34 | | | | |
| C | B | j-k | 448,50 | 0,150 | -12,15 | 0,0088 | -3,95 | 325,22 | -0,60 | 0,31 | -0,29 | -12,44 |
| | | k-l | 580,00 | 0,100 | 5,44 | 0,0159 | 9,23 | 1697,50 | " | - | -0,60 | 4,84 |
| | | l-m | 759,00 | 0,100 | 3,17 | 0,0054 | 4,12 | 1299,74 | " | - | -0,60 | 2,57 |
| | | m-n | 333,50 | 0,100 | -0,60 | 0,0002 | -0,06 | 112,44 | " | - | -0,60 | -1,20 |
| | | n-j | 437,00 | 0,100 | -4,13 | 0,0031 | -4,01 | 972,75 | " | - | -0,60 | -4,72 |
| | | | | Δφ = -0,60 | | Σ = 5,31 | | Σ = 4407,66 | | | | |

| | | | 2° Approximation | | | | 2° Correction. | | | |
|-----------------------------------------------------------|---------------------------|----------|-----------------------|--------|-------------------|--------------------------------|----------------|-------|-------|-----------------------|
| n° de la maille | n° de la maille adjacente | traverse | φ_1 l.i.s. | j_1 | ΔH_1 m | $\frac{\Delta H_1}{\varphi_1}$ | CPA | CMA | Total | φ_2 l.i.s. |
| A | | a-b | 0,06 | 0,000 | 0,009 | 15,99 | -0,08 | - | -0,08 | -0,02 |
| | | b-c | -1,76 | 0,0016 | -0,79 | 451,75 | " | - | -0,08 | -1,84 |
| | | c-d | -7,43 | 0,0088 | -4,51 | 607,23 | " | - | -0,08 | -7,51 |
| | | d-e | -11,79 | 0,0082 | -2,81 | 238,73 | " | - | -0,08 | -11,87 |
| | B | e-g | 12,67 | 0,0095 | 3,80 | 299,93 | " | -0,04 | -0,12 | 12,55 |
| | B | g-h | 8,07 | 0,0104 | 3,83 | 475,65 | " | -0,04 | -0,12 | 7,95 |
| | | h-a | 2,08 | 0,0023 | 0,90 | 435,07 | " | - | -0,08 | 2,00 |
| $\Delta q = -0,08$; $\Sigma = 0,42$; $\Sigma = 2524,10$ | | | | | | | | | | |
| B | A | h-g | -8,07 | 0,0104 | -3,83 | 475,65 | 0,04 | 0,08 | 0,12 | -7,95 |
| | A | g-e | -12,67 | 0,0093 | -3,80 | 299,93 | " | 0,08 | 0,12 | -12,55 |
| | | e-f | 26,68 | 0,0027 | 0,60 | 22,83 | " | - | 0,04 | 26,72 |
| | | f-k | 22,84 | 0,0065 | 3,37 | 147,75 | " | - | 0,04 | 22,88 |
| | C | k-j | 12,44 | 0,0092 | 4,14 | 332,93 | " | 0,04 | 0,08 | 12,52 |
| | | j-i | 1,24 | 0,0008 | 0,18 | 148,54 | " | - | 0,04 | 1,28 |
| | | i-h | -1,46 | 0,0011 | -0,86 | 591,61 | " | - | 0,04 | -1,42 |
| $\Delta q = 0,04$; $\Sigma = -0,19$; $\Sigma = 2019,28$ | | | | | | | | | | |
| C | B | j-k | -12,44 | 0,0092 | -4,14 | 332,93 | -0,04 | -0,04 | -0,08 | -12,52 |
| | | k-l | 4,84 | 0,0126 | 7,31 | 1571,34 | " | - | -0,04 | 4,80 |
| | | l-m | 2,57 | 0,0035 | 2,71 | 1056,12 | " | - | -0,04 | 2,53 |
| | | m-n | -1,20 | 0,0007 | -0,26 | 219,59 | " | - | -0,04 | -1,24 |
| | | n-j | -4,73 | 0,0120 | -5,26 | 1113,00 | " | - | -0,04 | -4,77 |
| $\Delta q = 0,04$; $\Sigma = 0,35$; $\Sigma = 4233,01$ | | | | | | | | | | |

| | | | 3° Approximation | | | | 3° Correction. | | | |
|-----------------|---------------------------|----------|--------------------------|-------------------|------------------------------------------|--------------------------------|----------------|------|-------|-------------|
| N° de la maille | N° de la maille adjacente | troussou | φ_2 elis | δ_2 | ΔH_2 m | $\frac{\Delta H_2}{\varphi_2}$ | CPA | CNA | Total | φ_3 |
| A | | a-b | -0,02 | 0,000 | ^(-2,10⁴) -0,000 | 7,38 | 0,00 | - | 0,00 | -0,02 |
| | | b-c | -1,84 | 0,0018 | -0,86 | 471,93 | " | - | 0,00 | -1,84 |
| | | c-d | -7,51 | 0,0090 | -4,60 | 613,73 | " | - | 0,00 | -7,51 |
| | | d-e | -11,87 | 0,0084 | -2,85 | 240,36 | " | - | 0,00 | -11,87 |
| | B | e-g | 12,55 | 0,0093 | 3,72 | 297,11 | " | 0,02 | 0,02 | 12,57 |
| | B | g-h | 7,95 | 0,0101 | 3,72 | 468,62 | " | 0,02 | 0,02 | 7,97 |
| | | h-a | 2,00 | 0,0021 | 0,83 | 48,58 | " | - | 0,00 | 2,00 |
| | | | $\Sigma \Delta q = 0,00$ | $\Sigma = -0,03$ | $\Sigma = 2517,73$ | | | | | |
| B | A | h-g | -7,95 | 0,0101 | -3,72 | 468,62 | -0,02 | 0,00 | -0,02 | -7,97 |
| | A | g-e | -12,55 | 0,0093 | -3,72 | 297,11 | " | 0,00 | -0,02 | -12,57 |
| | | e-f | 26,72 | 0,0027 | 0,61 | 22,86 | " | - | -0,02 | 26,70 |
| | | f-k | 22,88 | 0,0066 | 3,38 | 148,00 | " | - | -0,02 | 22,86 |
| | C | k-j | 12,52 | 0,0093 | 4,19 | 335,06 | " | 0,00 | -0,02 | 12,50 |
| | | j-i | 1,28 | 0,00080 | 0,19 | 153,22 | " | - | -0,02 | 1,26 |
| | | i-h | -1,42 | 0,0011 | -0,81 | 573,73 | " | - | -0,02 | -1,44 |
| | | | $\Delta q = -0,02$ | $\Sigma = 0,11$ | $\Sigma = 2000,64$ | | | | | |
| C | B | j-k | -12,52 | 0,0093 | -4,19 | 335,06 | 0,00 | 0,02 | 0,02 | -12,50 |
| | | k-l | 4,80 | 0,0124 | 7,19 | 1498,93 | " | - | 0,00 | 4,80 |
| | | l-m | 2,53 | 0,0034 | 2,63 | 1039,87 | " | - | 0,00 | 2,53 |
| | | m-n | -1,24 | 0,0068 | -0,28 | 226,73 | " | - | 0,00 | -1,24 |
| | | n-j | -4,77 | 0,0122 | -5,35 | 1922,36 | " | - | 0,00 | -4,77 |
| | | | $\Delta q = 0,00$ | $\Sigma = -0,004$ | $\Sigma = 4222,97$ | | | | | |

$$\left\{ \begin{array}{l} QR = \frac{VD}{L} = \frac{1,10 \times 0,250}{0,250} = 0,2394 \cdot 10^6 \\ \Rightarrow 1,1486 \cdot 10^{-5} = 2,394 \cdot 10^5 \\ \frac{\xi}{D} = \frac{4 \cdot 10^{-4}}{0,250} = 0,0016 \end{array} \right.$$

=> d'après le diagramme de MOORE le régime est en transition.

l'équation 3 a

$$\left. \begin{array}{l} \Lambda = 0,1624 \text{ m} \\ \xi = 0,4 \text{ mm} \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{Q}{L} = 0,722$$

$$Jr = \left(\frac{Q}{L} \right)^2 = \left(\frac{0,054}{0,722} \right)^2 = 0,00557$$

de l'équation 17 on nous tirens $\lambda J^{5,3}$ en fonction du R et de $\xi/D = 0,0016$

$$\left. \begin{array}{l} \xi/D = 0,0016 \\ R = 2,394 \cdot 10^5 \end{array} \right\} \Rightarrow \lambda J^{5,3} = 1,038$$

$$\frac{J}{Jr} = \lambda J^{5,3} \Rightarrow J = Jr \cdot \lambda J^{5,3} = 0,00557 \times 1,038 = 0,00579$$

$$\Delta h = J \cdot L_e$$

$$L_e = L_g + 0,15 L_g = 1,15 L_g$$

$$\Delta h_r = 1,15 J \cdot L_e$$

- distance chateau à l'axe point F = 70 m

- hauteur de la tour = cote du radier - cote au sol.
= 921,50 - 906 = 15,5 m.

- cote au point F = 910,3 m

- cote trop plein du chateau d'eau = 925 m

- hauteur d'eau = 7,5 m

$$L_e = 60 + 15,5 \text{ m}$$

$$\Delta h_r = 1,15 \times 0,00579 \times 75,5 = 0,503 \text{ m}$$

Vérification par la méthode classique.

$$q = 0,054 \text{ m}^3/\text{s}$$

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

$$V = 1,10 \text{ m/s}$$

$$Q = 2,394 \cdot 10^5$$

$$\xi/D = 0,0016$$

Pour le régime en transition on utilise le coefficient de frottement de COLBROOK-White dont le ξ est donné par la formule de NIKURAZE.

$$f_n = (1,14 - 0,05 \ln \frac{\xi}{D})^{-2}$$

$$f_n = (1,14 - 0,05 \ln 0,0010)^{-2} = 0,022434.$$

$$f_c = \left[(0,36 \ln \left(\frac{\xi/D + 2,51}{3,7} \right))^{-2} \right]$$

$$f_c = 0,02343295$$

$$\Delta h = \frac{f_c}{D} \frac{v^2}{2g} \quad L_e = 1,15 L_D \frac{f_c}{D} \frac{v^2}{2g} =$$

$$\Delta h = 0,5024 \text{ m}$$

$$\Delta h = 0,502 \text{ m.}$$

Calcul de la pression au sol :

Pour la détermination de la pression au sol, nous calculons la cote piezométrique au point de bifurcation des conduites de distribution et de raccordement du réservoir.

$$\text{Cote crepine du réservoir} = 921,50 \text{ m}$$

$$\Delta h_T = 0,502$$

$$C_{FF} = C_{CR} - \Delta h_T$$

$$= 921,50 - 0,502 = 920,998 \text{ m}$$

$$C_F = 921 \text{ m} :$$

Cote piezométrique aval :

$$C_{pk} = 921 - 3,33 = 917,62 \text{ m}$$

La pression au point F :

$$P_F = C_p \text{ aval} - C_T \text{ av l}$$

$$= 917,62 - 902,20 = 15,42 \text{ m}$$

$$P_F = 15,42 \text{ m}$$

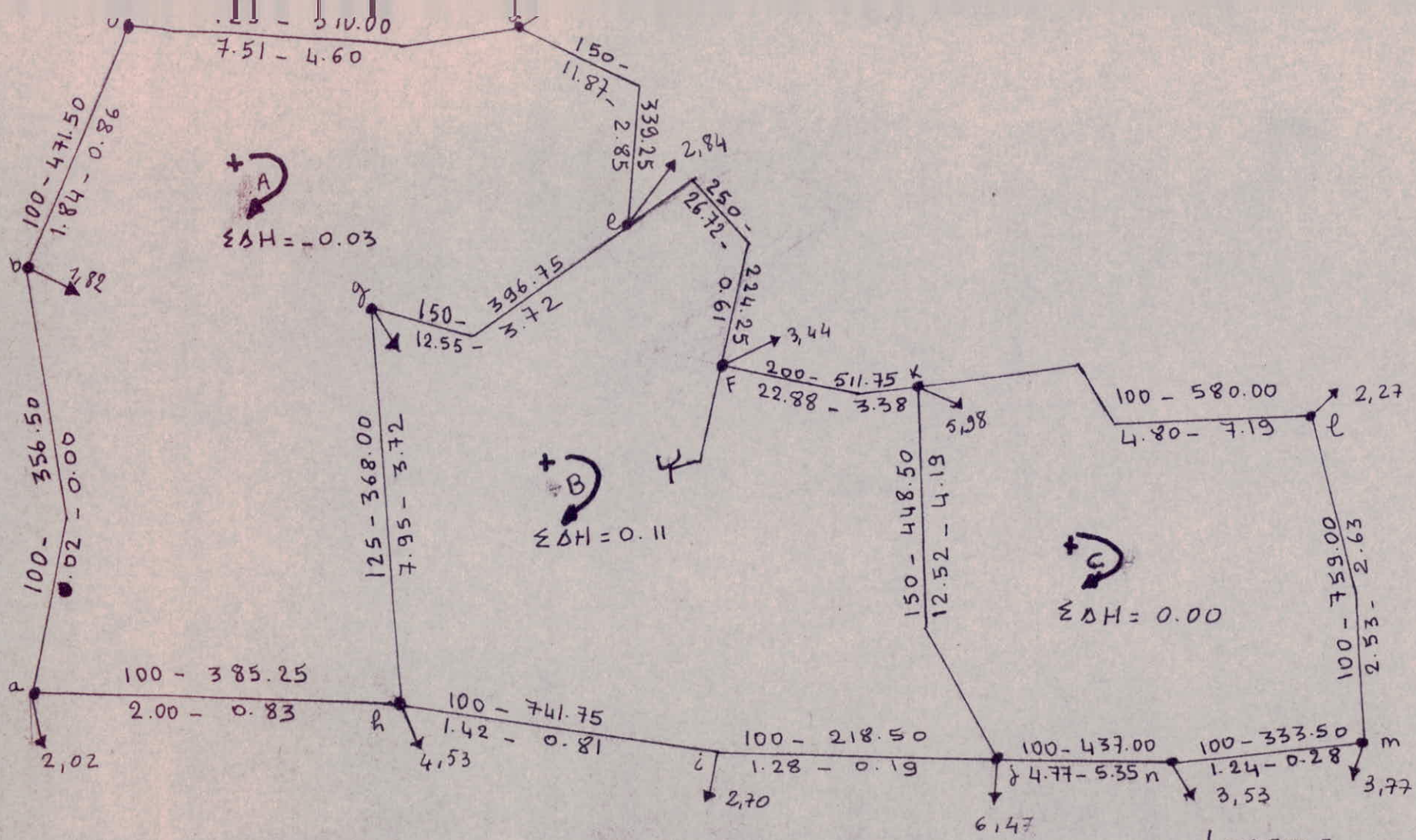
.../...

| N° Maille | Tronçon | ALTITUDE [m] | | pertes de charges [m] | côtes piezométriques | | Pressions [m] |
|--------------|---------|--------------|--------|--------------------------------|----------------------|--------|------------------|
| | | Amont | Aval | | Amont | Aval | |
| A | e-d | 900,00 | 892,00 | 2,85 | 920,39 | 917,54 | 25,54 |
| | d-c | 892,00 | 880,00 | 4,60 | 917,54 | 912,94 | 32,94 |
| | c-b | 880,00 | 882,50 | 0,86 | 912,94 | 912,08 | 29,58 |
| | b-a | 882,50 | 885,20 | 0,00 | 912,08 | 912,08 | 26,88 |
| | e-g | 900,00 | 891,70 | 3,72 | 920,39 | 916,67 | 24,97 |
| | g-h | 891,70 | 889,40 | 3,72 | 916,67 | 912,95 | 23,55 |
| | h-a | 889,40 | 885,20 | 0,83 | 912,95 | 912,12 | 26,92 |
| B | f-k | 910,30 | 902,20 | 3,38 | 921,00 | 917,62 | 15,42 |
| | k-j | 902,20 | 890,49 | 4,19 | 917,62 | 913,43 | 22,94 |
| | j-i | 890,49 | 889,60 | 0,19 | 913,43 | 913,24 | 23,64 |
| | f-e | 910,30 | 900,00 | 0,61 | 921,00 | 920,39 | 20,39 |
| | e-g | 900,00 | 891,70 | 3,72 | 920,39 | 916,67 | 24,97 |
| | g-h | 891,70 | 889,40 | 3,72 | 916,67 | 912,95 | 23,55 |
| | h-i | 889,40 | 889,60 | 0,81 | 912,95 | 912,14 | 22,54 |
| C | k-l | 902,20 | 885,00 | 7,19 | 917,62 | 910,43 | 25,43 |
| | l-m | 885,00 | 887,20 | 2,63 | 910,43 | 907,80 | 20,60 |
| | m-n | 887,20 | 887,10 | 0,28 | 907,80 | 908,08 | 20,98 |
| | k-j | 902,20 | 890,49 | 4,19 | 917,62 | 913,43 | 22,94 |
| | j-n | 890,49 | 887,20 | 5,35 | 913,43 | 908,08 | 20,88 |

TABLEAU DES VITESSES : Zone I

- caractéristiques des conduites

| N° Maille | N° M. Adjaente | Conduite | Le (m) | D (m) | Débit: [$10^{-3} m^3/s$] | V [m/s] |
|-----------|----------------|----------|--------|-------|----------------------------|---------|
| A | | a - b | 356.50 | 0.100 | 0.02 | 0.003 |
| | | b - c | 471.50 | 0.100 | 1.84 | 0.234 |
| | | c - d | 510.00 | 0.125 | 7.51 | 0.612 |
| | | d - e | 339.25 | 0.150 | 11.87 | 0.672 |
| | B | e - g | 396.75 | 0.150 | 12.57 | 0.711 |
| | B | g - h | 368.00 | 0.125 | 7.97 | 0.649 |
| | | h - a | 385.25 | 0.100 | 2.00 | 0.254 |
| B | A | h - g | 368.00 | 0.125 | 7.97 | 0.649 |
| | A | g - e | 396.75 | 0.150 | 12.57 | 0.711 |
| | | e - f | 224.25 | 0.250 | 26.70 | 0.541 |
| | | f - k | 511.75 | 0.200 | 22.86 | 0.728 |
| | C | k - j | 448.50 | 0.150 | 12.50 | 0.707 |
| | | j - l | 218.50 | 0.100 | 1.26 | 0.160 |
| | | l - h | 741.75 | 0.100 | 1.44 | 0.183 |
| C | B | j - k | 448.50 | 0.150 | 12.50 | 0.707 |
| | | k - l | 580.00 | 0.100 | 4.80 | 0.611 |
| | | l - m | 759.00 | 0.100 | 2.53 | 0.322 |
| | | m - n | 333.50 | 0.100 | 1.24 | 0.157 |
| | | n - j | 437.00 | 0.100 | 4.77 | 0.600 |



LEGENDE

a $\overline{D(mm) - L(m)}$ b

q: Numéro du noeud

A: Numéro de la maille

a $\overline{2.02}$: Débit_soutiré

Schéma du réseau de distribution - Zone I

4.2. Calcul de la conduite de distribution.

Calcul du diamètre de la conduite principale reliant le réservoir au point de bifurcation des conduites de distribution et de la perte de charge le long de cette conduite.

1. Méthode classique :

Dans le cas d'un régime en transition, on utilise le coefficient de frottement de COLEBROOK dont la première valeur est donnée par le f NIKURADZE.

$$K_c = \left[\left(-0,86 \ln \left(\frac{\xi/D}{3,7} + \frac{2,51}{Re \sqrt{\xi/D}} \right) \right)^{-2} \right]$$

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

$$\lambda = 1,1486 \cdot 10^{-6} \text{ a une température de } 15^\circ\text{C.}$$

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

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

$$Q = 438,76 \text{ l/s} = 0,43876 \text{ m}^3/\text{s}$$

nous fixons une vitesse égale à 1 m/s. Comprise dans l'intervalle suivant : $V = (0,3 - 1,5) \text{ m/s}$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,438}{3,14 \times 1}} = 0,7462 \text{ m.}$$

Nous prenons $D = 750 \text{ mm}$

$$Re = \frac{VD}{\nu}$$

$$Re = \frac{Q}{A} = \frac{4 Q}{3,14 D^2} = \frac{4 \times 0,43876}{3,14 \times (0,75)^2} = 0,933 \text{ m/s}$$

$$Re = \frac{0,933 \times 0,750}{1,1486 \cdot 10^{-6}} = 0,649 \cdot 10^{-5} = 6,49 \cdot 10^5$$

$$\frac{\xi}{D} = \frac{0,14}{750} = 0,00053$$

.../...

$$f_n = \left(1,14 - 0,86 \ln \frac{\Sigma}{D_n} \right)^{-2} = \left(1,14 - 0,86 \ln \frac{0,14}{750} \right)^2$$

$$f_n = 0,01721.$$

$$f_c = \left[\left(-0,86 \ln \frac{(\Sigma/D_n)}{-3,7} + \frac{2,51}{R \sqrt{f_n}} \right) \right]^{-2}$$

$$f_c = 0,01801.$$

$$\Delta H = \frac{f_c}{D} \frac{V^2}{2g} \quad L_e = \frac{f_c}{D} \pi \frac{V^2}{2g} \approx 1,15 L_g$$

$$L_g = 2750,92 \text{ m}$$

$$V = 0,99 \text{ m/s}$$

$$\Delta H = \frac{0,01801}{0,750} \pi \frac{0,99^2}{2} \approx 1,15 \times 2750,92$$

$$\Delta H = 3,79 \text{ m}$$

2- Méthode de Monsieur G. LIPPAY (L.P.D.)

$$L = 2750,92 \text{ m}$$

$$D = 0,750 \text{ m}$$

$$V = 0,99 \text{ m/s}$$

$$\Sigma = 4,10 \cdot 10^{-4} \text{ m} = 0,4 \text{ mm}$$

$$Q = 0,4387 \text{ m}^3/\text{s}$$

Profil circulaire plein, de paramètre de forme $\xi = 1$

$$\left. \begin{array}{l} \xi = 1. \\ D = 0,75 \text{ m} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{ab. } S_{Do} = 1,539$$

$$\text{car } \Lambda = \frac{D}{D_o} = \frac{0,75}{1,539} = 0,487$$

Détermination $Q / \sqrt{J_r}$

$$\Sigma = 0,4 \text{ mm} = \text{ab. } Q_b = \frac{Q}{\sqrt{J_r}} = 13,02$$

$$\Lambda = 0,487$$

$$Er = \frac{Q^2}{13,02^2} = \left(\frac{Q}{13,02} \right)^2 = \left(\frac{0,4387}{13,02} \right)^2 = 0,00113$$

.../...

Vérification du régime.

$$Re = \frac{4 \cdot Q \cdot 1}{\rho \cdot A} = 0,83 \cdot \frac{1,430}{0,487} \times \frac{1}{1,1496 \cdot 10^{-6}} = 0,648 \cdot 10^5$$

$$Re = 6,48 \cdot 10^5$$

$$\frac{\epsilon}{Dh} = 0,00053$$

=> Diagramme de moody =>
Régime en transition

on écrit : $J = \lambda \frac{5,3}{J} \cdot J_f$

$$\left. \begin{array}{l} Re = 6,48 \cdot 10^5 \\ \frac{\epsilon}{Dh} = 0,00053 \end{array} \right\} \Rightarrow 17 \circ \left\{ \begin{array}{l} \frac{\epsilon}{Dh} = 5 \cdot 10^{-4} \Rightarrow \lambda \frac{5,3}{J} = 1,051 \\ \frac{\epsilon}{Dh} = 10^{-3} \Rightarrow \lambda \frac{5,3}{J} = 1,03 \end{array} \right.$$

$$\lambda \frac{5,3}{J} = 1,051 \quad \Rightarrow ab. \quad 17 \text{ a} \Rightarrow \lambda \frac{5,3}{J} = 1,05$$

$$\lambda \frac{5,3}{J} = 1,03 \quad \Rightarrow J = \lambda \frac{5,3}{J} \cdot J_r = 0,00113 \times 1,05 = 0,00118$$

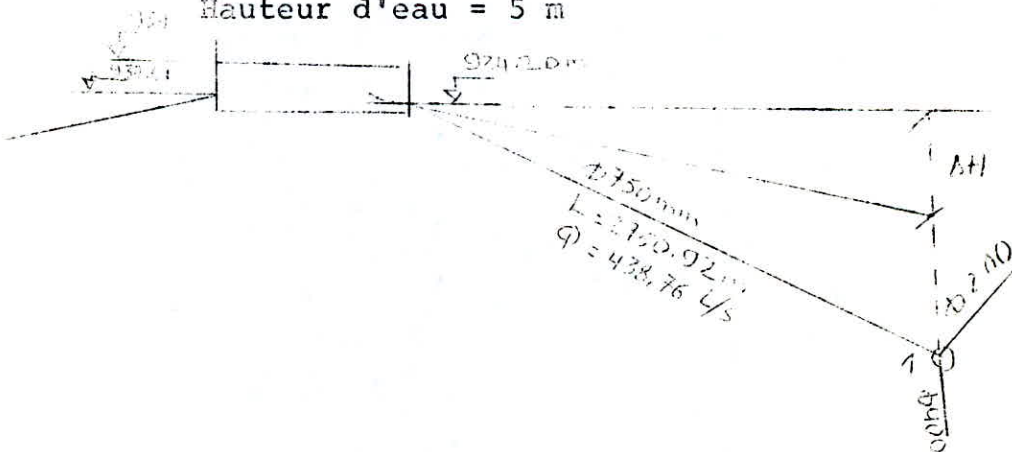
$$\text{d'où } \Delta H = J \times 1,15 \times 2750,92 = 3,75 \text{ m}$$

3. Calcul de la pression au sol :

Le procédé de calcul est le même que celui de la zone I cité à la page 148.

- Côte crépine = 934,20 m
- Côte trop plein = 939,00 m
- Côte de terrain naturel = 937,62 m

Hauteur d'eau = 5 m



Programme du calcul du réseau maillé et de ΔH sur calculatrice programmable T.I. 59

LRN

| | | | | | | | |
|-----|------------|-----|---------------|-----|-----------|-----|----------------------------------------------|
| 000 | 2nd Lbl | 042 | 01 | 084 | RCL | 126 | 2nd Lbl |
| 001 | A | 043 | 2nd x | 085 | 06 | 127 | B |
| 002 | 2nd st flg | 044 | ÷ | 086 | x | 128 | RCL |
| 003 | 08 | 045 | RCL | 087 | 8 | 129 | 09 |
| 004 | RCL | 046 | 05 | 088 | x | 130 | R/S |
| 005 | 03 | 047 | \sqrt{x} | 089 | RCL | 131 | ÷ |
| 006 | ÷ | 048 | + | 090 | 01 | 132 | RCL |
| 007 | RCL | 049 | RCL | 091 | x^2 | 133 | 11 |
| 008 | 00 | 050 | 03 | 092 | ÷ | 134 | R/S |
| 009 | = | 051 | ÷ | 093 | 2nd π | 135 | ÷ |
| 010 | 2nd Log | 052 | 3 | 094 | x^2 | 136 | 2 |
| 011 | x | 053 | · | 095 | ÷ | 137 | = |
| 012 | 2 | 054 | 7 | 096 | 9 | 138 | +/- |
| 013 | +/- | 055 | ÷ | 097 | · | 139 | sto |
| 014 | + | 056 | RCL | 098 | 8 | 140 | 12 |
| 015 | 1 | 057 | 00 | 099 | ÷ | 141 | RCL |
| 016 | · | 058 | = | 100 | RCL | 142 | 09 |
| 017 | 1 | 059 | 2nd Log | 101 | 00 | 143 | +/- |
| 018 | 4 | 060 | x | 102 | y^x | 144 | Sum |
| 019 | = | 061 | 2 | 103 | 5 | 145 | 09 |
| 020 | x^2 | 062 | +/- | 104 | = | 146 | RCL |
| 021 | 1/x | 063 | = | 105 | sto | 147 | 11 |
| 022 | sto | 064 | x^2 | 106 | 07 | 148 | +/- |
| 023 | 05 | 065 | 1/x | 107 | R/S | 149 | Sum |
| 024 | 2nd Lbl | 066 | sto | 108 | x | 150 | 11 |
| 025 | = | 067 | 06 | 109 | RCL | 151 | RCL |
| 026 | 2 | 068 | - | 110 | 02 | 152 | 12 |
| 027 | · | 069 | RCL | 111 | = | 153 | R/S |
| 028 | 5 | 070 | 05 | 112 | sto | | LRN |
| 029 | 1 | 071 | = | 113 | 08 | | Ⓚ stockage : |
| 030 | x | 072 | 2nd x | 114 | SUM | | $\phi \rightarrow (00) m$ |
| 031 | RCL | 073 | inv | 115 | 09 | | $\Phi \rightarrow (01) m^3/s$ avec sign |
| 032 | 00 | 074 | 2nd $x \gg t$ | 116 | R/S | | $L \rightarrow (02) m$ avec sign |
| 033 | x | 075 | x^2 | 117 | ÷ | | $E \rightarrow (03) m$ |
| 034 | 2nd π | 076 | RCL | 118 | RCL | | $\omega \rightarrow (04) m^2/s$ |
| 035 | x | 077 | 06 | 119 | 01 | | Precision $x \gg t$ |
| 036 | RCL | 078 | sto | 120 | = | | Ⓚ A $\rightarrow J_i$ |
| 037 | 04 | 079 | 05 | 121 | sto | | R/S $\rightarrow \Delta H_i$ |
| 038 | ÷ | 080 | GTO | 122 | 10 | | R/S $\rightarrow \Delta H_i / \Phi_i$ |
| 039 | 4 | 081 | = | 123 | SUM | | Repter : n trançons |
| 040 | ÷ | 082 | 2nd Lbl | 124 | 11 | | B $\rightarrow \sum \Delta H$ |
| 041 | RCL | 083 | x^2 | 125 | R/S | | R/S $\rightarrow \sum \Delta H$ |
| | | | | | | | R/S $\rightarrow \Delta q (m^3/s)$ |

$$\Delta H = 3,79 \text{ m.}$$

$$- C_{p1} = 934,20 - 3,79 = 930,41 \text{ m}$$

$$- C_{p2} = C_{p1} - \Delta H_{1-2}.$$

$$C_{p2} = 930,41 - 0,68 = 929,73 \text{ m}$$

$$P_1 = C_{p2} - C_{T2} = 929,73 - 890,96 = 38,77 \text{ m}$$

Le calcul de pression du réseau sont portés sur le tableau N° 6

Nous remarquons que les pressions aux niveaux des tronçons : 35-38 ; 42-41 ; 39-38 ; 41-38 sont faibles. Ces tronçons passent à proximité des espaces verts (et non à côté des liens d'habitations). Pour cela se n'est pas nécessaire de placer des supresseurs.

4. Conclusion sur le réseau de distribution :

Le réseau de distribution doit assurer à chaque instant avec une pression acceptable, les débits minimums instantanés et les besoins du service d'incendie.

En cas d'incendie, pour que le réseau de distribution assure à lui seul la desserte de la localité, il faut qu'il dispose en temps d'une réserve de 120 m³ et que la capacité de transport des canalisations atteigne au moins 17 l/s sous une pression de 1 bar (10 m).

5. EQUIPEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION.

5.1. Type de canalisation.

Le réseau de distribution sera constitué de conduites en amiante ciment, et ce pour les avantages qu'ils présentent.

- Disponibilité sur le marché National.
- Ce type de matériau supporte une pression de 5 à 25 bars.
- Présente une excellente résistance à la corrosion.

.../...

Calcul des Pressions : Zone II

| N° des Mailles | N° Des Tronçons | Altitudes [m] | | Pertes de charge [m] | côtes piézométriques [m] | | Pressions [m] |
|----------------|-----------------|---------------|--------|----------------------|--------------------------|--------|---------------|
| | | Amont | Aval | | Amont | Aval | |
| I | 1-2 | 890.24 | 890.96 | 0.68 | 930.41 | 929.73 | 38.77 |
| | 2-3 | 890.96 | 894.22 | 0.56 | 929.73 | 929.17 | 34.95 |
| | 3-4 | 894.22 | 894.80 | 1.73 | 927.17 | 925.44 | 30.64 |
| | 1-5 | 890.94 | 890.23 | 0.25 | 930.41 | 930.16 | 30.93 |
| | 5-4 | 890.23 | 894.80 | 2.73 | 930.16 | 927.43 | 32.63 |
| II | 1-5 | 890.94 | 890.23 | 0.25 | 930.41 | 930.16 | 30.93 |
| | 5-6 | 890.23 | 887.24 | 0.87 | 930.16 | 929.29 | 42.05 |
| | 6-16 | 887.24 | 885.60 | 0.69 | 929.29 | 928.60 | 43.00 |
| | 16-18 | 885.60 | 897.50 | 0.36 | 928.60 | 928.24 | 30.74 |
| | 19-18 | 889.20 | 897.50 | 0.62 | 928.73 | 928.11 | 30.61 |
| | 20-19 | 889.50 | 889.20 | 1.08 | 929.81 | 928.73 | 39.53 |
| | 1-20 | 890.94 | 889.50 | 0.60 | 930.41 | 929.81 | 40.31 |
| III | 5-4 | 890.23 | 894.80 | 2.73 | 930.16 | 927.43 | 32.63 |
| | 4-8 | 894.80 | 897.00 | 1.32 | 927.43 | 926.11 | 29.11 |
| | 7-8 | 886.60 | 897.00 | 2.35 | 928.28 | 925.93 | 28.93 |
| | 6-7 | 887.24 | 886.60 | 1.01 | 929.29 | 928.28 | 41.68 |
| | 5-6 | 890.23 | 887.24 | 0.87 | 930.16 | 929.29 | 42.05 |
| IV | 6-7 | 887.24 | 886.60 | 1.01 | 929.29 | 928.28 | 41.68 |
| | 7-10 | 886.60 | 884.42 | 2.30 | 928.28 | 925.98 | 41.56 |
| | 15-20 | 884.44 | 884.42 | 1.93 | 927.73 | 925.80 | 41.38 |
| | 16-15 | 885.60 | 884.44 | 0.87 | 928.60 | 927.73 | 43.29 |
| | 6-16 | 887.24 | 885.60 | 0.69 | 929.29 | 928.60 | 43.00 |

calcul des Pressions : Zone II

| N° Des Mailles | N° Des Tronçons | Altitudes, [m] | | P. d. c [m] | côtes. piezométriques [m] | | Pressions [m] |
|----------------------|-----------------------|----------------|--------|----------------|------------------------------|--------|------------------|
| | | Amont | Aval | | Amont | Aval | |
| V | 16-18 | 885.60 | 897.50 | 0.36 | 928.60 | 928.24 | 30.74 |
| | 18-17 | 897.50 | 900.00 | 0.56 | 928.24 | 927.68 | 27.68 |
| | 17-14 | 900.00 | 883.92 | 1.66 | 927.68 | 926.02 | 42.10 |
| | 15-14 | 884.44 | 883.92 | 1.63 | 927.73 | 926.10 | 42.18 |
| | 16-15 | 885.60 | 884.44 | 0.87 | 928.60 | 927.73 | 43.29 |
| VI | 15-10 | 884.44 | 884.42 | 1.93 | 927.73 | 925.80 | 41.38 |
| | 10-11 | 884.42 | 881.29 | 3.54 | 925.80 | 922.26 | 40.97 |
| | 12-11 | 882.01 | 881.29 | 2.70 | 924.83 | 922.13 | 40.84 |
| | 13-12 | 883.77 | 882.01 | 0.66 | 925.49 | 924.63 | 42.82 |
| | 14-13 | 883.92 | 883.77 | 0.61 | 926.10 | 925.49 | 41.72 |
| | 15-14 | 884.44 | 883.92 | 1.63 | 927.73 | 926.10 | 42.18 |
| VII | 7-8 | 886.60 | 897.00 | 2.37 | 928.28 | 925.93 | 28.93 |
| | 8-9 | 897.00 | 876.60 | 1.26 | 925.93 | 924.67 | 48.07 |
| | 9-11 | 876.60 | 881.29 | 2.02 | 924.67 | 922.65 | 41.36 |
| | 10-11 | 884.42 | 881.29 | 3.54 | 925.98 | 922.44 | 41.15 |
| | 7-10 | 886.60 | 884.42 | 2.30 | 928.28 | 925.98 | 41.56 |
| VIII | 9-11 | 876.60 | 881.29 | 2.02 | 924.67 | 922.65 | 41.36 |
| | 11-23 | 881.29 | 879.80 | 1.31 | 922.65 | 921.34 | 41.54 |
| | 23-22 | 879.80 | 883.20 | 1.75 | 921.34 | 919.59 | 36.39 |
| | 21-22 | 873.50 | 883.20 | 1.98 | 921.73 | 919.75 | 36.55 |
| | 9-21 | 876.60 | 873.50 | 2.94 | 924.67 | 921.73 | 48.93 |

Calcul des Pressions : Zone II

| N° Des Mailles | N° Des Trançons | Altitudes, [m] | | P.d.c [m] | côtes. piézométriques [m] | | Pressions [m] |
|----------------------|-----------------------|----------------|--------|--------------|------------------------------|--------|------------------|
| | | Amont | Aval | | Amont | Aval | |
| IX | 23-22 | 879.80 | 883.20 | 1.75 | 921.34 | 919.59 | 36.39 |
| | 23-24 | 879.80 | 899.95 | 1.08 | 921.34 | 920.26 | 20.31 |
| | 24-25 | 899.95 | 905.80 | 0.64 | 920.26 | 919.62 | 13.82 |
| | 25-26 | 905.80 | 885.10 | 1.83 | 919.62 | 917.79 | 32.69 |
| | 22-26 | 883.20 | 885.10 | 1.80 | 919.59 | 917.79 | 32.69 |
| X | 21-22 | 873.50 | 883.20 | 1.98 | 921.73 | 919.75 | 36.55 |
| | 22-26 | 883.20 | 885.10 | 1.80 | 919.75 | 917.79 | 32.69 |
| | 26-26a | 885.10 | 881.20 | 0.88 | 917.79 | 916.91 | 35.71 |
| | 27-26a | 870.50 | 881.20 | 2.79 | 919.86 | 917.07 | 35.87 |
| | 21-27 | 873.50 | 870.50 | 1.87 | 921.73 | 919.86 | 49.36 |
| XI | 27-26a | 870.50 | 881.20 | 2.79 | 919.86 | 917.07 | 35.87 |
| | 27-29 | 870.50 | 875.80 | 5.01 | 917.07 | 912.06 | 36.26 |
| | 28-29 | 876.04 | 875.80 | 0.51 | 915.35 | 914.84 | 39.04 |
| | 26a-28 | 881.20 | 876.04 | 1.73 | 917.07 | 915.35 | 39.30 |
| XII | 29-30 | 875.80 | 884.20 | 2.67 | 914.84 | 912.17 | 27.97 |
| | 31-30 | 886.75 | 884.20 | 0.92 | 913.08 | 912.16 | 27.96 |
| | 28-31 | 876.04 | 886.75 | 2.27 | 915.35 | 913.08 | 26.33 |
| | 28-29 | 876.04 | 875.90 | 0.51 | 915.35 | 914.84 | 39.04 |
| XIII | 30-32 | 884.20 | 873.43 | 2.33 | 912.16 | 909.83 | 36.40 |
| | 32-33 | 873.43 | 876.57 | 1.19 | 909.83 | 908.64 | 32.07 |
| | 33-34 | 876.57 | 892.57 | 2.99 | 908.64 | 905.65 | 13.08 |
| | 30-34 | 884.20 | 892.57 | 6.47 | 912.16 | 905.69 | 13.12 |

calcul des Pressions : Zone II

| N° des Mailles | N° Des tronçons | Altitudes, (m) | | P. d. c [m] | côtes piézométriques [m] | | Pressions [m] |
|----------------|-----------------|----------------|--------|-------------|--------------------------|--------|---------------|
| | | Amont | Aval | | Amont | Aval | |
| | 30-34 | 884.20 | 872.57 | 6.47 | 912.16 | 905.69 | 13.12 |
| | 34-35 | 892.57 | 890.29 | 2.86 | 905.69 | 902.83 | 12.54 |
| | 35-38 | 890.29 | 889.70 | 2.24 | 902.83 | 900.59 | 10.89 |
| | 41-38 | 891.97 | 889.70 | 17.81 | 918.71 | 900.90 | 11.20 |
| XIV | 42-41 | 891.28 | 891.97 | 0.16 | 918.87 | 918.71 | 26.74 |
| | 42-37 | 891.28 | 890.20 | 2.38 | 918.87 | 916.49 | 26.29 |
| | 37-36 | 890.20 | 885.53 | 1.87 | 916.49 | 914.62 | 29.09 |
| | 36-31 | 885.53 | 886.75 | 1.54 | 914.62 | 913.08 | 26.33 |
| | 31-30 | 886.75 | 884.20 | 0,92 | 913.08 | 912.16 | 27.96 |
| | 34-35 | 892.57 | 890.29 | 2.86 | 905.69 | 902.83 | 12.54 |
| | 35-38 | 890.29 | 889.70 | 2.24 | 902.83 | 900.59 | 10.89 |
| XV | 39-38 | 890.40 | 889.70 | 2.63 | 903.08 | 900.45 | 10.75 |
| | 34-39 | 892.57 | 890.40 | 2.61 | 905.69 | 903.08 | 12.68 |
| | 39-38 | 890.40 | 889.70 | 2.63 | 903.08 | 900.45 | 10.75 |
| | 40-39 | 893.52 | 890.40 | 11.98 | 915.94 | 905.96 | 13.56 |
| XVI | 41-40 | 891.97 | 893.52 | 2.77 | 918.71 | 915.94 | 22.42 |
| | 41-38 | 891.97 | 889.70 | 17.81 | 918.71 | 900.90 | 11.20 |

- Leur légèreté relative réduit le coût du transport.
- Ils se prêtent bien à l'exécution des travaux accessoires car il est facile à scier, à fileter et à tourner.
- Les tuyaux en amiante-ciment sont exécutés sous 4 à 5 m de longueurs et de 0,04 à 0,800 m de diamètres.

Les conduites en amiante-ciment comportent des pièces spéciales analogues à celles des conduites en acier.

5.2. Appareils de sectionnement : Robinets - Vannes (R-V)

Ils permettent d'isoler les divers tronçons du réseau afin de procéder à des réparations. Ils régularisent ainsi les débits. La manœuvre de ces robinets est faite sur un trottoir au moyen d'une clé volant.

Ils sont placés généralement dans les regards en maçonnerie de brique ou de ciment.

5.3. Bouches d'incendie.

Les bouches et poteaux d'incendie sont raccordés sur les conduites capables d'assurer un débit de 17 l/s avec une pression au sol de 10 m d'eau leur espacement, doit être de 200 à 300 mètres suivant l'importance de l'agglomération et des équipements. Leur diamètre est de 100 mm.

Nous remarquons aussi que certaines bouches d'incendie sont équipées pour servir aussi à l'arrosage et au lavage.

5.4. Ventouses.

Nous prévoyons des ventouses au droit de chaque point haut, pour éliminer les cantonnements d'air capables de détériorer la canalisation en provoquant des perturbations dans l'écoulement. L'air en s'accumulant aux points hauts, forme des poches d'air susceptibles de produire de violents coups de belier.

Les ventouses utilisées dans notre projet sont à boules qui au remplissage restent en position basse pour laisser l'orifice d'évacuation d'air complètement dégagé, à l'arrivée et à la remontée de l'eau.

.../...

5.5. Décharges.

Elles sont disposées aux points bas du tracé pour permettre la vidange des conduites. Ce robinet doit être disposé dans un regard en maçonnerie qui sera toujours accessible. L'eau sera évacuée dans un réseau d'assainissement ou dans un réseau d'irrigation.

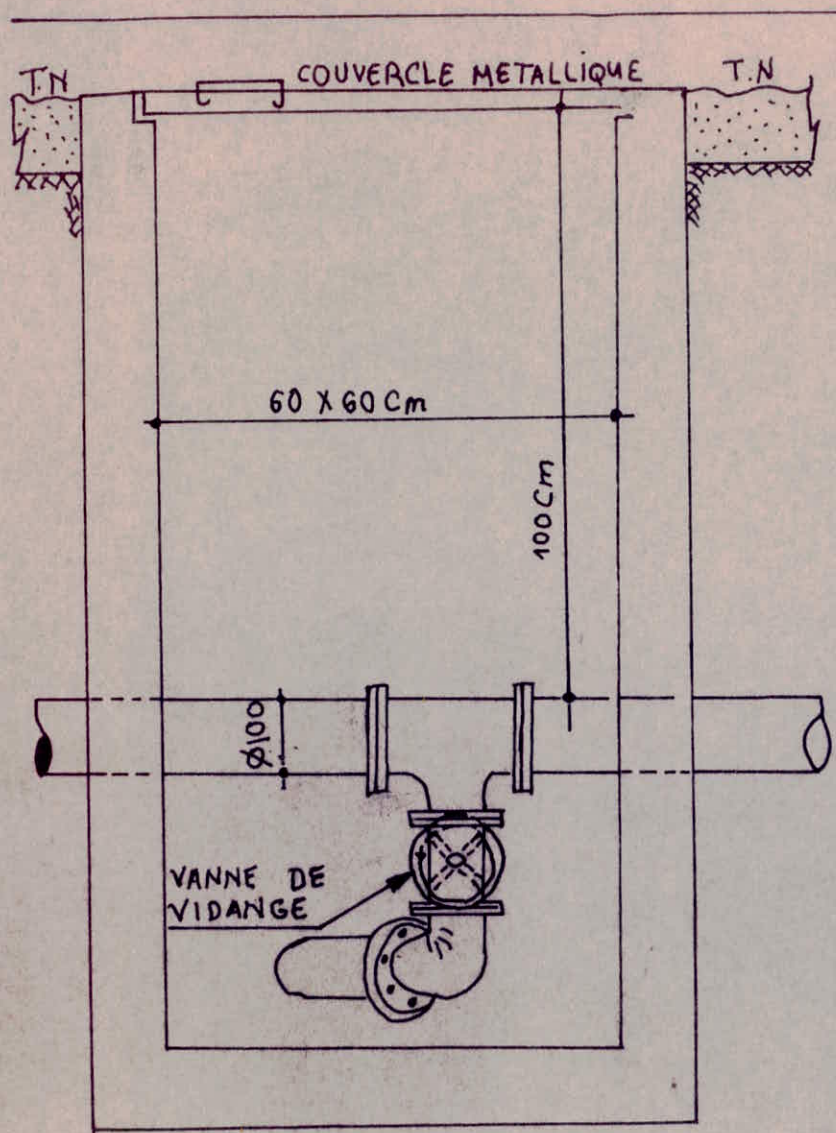
5.6. Tés.

Les tés sont placés à chaque noeud du fait qu'à ce niveau les diamètres sont différents.

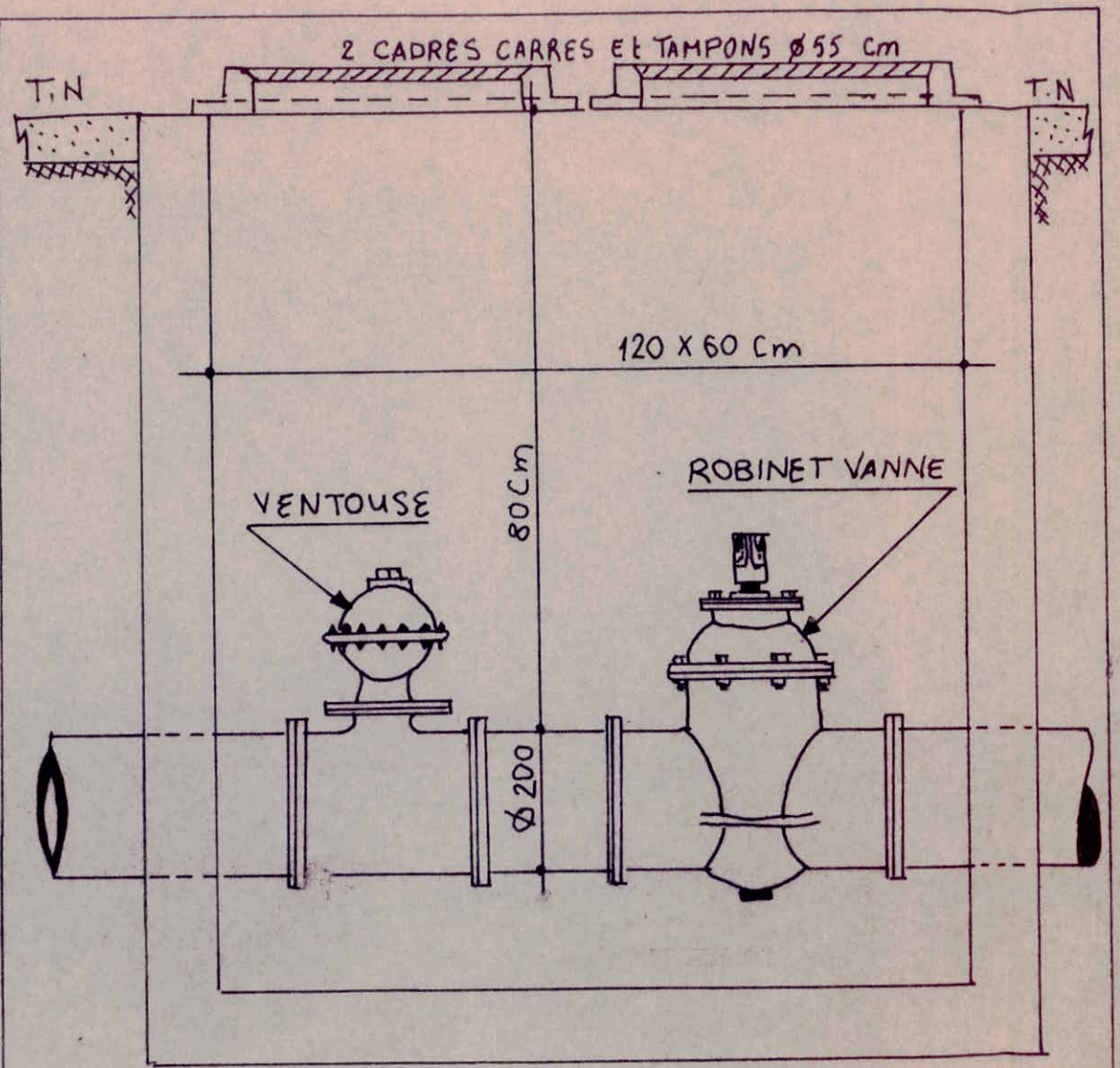
5.7. Clapets.

Ils servent à assurer le passage de l'eau dans un seul sens (dans le sens d'écoulement) et empêcher le retour en sens inverse.

Les accessoires sont schématisés sur la planche n° V.



REGARD VIDANGE



REGARD VENTOUSE + R.V

-64-

CHAPITRE VI

Protection des conduites contre le coup de bélier

1. Généralités.

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire qui se produit à la suite de succession d'ondes de surpression ou de dépression alternées dues à une modification rapide du régime d'écoulement dans la conduite.

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

Les causes les plus fréquentes sont :

- L'arrêt brusque des groupes alimentant la conduite
- Le démarrage des pompes
- Fermeture d'une vanne.

2. Moyens de protection. - 65 -

2.1. Etude du réservoir d'air.

Pour protéger l'installation du coup de bélier c'est-à-dire contre la dépression et la surpression maximale nous faisons le calcul d'un réservoir d'air, après le choix arbitraire du volume d'air dans le réservoir en régime normal et le dispositif d'étranglement. Nous trouvons les valeurs de dépression et surpression.

Le dispositif d'étranglement s'avère plus efficace en présentant une perte de charge très importante au retour qu'à l'allée de la masse d'eau.

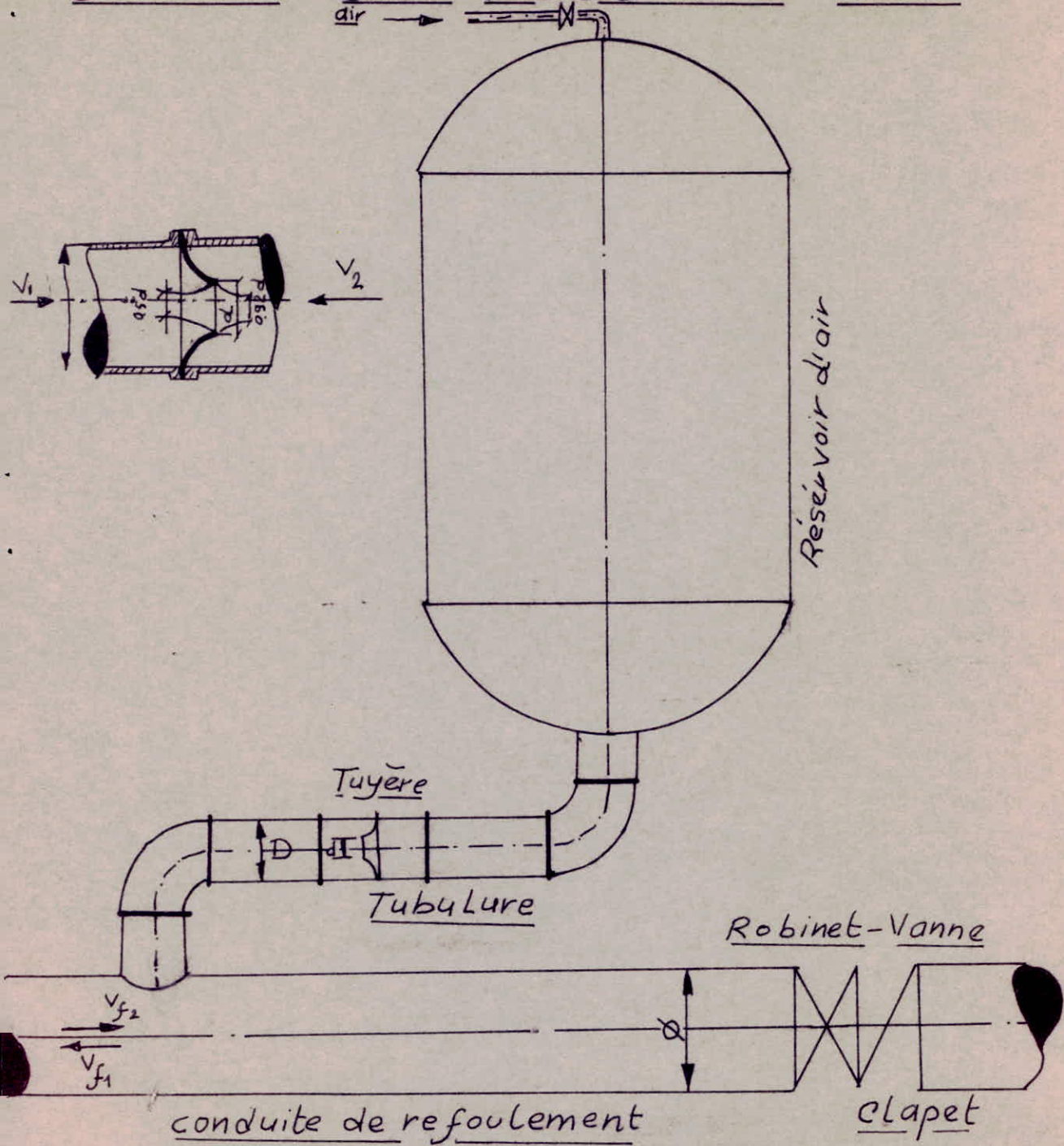
Un tuyau permet donc d'avoir une perte de charge théorique 4 fois plus au retour qu'à l'allée, par conséquent elle entraîne un amortissement rapide des oscillations ainsi qu'une réduction de volume d'air dans la cloche.

2.2. Calcul du réservoir d'air.

Le calcul de ce réservoir se fait par tâtonnement ce qui permet la construction de l'épure de Bergeron. De cette épure nous tirons les valeurs max. de la surpression et de la dépression.

En partant de " U_0 " arbitraires et de " V_f " vitesse finale choisie, nous calculons la pression qui doit correspondre sur le graphe à la vitesse choisie sinon le calcul sera refait jusqu'à ce que pression et vitesse coïncident sur le graphe.

Schéma d'un réservoir d'air



2.3. Principe de calcul.

Caractéristiques de la conduite.

$$D = 500 \text{ mm}$$

$$L = 880,72 \text{ m}$$

$$Q = 0,146 \text{ m}^3/\text{s} = 525,6 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$V_0 = 0,74 \text{ m/s}$$

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

$$H_0 = CT P_R - CT P_J = 939 - 932,10 = 6,9 \text{ m}$$

$$H = 1,14 \text{ m}$$

Vitesse de l'onde (Celerité)

D'après la formule d'Allievi nous avons

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

D : diamètre de la conduite

e : épaisseur de la conduite = 4,5 mm

K : coefficient dépendant du matériau

K : 0,5 pour l'acier

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + \frac{0,5 \cdot 0,5}{0,0045}}} = 971,45 \text{ m/s}$$

$$a = 971,45 \text{ m/s}$$

$$e \text{ minimale} = 3 D = 3 \times 0,5 = 4 \text{ mm.}$$

Valeur maximale du coup de bélier sans système anti-bélier.

$$b = \frac{V_0}{g}$$

$$b = \frac{971,45 - 0,74}{9,8} = 73,2796 \text{ m}$$

$$b = 73,28 \text{ m}$$

a) Valeur de la surpression.

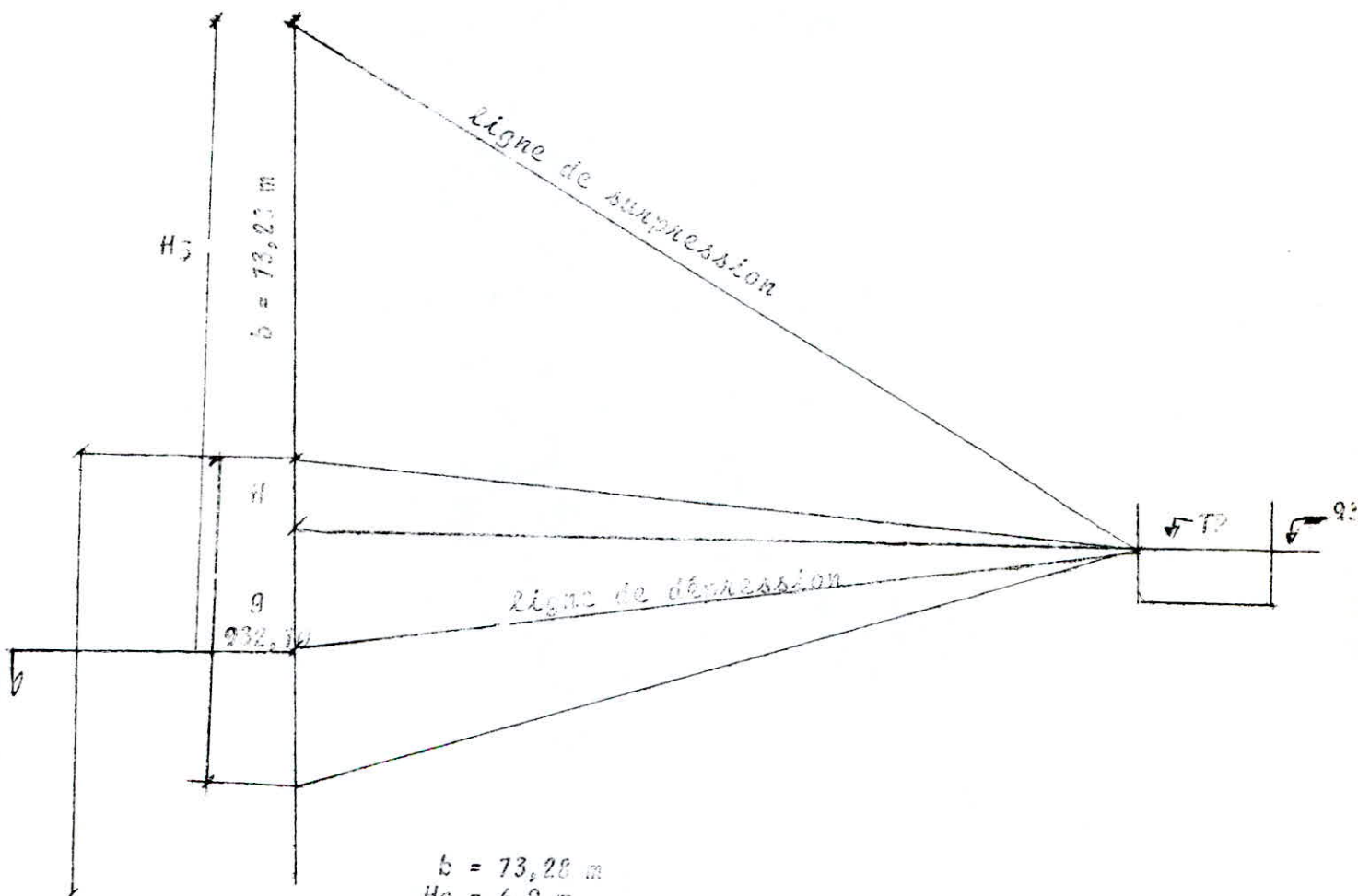
$$H_g + b + H = 6,9 + 73,28 + 1,14 = 81,32 \text{ m}$$

b) Valeur de la dépression.

$$H_g + H - b = 6,9 + 1,14 - 73,28 = - 65,24 \text{ m}$$

c) La pression en service de la conduite est de :

$$10 \text{ bars} = 100 \text{ m.}$$



$$\begin{aligned} b &= 73,28 \text{ m} \\ H_g &= 6,9 \text{ m} \\ H &= 1,14 \text{ m} \\ H_s &= 81,35 \text{ m} \\ H_d &= 65,24 \text{ m} \end{aligned}$$

Remarque :

- 70 -

- La pression maximale au niveau du point de jonction est de 81,32 m.

- Le tracé est soumis à une dépression de (- 66,38 m) sur toute la longueur. Pour cela nous prenons des mesures anti-bélier contre la dépression.

Nous prévoyons une ventouse pour l'évacuation d'air et une clapet de rentrée d'air, car d'une part il ne s'agit pas d'une supression et d'autre part le réservoir d'air n'intervient pas pour les conduites se trouvant dans les forages.

- diamètre de la conduite : $\emptyset = 500 \text{ mm}$
- Section : $A = \frac{\pi \emptyset^2}{4} = \frac{\pi (0,5)^2}{4} = 0,1964 \text{ m}^2$.

- $V_0 = \frac{Q}{A} = \frac{0,146}{0,1964} = 0,74 \text{ m/s}$

- Volume de la conduite

$$\text{Volume} = L.A = 880,72 \times 0,1964 = 172,97 \text{ m}^3$$

- célérité =

$$a = \frac{9900}{48,3 + \frac{K \emptyset}{e}} = 971,45 \text{ m/s}$$

- Intervalle de temps :

$$\text{Temps d'allé et retour de l'onde} : T = \frac{2 L}{a}$$

$$T = \frac{2 \times 880,72}{971,45} = 1,81 \text{ seconde}$$

$$\frac{L}{a} = 0,905 \text{ s.}$$

- Le max du coup de bélien :

$$b = \frac{a V_0}{g} = 73,28 \text{ m d'eau.}$$

- Nous prenons un volume d'air arbitraire en régime normal

$$V_0 = 1 \text{ m}^3.$$

Nous disposons d'une tuyère de diamètre "d" incorporée dans une tubulure de diamètre D. Le coefficient de débit à la montée de l'eau dans la tuyère sera de : 0,92

- Perte de charge à la montée de l'eau.

$$D = \frac{\emptyset}{2} = \frac{500}{2} = 250 \text{ mm}$$

$$d' = 0,92 d.$$

$$K = \frac{v_i}{v_0} = \frac{\emptyset^2}{(0,92d)^2} = \frac{11 (d')^2}{4} \cdot v. = \frac{11 \emptyset^2}{4} \cdot v_0.$$

$$15 < K < 20.$$

$$\frac{v.}{v_0} = \frac{(500)^2}{(0,92.d)^2} = 19 \quad d = \frac{(500)^2}{19.(0,92)^2} = 124,68$$

$$d = 125 \text{ mm}$$

Dans ce cas K sera alors :

$$K = \frac{\emptyset^2}{(0,92.d)^2} = \frac{(500)^2}{(0,92 \cdot 125)^2} = 18,90$$

Ainsi :

$$\frac{v_1}{v_6} = \frac{\phi^2}{d^2} = \frac{\phi^2}{(0.92d)^2} = K \quad \underline{v_1 = 18,9 v_6}$$

- détermination de m et c.

$$\text{Par ailleurs } m = \frac{d^2}{\phi^2}$$

$$m = \frac{10.92 \cdot 0,125^2}{(0,250)^2} = 0,2116 = 0,21$$

En fonction de "m" nous trouvons la valeur de "c" sur l'abaque (Dupont tome II Page 21).

c : coefficient de P. d. c. dans une tuyère

$$c = 0,63.$$

- d'où la perte de charge à la montée.

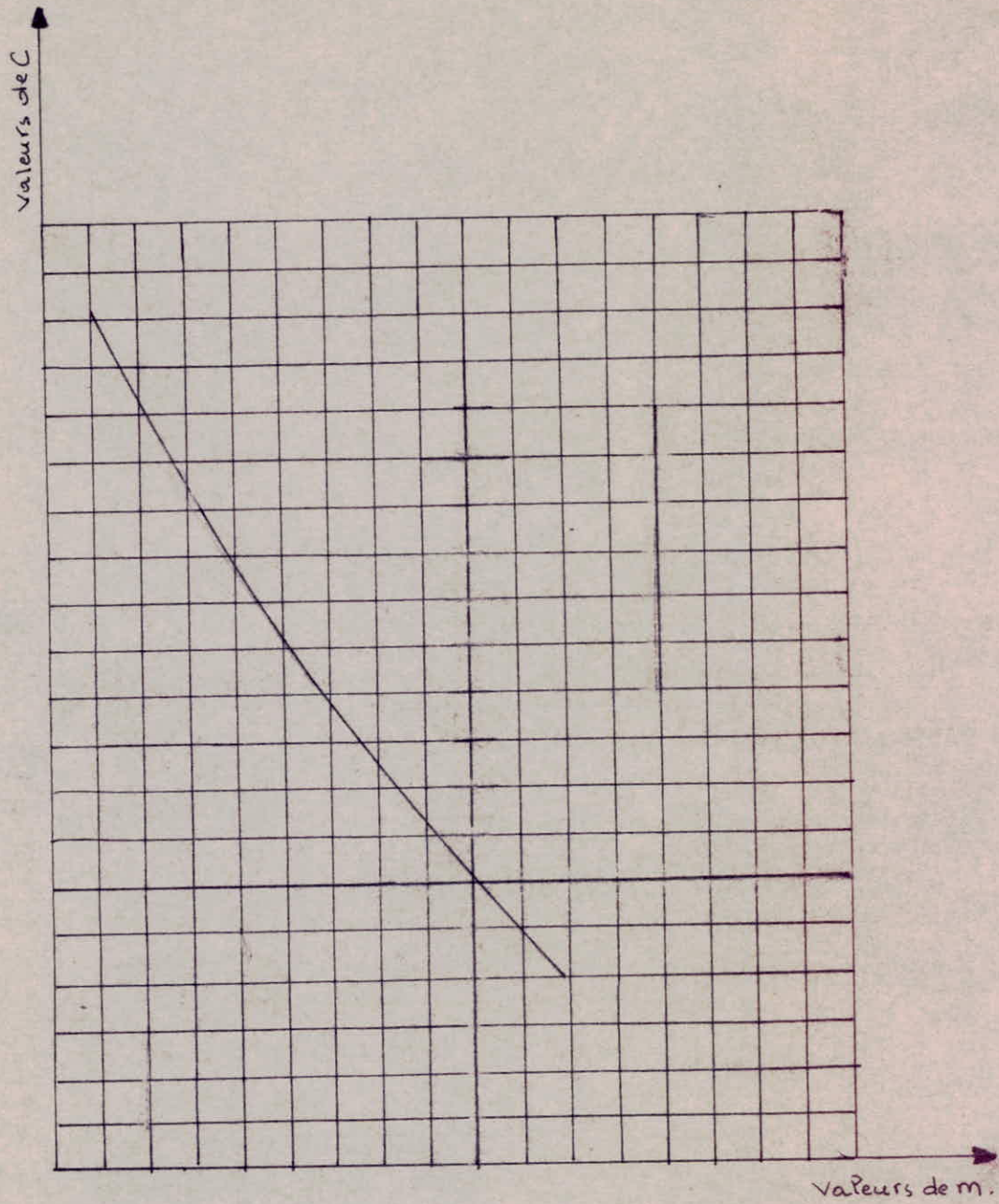
$$\Delta H_1 = \frac{v_1^2}{2g} \cdot c = \frac{v_1^2 \cdot 0,63}{2 \cdot 9,8} = 0,0321 v_1^2.$$

$$\underline{\Delta H_1 = 0,0321 v_1^2}$$

- Perte de charge à la descente.

$$\frac{v_2}{v_6} = K^1 = \frac{0,5 \frac{\pi \phi^2}{4}}{\frac{\pi d^2}{4}} = \frac{v_2}{v_6} = \frac{2 \phi^2}{d^2}$$

0,5 : coefficient de contraction.



Coefficient de perte de charge - C -
dans une tuyère

$$K1 = \frac{V_2}{V_6} = \frac{2 \cdot (500)^2}{(125)^2} = 32$$

$$\underline{V_2 = 32 V_6}$$

$$m1 = \frac{\frac{a^2}{2}}{\frac{\phi^2}{2}}$$

$$m1 = \frac{0.5 \cdot (125)^2}{(250)^2} = 0,125$$

Le graphique donne : $C' = 0,79$

d'où
$$H_2 = \frac{V_2^2}{2g} \cdot C' = \frac{V_2^2 \cdot 0,79}{2 \cdot 9,8} = 0,0403 V_2^2$$

$$\underline{H_2 = 0,0403 V_2^2}$$

$$Z_0 = H_2 + 10 = 6,9 + 10 = 16,9 \text{ m}$$

- La nouvelle pression (Z) dans le réservoir d'air sera exprimée par la loi de poisson.

$$Z = \frac{U_0^{1,4} (Z_0 + S_0)}{V^{1,4}}$$

Z_0 = pression absolue exprimée en colonne d'eau (si nous négligeons la hauteur de l'eau dans le réservoir d'air au-dessus de l'axe de la conduite).

U_0 = Volume d'air en m³.

S_0 = Perte de charge dans la conduite en régime normal de fonctionnement.

$$v_{mi} = \frac{v_0 + v_{fi}}{2}$$

v_{mi} : vitesse moyenne

v_{fi} : vitesse finale choisie

$$U = U_0 + \Delta U$$

$$\Delta U = A \cdot T \cdot v_m$$

A : section (m²)

T : intervalle de temps en (s)

ΔU : variation du volume d'air - (m³)

- Pour les volumes s'ajoutent ou se retranchent suivant la montée ou la descente de l'eau.

- Détermination de la pente.

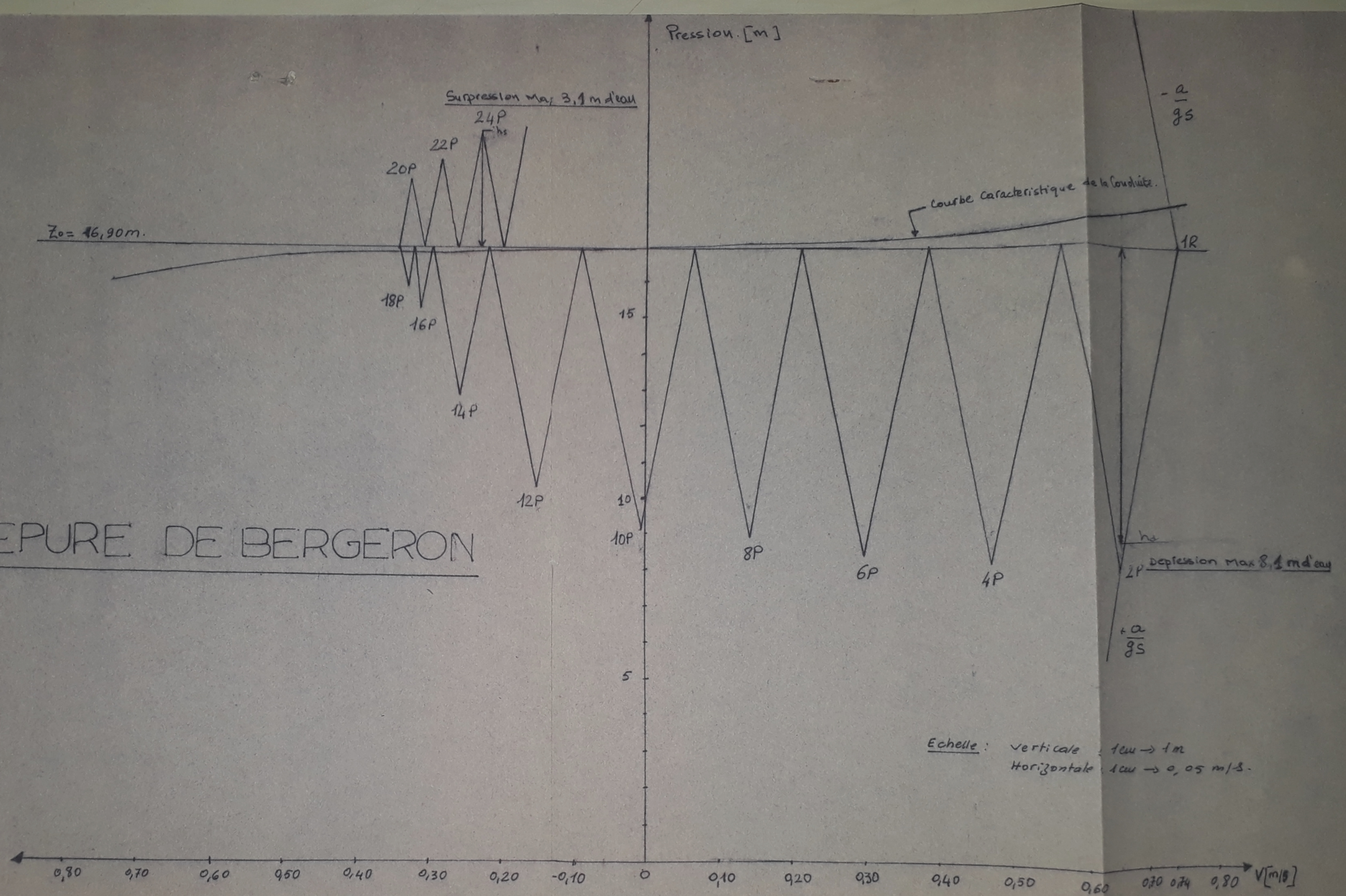
$$L_y^x = \frac{a}{g \cdot S}$$

$$\frac{a}{g} = \frac{971,45}{9,8} = 99$$

$$\frac{a}{\rho} = \frac{\text{pression}}{\text{vitesse}} = \frac{99}{1} \text{ m/s}$$

| intervalle de temps | Variation du volume d'air $\Delta U = 5 \cdot V_m \cdot \theta$ $\Delta U = 0.196 \cdot 1.81 \cdot V_m$ | Volume d'air $U = U_0 + \Delta U$ $U_0 = 1m^3$ | Pression dans le réservoir d'air $Z = \frac{(20 + S_0) \cdot U_0}{U_0 + \Delta U}$ | vitesse ds la Tubulure Montée: $V_1 = 18.9 V_f$ descente: $V_2 = 32 V_f$ | P.d.c ds la tuyère $\Delta h_1 = 0.0321 \cdot V_1^2$ $\Delta h_2 = 0.0403 \cdot V_2^2$ | Pression ds la conduite avec P.d.c Montée: $Z - \Delta h_1$ descente: $Z + \Delta h_2$ | Perte de charge de refoulement. S | Pression ds la conduite sans P.d.c Montée: $Z - \Delta h_1 - S$ descente: $Z + \Delta h_2 + S$ | Vitesse lue sur le graphe V_f | Designation du point. | Vitesse moyenne V_m . | Vitesse finale choisie V_f |
|---------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------|-----------------------|-------------------------|------------------------------|
| 0 | 0.00 | $U_0 = 1.000$ | 18.040 | — | — | 18.040 | 1.140 | 16.900 | $V_0 = 0.740$ | 1R | — | — |
| 0 | 0.247 | 1.247 | 13.753 | 12.285 | 4.844 | 8.909 | 0.875 | 8.034 | 0.650 | 2P | 0.695 | 0.650 |
| 20 | 0.199 | 1.446 | 11.178 | 8.882 | 2.533 | 8.645 | 0.425 | 8.220 | 0.470 | 4P | 0.560 | 0.470 |
| 30 | 0.137 | 1.583 | 9.847 | 6.048 | 1.174 | 8.673 | 0.200 | 8.473 | 0.300 | 6P | 0.385 | 0.300 |
| 40 | 0.079 | 1.662 | 9.198 | 2.740 | 0.241 | 8.957 | 0.050 | 8.907 | 0.145 | 8P | 0.222 | 0.145 |
| 50 | 0.023 | 1.685 | 9.022 | -0.416 | 0.173 | 9.184 | 0.00 | 9.184 | -0.013 | 10P | 0.066 | -0.013 |
| 60 | -0.029 | 1.656 | 9.244 | -4.160 | 0.991 | 10.235 | 0.075 | 10.310 | -0.155 | 12P | -0.084 | -0.155 |
| 70 | -0.074 | 1.582 | 9.855 | -8.416 | 2.854 | 12.709 | 0.150 | 12.859 | -0.263 | 14P | -0.209 | -0.263 |
| 80 | -0.103 | 1.479 | 10.829 | -10.176 | 4.173 | 15.002 | 0.200 | 15.202 | -0.318 | 16P | -0.290 | -0.318 |
| 90 | -0.116 | 1.363 | 12.140 | -10.720 | 4.631 | 15.351 | 0.275 | 15.626 | -0.335 | 18P | -0.326 | -0.335 |
| 100 | -0.118 | 1.245 | 13.780 | 10.656 | 4.576 | 18.356 | 0.270 | 18.626 | -0.333 | 20P | -0.334 | -0.333 |
| 110 | -0.110 | 1.135 | 15.685 | 9.280 | 3.470 | 19.329 | 0.174 | 19.320 | -0.29 | 22P | -0.311 | -0.290 |
| 120 | -0.093 | 1.042 | 17.679 | 7.520 | 2.279 | 19.958 | 0.100 | 20.058 | -0.235 | 24P | -0.262 | -0.235 |

EPURE DE BERGERON



- Résultats du diagramme

Surpression max = 3,1 m d'eau

Dépression max = 3,1 m d'eau

Nous prévoyons un volume mort au cours de la construction dans le réservoir d'air pour que l'air ne passe pas dans la conduite.

H E : Pour le démontage, il suffit de disposer d'un robinet vanne manoeuvré lentement pour atténuer le coup de bélier.

Dans notre cas la caractéristique de la conduite est sous forme de parabole, donc nous procédons à vanne fermée. (quand la caractéristique de la conduite est plate le coup de bélier est très faible).

PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LA CORROSION

1. GENERALITES.

La corrosion des canalisations en acier est caractérisée soit par :

- Une attaque du métal due à la nature agressive du sol (corrosion chimique).

- L'influence des installations électriques à courant continu, situées au voisinage des réseaux d'alimentation en eau potable. (corrosion électrochimique).

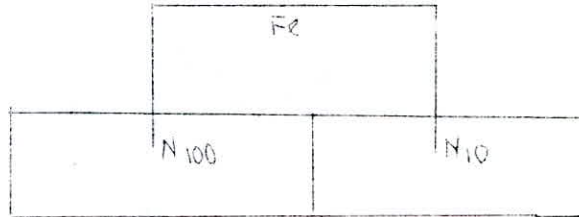
2. Corrosion par formation de pile.

Dans ce cas la corrosion se présente sous deux aspects.

- coupes galvaniques: piles constituées de métaux différents
- deux métaux à potentiels d'équilibre de différents reliés électriquement et plongés dans un électrolyte forment une pile.

L'acier se corrode parce qu'il a un potentiel plus négatif (anode) et le cuivre (cathode) se trouve protégé, pile de concentration ou pile géologique.

- quand on plonge deux électrodes de même métal dans un électrolyte à concentrations différentes, on déduit une pile de concentration.



Pile de concentration.

- Le sol en raison de son humidité relative qui y règne constitue un électrolyte présentant une conductibilité plus ou moins grande. Aussi il a été constaté que les terrains argileux marécageux, humides et peu aérés sont anodiques et que les terrains calcaires, sableux secs et bien aérés sont cathodiques.

3. Corrosion sous-l'influence d'une installation électrique extérieure.

Cette corrosion se produit sous-l'actions des courants vagabonds émis par des sources électriques de courant continu, ces sources sont situées généralement à proximité des canalisations.

4. Protection contre la corrosion.

Une bonne protection d'un réseau en acier consiste à un enrobage des tuyaux d'une enveloppe isolante. et d'assurer au droit des joints une parfaite continuité de l'enrobage

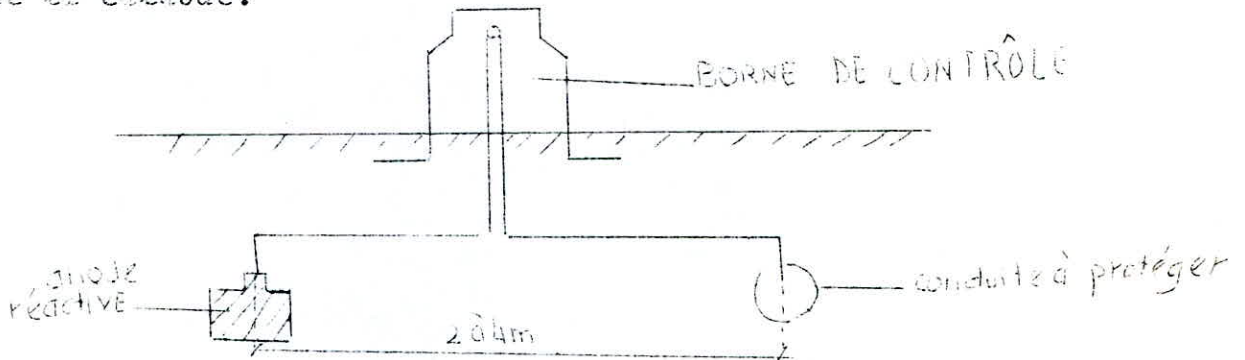
4.1. Protection cathodique.

En plus des dispositions qu'il faut prendre en vue d'éviter les cas de corrosion déjà cités on doit procéder nécessairement à une protection cathodique, elle consiste à :

- à constituer, avec un métal plus électro-négatif que le fer, une pile où le fer jouera le rôle de cathode.
- 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 destinée à se corroder.

a. Protection cathodique par anode réactive.

Il suffit de relier de place en place la conduite à une pièce de métal plus électro-négatif que le fer (zinc ou magnésium) de façon à former des piles où la conduite d'acier jouera le rôle de la cathode.



Ce procédé consiste à enfouir dans le sol des anodes réactives cylindriques de 15 à 30 Kg à environ 4,00 m de la conduite à laquelle elles sont reliées. Pour l'efficacité de la protection, les anodes seront entourées d'une bouillie à base d'argile colloïdale.

Ce procédé est préféré pour le cas des petits réseaux car il ne nécessite pas un nombre important d'anodes et nous dispens de la surveillance pour illustrer ceci, nous donnons les deux relations qui calculent la masse et le nombre d'anodes qu'il faut pour cette protection.

- La masse nécessaire d'anode à dissoudre pour une certaine durée de passage de courant est donnée par la loi de Faraday :

$$m = \frac{I \times t \times M}{F \cdot V}$$

- I : intensité du courant A)
M : masse atomique du métal de l'anode (g)
t : temps de passage du courant (s)
V : valeur du métal de l'anode
F : 1 Faraday : 96500 coulombs
m : masse dissoute de l'anode g

- Le nombre d'anodes nécessaires pour la protection est donné par la relation suivante :

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

- S : surface de la canalisation à protéger m²
i : Densité de courant mA/m²
I : courant probable de l'anode mA

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

b) Protection cathodique par soutirage de courant.

Le procédé consiste à partir d'une source électrique de courant continu à relier les conduites à la borne négative de cette source, la borne positive est une anode métallique (vieux rails au exemple) enterrée à une certaine distance (une centaine de mètre environ).

Le courant en partant de l'anode traverse le sol est capté par la canalisation et retourne à la source de courant.

* Protection des conduites au niveau des points hauts et bas.

- au niveau des points hauts :

Il arrive souvent qu'on ait de l'air dans les conduites. Il peut pénétrer au moment de la mise en service ou d'une réparation du réseau. Cet air en s'accumulant généralement au niveau des points hauts, perturbe l'écoulement, il peut même entraîner des ruptures. Pour remédier à cela on prévoit des ventouses.

- au niveau des points bas :

tout comme les crêtes au niveau du réseau les points bas représentent aussi des points de défaillance. Pour cela on prévoit des décharges en vue de vidange en cas de nécessité.

CONCLUSION :

Avant de procéder à la protection cathodique prévue sur un réseau de canalisation souterrains en acier, il faut effectuer des travaux accessoires peu coûteux et simples qui sont essentiellement.

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

- Stockage, transport et pose de conduites dans les tranchées de manière convenable.

- assurer la continuité électrique au niveau de joints et robinets sauf exception désirée (isolement des branches).

CHAPITRE VII

POSE DES CONDUITES

Pose en tranchée.

Dans ce présent projet la pose des conduites s'effectue dans une tranchée assez large pour faciliter la disposition des tuyaux.

La largeur de la tranchée est de 0,70 m pour les petits diamètres ; elle est plus grande pour les diamètres supérieurs à 150 mm.

Cette largeur est calculée en fonction du diamètre de la conduite en prenant soin de laisser un espace de 0,30 m de chaque côté.

$$E = D + 2 \cdot 0,30 = D + 0,60.$$

Le lit de pose est constitué uniquement de sable d'épaisseur de 0,20 m lorsque le terrain ne présente pas de risque d'affaissement dus aux variations de charges, ou de roches susceptibles d'endommager les conduites, dans le cas contraire, il est convenable de disposer soit d'un lit de sable assez important soit d'une dalle en béton.

L'épaisseur du lit est de (0,15 + 0,20) m.

Celui-ci peut être recouvert par :

- du gravier dans le terrain ordinaire
- par de la pierre tassée qui servira de drains dans un terrain imperméable ou rocheux.
- Par un lit de béton maigre dans les parties rocheuses.

La profondeur doit être suffisante et constante afin de protéger les conduites contre les variations de températures, les risques d'écrasement sous l'effet des surcharges et des pressions extérieures. Pour cela il est utile de procéder à une couverture épaisse de 1,20 m de sable. Si les charges sont élevées, les efforts correspondants sont repris au moyen d'une dalle en béton armé.

Traversée de route.

La pose des conduites se fera dans des gaines dont le diamètre est supérieur à celui de la conduite à introduire, dans le but de protéger la canalisation des chocs de vibration et d'évacuer les fuites éventuelles hors de la chaussée.

Epreuve sur canalisations en place.

Quand la conduite est en fond de fouille, elle est remplie d'eau en vue de l'éprouver à la pression. Cette opération s'effectue à l'aide d'une pompe d'épreuve dont la durée d'épreuve est d'au moins 30 minutes.

L'étanchéité de la canalisation et des joints est obtenue qu'une fois la pression d'épreuve est atteinte.

Pose dans le lit de rivière.

Dans notre cas, il s'agit d'une courte traversée. Nous utilisons des tuyaux rigides assemblés à l'air libre. La conduite est descendue avec précautions grâce à des engins de levage. Il est indispensable d'opérer en eau calme et d'éviter des manoeuvres pouvant causer des dommages.

Le matériau utilisé est l'acier car il s'y prête mieux pour ce type de traversée.

Remblai de la tranchée.

Pour la pose en tranchée, nous procédons au remblayage par couches successives arrosées et bien tassées. En vue d'éviter la corrosion de la canalisation, du gravier naturel sera mis en place par couches successives. Le remblaiement se poursuit ainsi jusqu'à 0,30 m au-dessus de la génératrice supérieure. Il est achevé avec du tout-venant.

ASSAINISSEMENT .

CHAPITRE I . 1. Généralités :

1.1. Définition: L'assainissement des agglomérations a pour objet l'évacuation, sans stagnation des eaux usées et des eaux pluviales dans les conditions satisfaisantes pour la santé Public et les lieux d'habitations.

De ce fait, nous proposons la rénovation du réseau d'assainissement vétuste de la ville de Hassi-Bahbah.

1.2. Principe de construction du réseau d'assainissement.

L'agglomération urbaine est divisée en bassins d'apports partiels, chacun des bassins est drainé par une égout en système unitaire (faisant la collecte des eaux domestiques et pluviales) qui versera dans le collecteur principal pour notre présente étude, nous projetons la réalisation de trois collecteurs principaux (CP-B₁, CP-B₂ - CP-B₃)

1.3. Fonctionnement du réseau.

Le réseau d'assainissement doit dans la mesure du possible être auto-cureur; Pour cela il faut que :

- Les sables soient automatiquement entraînés pour des débits pluviaux atteints assez fréquemment.
- Les vases fermentescibles soient également entraînés pour les débits moyens des eaux usées.

Les conditions d'auto-curage minimum 0,3 m/s pour 1/10⁹

.../...

CHAPITRE II. ETUDE DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT.

2.1. Type d'eau à évacuer.

La ville de Hassi-Bahbah ne disposant pas d'industrie, les seules eaux à évacuer seront donc :

- les eaux pluviales ou de ruissellement
- les eaux usées d'origine domestique
- * les eaux de ruissellement comprennent les eaux de pluies
- * les eaux de lavage, et les eaux de drainage
- * les eaux usées d'origine domestiques comprennent les eaux ménagères et les eaux vannes.

2.2. Calcul du réseau .

2.2.1. Eaux pluviales.

Le calcul des eaux pluviales est effectué selon la méthode rationnelle qui consiste à estimer les débits à partir d'un découpage du bassin versant en sous-bassins, telles que l'eau tombant sur le secteur arrive au collecteur respectif.

Si on considère une averse d'intensité constante i , sur un secteur de superficie A , ayant un coefficient de ruissellement pondéré C ; Le débit résultant du ruissellement exprime par la relation :

$$Q = C.I.A. \quad (l/s)$$

C : Coefficient de ruissellement qui varie selon la pente, la nature, et la densité de la surface à drainer.

I : Intensité des précipitations (l/s/ha)

A : Surface du bassin d'apport (ha)

Intensité de la pluie :

- données pluviométriques de Hassi-Bahbah :

\bar{P}_{24} (p) : Pluie moyenne annuelle de 24 h : 305 mm

C_v : Coefficient de variation des pluies , max annuel de 24 h : 0,45

b : Exposant climatique $b = 0,28$.

.../...

Propabilité de non dépassement $p = 1 - \frac{1}{T} = 1 - \frac{1}{10} = 1 - 0,1 = 0,9$

Pluie max annuelle de 24 h de probabilité p :

$$P_{24}(p) = \frac{1}{a} \left[-\text{Ln} \left(\frac{-\text{Ln } 0,582 + p}{1,582} \right) + X_0 \right] \text{ Formule de}$$

GUMBEL. $\frac{1}{a} = 0,8799 \times C_v \times \bar{P}_{24} \Rightarrow \frac{1}{a} = 14,25$

$$X_0 = \bar{P}_{24} (1 - 1,1038 \cdot C_v) \Rightarrow X_0 = 18,04$$

$$P_{24}(p) = 14,25 \left[-\text{Ln} \left(\frac{-\text{Ln } 0,582 + 0,9}{1,582} \right) + 18,04 \right]$$

$$P_{24}(P) = 20 \cdot 24$$

$$1) \quad i(t, p) = \frac{P_{24}(p)}{24} \left(\frac{t}{24} \right)^{b-1} \quad \begin{array}{l} t = \text{heures} \\ i = \text{mm/h} \end{array}$$

$$2) \quad i(t, F) = a(F) \cdot t^{b(F)}$$

A l'aide du programme établie sur H.P - 25 nous aurons les coefficients suivants :

$$a(F) = 2,675$$

$$b(F) = -0,72$$

$$\text{d'où } i(F, t) = 2,675 t^{-0,72}$$

Pour une serie de durée et pour une période de retour de 10 ans, on établie le tableau n° 1 suivant :

Tableau n° 1.

| t min | I mm/min | I l/s/ha |
|----------|-------------|-------------|
| 15 | 0,38 | 63 |
| 25 | 0,26 | 43 |
| 30 | 0,23 | 38 |
| 60 | 0,14 | 23 |

.../...

Nos calculs ont été menés à deux durées de pluie 15 et 25 mn, le dimensionnement du réseau a été effectué pour une période de retour de 10 ans

$$\begin{array}{ll} t = 15 \text{ mn} & I = 63 \text{ l/s/ha au Nord-Est} \\ t = 25 \text{ mn} & I = 43 \text{ l/s/ha Sud-Ouest} \end{array}$$

2.2.2. Eaux usées.

En se basant sur les résultats relatifs aux consommations totales journalières d'eau potable (voir chapitre A.E.P.) et en respectant les délimitations des bassins, nous procédons au calcul suivant :

$$\begin{array}{l} Q_c = 164,25 \text{ l/s} = 14191,41 \text{ m}^3/\text{j} \\ \text{or } 80 \% \text{ de la consommation d'eau potable seront rejetées} \\ \text{nous aurons donc :} \\ Q_r = \frac{164,25 \times 80}{100} = 131,40 \text{ l/s} \end{array}$$

Nous prenons en compte le coefficient de pointe égale à $K_p = 3$.

$$\begin{array}{l} \text{Le débit de pointe sera :} \\ Q_p = 131,40 \times 3 = 394,20 \text{ l/s.} \end{array}$$

Calcul du débit spécifique :

$$q_{sp} = \frac{Q_p}{\sum L} \quad (\text{l/s/m})$$

$\sum L$: longueur totale des tronçons (m)

En multipliant le débit spécifique par chaque longueur du tronçon, on trouve le débit des eaux usées correspondant.

$$Q_{eu} = q_{sp} \times L \quad (\text{l/s})$$

.../...

CHAPITRE III. PLAN DE CALCUL DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT.

Tous les calculs concernant le dimensionnement du reseau d'assainissement sont dressés sur le tableau n° I de 28 colonnes.

- Colonnes de 1-8 -représentent les données de bases du calcul du réseau.
- Colonne 1 - numération des collecteurs
- Colonne 2 - Numération des tronçons du collecteur
- Colonne 3 - Surface du bassin d'apport exprimée en ha
- Colonne 4 - Coefficient de ruissellement de chaque bassin d'apport, celui-ci dépend de la nature et de la densité de la surface à drainer.
- Colonne 5 - donne la surface~~s~~ réduite~~s~~ en ha qui est égale au produit de la surface d'apport pour le coefficient de ruissellement.
- Colonne 6 - Surfaces réduites cumulées
- Colonne 7 - longueurs de chaque tronçon
- Colonne 8 - longueurs cumulées.
- Colonnes 9 - 14 - Représentent l'intensité de pluie et les débits des eaux usées et pluviales
- Colonne 9 - l'intensité de pluie qui est de 63 l/s/ha au Nord et de 43 l/s/ha au Sud-Ouest.
- Colonne 10 - Don les débits des eaux pluviales.
 $Q = C.I.A.$
 $A =$ Surface du bassin en ha
 $I =$ Intensité
 $C =$ Coefficient de ruissellement
- Colonne 11 - Nous donne les débits cumulés des eaux pluviales (l/s)
- Colonne 12 - Les débits des eaux usées (l/s)
 $Q_{EU} = q_{sp} \cdot L$

.../...

- Colonne 13 - débits cumulés des eaux usées en (l/s).
- Colonne 14 - c'est le débit total qui est la somme des eaux usées et des eaux pluviales cumulées.
- Colonne 15 à 20 - Représentent les côtes du terrain et des côtes de la génératrice supérieure de la conduite ainsi que les diamètres des canalisations
- Colonnes 15 - 16 - montrent les côtes amont et aval du terrain.
- Colonne 17 - 18 - donnent les côtes respectives amont et aval du radier.
- Colonne 19 - représente la pente du radier qui est la différence des côtes amont et aval du radier que divise la longueur du collecteur respectif.
- Colonne 20 - Ayant la pente et le débit et en moyennant l'annexe de MANNING Strickler (pour les canalisations circulaires), nous déterminons le diamètre correspondant en (mm).
- Colonnes 21 à 27 - Représentent les débits et les vitesses de pleines sections, les hauteurs de remplissage, le rapport des diamètres des vitesses, ainsi que les vitesses d'autocurage.
- Colonne 21 - 22 - Connaissant les valeurs de la pente et du débit que nous projetons sur le diamètre de la canalisation figurant sur l'annexe de MANNING Strickler, nous déterminons alors la valeur du débit de pleine section. Q_{ps} en m³/s et la valeur de la vitesse de pleine section V_{ps} en (m/s).

.../...

- Colonne 23 - Elle correspond au rapport du débit d'eau usée et celui du débit de pleine section.
- Colonne 24 - 25.- Après avoir déterminé le rapport des débits, nous pouvons lire directement sur l'annexe (ouvrages circulaires) le rapport des hauteurs de remplissage et le rapport des vitesses.
- Colonne 26 - C'est le produit du diamètre et de r_H
- Colonne 27 - Elle correspond à la vitesse d'eau pour le débit 0 et est égale au produit de la vitesse en pleine section et du rapport de vitesse.
- Colonne 28 - Elle exprime la vitesse de l'eau pour 1 du débit à pleine section; c'est la $\frac{1}{10}$ vitesse d'auto-curage qui est égale au produit de la vitesse à pleine section par 0,6.

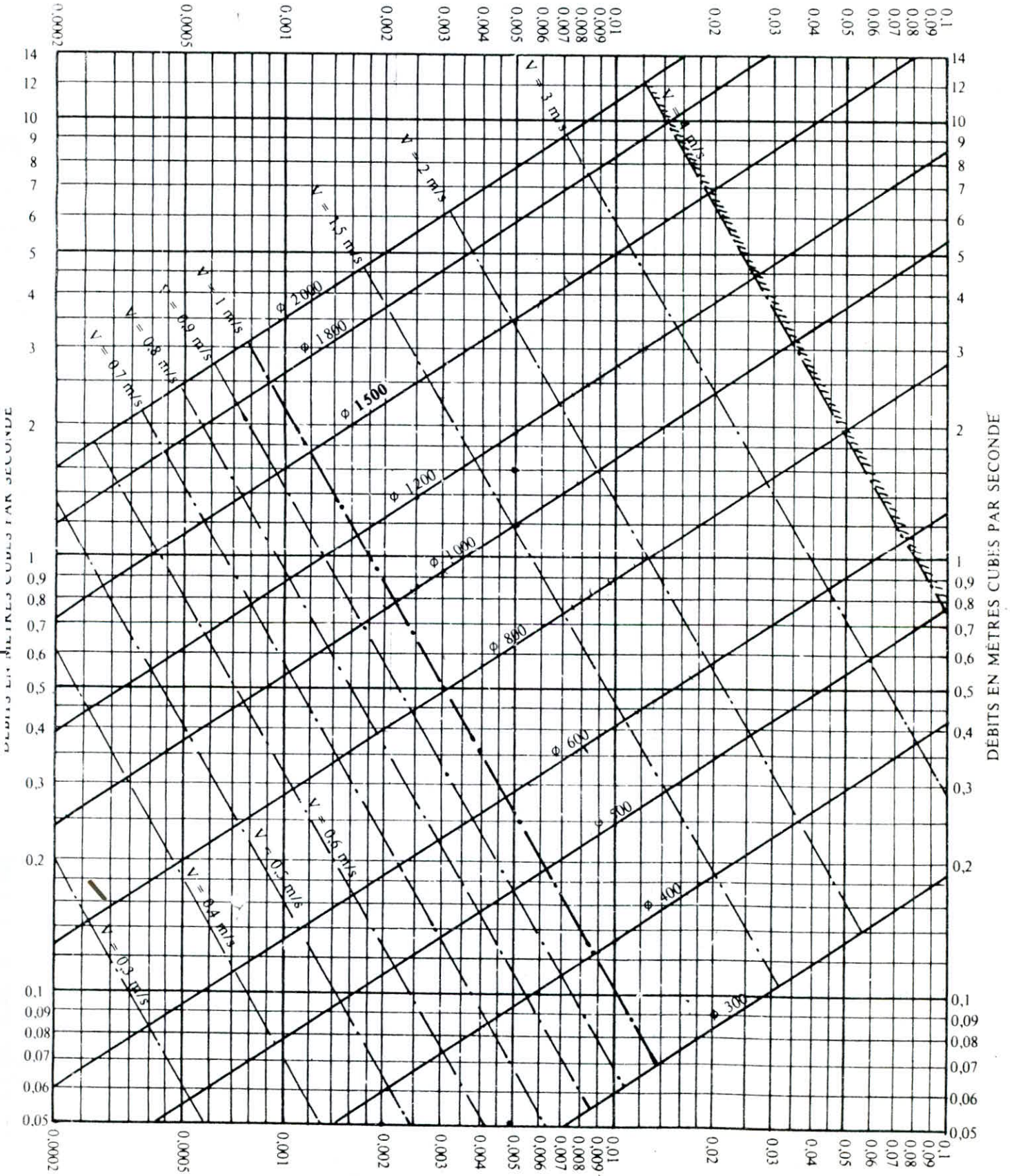
3.1. Conclusion.

On obtient des diamètres qui varient entre 400 mm et 1500 mm, en remarquant que la condition d'auto-curage est satisfaite.

.../...

ANNEXE VII

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

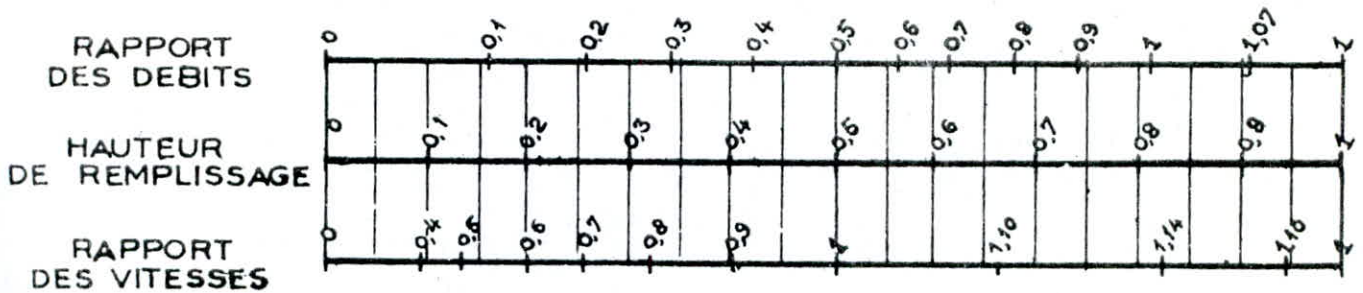


ANNEXE X

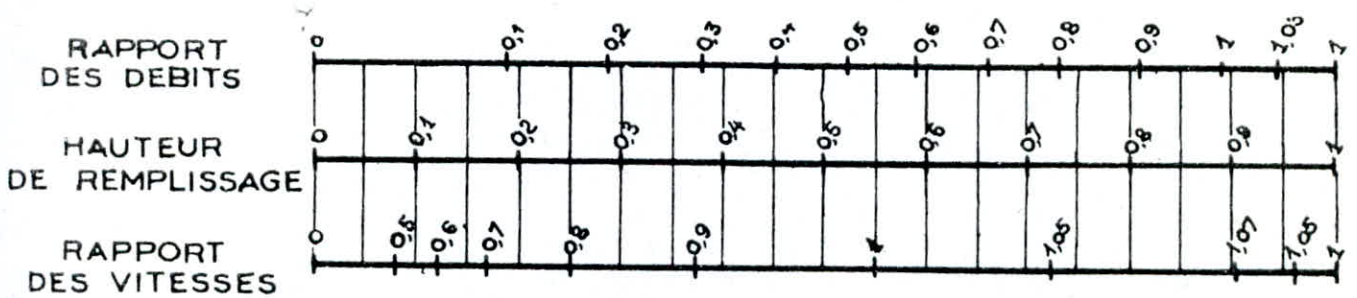
VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES
EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE

(d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovoïdes normalisés



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

CHAPITRE IV : Eléments constitutifs du réseau.

Les éléments constitutifs du réseau d'égout se subdivisent en :

- ouvrages principaux
- ouvrages annexes.

4.1. Ouvrages principaux.

Pour notre étude, nous avons opté pour des tuyaux cylindriques en béton a joints de caoutchouc d'épaisseur, longueur (2 ÷ 3) m.

4.2. Ouvrages annexes.

Pour les ouvrages annexes de notre réseau, se sont les regards de visite, (voir fig n° a), installés à chaque jonction, dans les parties droites, et en pentes régulières tous les 80 m au maximum. *chaque changement de direction.*

Des déversoirs d'orages qui sont destinés à laisser passer en direction d'une exutoire naturel, une fraction du débit d'orage, pour éviter à l'aval des collecteurs de grands diamètres ou à double canalisation, ou ils sont placés près d'une station d'épuration, cette dernière ne peut, d'une manière générale, recevoir que le triple ou au maximum le quadruple du débit de temps-sec. Il est donc ordinairement, inutile de faire transiter jusqu'aux stations des débits d'orage destinés à être rejetés au préalable, au milieu naturel.

4.3. Dimensionnement du deversoir d'orage n° 1.

Egout collecteur principal en direction du deversoir 1 des eaux pluviales.

Ø 1500 - I=0.005 K = 0.4 mm Coefficient de rugosité de laparoi

- Débit de temps de pluie : 2920 l/s
- Débit de temps sec : 114 l/s.

a) débit s'en allant vers le point B_{3/5}

$$Q_{B_{\frac{3}{5}}} = 114 \times 2 + 460,4 + 24,59 = 713,07 \text{ l/s}; 460,4 \text{ l/s débit des des eaux pluviales}$$

24,59 l/s : débit des eaux usées du collecteur B₃ - B₅ s'en

$$Q_d = 2920 - 713 = 2207 \text{ l/s.}$$

.../...

b) calcul du niveau d'eau dans le tuyau d'arrivage $\varnothing 1500$

$$Q_{ps} = 3500 \text{ l/s (débit plein section)}$$

- pour débit de temps défini:

$$\frac{Q_T}{Q_{ps}} = \frac{2920}{3500} = 0,83$$

$r_H = 0,70$ rapport des hauteurs

$$H_T = 1500 \times 0,70 = 1050 \text{ mm.}$$

- pour débit de temps sec et eaux pluviales du collecteur aval.

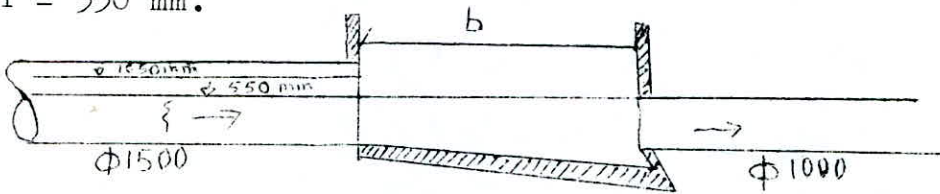
$$\frac{Q_T}{Q_{ps}} = \frac{713}{1200} = 0,58$$

$r_H = 0,55$

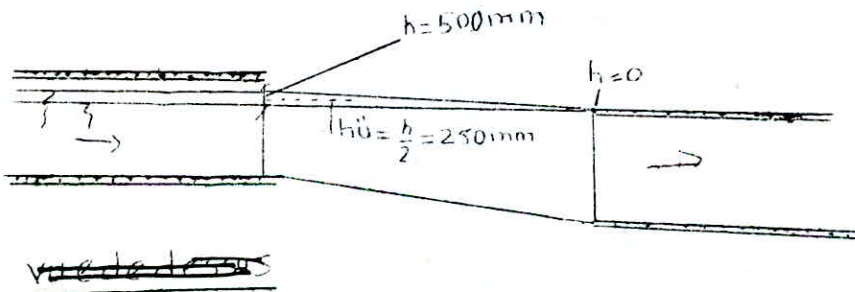
$$H_T = 0,55 \times 1000 = 550 \text{ mm}$$

Hauteur du seuil de deversoir :

$$H_T = 550 \text{ mm.}$$



coupe transversale



$$h = 1050 - 550 = 500 \text{ mm}$$

.../...

Le débit de déversoir est donné par :

$$Q_d = \mu \cdot b \cdot h \sqrt{2g h} \quad (\text{m}^3/\text{s})$$

μ = f(hauteur du seuil, charge d'eau, forme de la crête) il est calculer par la formule de BAZIN suivante :

$$\mu = (0,45 + \frac{0,003}{h}) \left[1 + 0,55 \left(\frac{h}{h+Z} \right)^2 \right]$$

Z : hauteur de la pelle : $0,2 \text{ m} \leq Z \leq 2 \text{ m}$

h = 0,5 m charge en m

b = largeur de la lame déversante en m

g = accélération de la pesanteur $9,81 \text{ m/s}^2$

$$Q_d = \mu \cdot l \cdot h \cdot \sqrt{2g \cdot h}$$

$$\mu = 0,456 \approx 0,46$$

$$Z = 0,5 \text{ m}$$

$$b = \frac{Q_d}{\mu \cdot h \cdot \sqrt{2gh}} = b = \frac{2,2}{0,46 \cdot 0,5 \sqrt{2 \times 9,81 \cdot 0,5}}$$

$$b = 3,05 \text{ m}$$

La formule de BAZIN n'est applicable que dans les limites suivantes

$$0,08 \leq h \leq 0,7 \text{ m} \Rightarrow \text{remplie}$$

$$L \geq 4 h \Rightarrow \text{remplie}$$

$$0,2 \leq Z \leq 2 \text{ m} \Rightarrow \text{remplie.}$$

.../...

CHAPITRE V - Pose de canalisation.

5.1. Emplacement.

Dans les rues de moins de 15 m de largeur, les égouts sont placés dans l'axe de la chaussée, dans les rues plus larges, la pose d'égout sous chaque trottoir s'avère indispensable.

5.2. Exécution de la tranchée.

La largeur de la tranchée doit être égale au minimum 0,60 m ou au diamètre extérieur de la canalisation augmenté de 0,50 m, si le terrain est mauvais, la pose se fait dans une tranchée de 6 m de profondeur, cela aussi pour satisfaire l'écoulement gravitaire.

5.3. Pose des canalisations.

Les tuyaux doivent être posés à partir de l'aval. L'emboîtement s'il existe doit être dirigé vers l'amont le calage provisoire des tuyaux doit s'effectuer à l'aide de coins en bois ou de mottes de terre tassées.

5.4. Remblement des tranchées.

Un premier remblaiement doit être effectué jusqu'à une hauteur de 0,15 m au dessus de la génératrice supérieure de la canalisation, il doit être réalisé à la main avec des déblais expurgés des éléments susceptibles de porter atteinte aux tuyaux, ou avec du sable, ou du gravier.

Ce remblai doit être soigneusement damé à la main, la deuxième étape de remblaiement est effectuée à l'aide d'engins mécaniques, la terre utilisée dans ce cas ne doit contenir ni blocs de roches, ni débris végétaux ou animaux.

5.5. Nettoyage du réseau d'égout.

Des nettoyages périodiques doivent être effectués sur les tronçons de canalisation.

Ce nettoyage peut s'effectuer au moyen de l'eau sous très forte pression de 40 à 100 bars selon le cas.

Nous utilisons alors des engins comportant une citerne à eau, une pompe entraînée par un moteur électrique et à l'extrémité de tuyau de refoulement de la pompe une tête comportant un nombre de jets variables selon le travail à effectuer.

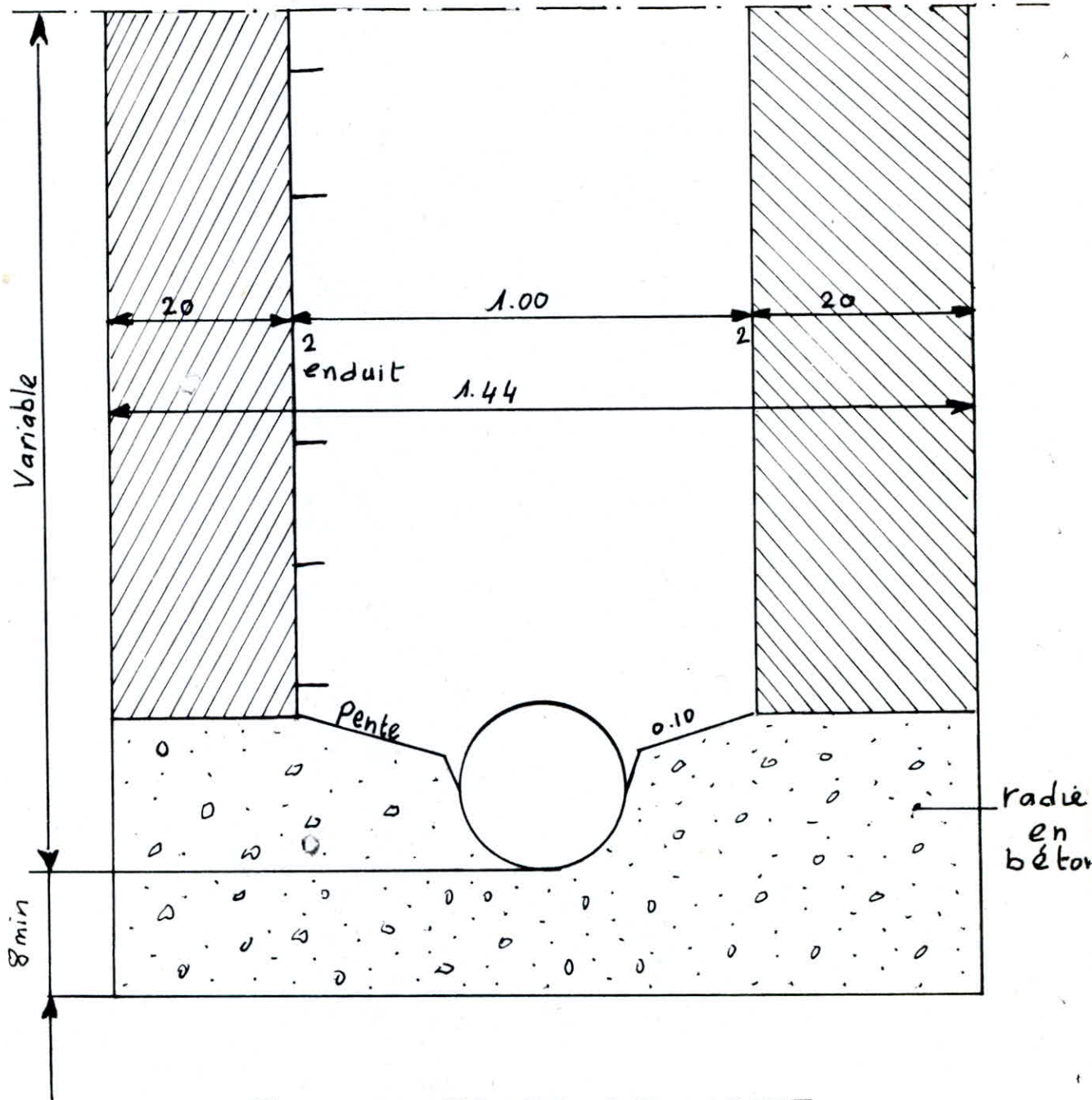


Fig. a : REGARD DE VISITE

CONCLUSION

Dans cette étude malgré le manque de données nous avons essayé d'apporter une amélioration dans la satisfaction des besoins en eau potable qui jusqu'à présent demeurent trop forts.

Depuis que le point d'eau à exploiter a été choisi, après une étude quantitative nous nous sommes préoccupés plus particulièrement du tracé du réseau ainsi que des ouvrages correspondants tel que le captage, réservoirs et réseaux de distribution.

Il nous a semblé utile de déterminer les débits nécessaires pour assurer en tous points avec les pressions correspondantes une alimentation convenable.

Dans l'état actuel de ce secteur l'urgent n'est pas seulement de recouvrir systématiquement à la mobilisation de nouvelles ressources mais d'agir avec célérité sur la qualité de service et d'assurer au réseau projeté un service de longue durée avec des dépenses d'entretien admissibles.

Nos préoccupations sont portées aussi sur les conditions auxquelles sont soumises les eaux rejetées par usage pour éviter de porter préjudice aux milieux naturels et à l'hygiène publique.

Néanmoins des collecteurs principaux sont dimensionnés dans le but de véhiculer, la station d'épuration les eaux usées vers.

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

A . E . P .

Hydraulique Urbaine Tome II.....A. DUPONT.

Distribution d'eau dans les agglomérations Urbaines et
Rurales.....G. GOMELLA.

Longueur fluïdo-dynamique.....G. LAPRAY.

Catalogue des pompes.....JEUMONT-SCHIEDER

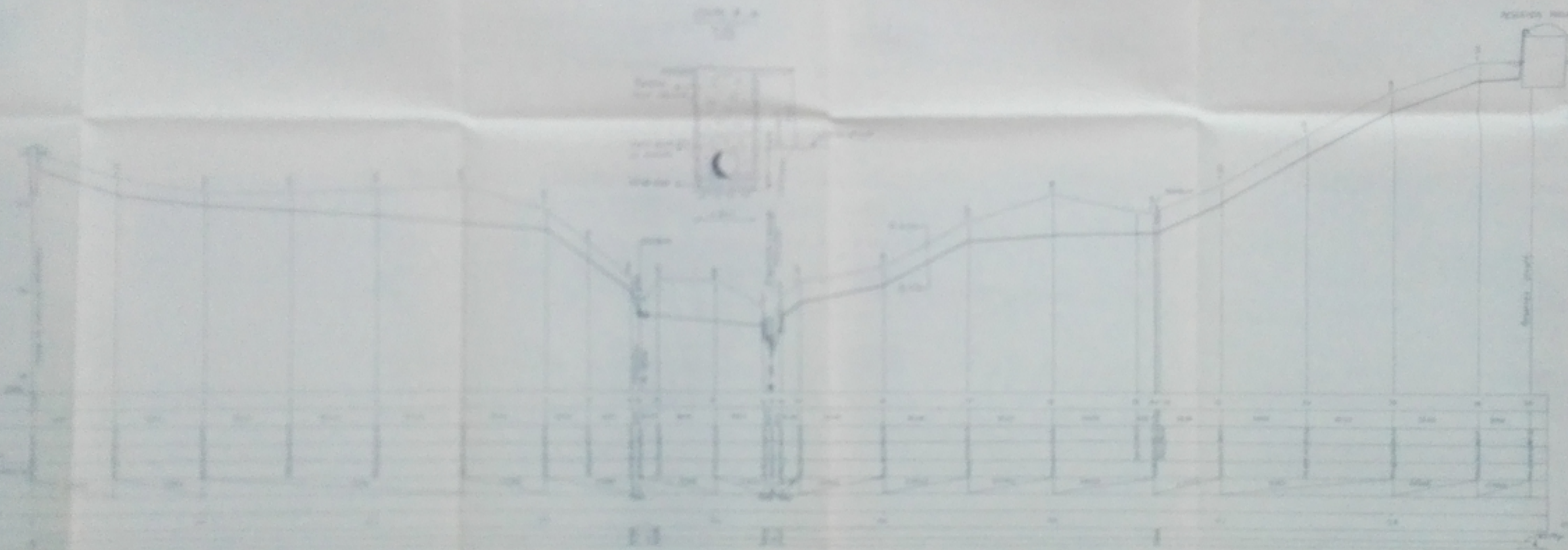
ASSAINISSEMENT :

Les eaux usées dans les agglomérations Urbaine et Rurales
Tome I C. GOMELLA... H. GUERREE.

Les réseaux d'assainissement.....R. BOURRIER.

Nemento technique de l'eau.....DEGREMONT (1978).

PH 00.23
1-



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE

POPULAIRE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

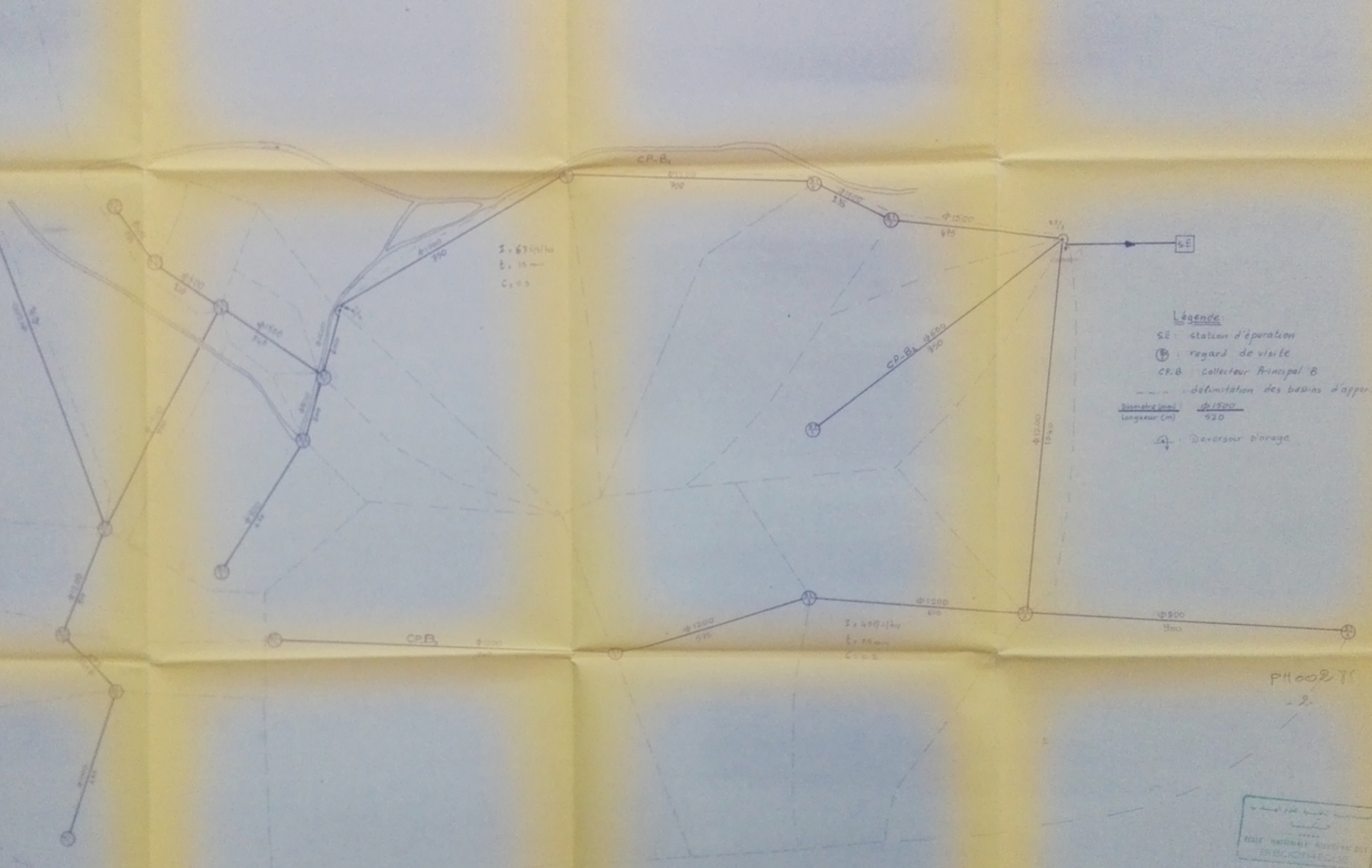
DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

A.E.P. DE HASSI-BABBAH

PROFIL EN LONG
REFOULEMENT : E-R.

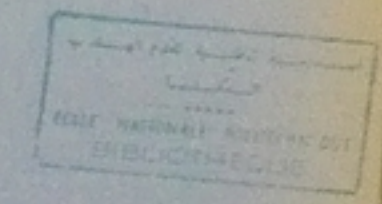
| | | | |
|--------|-----|----|-------------------|
| TRACÉ | Sur | N° | Alca P. Bassin P. |
| PROFIL | Sur | N° | Couche P. |
| PROFIL | Sur | | Plan 1/500 A.T.C. |

PLAN DE SITUATION DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT DE HASSI-BAHBAH



- Légende**
- SE : station d'épuration
 - ⊕ : regard de visite
 - CP.B : Collecteur Principal B
 - - - : delimitation des bassins d'apport
- Diamètre (mm) ϕ 1500
 Longueur (m) 520
- : Déversoir d'orage

PH00271
-2-



| | |
|-------------------------------------------------|----------------|
| ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE ALGERIENNE | |
| ASSAINISSEMENT DE HASSI-BAHBAH | |
| PLAN DE SITUATION DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT | Echelle 1/5000 |
| Établi par M. AIDA F. et ZEGHOUDY A. | |
| Approuvé par M. BOUACHE | |
| PLANCHE N° VII | |



Plan 02 11
- 03 -

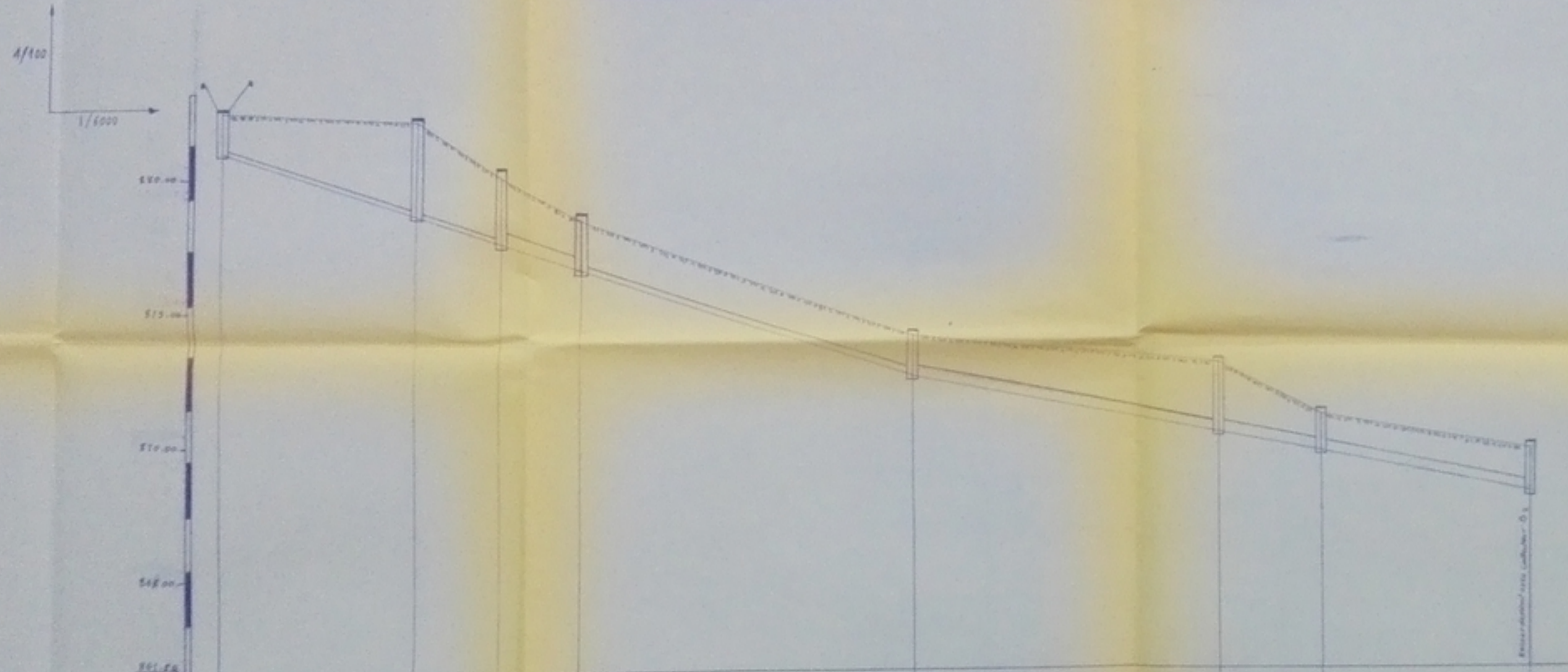
Légende

- Limite des Zone
- ⊙ Numéro des nœuds
- ⊕ Robinet. Vanne
- Bouche d'égout
- ⊞ Regard de vidange
- Canalisation

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE ALGÉRIENNE
BIBLIOTHÈQUE

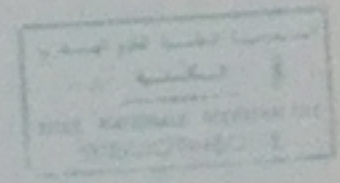
| | |
|------------------------------------------|----------------------------|
| ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE ALGÉRIENNE | |
| ASSAINISSEMENT DE HASSI - BABBAH | |
| EQUIPEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION | |
| Echelle 1/5000 | |
| ÉLABORÉ PAR | M. AYOUB A. et ZERROUKI A. |
| APProuvé PAR | Mr. BOUACHE |
| ALGER 1954 | |

collecteur Principal CP-B.



| | | | | | | | | |
|--------------------------|--------|--------|--------|--------|---------|--------|--------|--------|
| TRANCES | 15 | 20 | 25 | 45 | 50 | 60 | 70 | 20 |
| Diamètres (mm) | | 300 | 300 | 400 | 600 | 1200 | 1500 | 1500 |
| Longueurs Partielles (m) | | 4.20 | 1.95 | 1.95 | 7.45 | 7.05 | 2.55 | 4.95 |
| Longueurs cumulées (m) | 0 | 4.20 | 6.15 | 8.10 | 15.55 | 22.60 | 25.15 | 30.10 |
| côtes du terrain (m) | 581.00 | 578.45 | 576.50 | 574.55 | 572.60 | 570.65 | 568.70 | 566.75 |
| côtes du radier (m) | 581.00 | 574.25 | 572.30 | 570.35 | 568.40 | 566.45 | 564.50 | 562.55 |
| Pente du radier m/m | | | | | 0.00036 | | | |

Plan 2/21
04

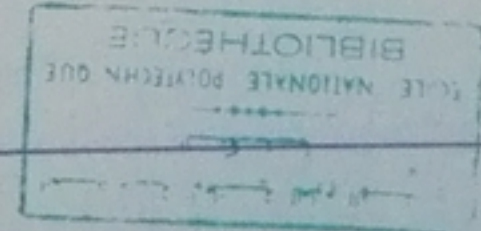


| | |
|------------------------------------------|---------------------|
| ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE ALGERIENNE | |
| ASSAINISSEMENT DE HASSI-BANBAH | |
| PROFIL EN LONG C.P.B. | |
| Travaux par | TRAMER et Zeghoul A |
| Supervisé par | M. M. Bouache |
| Planche I | |

CALCUL DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT DE LA VILLE DE HASSI BAHBAH

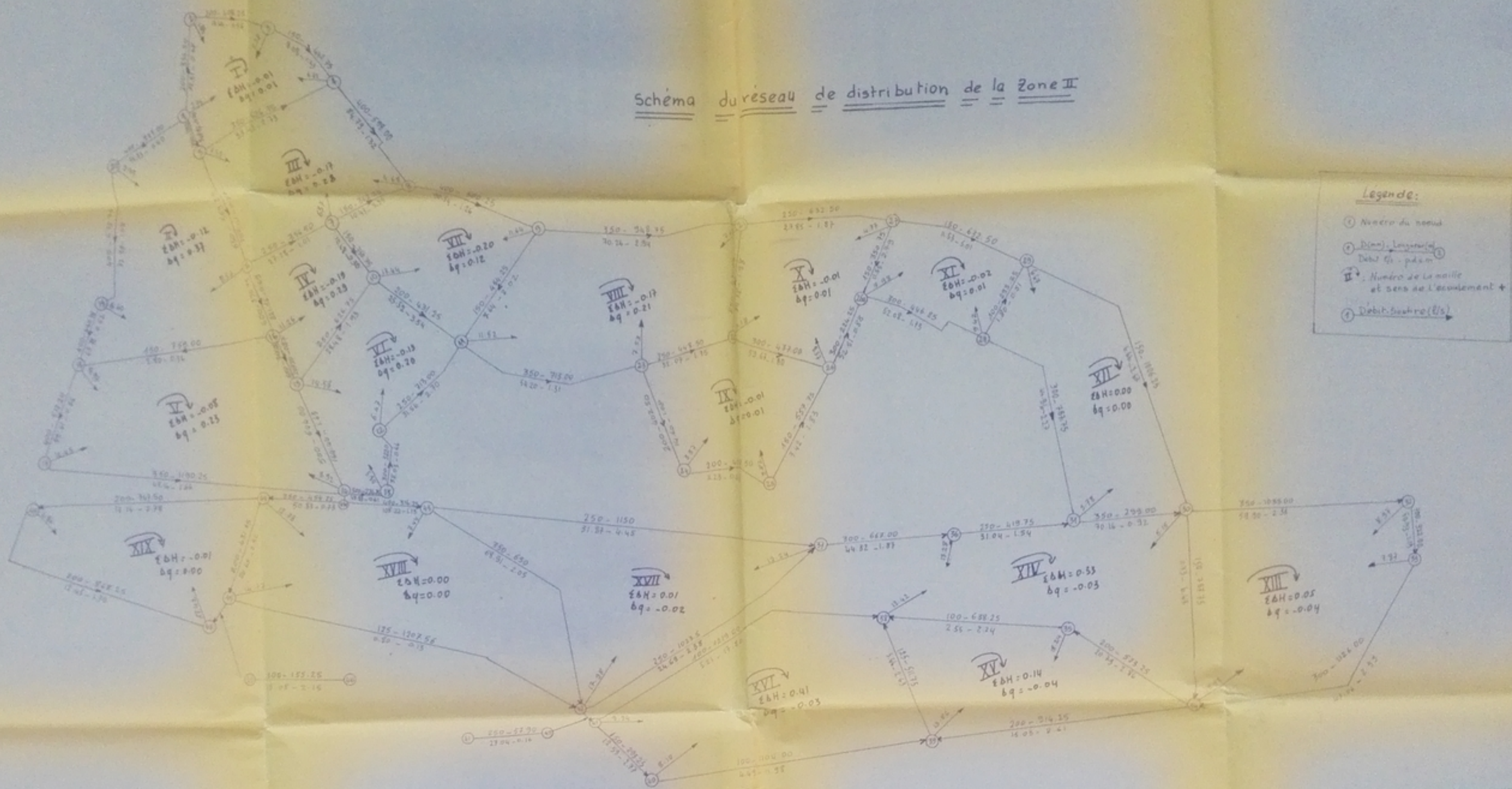
Tableau n° III

| N° Collecteur | Tronçon du Bassin d'apport | Surface du bassin d'apport (ha) | Coefficient Froude | Surface réduite (ha) | Surface réduite cumulée (ha) | Longueur du tronçon (m) | Longueurs cumulées (m) | intensité (l/s/ha) | Q _{eaux Pluviales} à Q _{c.c.r.} | Q _{eaux Pluviales} Cumulées (l/s) | Q _{usées} q _{max} (l/s) | Q _{usées} Cumulées (l/s) | Q _{r.} Q _r +Q _{ep} (l/s) | Côte de terrain (m) | | Côte de radiér (m) | | Pente m.p.m | Diamètre φ mm | Q _{ps} plein Section m ³ /s | V _{ps} Vitesse plein Section m/s | Q _r /Q _{ps} | rapport hauteur de remplissage Y ₁ | rapport des vitesses Y ₂ | Q _r Y ₁ h (mm) | V (m/s) V _{ps} Y ₂ | Vitesse d'auto-curage V _{ps} x 0.4 (m/s) | Observations |
|---------------|----------------------------|---------------------------------|--------------------|----------------------|------------------------------|-------------------------|------------------------|--------------------|---------------------------------------------------|--------------------------------------------|-------------------------------------------|-----------------------------------|-------------------------------------------------------|---------------------|--------|--------------------|--------|-------------|---------------|-------------------------------------------------|-------------------------------------------|---------------------------------|-----------------------------------------------|-------------------------------------|--------------------------------------|----------------------------------------|---------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------|
| | | | | | | | | | | | | | | Amont | Aval | Amont | Aval | | | | | | | | | | | |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 (11+13) | 15 | 16 | 17 | 18 | 19 | 20 | 21 | 22 | 23 | 24 | 25 | 26 | 27 | 28 | |
| CP-B1 | B1-B2 | 3000 | 0.5 | 3189 | 3189 | 430 | 430 | 63 | 596.907 | 596.907 | 1419 | 1419 | 533.097 | 886.80 | 885.85 | 884.70 | 883.45 | 0.003 | φ1000 | 0.95 | 1.20 | 0.84 | 1.08 | 1.049 | 580 | 1.87 | 0.73 | vitesse d'auto-curage minimum V = 0.3 m/s pour 1/10 de débit |
| | B2-B3 | 1955 | " | 5.865 | 14.454 | 285 | 855 | " | 331.686 | 910.580 | 743 | 2162 | 333.218 | 886.85 | 884.50 | 883.45 | 882.75 | 0.003 | φ1000 | 0.88 | 1.28 | 0.88 | 0.80 | 1.13 | 800 | 1.37 | 0.73 | |
| | B3-B4 | 2024 | " | 6.858 | 20.706 | 315 | 970 | " | 393.876 | 1304.468 | 1040 | 3200 | 335.488 | 884.50 | 884.30 | 882.75 | 881.87 | 0.003 | φ1200 | 1.51 | 1.35 | 0.66 | 0.70 | 1.115 | 684 | 1.50 | 0.81 | |
| | B4-B5 | 2611 | " | 14.433 | 35.139 | 1485 | 2455 | " | 309.279 | 309.279 | 49.01 | 49.01 | 353.209 | 488.60 | 884.80 | 887.60 | 888.70 | 0.003 | φ1800 | 1.51 | 1.35 | 0.63 | 0.57 | 1.048 | 684 | 1.41 | 0.81 | |
| | B5-B6 | 3455 | " | 10.365 | 45.504 | 705 | 3160 | " | 658.995 | 2813.747 | 23.27 | 81.03 | 2884.777 | 884.20 | 881.30 | 881.87 | 879.80 | 0.003 | φ1500 | 2.70 | 1.60 | 0.85 | 0.71 | 1.113 | 1085 | 1.78 | 0.96 | |
| | B6-B7 | 435 | " | 1.308 | 46.812 | 175 | 3335 | " | 88.404 | 88.404 | 5.78 | 5.78 | 88.184 | 886.10 | 883.80 | 884.50 | 888.40 | 0.013 | φ400 | 0.13 | 1.10 | 0.67 | 0.80 | 1.06 | 240 | 1.16 | 0.70 | |
| | B7-B8 | 445 | " | 1.338 | 48.15 | 210 | 3545 | " | 84.894 | 168.638 | 6.33 | 12.71 | 179.408 | 883.80 | 881.30 | 882.40 | 879.80 | 0.012 | φ500 | 0.25 | 1.30 | 0.70 | 0.83 | 1.08 | 315 | 1.40 | 0.70 | |
| | B8-B9 | 408 | " | 1.284 | 49.374 | 340 | 3885 | " | 77.118 | 2380.445 | 11.28 | 33.74 | 2474.105 | 881.30 | 880.10 | 879.80 | 877.60 | 0.005 | φ600 | 3.80 | 2.15 | 0.66 | 0.53 | 1.05 | 885 | 2.25 | 1.20 | |
| | B9-B10 | 1619 | " | 4.857 | 54.831 | 480 | 4305 | " | 305.991 | 305.991 | 13.86 | 13.86 | 319.857 | 888.50 | 888.20 | 881.00 | 878.65 | 0.005 | φ800 | 0.84 | 1.28 | 0.47 | 0.465 | 0.365 | 378 | 1.24 | 0.77 | |
| | B10-B11 | 635 | " | 1.905 | 56.136 | 195 | 4500 | " | 180.015 | 428.808 | 8.44 | 20.3 | 446.306 | 888.20 | 888.10 | 878.65 | 877.60 | 0.005 | φ800 | 0.64 | 1.20 | 0.70 | 0.80 | 1.07 | 486 | 1.37 | 0.77 | |
| | B11-B12 | 838 | " | 3.817 | 58.953 | 185 | 4685 | " | 177.471 | 2806.451 | 6.11 | 114.04 | 2980.49 | 880.10 | 878.50 | 879.60 | 876.65 | 0.005 | φ1500 | 3.50 | 2.00 | 0.83 | 0.70 | 1.11 | 1050 | 2.20 | 1.20 | |
| | B12-B13 | 2436 | " | 7.308 | 66.261 | 745 | 5430 | " | 460.404 | 3266.855 | 24.59 | 138.63 | 713.07 | 878.80 | 874.80 | 876.65 | 872.60 | 0.005 | φ1000 | 1.80 | 1.50 | 0.58 | 0.55 | 1.03 | 550 | 1.55 | 0.90 | |
| | B13-B14 | 1538 | " | 4.614 | 70.875 | 705 | 6135 | " | 280.888 | 3557.537 | 23.27 | 161.90 | 1427.08 | 874.80 | 873.05 | 872.60 | 870.45 | 0.005 | φ1200 | 1.50 | 1.35 | 0.93 | 0.76 | 1.128 | 312 | 1.50 | 0.81 | |
| | B14-B15 | 2535 | " | 7.605 | 78.48 | 235 | 6370 | " | 479.115 | 4036.652 | 7.76 | 169.66 | 1913.90 | 873.05 | 871.10 | 870.45 | 869.70 | 0.003 | φ1500 | 2.70 | 1.60 | 0.70 | 0.62 | 1.07 | 930 | 1.71 | 0.96 | |
| B15-B16 | 435 | " | 1.305 | 79.785 | 485 | 6855 | " | 88.215 | 4118.867 | 16.01 | 185.67 | 2010.13 | 871.10 | 869.80 | 869.70 | 868.20 | 0.003 | φ1500 | 2.70 | 1.60 | 0.74 | 0.64 | 1.060 | 960 | 1.74 | 0.96 | | |
| CP-B2 | B1-B2 | 1950 | 0.5 | 5.866 | 85.641 | 850 | 850 | " | 388.928 | 388.928 | 28.05 | 28.05 | 396.978 | 882.10 | 869.80 | 878.90 | 868.20 | 0.013 | φ600 | 0.46 | 1.70 | 0.86 | 0.70 | 1.115 | 430 | 1.89 | 1.00 | |
| | B2-B3 | 114.75 | 0.3 | 22.83 | 108.471 | 960 | 960 | 43 | 361.69 | 361.69 | 31.68 | 31.68 | 1013.37 | 887.00 | 888.00 | 885.74 | 883.74 | 0.0021 | φ1200 | 1.25 | 1.15 | 0.80 | 0.68 | 1.105 | 816 | 1.46 | 0.69 | |
| CP-B3 | B1-B2 | 32.00 | " | 6.40 | 114.871 | 575 | 1535 | " | 275.20 | 1256.89 | 18.98 | 50.81 | 1307.55 | 888.00 | 886.00 | 883.74 | 880.30 | 0.0025 | φ1200 | 1.40 | 1.35 | 0.81 | 0.76 | 1.122 | 312 | 1.40 | 0.75 | |
| | B2-B3 | 30.02 | " | 6.004 | 180.875 | 610 | 2145 | " | 258.172 | 1515.062 | 20.13 | 70.19 | 1585.25 | 886.00 | 884.20 | 882.30 | 879.20 | 0.0051 | φ1200 | 1.90 | 1.75 | 0.83 | 0.70 | 1.11 | 340 | 1.94 | 1.05 | |
| | B3-B4 | 33.23 | " | 8.644 | 187.519 | 900 | 900 | " | 285.692 | 285.692 | 29.70 | 29.70 | 315.398 | 883.50 | 884.20 | 882.50 | 881.00 | 0.004 | φ800 | 0.40 | 0.82 | 0.75 | 0.65 | 1.089 | 520 | 0.89 | 0.50 | |
| | B4-B5 | 16.66 | " | 3.338 | 130.851 | 1040 | 3185 | " | 143.276 | 1944.03 | 34.32 | 134.21 | 2078.24 | 884.20 | 869.80 | 879.20 | 868.20 | 0.009 | φ1200 | 2.60 | 2.30 | 0.77 | 0.68 | 1.09 | 732 | 2.51 | 1.38 | |



PH00285
-06

Schéma du réseau de distribution de la Zone II



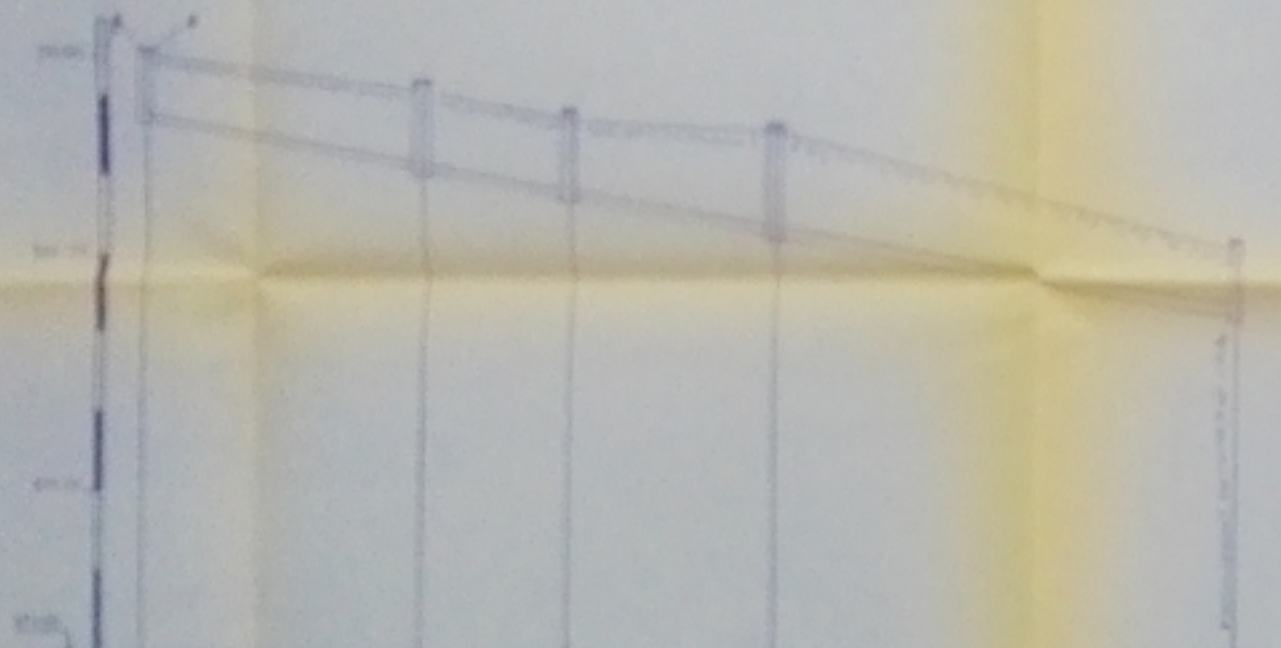
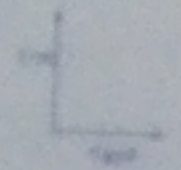
Legende:

- ① Numéro du nœud
- ② Diam., Longueur, Débit Q, p.d.s.m
- II Numéro de la maille et sens de l'écoulement +
- ③ Débit source (l/s)

Ecole Nationale Polytechnique
 Algérie

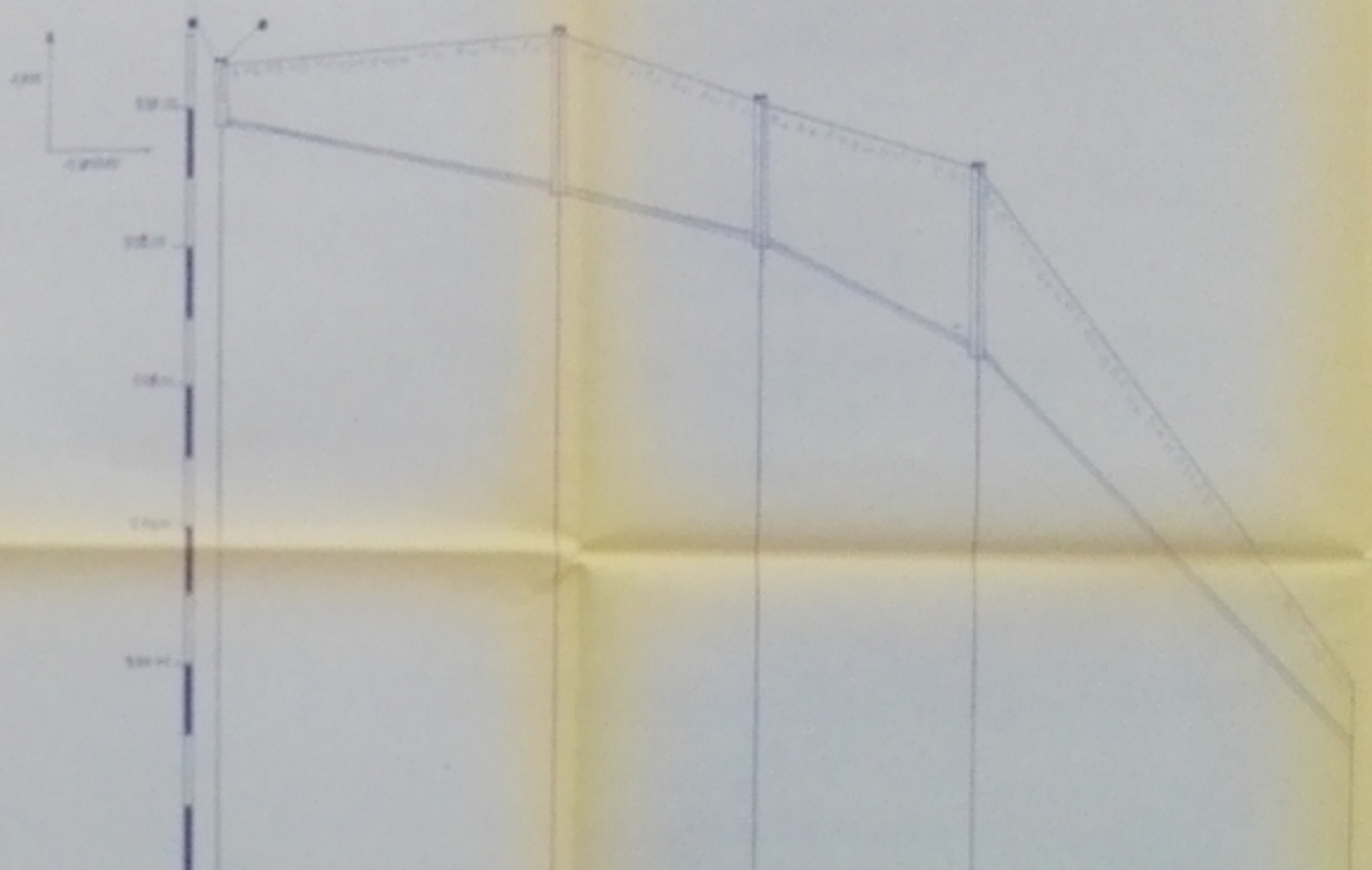
| | |
|-------------------------------------------------|------------------------------------|
| ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE ALGERIENNE | |
| AUMENTATION EN EAU POTABLE DE HASSI - BABBAH | |
| Schéma du réseau de distribution Zone II | |
| Dessiné par | M ^{me} AIDRA ELZANDOUJI A |
| Contrôlé par | M ^{me} M. BOUACHE |
| Planche n° II | |

collecteur principal CP-B₁



| PROFILS | 1+00 | 2+00 | 3+00 | 4+00 | 5+00 |
|-------------|------|------|------|------|------|
| PROFILS (m) | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 |
| PROFILS (m) | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 |
| PROFILS (m) | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 |
| PROFILS (m) | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 |
| PROFILS (m) | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 |
| PROFILS (m) | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 |

collecteur Principal CP-B₂



| PROFILS | 1+00 | 2+00 | 3+00 | 4+00 | 5+00 |
|-------------|------|------|------|------|------|
| PROFILS (m) | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 |
| PROFILS (m) | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 |
| PROFILS (m) | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 |
| PROFILS (m) | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 |
| PROFILS (m) | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 |
| PROFILS (m) | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 |

PH 00281
- 07 -

ECOLE NATIONALE SUPÉRIEURE
DE
BIBLIOTHÈQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE ALGÉRIENNE

ASSAINISSEMENT DE
HASSI-BAHBAH

PROFILS EN LONG
CP-B₁ A, CP-B₂

| | |
|--------------|----------------------------------|
| ÉLÉVÉ PAR | Monsieur AIDA F. et ZEGHROUDI A. |
| APProuvé PAR | M. BOUACHE |

