

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : **Hydraulique**

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

*Alimentation en eau potable et
assainissement de la ville de
DJEMORAH*

Proposé par :
S. ET. HY. CO.

Etudié par :
B. HADJ - AZZEM
N. KHELIF

Dirigé par :
Dr B. UTRYSKO



PROMOTION : Juin 1984

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

»O«

وزارة التعليم والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique

»O«

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

»O«

Département : Hydraulique

PROJET DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état

SUJET

*Alimentation en eau potable et
assainissement de la ville de
DJEMORAH*

Proposé par :

S. ET. HY. CO.

Etudié par :

B. HADJ - AZZEM
N. KHELIF

Dirigé par :

Dr B. UTRYSKO

Promotion : Juin 1984

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance
et de respect :

- A mes parents pour tout le sacrifice qu'ils ont consenti à
mon égard,
- A mes frères et leurs enfants,
- A mes amis,
- A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma formation.

HADJ-AZZEM Bakir.

D E D I C A C E S

Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance :

- A mon père,
- A ma mère,
- A mes frères et à mes soeurs,
- A F-Z- ALLAEDDINE
- A tous mes frères dans l'islam
- A tous les membres de la famille KHELIF, KHEMANE, SAGUOUR,
- A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma formation.

KHELIF Nouredine.

REMERCIEMENTS

Nous remercions vivement :

- Monsieur B. UTRYSKO, notre promoteur pour son exemple de modestie et de compréhension et pour ses conseils et son encadrement efficace,
 - Monsieur KETTAB, Chef de département, pour son aide qui nous a facilité ce travail,
 - Monsieur G. LAPRAY dont le savoir et l'expérience nous ont été bénéfiques,
- Nous remercions également tous nos Professeurs et Assistants qui ont contribué à notre Formation.

Noms et Prénoms: B. HADJ-AZZEM et N. KHELIF

Promoteur: DR. B. UTRYSKO

Département : D'HYDRAULIQUE

RESUME DU SUJET

La présente Thèse traite les problèmes concernant l'alimentation en eau potable et l'assainissement de la ville de DJEMORAH.

L'alimentation en eau potable : L'adduction par refoulement du forage au réservoir , distribution d'eau pour les usagers et les équipements .

Assainissement : Dimensionnement des collecteurs principaux et secondaires le rejet se fait par Systeme Unitaire (mode gravitaire) vers l'oued .

SUMMARY OF SUBJECT

The present Thesis discusses the problems concerning the drinking water supply and the drainage system for the city of DJEMORAH .

Drinking Water Supply : Pressure main from borewell to reservoir distribution to the users and commercial establishments.

Drainage system : Designing the principal and secondary collectors and disposal to water course on combined system (by Gravity - Method) .

ملخص الموضوع

هذه الأطروحة تعالج المشاكل التي تخص التزويد بالمياه الصالحة للشرب وتصريف المياه الملوثة لمدينة جيموره .
التزويد بالمياه الصالحة للشرب :

- جر المياه عن طريق دفعها من البئر الى الخزان .
- توزيع المياه على السكان والمؤسسات والمرافق الأخرى
تصريف المياه الملوثة :

- حسب القياسات للأنايب المجدعة الرئيسية والثانوية
- تجرى التصريف بواسطة شبكة موحدة على الطريقة الإخداية باتجاه الوادي

TABLE DES MATIERES

GENERALITES	1
1. Situation du problème et objet de l'étude	1
2. Présentation	2
3. Position géographique	2
4. Relief	2
5. Situation topographique	2
6. Climat	2
7. Ressources	3
8. Caractéristiques	3
 PREMIERE PARTIE (A.E.P.)	
CHAPITRE I : POPULATION	4
1.1. Démographie	4
1.2. Evolution de la population	4
CHAPITRE II : ETUDES DES BESOINS EN EAU	4
2.1. Evaluation des besoins en eau	4
2.2. Besoins en eau pour le moyen terme (2000)	5
2.3. Besoins en eau pour le long terme (2010)	5
2.4. Pertes et variations saisonnières	8
2.5. Remarque	8
2.6. Inventaire de la ressource disponible	8
2.7. Conclusion	10
CHAPITRE III - ETUDES DES PROBLEMES POSES PAR LES VARIATIONS DES DEBITS	11
3.1. Coefficient journalier KJ	11
3.2. Coefficient horaire Ko	11
3.3. Coefficient de pointe Kp	11
3.4. Consommation maximale journalière	11
3.5. Consommation de pointe	12
CHAPITRE IV - LE RESERVOIR	13
4.1. Rôle	13
4.2. Emplacement	13
4.3. Capacité théorique du réservoir	13
4.4. Dimensionnement	16
4.5. Hygiène et sécurité	16

4.6. - Equipement du réservoir	17
4.7. - Matérialisation de la réserve d'incendie	19
4.8. - Automatisation	19
CHAPITRE V - ADDUCTION	22
5.1. - Choix du tracé	22
5.2. - Conditions économiques	22
5.3. - Choix du type des tuyaux	22
5.4. - Choix du diamètre économique ; Calcul technico-économique	23
5.5. - Choix des pompes	29
CHAPITRE VI - DISTRIBUTION	33
6.1. - Généralités	33
6.2. - Réseau de distribution de la zone haute	34
6.2.1- Dimensionnement de la conduite d'amenée (R - M)	34
6.2.2- Calcul du réseau maille	36
6.2.3- Calcul du réseau ramifié	47
6.5. - Canalisations et accessoires du réseau	47
6.3. - Calcul du réseau ramifié de la zone basse I	55
6.4. - Calcul du réseau maillé de la zone basse II	57
CHAPITRE VII - BRISE DE CHARGE	60
7.1 - Utilisation	60
7.2 - Description	60
7.3 - Fonctionnement	60
7.4.- Caractéristiques et dimensions	60
7.5 - Choix de l'appareil	61
7.6 - Dimensions du bassin	62
7.7 - Calcul de la brise -charge de la zone basse I	62
7.8 - Calcul de brise - charge de la zone basse II	63
CHAPITRE VIII - PROTECTION CONTRE LE COUP DE BELIER	66
8.1 - Phénomène du coup de bélier	66
8.2 - Moyen de protection	66
8.3 - Réservoir d'air	67
8.4 - Principe de calcul	67
8.5 - Les calculs du tableau	70
8.6 - Conclusion	74

CHAPITRE IX - POSE DES CONDUITES	78
9.1. - Pose des conduites en tranchée	78
9.2. - Traverse des routes	79
9.3. - Traversée des rivières	79
9.4. - Désinfection des conduites	79
CHAPITRE X - PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LA CORROSION	80
10.1 - Définition de la corrosion	80
10.2 - Corrosion externe	80
10.3 - Corrosion interne	80
10.4 - Les facteurs de la corrosion	80
10.5 - Remèdes contre la corrosion	81
DEUXIEME PARTIE : ASSAINISSEMENT	
CHAPITRE I : INTRODUCTION	84
1.1. - Définition de l'assainissement	84
1.2. - Données de base pour l'assainissement	84
1.3. - Relief	84
1.4. - Type d'eau à évacuer	85
1.5. - Choix du système du réseau d'assainissement	85
1.6. - Conditionnement du fonctionnement du réseau	85
CHAPITRE II : DIMENSIONNEMENTS DES COLLECTEURS PRINCIPAUX ET SECONDAIRES	87
2.1. - Calcul des collecteurs	87
2.2. - Conclusion	90
CHAPITRE III ; OUVRAGES	95
3.1. - Ouvrages principaux	95
3.2. - Ouvrages annexes	95
CHAPITRE IV : POSE DES CANALISATIONS ET EXPLOITATIONS	97
4.1. - Emplacement	97
4.2. - Exécution de la tranchée	97
4.3. - Pose des conduites en tranchées	97
4.4. - Epreuve des canalisations et essai du réseau	97
4.5. - Remblaiements des tranchées	97
4.6. - Exploitation	98

CHAPITRE V : DEVERSOIRS D'ORAGE	99
5.1. - Rôle	99
5.2. - Dimensionnement du déversoir d'orage	99
CHAPITRE VI : STATION D'EPURATION	101
6.1. - Rôle de la station d'épuration	101
6.2. - Remarques	101
6.3. - Equipements de la station d'épuration	101
CONCLUSION	104
BIBLIOGRAPHIE	105

TABLE DES FIGURES

- A.E.P. :

4.3.2.	- Courbe du volume du réservoir	15
4.6.	- Equipements du réservoir	21
4.6.1.	- Départ de la conduite de distribution	21
5.5.	- Choix de la pompe	31
6.2.	- Répartition définitive des débits dans les différents tronçons (Zone haute)	53
6.3.	- Répartition définitive des débits dans les différents tronçons de la zone basse I et la zone basse II.....	59
7.	- Obturateur sous capot	65
8.	- Perte de charge successive à la montée et à la descente de l'eau dans le réservoir	72
8.5.	- Epure de Bergeron (Arrêt brusque)	75

- ASSAINISSEMENT :

A.3.1.	- Bouche d'égoût sans décantation	104
A.3.2.	- Regard de visite simple	104
A.5.	- Déversoir d'orage	104
A.6.	- Plan schématique des équipements de la station d'épuration de la Ville de NJEMORAH	104

TABLE DES TABLEAUX

- A.E.P. :

2.2.1.	- Besoins domestiques (2000)	6
2.2.4.	- Besoins municipaux (2000)	6
2.2.2.	- Besoins scolaires (2000) /.....	7
2.2.3.	- Besoins sanitaires (2000)	7
2.2.	- Récapitulatif des différents types des besoins de l'horizon (2000)	7
2.3.2.	- Besoins domestiques (2010)	9
2.3.	- Récapitulatif des différents types des besoins de l'horizon (2010)	9
2.4.	- Récapitulatif des majorations	9
4.2.3.	- Détermination du volume du réservoir	14

5.4.1.1. - La hauteur manométrique totale du refoulement	27
5.4.1.2. - Frais d'exploitation	28
5.4.1.3. - Frais d'amortissement	28
5.4.1.4. - Bilan	28
5.5.1. - Calcul de la courbe caractéristique de la conduite	30
6.2.2.1.1- Calcul de la densité et répartition des débits à l'intérieur de chaque maille	39
6.2.2.1.2- Débits soutirés (Zone haute)	40
6.2.2.1.2- Débits soutirés (Zone haute) suite	41
6.2.2.2. - Calcul du réseau maillé de la zone haute (les trois dernières approximations)	50
6.2.2.2. - (Suite)	51
6.2.2.2.1- Calcul des pression du réseau maillé de la zone haute ...	52
6.2.3.1. - Calcul des débits par tronçon	54
6.2.3.2. - Calcul des conduites à partir du débit d'amont	54
6.2.3.3. - Détermination des pressions au sol	54
6.3.1. - Calcul des débits par tronçons	55
6.3.2. - Calcul des conduites à partir du débit d'amont	55
6.3.3. - Détermination des pressions au sol	56
6.4.1. - Calcul de la densité et la consommation spécifique de la maille	57
6.4.2. - Débits soutirés	57
6.4.3. - Calcul du réseau	57
6.4.4. - Détermination des pressions au sol	58
8.5. - Calcul du réservoir d'air (arrêt brusque)	76

ASSAINISSEMENT :

TABLEAU I	93
TABLEAU II	94

TABLE DES ABAQUES

- A.E.P. :	
Diagramme de Moody	35'
Abaque 8 a	35"
Abaque 17 C	35"
Abaque des coefficients de perte de charge dans une tuyère	73
- ASSAINISSEMENT :	
Abaque (Annexe VII, La collecte)	91
Abaque (Annexe X, La collecte)	92

TABLE DES PROGRAMMES (T.1 59)

- A.E.P. :

Programme pour le calcul des pertes de charge	25
Programme pour le calcul du réseau maille	49

TABLE DES PLANCHES

- Planche N° 1
Profil en long de la conduite d'adduction
- Planche N° 1.a
Profil en long des tronçons R - BC_I (Zône haute)
- Planche N° 2
Accessoires du réseau de distribution
- Planche N° 3
Profil en long du collecteur principal 1.2.3.4.5.R 1
- Planche N° 4
Profil en long du collecteur principal 11.12.13.R 3
- Planche N° 5
Plan du réseau d'égout

SYMBOLE ET ABBREVIATIONS UTILISES DANS LA THESE

A	: Annuité	---
Ai	: Aire des bassins versants	ha
Al	: Aire réduite des bassins versants	ha
B	: Largeur de la tranchée	m
C	: Coefficient de ruissellement	---
C	: Coefficient de P.d.C. pendant la montée de l'eau dans le réservoir	---
C'	: Coefficient de P.d.C. pendant la descente de l'eau	---
Cp	: Coefficient de pointe des eaux usées	---
Ctc	: Prix total de l'adduction	D.A
D	: Diamètre du réservoir	m
E	: Module d'élasticité de l'acier	Pascal
E	: Energie annuelle	K W h
Fa	: Frais d'amortissement	D.A
Fe	: Frais d'exploitation	D.A
Fc	: Coefficient de frottement de Colebrook	---
Fn	: Coefficient de frottement de Nikiradzé	---
H	: Epaisseur de la tranche d'eau dans le réservoir	m
Hr	: Charge résiduelle minimale	m
Ho = Hg	: Hauteur géométrique	m
Hsd	: Hauteur du seuil de déversement	m
Hmt	: Hauteur manométrique totale	m
J	: Gradient de perte de charge	---
JQ	: Gradient de perte de charge débitaire	m ⁻⁶ S ²
Kj	: Coefficient journalier	---
Ko	: Coefficient horaire	---
K	: Coefficient de compressibilité de l'eau	Pascal
Kp	: Coefficient de pointe	---
L	: Longueur de la conduite	m
ND	: Niveau dynamique	m
Ns	: Niveau statique	m
Nm	: Nombre d'habitants par maille	hab.
Ni	: Population en un noeud	hab.
N	: Nombre de tours de la pompe	tr/min
Po	: Population actuelle	hab.

P	: Puissance	KW
Pr	: Prix du mètre linéaire de la conduite	DA/m
Q	: Débits	m ³ /S
Qj max	: Consommation max. journalière	m ³ /J
Qp	: Débit de pointe	m ³ /J
Qmm	: Consommation moyenne par maille	m ³ /J
QTL4	: Débit par temps sec	M ³ /J
Qi	: Consommation par noeud	m ³ /J
Qo	: Débit supposé en première approximation	m ³ /J
Ql	: Débit corrigé	m ³ /J
Qps	: Débit de pleine section	m ³ /J
Qm	: Débit moyen des eaux usées	m ³ /J
R	: Nombre de Reynolds	—
R	: Rayon du trop plein	m
Si	: Surface desservie par le noeud	ha
S	: Aire de la conduite de vidange	m ²
So	: Aire de la conduite de refoulement	m ²
Sm	: Superficie de la maille	ha
U	: Volume du réservoir d'air	m ³
Uo	: Volume du réservoir en marche normale	m ³
V	: Vitesse d'écoulement	m/S
VR	: Volume de régulation.....	m ³
VI	: Volume d'incendie	m ³
Vt	: Volume totale du réservoir	m ³
Vdiss	: Volume nécessaire à la dissipation d'énergie	m ³
Vo	: Vitesse de l'eau dans la conduite de refoulement	m/S
Vm	: Vitesse moyenne	m/S
Vf	: Vitesse finale choisie à la fin de θ	m/S
Vps	: Vitesse en pleine section	m/S
V	$(\frac{1}{10} Qps)$: Vitesse d'autocurage	m/S
Z	: Pression dans le réservoir d'air	m d'eau
Zo	: Pression absolue	m d'eau
a	: Celerite	m/S
b	: Longueur du seuil de déversement	m
d	: Densité moyenne	hab/ha
e	: pris du kWh	DA/kWh
é	: Epaisseur de conduite	mm

g :	Accélération de la pesanteur	m/s^2
h :	Hauteur de la lame d'eau	m
h_1 :	Hauteur de la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol	m
H_2 :	Épaisseur du lit de pose	m
h_{max} :	Valeur max du coup de belier	m d'eau
i :	Taux d'annuité	%
i :	Intensité pluviométrique	$l/s/ha$
n :	Nombre d'années d'amortissement	ans
q :	Consommation spécifique	$l/j/hab$
$r \neq \Delta H_Q$:	perte de charge débitaire	$m^{-5} s^2$
r_V :	Rapport de vitesse	---
r_h :	Rapport de remplissage	---
r_Q :	Rapport de débit	---
t :	Temps de chute	mn
Λ :	Longueur FLUIDODYNAMIQUE	m
E :	Rugosité absolue	mm
γ :	Coefficient de débit	---
ν :	Viscosité cinématique	m^2/S
τ :	Taux d'accroissement	%
η :	Rendement de la pompe	%
ρ :	Masse volumique de l'eau	Kg/m^3
λ :	Facteur de transition	---
ϕ :	Diamètre économique	m
θ :	Temps de retour de l'onde	s
δ :	P.d.c. dans la conduite de refoulement	m
δ_s :	Paramètre de Forme d'un Profil Circulaire	---
δ_0 :	P.d.c. dans la conduite en régime de fonctionnement normal	m
ΔH_e :	P.d.c. linéaires	m
ΔH_s :	P.D.C. singulières	m
ΔH_t :	P.d.c. totale	m
ΔH_Q :	P.d.c. débitaire	$m^{-5} s^2$
$\Delta \varphi_0$:	Terme correctif	m^3/S
ΔH_1 :	P.d.c. pendant la montée de l'eau dans le réservoir	m
ΔH_2 :	P.d.c. pendant la descente	m

GENERALITES.

I. Situation du problème et objet de l'étude.

Les grandes transformations qui s'opèrent dans notre Pays ainsi que l'accroissement galopant de la population ont contribué à l'extention territoriale et à l'augmentation du niveau de vie comme toute ville d'Algérie DJEMORAH n'a pas échappé à ce problème qui pose pour elle une demande pressente en eau potable.

Notre étude consiste à alimenter la ville en eau potable ainsi que son assainissement afin de subvenir aux besoins actuels et ceux de l'avenir et aussi faire face aux problèmes posés par les eaux usées et pluviales.

Données nécessaires :

- Population :

Recensement 1977 : 7840 hab.

- Equipements existants :

3 écoles : 1037 élèves

C.E.M. : 250 élèves

Cantines : 500 rations

2 mosquées

3 restaurants

5 cafés

C.A.P.C.S. : S = 4880 m²

Maison de Jeune : S = 750 m²

Salle de soins

Sotracom : S = 1260 m²

Coopérat-agricole : S = 308 m²

Marché : S = 1011 m²

Mairie : 16 employés

P.T.T. : S = 136 m²

Kasma : S = 497 m²

- Equipements projetés

Centre de Santé

Centre Culturel : S = 1000 m²

CEM : (600/200 élèves)

Ecole de 4 classes : 40 élèves/classe

Mosquée.

2. Présentation

La ville de DJEMORAH est située géographiquement dans la Wilaya de BISKRA dans une région montagneuse. Elle se trouve à 50 km environ du Chef Lieu de la Wilaya sur la route de grande communication n° 54 reliant cette dernière au village de Ménécé.

3. Position géographique

La position géographique de DJEMORAH est définie par les coordonnées suivantes :

$$X = 786,00$$

$$Y = 201,00$$

4. Relief

La ville de DJEMORAH se trouve au pied d'une montagne (DJEBEL MELLOU-YOUCHEF) présente un relief en somme très accidenté (collines, ravins, vallons) caractérisé par des fortes et moyennes pentes qui vont en plusieurs directions en s'atténuant vers l'oued BISKRA.

Vu le relief de la région beaucoup tourmenté, les conditions topographiques sont défavorables pour l'écoulement des eaux usées nécessitant plusieurs points de rejets.

5. Situation topographique :

En se référant à la carte topographique, on remarque que les points les plus hauts qui dominent l'ensemble sont situés à l'est de la ville à une altitude de 632 m et les points les plus bas sont situés à l'ouest de la ville à une altitude de 500 m.

6. Climat

L'Etude climatique est très nécessaire pour toute étude en matière hydraulique afin de nous permettre de connaître les possibilités de présence de l'eau en liaison avec l'étude géologique, hydrologique et pédologique et aussi utile pour les calculs de l'assainissement.

La ville de DJEMORAH a un climat semi-aride comme celle des hauts-plateaux avec une pluviométrie moyenne.

7. Ressource

La ville dispose d'un forage avec un débit de 76 l/s.

8. Caractéristiques

Jusqu'ici, la région est essentiellement à vocation agricole, principales activités visibles l'agriculture et le commerce.

Absence totale de l'industrie.

PREMIERE PARTIE

ALIMENTATION EN EAU POTABLE

CHAPITRE I - POPULATION

1.1 - Démographie :

D'après le recensement de 1977, la ville de DJEMORAH a une population qui s'élève à 7840 habitants.

1.2 - Evolution de la population :

La politique nationale pour la stabilisation et la fixation de la population rurale et la lutte contre l'exode rurale, nous amènent à considérer que le taux de migration est nul.

Le taux d'accroissement faute de données suffisantes pour le calculer a été estimé égal à la moyenne nationale qui le fixe à 3,5%

L'évaluation de la population est évaluée selon la formule des intérêts composés suivante : $P_n = P_0 (1 + \tau)^n$

P_n = Population future pour l'horizon considéré

P_0 = Population pour l'année de base (1984)

n = Nombre d'années séparant l'année de base de l'horizon de projection

τ = taux d'accroissement (3,5%)

EXEMPLES : Détermination de la population de 1984
Recensement 1977 : 7840 habitants.

$$- P. 1984 = P. 1977 (1 + \tau)^n$$

$$- P. 1984 = 7840 (1 + 0,035)^7$$

$$- P. 1984 = 9975 \text{ habitants}$$

$$- \text{Année, 2000 : } P. 2000 = 17297$$

$$- \text{Année, 2010 : } P. 2010 = 24398$$

CHAPITRE II - ETUDES DES BESOINS EN EAU

2.1 - Evaluation des besoins en eau

- L'horizon 2000 considéré comme moyen terme
- L'horizon 2010 considéré comme long terme

2.2.- Besoins en eau pour le moyen terme (2000)

2.2.1 - Besoins domestiques.

On estime une consommation moyenne journalière de 150l/J /hab., la dotation tient compte de l'évolution des mœurs et du niveau de vie et des réalités économiques du pays.

$$Q = 2594,55 \text{ m}^3/\text{J} \text{ (voir tableau 2.2.1)}$$

2.2.2 - Besoins scolaires

La dotation des besoins scolaires est si élevée car on a tenu compte des rations de cantines (500 rations) et les besoins des élèves internes (200).

$$Q = 204,7 \text{ m}^3/\text{J} \text{ (voir tableau 2.2.2)}$$

2.2.3 - Besoins sanitaires

$$Q = 4,5 \text{ m}^3/\text{J} \text{ (voir tableau 2.2.3)}$$

2.2.4 - Besoins municipaux

On remarque que dans les équipements projetés ne figurent pas les cafés, les restaurants et les marchés d'où la nécessité d'introduire l'élément proportionnel des habitants (voir tableau 2.2.4)

$$\frac{N_{\text{ext}}}{N_{\text{act}}} = \frac{17297}{9975} = 1,73$$

2.3 - Besoins en eau pour le long terme (2010)

2.3.1 - Eléments proportionnels aux habitants

$$\frac{N_{\text{ext}}}{N_{\text{act}}} = \frac{24398}{17297} = 1,41$$

Eléments proportionnels

- Scolaires
- Sanitaires

Tableau 2-2-1 (Besoins Domestiques)

Horizon	Population	Dotation l/J/hab	Besoins m ³ /J
2000	17297	150	2594,55

Tableau 2-2-4 (Besoins Municipaux)

Designation	nombre	Surface m ²	Dotation	Consommation Journalière m ³ /J
Centre Culturel	-	1000	5 l/m ²	5
Maison de Jeune	-	750	4 l/m ²	3
3 mosquées	-	-	10 m ³ /J/mosquée	30
Mairie	16 employés		50 l/J/emp	0,8
P.T.T	-	136	10 l/m ²	1,36
Kasma	-	497	10 l/m ²	4,97
Ca.p.c.s	-	4880	5 l/m ²	24,40
Coop - Agricole	-	308	5 l/m ²	1,54
Sotra.com	-	1260	5 l/m ²	6,3
Marché	-	1011	5 l/m ²	5,06 x 1,73
3 restaurants	-	-	5 m ³ /J/rest	15 x 1,73
5 Cafés	-	-	5 m ³ /J/Café	25 x 1,73
				Σ = 155,32

Tableau 2-2.2 (Besoins Scolaires)

Nature de l'établissement	Nombre d'élèves	Dotation L/J/élève	Consommation moyenne Journalière m^3/J
4 écoles Primaires	1197	100	119,70
2 C.E.M	850	100	85
			$\Sigma = 204,7$

Tableau 2.2.3 (Besoins Sanitaires)

Nature de l'établissement	Consommation moyenne Journalière m^3/J
Salle de soins	1,5
Centre de sante	3
$\Sigma = 4,5$	

Tableau(2-2) récapitulatif des différents types des Besoins de L'horizon (2000)

type des besoins	Consommation moyenne Journalière m^3/J
Domestiques	2594,55
Municipaux	155,32
Scolaires	204,70
Sanitaires	4,50
$\Sigma = 2959,07$	

- Municipaux

2.3.2 - Besoins domestiques

On estime une consommation moyenne journalière 170 l/J/Hab. Cette dotation est moyenne car on doit tenir compte des contraintes économiques et des capacités des ressources hydrauliques de notre Pays qui est généralement moyenne.

$$Q = 4147,66 \text{ m}^3/\text{J} \text{ (voir tableau 2.3.2)}$$

2.3.3 - Calcul des différents besoins pour l'horizon (2010)

$$Q = 4661,64 \text{ m}^3/\text{J} \text{ (voir tableau 2.3.3)}$$

2.4 - Pertes et variations saisonnières

Compte tenu des pertes et des fuites et aussi des variations saisonnières on estime donc à 17% les pertes et à 20% les variations saisonnières. (voir tableau 2.4.)

2.5 - Remarque

La consommation totale obtenue pour l'horizon 2010 sera la consommation à prendre en compte dans tous les calculs.

2.6 - Inventaire de la ressource disponible.

La ville de DJEMORAH est alimentée par un forage situé à l'intérieur de la ville.

Caractéristiques : NS : - 2,25 m
 ND : - 8,39 m
 Q : 76 l/s
 Rabattement : 6,14 m

Coordonnées : X = 786,00 Y = 202,00
 Profondeur : 76,0 m
 0 - 26,0 m : \varnothing 14" 3/4 (374,65 mm)
 26,0 - 76,0 m : \varnothing 10" (254,00 mm)

2.6.1 - Ressource actuelle

$$Q = 76 \text{ l/s} = 273,6 \text{ m}^3/\text{h} = 6566,4 \text{ m}^3/\text{j}$$

2.6.2 - Bilan de l'horizon moyen terme (2000)

tableau 2.3.2 (Besoins Domestiques)

Horizon	Population	Dotation L/J/hab	Besoins m^3/J
2010	24398	170	4147,66

tableau(2-3) recapitulatif des differents types des besoins de l'horizon (2010)

Types des besoins	Consommation moyenne Journaliere m^3/J horizon 2000	Element proportionnel	Consommation moyenne Journaliere m^3/J horizon 2010
Domestiques	2594,55	-	4147,66
Municipaux	155,32	1,41	219,00
Scolaires	204,70	1,41	288,63
Sanitaires	4,50	1,41	6,35
			$\Sigma = 4661,64$

tableau(2-4) recapitulatif des majorations

Horizon	Consommation moyenne Journaliere sans majoration m^3/J	Majoration Per teet Variation Saisonnere 40% m^3/J	Consommation moyenne Journaliere Totale m^3/J	Consommation moyenne Journaliere totale l/s
2000	2959,07	1183,63	4142,70	47,95
2010	4661,64	1864,66	6526,30	75,54

Besoins totaux : 4142,70 m³/j

d'où on a un supplément

$$6566,4 - 4142,70 = 2423,70 \text{ m}^3/\text{J} = 28,05 \text{ l/s}$$

2.6.3 - Bilan de l'horizon à long terme (2010)

Besoins totaux = 6526,30 m³/J

d'où un supplément

$$6566,4 - 6526,30 = 40,1 \text{ m}^3/\text{J} = 0,46 \text{ l/s}$$

2.7 - Conclusion

La ressource disponible actuellement se révèle largement suffisante pour le moyen terme et le long terme ; c'est-à-dire pour l'horizon (2000) et l'horizon (2010).

CHAPITRE III - ETUDES DES PROBLEMES POSES PAR LES VARIATIONS DES DEBITS.

Les problèmes posés par les variations des débits ont trait aux pointes journalières, mensuelles et saisonnières.

On distingue :

- des variations annuelles, dépendant du niveau de vie de la population,
- des variations mensuelles, selon l'importance des villes,
- des variations journalières, selon les jours de la semaine,
- des variations horaires qui représentent la variation la plus importante aux heures de pointe.

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

Ce coefficient varie entre 1,15 et 4,30 (d'après les statistiques faites par A. DUPONT "HYDRAULIQUE URBAINE" Tome II)

3.1 - Coefficient journalier KJ

$$KJ = \frac{\text{Consommation maximale journalière}}{\text{Consommation moyenne journalière}}$$

Pour une ville de quelques dizaines de milliers d'habitants ce coefficient a une valeur moyenne de 1,4

3.2 - Coefficient horaire Ko

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

Pour une même population, le coefficient horaire peut atteindre une valeur de 1,5 qui paraît admissible (selon le tableau donnant les coefficients ah)

3.3 - Coefficient de pointe Kp

$$Kp = KJ.Ko = 1,4 \cdot 1,5 = 2,1$$

3.4 - Consommation maximale journalière (QJmax)

$$Q_{Jmax} = KJ \cdot QJ \text{ moyen}$$

$$Q_{Jmax} = 1,4 \cdot 4661,64 = 6526,30 \text{ m}^3/\text{J}$$

Le débit maximum journalier ($Q_{J \text{ max}}$) nous dimensionnera la conduite d'adduction.

3.5 - Consommation de pointe horaire (Q_p)

$$Q_p = K_p Q_{j\text{moy}} = 2,1 \cdot 4661,64 = 9789,44 \text{ m}^3/\text{j}$$

Le débit de pointe horaire (Q_p) nous dimensionnera le réservoir, les conduites principales partant de celui-ci, ainsi que le réseau de distribution et ce pour que notre installation puisse satisfaire aux débits demandés à l'heure de pointe du jour de l'année où la consommation est maximale.

CHAPITRE IV : LE RESERVOIR

4.1 Rôle

Le réservoir joue un rôle important dans l'alimentation il sert de tampon entre l'adduction et la distribution et restitue l'eau emmagasinée pendant les heures creuses aux heures de grandes consommation.

En outre il est destiné à :

- Régulariser l'apport d'eau et permettre aux pompes le refoulement à une hauteur constante
- Satisfaire les besoins en eau de l'agglomération pour une certaine durée d'une demi-journée environ pendant la réparation d'une panne quelconque
- Assurer une pression suffisante dans le réseau de distribution
- Lutter efficacement contre les incendies.

4.2 Emplacement du réservoir

En tenant compte de la topographie des lieux et aux conditions d'extension de la ville nous projetons un réservoir semi-enterré à une altitude de 630 m.

Cet emplacement permet au réservoir de jouer efficacement son rôle.

4.3 Capacité théorique du réservoir

L'avantage du réservoir est l'appui qu'il doit amener lors des heures de pointes des jours de plus forte consommation, les débits demandés lors de la desserte sont variables selon l'heure, le jour, et la saison.

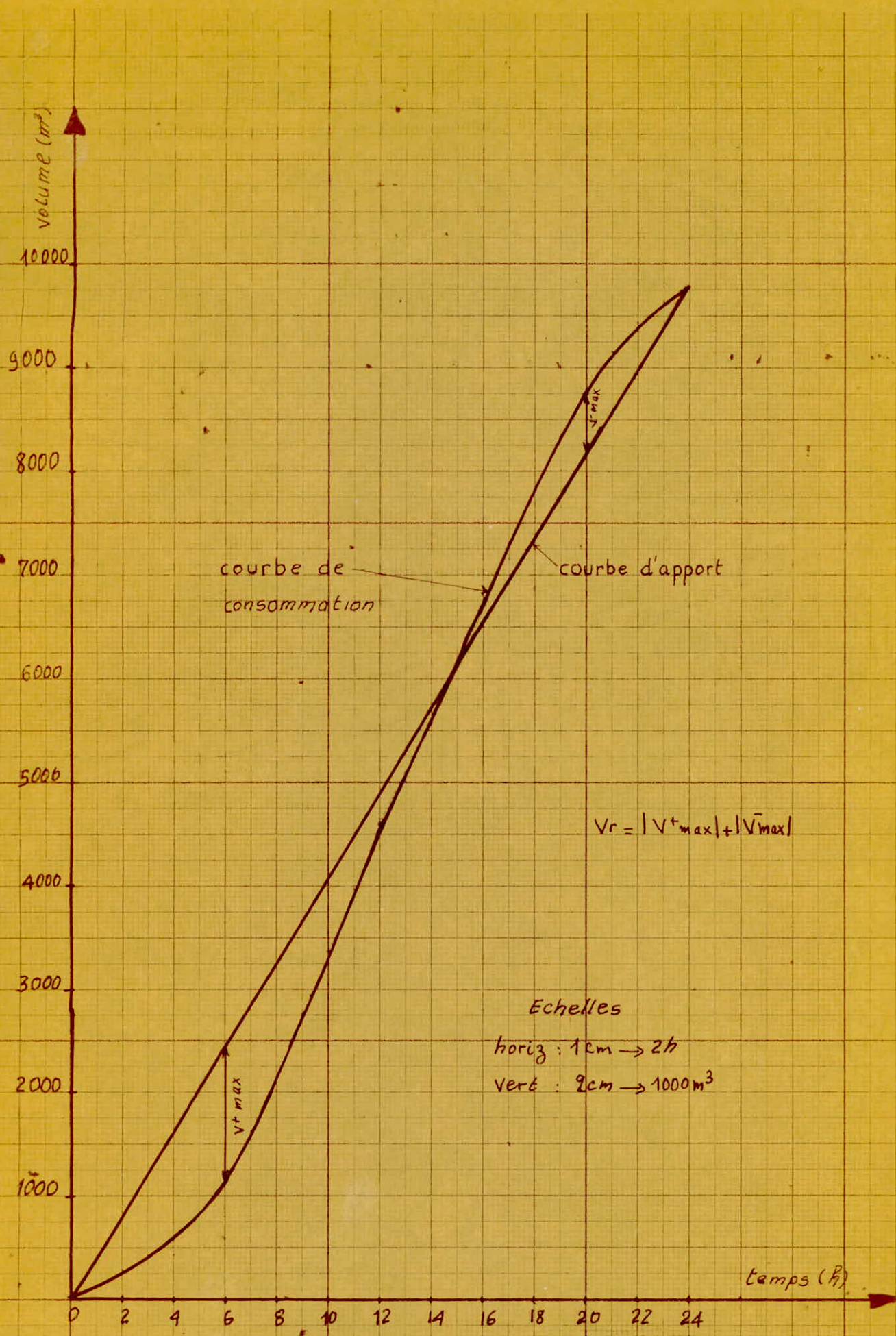
4.3.1. Méthode de calcul

Le découpage en tranches horaire pendant lesquelles le débit reste constant, ce fait à l'aide d'un analyseur de débit, dans une première approximation on peut admettre la répartition de la consommation selon les coefficients ah , ces coefficients sont obtenus d'après les statistiques sur l'évolution de la consommation journalière pour des intervalles de population différents.

Tableau (4-2-3)

Détermination du Volume du réservoir

$\Delta t =$ 1h	Ch %	Volume (m^3)		Volumes Cumulés (m^3)		Différences ΔV (m^3)	
		$Q \Delta t$	$Q \Delta t_{1,024}$	V. apport	V. Consom	$\Delta V (+)$	$\Delta V (-)$
0-1	1,50	407,89	146,84	407,89	146,84	261,05	—
1-2	1,50	"	146,84	815,78	293,68	522,10	—
2-3	1,50	"	146,84	1223,67	440,52	738,15	—
3-4	1,50	"	146,84	1631,56	587,36	1044,20	—
4-5	2,50	"	244,73	2039,45	832,09	1207,36	—
5-6	3,50	"	342,63	2447,34	1174,72	1272,62	—
6-7	4,50	"	440,52	2855,23	1615,24	1239,99	—
7-8	5,50	"	538,42	3263,12	2153,66	1109,46	—
8-9	6,25	"	611,84	3671,01	2765,50	905,51	—
9-10	6,25	"	611,84	4078,90	3377,34	701,56	—
10-11	6,25	"	611,84	4486,79	3989,18	497,61	—
11-12	6,25	"	611,84	4894,68	4601,02	293,66	—
12-13	5,00	"	489,47	5302,57	5090,49	212,08	—
13-14	5,00	"	489,47	5710,46	5579,96	130,50	—
14-15	5,50	"	538,42	6118,35	6118,35	0,00	—
15-16	6,00	"	587,36	6256,24	6705,71	—	179,47
16-17	6,00	"	587,36	6934,13	7293,07	—	358,94
17-18	5,50	"	538,42	7342,02	7831,49	—	489,47
18-19	5,00	"	489,47	7749,91	8320,96	—	571,05
19-20	4,50	"	449,52	8157,80	8761,48	—	603,68
20-21	4,00	"	391,57	8565,69	9153,05	—	587,36
21-22	3,00	"	293,68	8973,58	9446,73	—	473,15
22-23	2,00	"	195,79	9381,47	9642,52	—	261,05
23-24	1,50	"	146,84	9789,36	9789,36	—	0,00



4.3.2 Volume du réservoir

$$Q_{\text{apport}} = \frac{Q_p}{24} = \frac{9789,44}{24} = 407,89 \text{ m}^3/\text{h}$$

- Voir tableau de calcul (4.2.3)
- Volume de régulation (VR)

$$VR = |\Delta V^{(+)}_{\text{max}}| + |\Delta V^{(-)}_{\text{max}}|$$

$$VR = 1272,62 + 603,68 = 1876,30 \text{ m}^3$$

- Volume d'incendie : VI

La réserve minimum à prévoir est de 120 m³
(DUPONT TOME II Page 339)

- Volume total

$$VT = VR + VI = 1876,30 + 120 = 1996,3 \text{ m}^3$$

On prend donc un volume standard 2000 m³
(1 réservoir de 2000 m³)

4.4 Dimensionnement

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot V}{\pi \cdot H}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 2000}{\pi \cdot 5}}$$

$$D = 22,57 \text{ m}$$

On prend D = 23 m

V = Volume du réservoir

H = Epaisseur de la tranche
d'eau (H = 3 ÷ 8m)

On prend H = 5m (réservoir semi
enterré)

D = diamètre du réservoir

4.5 Hygiène et Sécurité

Le réservoir doit être

- Couvert d'une couverture qui protégera l'eau contre les variations de températures et l'introduction des corps étrangers.
- A l'abri des contaminations de l'infiltration des eaux souterraines et des pluies.
- Aéré : il faut percer quelques orifices grillagés ainsi que quelques ouvertures munies d'épaisses plaques de verre afin de laisser passer la lumière.
- Parfaitement étanche

- Aménagé de façon que l'eau circule régulièrement à l'intérieur en évitant toute stagnation.
- Muni de robinets de puisard piqués directement à proximité du réservoir afin de faciliter les prélèvements nécessaires aux contrôles des eaux.

4.6 Equipements du réservoir

4.6.1 Distribution

- Le départ de la conduite de distribution s'effectuera à 20 cm au-dessus du fond afin d'éviter l'entrée des boues décantées.
- Pour éviter la pénétration d'air en cas d'abaissement maximal du plan d'eau, on réservera un minimum de 50 cm au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite (voir figure 4.6.1)
- Pour empêcher la pénétration des matières en suspension et pour faciliter le brassage de l'eau, l'orifice de départ sera muni d'une crépine et se situera à l'opposé de l'arrivée d'eau.
- Pour pouvoir isoler le réservoir en cas d'accident on installera un robinet vanne sur le départ de la conduite.

4.6.2 Adduction

Conduite d'alimentation ou d'arrivée, elle se fait par surverse car cette disposition provoque une oxygénation de l'eau souterraine qui en général est pauvre en oxygène.

4.6.3 Trop-plein

Cette conduite devra pouvoir évacuer la totalité de débit Q arrivant au réservoir lorsqu'il y a défaillance dans le système d'arrêt, elle ne comportera pas de robinet sur son cours, la section horizontale sera située à une distance h au-dessous du niveau maximal susceptible d'être atteint dans la cuve, elle comportera au départ un envasement en forme de tronç de cône dont la plus grande circonférence de rayon R formera un déversoir à seuil circulaire pour le passage du débit Q sous une hauteur de lame h , le débit à évacuer dans cette conduite est donné par la formule

$Q = 27,828 \sqrt{Rh^3} / 2$ (LENCOSTRE) pratiquement les valeurs de $\sqrt{}$ différant peu, on peut prendre $Q = 11,15Rh^{3/2}$.

- Dimensionnement du trop-plein.

Le débit arrivant c'est le débit d'adduction
 $Q = 271,8 \text{ m}^3/\text{h} = 0,0755 \text{ m}^3/\text{s}$

on a $0,2 < \frac{h}{R} < 0,2$ et $Q = 11,15 R h^{3/2}$

on prend $\frac{h}{R} = 0,3 \Rightarrow h = 0,3 R$

$$Q = 11,15 R (0,3 R)^{3/2} \Rightarrow R = \sqrt[5]{\frac{Q^2}{(11,15)^2 (0,3)^3}} = \sqrt[5]{\frac{(0,0755)^2}{(11,15)^2 (0,3)^3}} = 0,299 \text{ m}$$

on prend $R = 300 \text{ mm}$

$$h = 0,3 R = 0,3 \cdot 0,3 = 0,09 \text{ m}$$

- Pour éviter toute pollution ou pénétration d'insectes ou animaux dans le réservoir, on prévoit un siphon qui maintient en eau le tronçon du trop plein.

4.6.4 Vidange

Cette conduite part du point le plus bas du réservoir et se raccorde avec la canalisation du trop plein elle comportera un robinet vanne.

- Dimensionnement de la conduite de vidange

Le débit écoulé à travers les orifices pratiques dans le fond de réservoir se calcul en pratique, au moyen de la formule :

$$Q = \mu S \sqrt{2 g h}$$

ou μ = Coefficient du débit

S = L'aire de l'orifice

h = la charge sur le centre de l'orifice

Données de bases

- Calcul du débit écoulé :

on a le volume du réservoir qui est égale à 2000 m^3

on prévoit une vidange pendant 2,00 heures

$$\text{donc le débit écoulé } Q = \frac{2000}{2,3600} = 0,278 \cdot \text{m}^3/\text{s}$$

- $h = 5 \text{ m}$ (hauteur d'eau dans le réservoir)
- $g = 9,8 \text{ m/s}^2$
- μ = Comme Valeur approchée, on peut admettre qu'elle est égale à 0,6 d'après (Manuel d'hydraulique Générale

page 153) - LANCASTRE.

$$Q = \mu S \sqrt{2gh} \implies S = \frac{Q}{\mu \sqrt{2gh}}$$

$$S = \frac{0,278}{0,6 \sqrt{2 \cdot 9,8 \cdot 5}} = 0,0468 \text{ m}^2$$

La conduite est circulaire

$$S = \frac{\pi D^2}{4} \implies D = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,0468}{\pi}} = 0,244 \text{ m}$$

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

4.6.5 By-Passe

Entre adduction et distribution en cas de réparation ou de nettoyage du réservoir il est à prévoir une communication entre la conduite d'adduction et de distribution

4.7 Materialisation de la réserve d'incendie

On a un système, qui consiste à prélever l'eau dans tous les cas l'eau au voisinage du fond du réservoir mais en la faisant transiter en service normal par un siphon. Situé à la côte supérieure de la réserve d'incendie, et muni d'un évent qui le désamorce dès que l'eau atteint ce niveau pendant cette exploitation la vanne 1 et 3 sont ouvertes.

En cas de sinistre la vanne 2 sera ouverte et assure la mise en service de la réserve d'incendie, la vanne 3 est en réalité constamment ouverte sauf en cas de réparation ou de nettoyage (voir figure 4-6)

4.8 Automatisation

4.8.1 L'automatisation des installations d'un service de transport d'eau est évidemment fort souhaitable car elle :

- accroît la garantie de bon fonctionnement
- assure la protection de notre système d'alimentation
- réduit le personnel d'exploitation

4.8.2 Conditions de fonctionnement

- éviter que le groupe-électropompe démarre quand le niveau d'eau dans le forage est minimal. Pour cela on

utilise une électrode au niveau minimal, cet électrode sera reliée à un relai qui déclenche le circuit de commande si elle est hors de l'eau et ne l'enclenche que lorsqu'elle est immergée.

- Prévoir l'arrêt du groupe dès que le niveau d'eau dans le réservoir est max, un contact à flotteur, coupe le circuit de commande dès que le niveau max est atteint.
- Prévoir le démarrage dès que le niveau minimal atteint 3 m dans le réservoir.

Est ceci est fait à l'aide d'une électrode qui est reliée à un relai qui enclencherait le circuit de commande dès que le niveau mini atteint 3 m

4.8.3. Protection du groupe électro-pompe

- Protection du circuit de commande
La protection du circuit de commande sera faite par un fusible.
- Protection du circuit de puissance
Il sera protégé contre :
 - Les surtensions ou baisses de tension
 - Les coupures du courant dans une phase.

Pour cela on utilise un relai thermique qui coupe le circuit de commande dans le cas de fonctionnement anormal.

- Protection de la pompe : La pompe doit être protégée contre le risque d'un pompage à vide. Pour cela on a placé une électrode qui est reliée à un relai qui couperait le circuit dès que le niveau minimale est atteint.

CHAPITRE V : ADDUCTION

5.1 Choix du tracé

Le choix du tracé est effectué selon les contraintes directives suivantes :

- Recherche du tracé le plus directe entre la source et le réservoir d'accumulation.
- Le tracé suivra si possible les chemins existants (route, piste) facilitant ainsi l'acheminement du matériel et l'accès au réservoir.
- Eviter autant que possible les contres pentes car les points hauts formés donnent naissance en exploitation à des contonnements d'air qu'il importe d'évacuer au moyen de ventouse dispensées en ces points hauts.
- Le profil en long, dans le cas du refoulement doit être aussi régulier que possible
- Le tracé a été étudié sur une carte établit à l'échelle 1/1000.

5.2 Conditions économiques

Il est intuitif qu'il existe un diamètre économique pour la conduite de refoulement résultant d'un compromis entre les deux tendances suivantes :

- Les frais d'amortissement de la conduite, qui croissent avec le diamètre de la canalisation
- Les frais d'exploitation de la pompe qui décroissent quand le diamètre augmente par suite de la diminution des pertes de charges

5.3 Choix du type des tuyaux

Toutes les conduites ont été prise en acier généralement on utilise dans les adductions des conduites en fonte, en acier, ou en amiante ciment, on opte pour des tuyaux en acier, vu leur disponibilité sur le marché, de plus ils sont plus économiques que les tuyaux en fonte.

5.4 Choix du diamètre économique

Il est basé sur un calcul technico-économique suivant des étapes différentes.

- on détermine le diamètre approximatif par la relation de BONNIN $D = \sqrt[3]{Q}$

ou $Q =$ Débit à transiter en m^3/s
 $D =$ diamètre approximatif en m

Dans notre cas on a $Q = 6526,30 m^3/J = 0,0755 m^3/S$

Donc on aura $D = \sqrt[3]{0,0755} = 0,275m = 275 mm$

On prend un diamètre normalisé 300 mm et on se fixe une série de 5 diamètres normalisés sur lesquelles portera notre étude technico économique (200, 250, 300, 350, 400)

5.4.1. Calcul du diamètre économique

$$R = \frac{V \cdot D}{\nu}$$

ou R : nombre de reynolds
 V : vitesse moyenne d'écoulement (m/S)
 ν : viscosité cinématique (m^2/s)
 $\nu = 1,0136 \cdot 10^{-6}$ (pour une température de 15°)
 D : diamètre de la conduite (m)

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

Ayant ces deux paramètres, on peut déterminer le régime d'écoulement, tout en se référant au diagramme de MOODY, en cas de régime turbulent rugueux, le coefficient de frottement sera donné par la formule de NIKURADZE

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

ou $\epsilon =$ rugosité absolue en m qui est égale

à $4 \cdot 10^{-4}$ m pour l'acier

D: Diamètre économique en m

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

$$\frac{1}{\sqrt{f_c}} = -0,86 \ln \left(\frac{E}{3,7D} + \frac{2,51}{Re \sqrt{f_c}} \right)$$

$$f_c = \left(-0,86 \ln \left(\frac{E}{3,7D} + \frac{2,51}{Re \sqrt{f_c}} \right) \right)^2$$

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

- Le gradient de la perte de charge suivant la formule de DARCY-WEISSBACH

$$J = \frac{F v^2}{2 \cdot 9 D} = \frac{8 F \rho^2}{9 \pi^2 D^5}$$

- Les pertes de charge linéaires

$$\Delta H_L = J \cdot L$$

ou L = Longueur de la conduite

- les pertes de charges singulières sont estimées à 15% des pertes de charge linéaire

$$\Delta H_S = 0,15 \Delta H_L$$

- Les pertes de charges totales s'obtiennent

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

Remarque : Les pertes de charges totales sont calculées suivant un programme applicable à la T.1 59 celui-ci nous donnera aussi les valeurs des coefficients de frottement F et J le gradient de la perte de charge.

5.4.1.1 Calcul de la hauteur manométrique totale de refoulement (voir tableau 5.4.1.1)

$$Nmt = H_g + 1,15 \Delta H_L = H_g + \Delta H_t$$

H_g est la hauteur géométrique de refoulement dans notre cas on a un refoulement du forage vers le réservoir donc

$$H_g = (\text{Côté TP} + 0,5) - \text{Côté ND}$$

ou TP=trop plein du réservoir qui est égale à 635 m

ND= Niveau Dynamique qui est égale à 572,26 m

$$H_g = (635 + 0,5) - 572,26 = 63,24 \text{ m}$$

Programme du T-159

Pour Le calcul des pertes de charge

2nd LbL	2nd LbL	STO	2nd LbL
A	B	8	D
1	(GTO	x
.	RCL	B	.
1	7	2nd LbL	1
4	÷	RCL	5
-	3	RCL	=
.	.	9	R/S
8	7	x	2nd LbL
6	+	RCL	E
x	2	3	+
(.	x ²	RCL
RCL	5	÷	11
1	1	1	=
÷	÷	9	R/S
RCL	RCL	.	
2	6	6	
)	÷	÷	
STO	RCL	RCL	
7	8	2	
lnx	\sqrt{x}	=	
=)	STO	
x ²	lnx	10	
1/x	x	R/S	
STO	.	2nd LbL	
5	8	C	
STO	6	RCL	
8	=	10	
RCL	x ²	x	
3	1/x	RCL	
x	STO	4	
RCL	9	=	
2	-	STO	
÷	RCL	11	
RCL	8	R/S	
0	=		
=	2nd x		
STO	INV		
6	2nd x>>t		
R/S	RCL		
	RCL		
	9		

Exécution

1. stockage des données :

D → 00 ; E → 01 ; D → 02

V → 03 ; Lg → 04

précision 0,000001 x ≤ t

Résultats

2. appuyer sur :

[A] ⇒ Re ; [B] ⇒ J

[C] ⇒ Δh_L ; [D] ⇒ Δh_s [E] ⇒ Δh_t $F_v \leftarrow 05$; $F_t \leftarrow 09$

5.4.1.2 Frais d'exploitations (voir tableau 5.4.1.2)

$$F_E = E \cdot e \quad (\text{D.A.})$$

ou E = Energie Annuelle (Kwh)

e = Prix du Kwh = 0,23 D.A. (SONELGAZ)

- Calcul de la puissance absorbée par la pompe

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

P = puissance (Kw)

g = Accélération de la pesanteur ($9,8 \text{ m/s}^2$)

Q = débit à transiter ($0,0755 \text{ m}^3/\text{S}$)

η = rendement de la pompe (70%)

H_{mt} = Hauteur manométrique qui varie selon le diamètre

$$H_{mt} = H_g + \Delta H_t = 63,24 + \Delta H_t$$

- Calcul de l'énergie E (annuelle)

$$E = P \cdot 24 \cdot 365 \quad (\text{kwh})$$

5.4.1.3 Frais d'amortissement (voir tableau 5.4.1.3.)

$$F_a = L \cdot P_r \cdot A$$

ou L = Longueur de la conduite de refoulement (815m)

Pr = Prix du mètre linéaire de la conduite en plus les frais de soudure, terrassement, pose et transport il varie selon le diamètre, plus le diamètre est grand plus le prix augmente.

A = Annuité

l'annuité est calculée suivant la formule

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

ou i = taux d'annuité

n = nombre d'années d'amortissement

dans notre cas on prend

i = 8% et n = 30 ans.

Tableau (5-4-1-1)

Tableau donnant la hauteur manométrique totale de refoulement
 $H_{mt} = H_g + \Delta H_E = 63,24 + \Delta H_E$

D (mm)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	L (m)	R	f_h	f_c	J	ΔH_L (m)	ΔH_E (m)	H_{mt} (m)
200	0,0755	2,4	815	473559	0,02378	0,02428	0,0357	29,08	33,44	96,68
250	"	1,54	"	379834	0,02243	0,02310	0,0112	9,11	10,48	73,72
300	"	1,07	"	316693	0,02142	0,02228	0,00434	3,53	4,07	67,31
350	"	0,78	"	269337	0,02061	0,02168	0,00192	1,57	1,80	65,04
400	"	0,60	"	236779	0,01995	0,02124	0,0098	0,80	0,91	64,15

Tableau (5-4-1-3)
Frais d'amortissement

D (mm)	L (m)	Prix au mL (D.A)	Prix de la Conduite D.A	Annuite	$F_a = L \cdot P \cdot A$ (D.A)
200	815	229,56	187091,40	0,0888	16613,72
250	"	267,22	217784,3	"	19339,25
300	"	333,07	271452,05	"	24104,94
350	"	437,60	356644,00	"	31669,99
400	"	500,44	407858,60	"	36217,84

Tableau (5-4-1-2)
Frais d'exploitation

D (mm)	Hmt (m)	P (Kw)	$E = P \times 24 \times 365$ (Kw h) annuelle	$F_E = 0,23 E$ (D.A)
200	96,68	102,30	896148,00	206114,04
250	73,72	78,00	683280,00	157154,40
300	67,31	71,22	623887,20	143494,06
350	65,04	68,82	602863,20	138658,54
400	64,15	67,88	594628,80	136764,62

Tableau (5-4-1-4) Bilan

D (mm)	200	250	300	350	400
F_a (D.A)	16613,72	19339,25	24104,94	31669,99	36217,84
F_E (D.A)	206114,04	157154,40	143494,06	138658,54	136764,62
Totaux (D.A)	222727,76	176493,65	167599,00	170328,55	172982,46
			Diametre Economique		

Donc le prix de la conduite sera amorti sur 30 ans au taux d'annuité de 8% ce qui correspondra pour une somme de 1 DA à une annuité

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

5.4.1.4 Coût total de l'adduction (voir tableau 5.4.1.4)

$$C_{t_c} = F_e + F_a = E_e + L.P_r . A$$

Le diamètre économique est celui qui converge vers la plus faible somme des frais d'amortissement et ceux d'exploitation.

D'après les calculs on remarque que le diamètre 300 est le diamètre économique

5.5. Choix des pompes

- Une pompe est destinée à élever un débit donné à une hauteur déterminée autrement dit à transformer l'énergie en énergie hydraulique
- Le type de pompe est choisi selon la zone dans laquelle se situera le point éventuel de fonctionnement, en relation avec le débit refoulé à la hauteur voulue
- Le point de fonctionnement est obtenu en traçant les caractéristiques de la conduite et de la pompe est donné par l'intersection de ces deux courbes
- ayant les caractéristiques de refoulement (Q , Hmt) on essayera de trouver sur les catalogues la courbe des caractéristiques de la pompe qui sont les plus proches de nos caractéristiques de refoulement
- pour notre projet nous avons équipé le forage d'une pompe immergée

type de pompe : Jeumont Schneider

Caractéristiques

$$Q = 271,8 \text{ m}^3/\text{h}$$

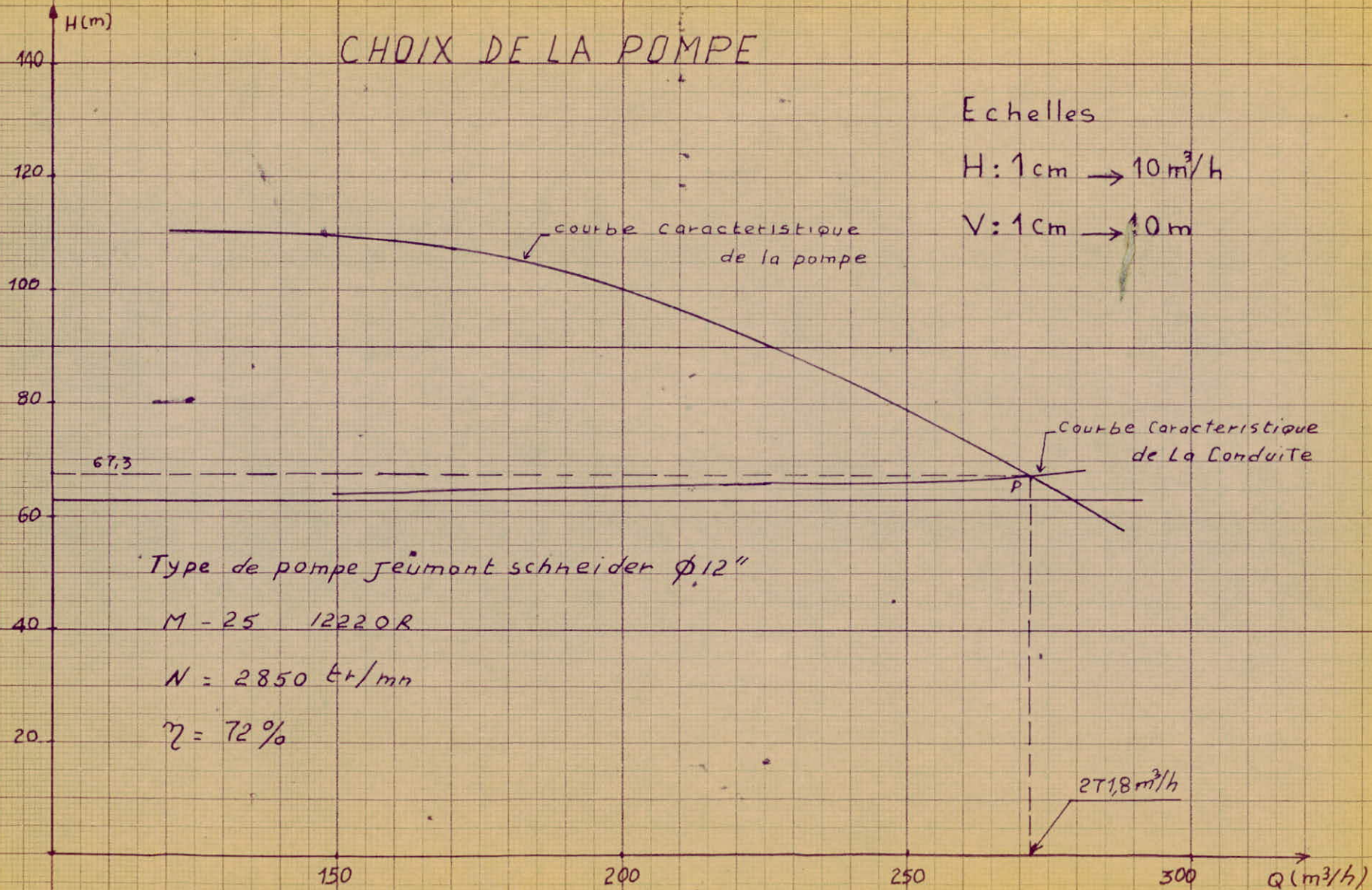
$$\text{Hmt} = 67,3 \text{ m}$$

Tableau (5.5.1)

Calcul de La Courbe Caractéristique de La Conduite
 $L = 815 \text{ m}$

Q (m^3/s)	Q (m^3/h)	V (m/s)	Re	$F_R 10^{-2}$	$F_C 10^{-2}$	J	ΔH_L (m)	ΔH_t (m)
0,00278	10	0,039	11543	2,1416	3,2420	0,000008	0,007	0,008
0,00833	30	0,118	34925	"	2,6599	0,000063	0,051	0,059
0,0167	60	0,236	69850	"	2,4460	0,000232	0,189	0,217
0,0250	90	0,354	104775	"	2,3600	0,000503	0,410	0,471
0,0333	120	0,471	139404	"	2,3140	0,000873	0,711	0,818
0,0416	150	0,589	174329	"	2,2840	0,001348	1,098	1,263
0,0500	180	0,707	209254	"	2,2640	0,001924	1,568	1,804
0,0555	200	0,785	232340	"	2,2530	0,002361	1,925	2,213
0,0611	220	0,864	255720	"	2,2440	0,002850	2,322	2,671
0,0666	240	0,942	278810	"	2,2370	0,003376	2,752	3,164
0,0722	260	1,021	302190	"	2,231	0,003955	3,224	3,707
0,0778	280	1,101	325870	"	2,2250	0,004588	3,739	4,300
0,0833	300	1,178	348660	"	2,2210	0,005241	4,272	4,912

CHOIX DE LA POMPE



Le catalogue JeumontSchneider pour les pompes immergées nous a permis de choisir le type de pompe qui répond exactement à nos caractéristiques de refoulement, il s'agit d'une pompe :

M25 12220R Ø12"

N = 2850 tr/mn

$\eta = 72\%$

CHAPITRE VI - DISTRIBUTION

6.1 - Généralités

A cause des contraintes d'ordre topographique et les dispositions éparses et éloignées des habitants les uns par rapport aux autres nous avons été obligés de procéder au partage de la ville de DJEMORAH en trois zones.

- Zone haute
- Zone basse I
- Zone basse II

Cette séparation constitue un excellent palliatif car elle permet une distribution avec des pressions convenables au sol.

6.1.1 Zone Haute

La zone haute est alimentée directement du réservoir elle a une population de 21399 habitants et un débit de pointe de 98,408 l/s.

Cette zone est formée d'un réseau maille et d'un réseau ramifié

- Réseau maille (4 mailles)
Population : 21058 habitants
débit de pointe nécessaire pour la population et les besoins ($Q_p = 97$ l/s)
- Réseau ramifié
Population : 341 habitants
débit de pointe : 1,408 l/s.

6.1.2 Zone basse I

La zone basse I est alimentée de la brise-Charge I

- Population : 1042 habitants
- débit de pointe : nécessaire à la population et les besoins divers ($Q_p = 6,02$ l/s)

On a opté pour un réseau ramifié et cela pour des raisons économiques.

- Calcul des débits par tronçon (voir tableau 6.3.1.)
- Calcul des conduites à partir de débit d'amont (voir tableau 6.3.2.)
- Détermination des pressions au sol (voir tableau 6.3.3)

6.1.3 Zone basse II

La zone basse II est alimentée de la Brise-Charge II

- Population : 1957 habitants
- Débit de pointe nécessaire à la population et les besoins divers ($Q_p = 8,98$ l/s)

Pour cette zone on a opté pour un réseau maillé (une maille)

- Calcul de la densité et la consommation spécifique de la maille (tableau 6.4.1)
- Débits soutirés (tableau 6.4.2)
- Calcul du réseau (tableau 6.4.3)
- Détermination des pressions au sol (tableau 6.4.4)

6.2 - Réseau de distribution de la Zone haute

La zone haute est de forte densité et elle contient aussi la zone d'extension.

6.2.1 Dimensionnement de la conduite d'amène de distribution (R.M)

Au point M part deux conduites l'une vers le réseau ramifié de la zone haute avec un débit de 1,408 l/s, l'autre conduite avec un débit de 112 l/s pour alimenter le réseau maillé de la zone haute et aussi la zone basse I et la zone basse II.

6.2.1.1 Calcul de la perte de charge de la conduite d'amène (R.M) avec la méthode de la longueur FLUIDODYNAMIQUE.

- Calcul du diamètre de la conduite

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

ou $Q_p =$ débit de pointe total qui est égale à 113,408 l/s

$V =$ Vitesse moyenne supposée égale à 0,9 m/s

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,113408}{\pi \cdot 0,9}} = 0,400 \text{ m} = 400 \text{ mm}$$

(400 diamètre normalisé)

- Calcul de la perte de charge

Données de bases pour la conduite (R.M)

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

$$L = 320 \text{ m (longueur de la conduite d'amène)}$$

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

$$\gamma = 1,013610^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$$

$$Q_p = 113,408 \text{ l/s}$$

$$V = 0,9 \text{ m/s}$$

Pour un profil circulaire plein on a

$$h = D \quad \beta = \frac{h}{D} = 1$$

$\beta =$ paramètre de forme d'un profil circulaire partiellement mouillé.

$$\beta = 1 \xrightarrow{\text{abaque 9}} \begin{cases} D_0 = 1,539 \\ 4/P_0 = 0,827 \end{cases}$$

On suppose que le régime est turbulent rugueux

$$\Lambda = \frac{D}{D_0} = \frac{0,4}{1,539} = 0,26 \text{ m}$$

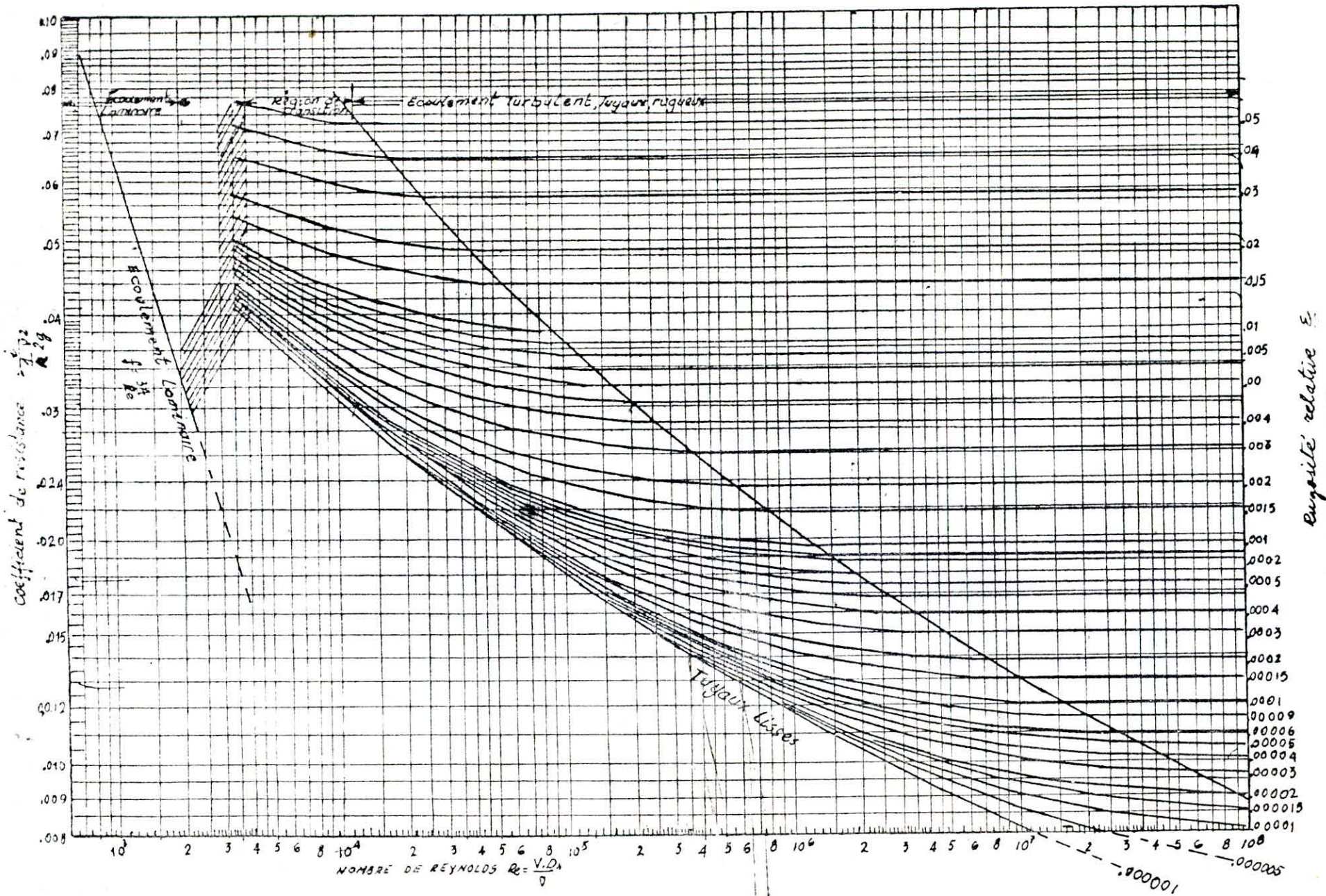
Vérification du régime

$$R = \frac{Q \cdot 4 \cdot 1}{\Lambda \cdot P_0 \cdot \gamma} = \frac{0,113408 \cdot 0,827 \cdot 1}{0,26 \cdot 1,013610^{-6}} = 0,355910^6$$

On prend $R = 3,6 \cdot 10^5$

$$\frac{E}{D_h} = \frac{0,1}{400} = 0,00025$$

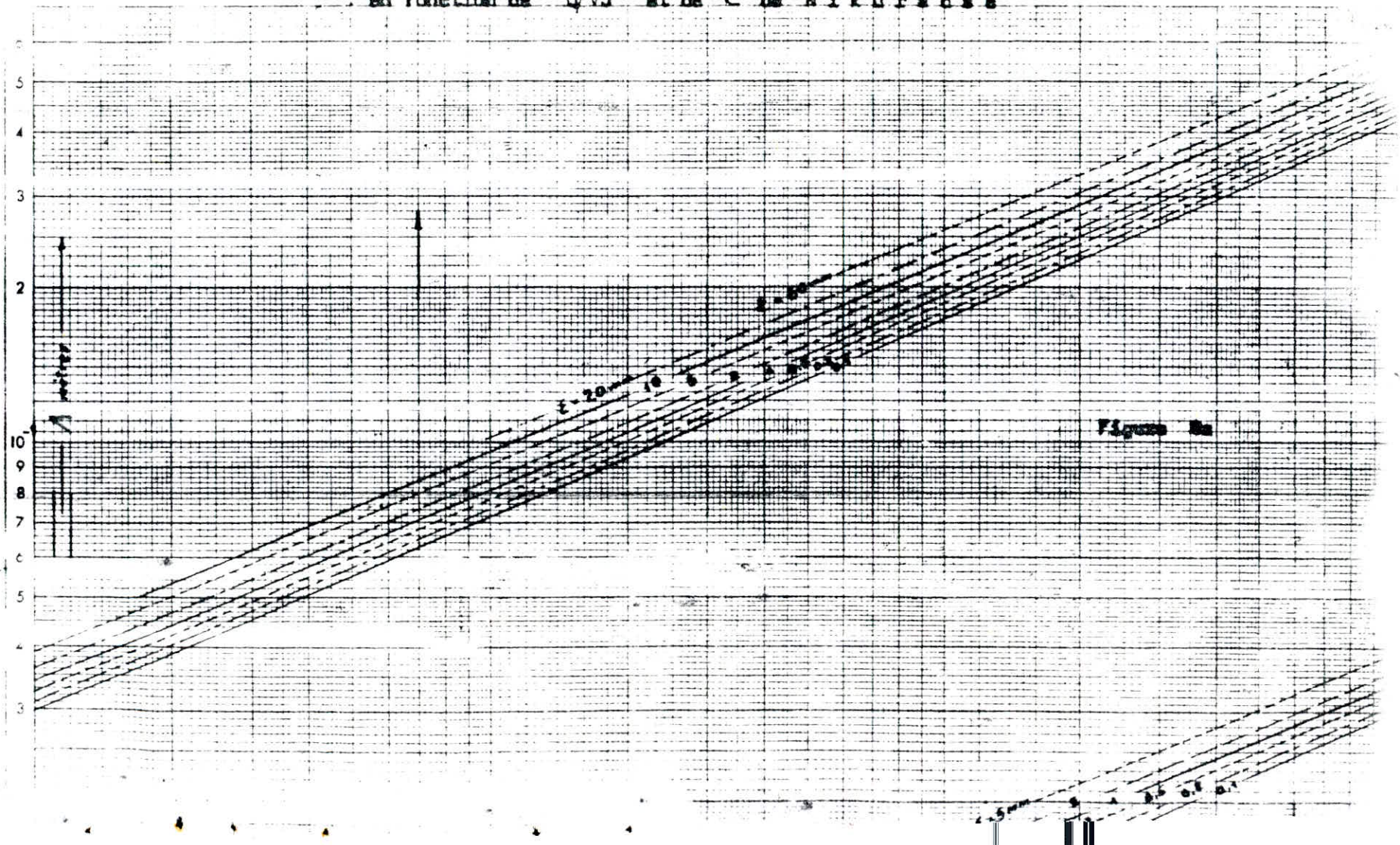
Diagramme de Moody



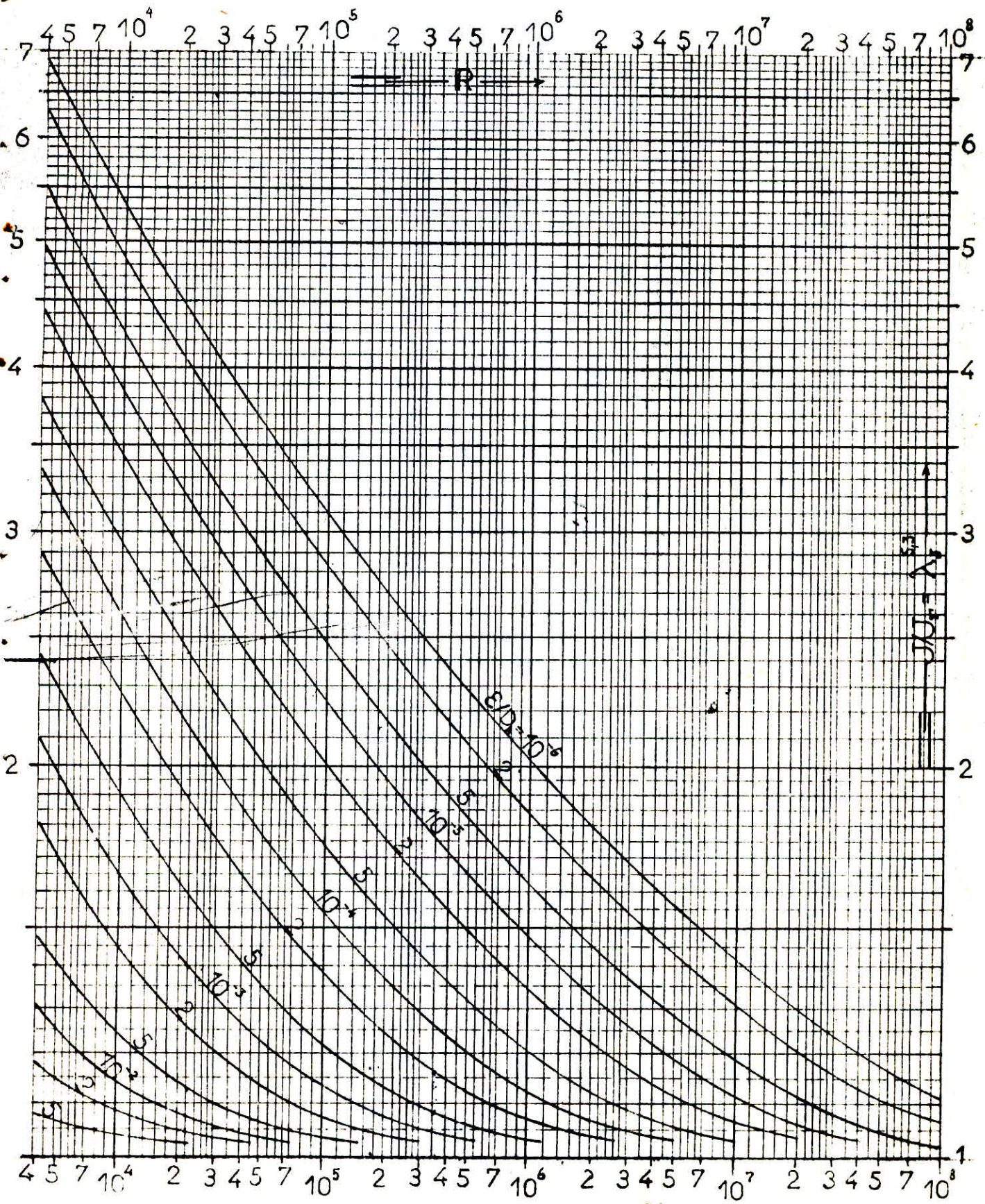
10^{-2} $2 \cdot 10^{-2}$ $3 \cdot 10^{-2}$ $4 \cdot 10^{-2}$ 5 6 7 8 9 10^{-1} $2 \cdot 10^{-1}$.3 .4 .5 .6 .7 .8 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10

Détermination de la longueur fluidodynamique

en fonction de $\sqrt{v_1}$ et de L ou de Re



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



$$\left. \begin{array}{l} R = 3,6 \cdot 10^5 \\ \frac{\epsilon}{D_h} = 0,00025 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Diagramme de Moody}$$

D'après le diagramme de Moody on se trouve dans un régime de transition

- Calcul du gradient de perte de charge "Jr"
Ayant

$$\left. \begin{array}{l} \epsilon = 0,1 \\ \Lambda = 0,26 \end{array} \right\} \xrightarrow{\text{abaque 8a}} \frac{Q}{\sqrt{J_r}} = 2,9$$

Sachant Q on peut déterminer Jr

$$Q = 0,113408 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$J_r = \left(\frac{Q}{2,9} \right)^2 = \left(\frac{0,113408}{2,9} \right)^2 = 0,001529$$

Comme on est dans un régime de transition on doit corriger le gradient de perte de charge

$$\left. \begin{array}{l} \frac{\epsilon}{D_h} = 0,00025 \\ R = 3,6 \cdot 10^5 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Abaque 17c et 17d}$$

on tire $\lambda_J^{5,3} = 1,12$

$$\text{et } \lambda_J^{5,3} = \frac{J}{J_r} \quad J = J_r \lambda_J^{5,3}$$

$$J = 0,001529 \cdot 1,12 = 0,001712$$

Calcul de la perte de charge totale

$$D_{ht} = 1,15 \cdot J \cdot L = 1,15 \cdot 0,001712 \cdot 320 = 0,630 \text{ m}$$

6.2.2 Calcul du réseau maille

- Dimensionnement de la conduite d'amène (M.I) qui part du point M vers le point I du réseau maille.

Données de bases pour la conduite (M.I)

$$Q_p = 112 \text{ L/s}$$

$$L = 22 \text{ m}$$

$V =$ Vitesse moyenne supposée égale à $0,9 \text{ m/s}$

$$D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,112}{\pi \cdot 0,9}} = 0,398 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé de 400 mm pour D normalisé on calcul la vitesse d'écoulement dans la conduite

$$v = \frac{4 \cdot Q}{\pi D^2} = \frac{4 \cdot 0,112}{\pi \cdot (0,4)^2} = 0,89 \text{ m/s}$$

Calcul de la perte de charge total de la conduite (M-1) avec la formule de DARCY-WEISBACH

$$\Delta H_t = 1,15 \cdot F \cdot \frac{L \cdot v^2}{D \cdot 2g}$$

ou "F" coefficient de frottement de COLEBROOK qui est donné par la formule

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

la détermination du Coefficient de frottement de COLEBROOK se fait par itération successive en prenant comme première approximation le coefficient de frottement donné par la formule NIKURADZE

$$\epsilon = 0,0001 \text{ m} \quad D = 400 \text{ mm}$$

$$F_n = \left(1,14 - 0,86 \ln \frac{\epsilon}{D} \right)^{-2} = \left(1,14 - 0,86 \ln \frac{0,0001}{0,4} \right)^{-2} = 0,01461$$

Après les approximation on obtient le résultat suivant

$$F_c = 0,01668$$

$$\text{on a } \Delta H_t = 1,15 \cdot \frac{F \cdot L \cdot v^2}{D \cdot 2g}$$

$$\Delta H_t = \frac{1,15 \cdot 0,01668 \cdot 22 \cdot (0,89)^2}{0,4 \cdot 2 \cdot 9,8} = 0,04 \text{ m}$$

6.2.2.1 Détermination des débits soutirés pour le réseau maillé

Nous avons délimité dans le périmètre à urbaniser un certain contour fermé constituant de grandes mailles à l'intérieur desquelles peuvent être connectées des conduites d'un réseau ramifié.

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

En premier lieu on commence à calculer la superficie desservie pour chaque noeud en utilisant la méthode des médiatrices, cette méthode consiste à tracer la médiatrice des tronçons des conduites constituant le réseau ainsi on obtient un contour fermé autour de chaque noeud. Ce contour représente la surface desservie par le noeud.

Connaissant la superficie de chaque noeud et la dotation spécifique on détermine le débit soutiré pour chaque noeud et connaissant la surface limitée par le périmètre d'urbanisme (y compris l'extension) et la population totale on calcul la densité à partir de cela on peut répartir les débits au niveau du réseau et donner la première approximation.

- Consommation spécifique : $q = \frac{Q_m}{N_m}$

ou q : consommation spécifique l/j/hab.

Q_m : consommation moyenne par maille

N_m : Nombre d'habitant par maille

- Densité $d = \frac{N_m}{S_m}$

ou d = densité hab/ha

N_m = Nombre d'habitant par maille

S_m = Surface de la maille correspondante

- Population possible : $P = s.d$

ou s : Surface desservie par le noeud en (ha)

d : Densité de la population (Hab/ha)

- Débit du noeud : $Q_i = p_i . q_i$

ou p_i = population de la surface desservie par le noeud

q_i = Consommation spécifique (l/j/hab)

tableau (6-2-2.1.1)

Calcul de la densité et répartition des débits à l'intérieur de chaque maille

Maille	Population (hab)	Surface (ha)	Densité (hab/ha)	Dotation l/J/hab	Consommation domestique (m ³ /J)	Consommation divers (m ³ /s)	Consommation Total (m ³ /J)	Consommation Spécifique (l/s/hab)
I	4620	9,2314	500	170	785,4	11,28	796,68	172,44
II	6438	13,3303	483	170	1094,46	155,33	1249,85	194,14
III	4362	9,0191	484	170	741,54	198,32	939,86	215,47
IV	5638	11,3002	499	170	958,46	33,79	992,25	176
							Σ = 3978,64	

Tableau (6-2-2-12)
Debits Soutires (Zone haute)

Design du noeud	Maille	Surface (ha)	Densite (hab/ha)	Population Possible (hab)	Consommation Specificue (l/J)	Consommation Journaliere (m ³ /J)	Consommation Journaliere total (l/s)	Coefficient de pointe Kp	Debit Soutire au noeud (l/s)	Debit Soutire arrondi (l/s)	
1	I	1,3697	500	685	172,44	118,12	352,64	4,08	2,1	8,57	9
	II	2,5007	483	1208	194,14	234,52					
2	I	1,729	500	865	172,44	149,16	1,73	2,1	3,63	4	
3	I	2,4416	500	1221	172,44	210,55	326,47	3,78	2,1	7,94	8
	III	1,1113	484	538	215,47	115,92					
4	I	1,2651	500	633	172,44	109,15	332,54	3,85	2,1	8,09	8
	II	0,765	483	369	194,14	71,64					
	III	0,8855	484	429	215,47	92,44					
	IV	0,6752	499	337	176	59,31					
5	I	2,4260	500	1213	172,44	209,17	487,76	5,64	2,1	11,84	12
	II	2,9702	483	1435	194,14	278,59					
6	II	1,7636	483	852	194,14	165,41	1,91	2,1	4,01	4	

tableau (6-2-2-1.2)

Débit Soutirés (Zone haute) Suite

Design du noeud	Maille	Surface (ha)	Densité (hab/ha)	Population Possible (hab)	Consommation spécifique (l/s)	Consommation Journalière (m ³ /j)	Consommation Journalière total (l/s)	Coefficient de pointe Kp	Débit Soutiré au noeud (l/s)	Débit Soutiré arrondi (l/s)
7	II	2,8736	483	1388	194,14	269,47	3,12	2,1	6,55	6
8	II	1,8585	483	898	194,14	174,34	2,02	2,1	4,24	4
9	II	0,5987	483	289	194,14	56,11	1,92	2,1	4,03	4
	IV	1,2459	499	622	176	109,47				
10	IV	2,6027	499	1299	176	228,62	2,65	2,1	5,57	5
11	IV	1,3075	499	652	176	114,75	1,33	2,1	2,79	3
12	IV	2,1630	499	1079	176	189,90	2,20	2,1	4,62	5
13	IV	0,8544	499	426	176	74,98	0,87	2,1	1,83	2
14	IV	2,4515	499	1223	176	215,25	4,18	2,1	8,78	9
	III	1,3992	484	677	215,47	145,87				
15	III	1,8593	484	900	215,47	193,92	2,24	2,1	4,70	5
16	III	1,5810	484	765	215,47	164,83	1,91	2,1	4,01	4
17	III	2,1828	484	1056	215,47	227,53	2,63	2,1	5,52	5

- Les résultats des calculs se trouvent dans les tableaux
- Tableau 6.2.2.1.1 (calcul de la densité et répartition des débits à l'intérieur de chaque maille.
- Tableau 6.2.2.1.2 (débits soutirés)

6.2.2.2 Méthode du calcul du réseau maillé

Le calcul du réseau a été fait à l'aide d'un T.159 programmable (voir tableau 6.2.2.2)

Ce calcul est basé sur les approximations successives selon la méthode de Hardy-Cross qui repose sur deux lois fondamentales.

Ces deux lois sont rapprochées aux lois de KIRCHOFF en électricité.

- 1ere loi

En un noeud quelconque du réseau, la somme des débits qui arrivent vers ce noeud est égale à la somme des débits qui en sortent.

- 2ème loi

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

6.2.2.2.1 Procédé de calcul :

- Diamètres des conduites :

Ils sont choisis de manière à avoir des vitesses raisonnables se situant entre (0,5 et 1) m/s.

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

ou $Q = \text{débit en m}^3/\text{s}$
 $A = \text{Section de la conduite en m}^2$
 $D = \text{diamètre de la conduite en m}$
 $V = \text{Vitesse de la conduite}$

- Les pertes de charges

Elles sont déterminées par la formule de DARCY-WEISSBACH

$$\Delta H = F \cdot \frac{L}{d} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

- Les pertes de charges dues aux frottements
Elles sont exprimées par la formule

$$\Delta H_L = F \cdot \frac{L_G}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

ou L_G = Longueur géométrique

- Les pertes de charges singulières
Généralement on estime la longueur équivalente à 15% de la longueur géométrique.

$$\Delta H_S = F \cdot \frac{0,15 L_G}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

- Les pertes de charges totales

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

$$\Delta H_T = F \cdot \frac{1,15 L_G}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

- d'après l'équation de continuité

$$Q = V \cdot A \quad V = \frac{Q}{A}$$

Par conséquent :

$$\Delta H_T = 1,15 \cdot F \cdot \frac{L_G}{D} \cdot \frac{V^2}{2g} = 1,15 \cdot F \cdot \frac{L_G \cdot Q^2}{D \cdot A^2 \cdot 2g} = F \cdot \frac{L_G}{D} \cdot \frac{Q^2}{A^2 \cdot 2g}$$

En introduisant le concept de la perte de charge débitaire ΔH_Q provoquée lors du passage d'un débit unitaire.

$$\Delta H_Q = \frac{\Delta H_T}{Q^2} = F \cdot \frac{L_G}{D \cdot A^2 \cdot 2g}$$

En système S.I ΔH_Q a les dimensions $m^{-5} s^2$

- Le gradient de la perte de charge débitaire

$$J_Q = \frac{\Delta H_Q}{L} = \frac{F \cdot L}{2g \cdot D \cdot A^2} \cdot \frac{1}{L} = \frac{F}{2g \cdot D \cdot A^2}$$

$$JQ = \frac{16}{2g \pi^2} \cdot \frac{F}{D^5}$$

En système S.I.: JQ a les dimensions $m^{-6} s^2$, comme la conduite est de section circulaire

avec $\pi = 3,14$ et $g = 9,8 \text{ m/s}^2$

$$JQ = 8,28 \cdot 10^{-2} \cdot \frac{F}{D^5}$$

En zone de pleine turbulence $F = F_n$, ne dépend que de la rugosité relative de la conduite par conséquent JQ sera considéré comme constante caractéristique de la conduite mais la valeur de JQ ne sera plus valable dans le cas de régime de transition.

$$\text{on a } JQ = \frac{F_n}{2gDA^2} \Rightarrow F_n = 2gDA^2 JQ$$

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

$$F_n = 12,9 D^5 \cdot JQ$$

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

$$\Delta H = JL = JQ \cdot Q^2 \cdot L = Q^2 \Delta HQ$$

$$\Delta HQ = JQ \cdot L = r$$

$$r = \Delta HQ = \frac{\Delta H}{Q^2} \Rightarrow \Delta H = r Q^2$$

- Calcul de r

Pour une conduite circulaire

$$\Delta H = F \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g} = F \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{Q^2}{2gA^2} = r Q^2$$

$$\text{donc } r = \frac{LF}{D} \cdot \frac{1}{2gA^2} = \frac{F \cdot L}{D} \cdot \frac{16}{2g D^4 \pi^2}$$

$$r = \frac{LF}{D^5} \cdot \frac{16}{2g \pi^2}$$

- Calcul du coefficient de frottement :

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

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

On prend comme première approximation la valeur de F_n calculé par la formule de NIKURADZE

$$F_n = (1,14 - 0,86 \ln \epsilon/D_h)^{-2}$$

On procède par approximation successive jusqu'à ce qu'on trouve la valeur exacte de F avec laquelle on détermine les pertes de charges finales.

Ceci est fait à l'aide d'un programme applicable à la T.I 59

- Calcul du débit correctif :

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

Cette équation doit être nulle dans chaque circuit fermé pour satisfaire la 2ème loi, soit :

Q_0 : le débit supposé en première approximation

Q_1 : le débit corrigé

ΔQ_0 : le terme correctif

donc pour chacune des conduites, nous avons :

$$Q_1 = Q_0 + \Delta Q_0$$

$$\Delta H = r Q_1^2 = r (Q_0 + \Delta Q_0)^2$$

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

si on néglige le terme ΔQ_0^2 par rapport à Q_0 , on obtient :

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

$$\text{donc } \Delta Q_0 = \frac{\Delta H - r Q_0^2}{2 r Q_0}$$

pour un circuit fermé :

$$\sum \Delta H = \sum r Q_i^2 = \sum r Q_0^2 + 2 \Delta Q_0 \sum r Q_0 = 0$$

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

Remarque

Les corrections se font algébriquement c'est-à-dire les débits seront corrigés selon leurs signes, les pertes de charges auront le même signe que le débit car elle croissent dans le sens d'écoulement.

On n'arrête les calculs qu'une fois

$$\Delta Q < 0,4 \text{ L/s et } \sum \Delta H < 0,5 \text{ m}$$

Ceci est valable pour une seule maille, mais en présence de plusieurs mailles adjacentes, on aura des conduites qui seront communes à 2 mailles, dans ce cas les corrections à apporter sont :

- La correction propre à la maille prise avec son signe
- La correction de la maille adjacente prise avec le signe contraire pour trouver le même débit dans le tronçon commun aux deux mailles adjacentes, puis on fait la somme algébrique pour chaque tronçon, pour trouver le débit avec lequel on doit corriger le débit de la maille considérée.

- Pression au sol

$$P_s = C_p - C_t$$

ou P_s : Pression au sol

C_p : Côte Piezométrique

C_t : Côte du terrain

La valeur maximale des pressions au sol doit être inférieure à 60 m

La côte piezométrique au bout d'un tronçon est égale à la côte piezométrique au début de ce tronçon moins les pertes de charge le long de ce tronçon.

La côte Piezométrique du point de liaison, réseau de

distribution, conduite de distribution est égale à la Côte du radier du réservoir moins les pertes de charge le long de la conduite d'amène de distribution, dans notre cas le point de liaison est le point (1) (voir les calculs de pression dans le tableau 6.2.2.2.1)

6.2.3 - Calcul du réseau ramifié

- Le réseau ramifié dans lequel les conduites ne comportent aucune alimentation en retour, présente l'avantage d'être économique mais il manque de sécurité en cas de rupture, un accident sur la conduite principale prive d'eau tous les abonnés d'aval.

Le réseau maille permet au contraire une alimentation en retour, un simple manoeuvre de robinets permet d'isoler le tronçon accidenté et de poursuivre néanmoins l'alimentation des abonnés d'aval. Il est bien entendu plus coûteux.

Pour des raisons économiques et vu la dispersion des habitants nous avons adopté pour cette zone un réseau ramifié dont la conduite maitresse prend départ du point (M)

- Calcul des conduites :

La conduite doit être calculée comme si elle débitait à son extrémité $P + 0,55 Q$ c'est-à-dire

$$q = P + 0,55 Q$$

ou

$$p = \text{débit d'aval}$$

$$q = \text{débit reparti}$$

Ce calcul rigoureux est employé, surtout pour l'étude des réseaux importants, mais en ce qui concerne les installations moyennes comme dans notre cas on peut, sans grand inconvénient, puisqu'il introduit en fait une sécurité, faire le calcul avec le débit d'ament.

6-5 Canalisations et accessoires du réseau

- Type de canalisation

Le réseau de distribution est constitué d'un assemblage-

assemblage de tuyaux en acier de diamètre compris entre 50 et 400 mm pouvant supporter une pression au environ de 50 m.

- Décharges :

Aux points les plus bas on place des robinets pour permettre la vidange ils seront placés dans des regards et l'eau sera évacuée dans un réseau d'assainissement ou d'irrigation.

- Ventouses

La présence d'air dans les conduites peut provoquer des perturbations de l'écoulement et parfois des détériorations dans la canalisation pour remédier à ce type de problème, nous prévoyons des ventouses au droit de chaque point haut, pour éliminer les cantonnements d'air.

- Les robinets vannes

Leurs rôles est de permettre l'isolement de divers tronçons du réseau de distribution lors d'une réparation. ils permettent également de régler le débit.

- Bouches d'incendie

Les bouches d'incendie doivent être raccordées sur les conduites capables d'assurer un débit minimal de 17 l/s sous une pression suffisante de 10 m.

Si la bouche d'incendie est équipée d'accessoires elle pourrait servir également à l'arrosage et au lavage dans le cas de non sinistre.

- Les Tes

Ils sont utilisés lors d'une ramification

- Les coudes

Pour permettre le changement de direction dans le tracé.
du réseau

- Les cones de raccordement

Pour raccorder des tuyaux de différents diamètres.

Programme pour le calcul du reseau maille'

2nd LBL	\sqrt{x}	2nd π	RCL
2nd stflg	+ RCL	x^2	9
8	3	\div	+/-
RCL	\div	9	SUM
3	3	.	9
\div	\cdot	8	RCL
RCL	7	\div	11
0	\div	0	+/-
=	RCL	y^x	SUM
2nd Log	0	=	11
x	=	5	RCL
2	2nd Log	STO	12
+/-	x	7	R/S
+	2	R/S	
.	+/-	x	
1	=	RCL	
1	x^2	2	
4	1/x	=	
=	STO	STO	
x^2	6	8	
1/x	-	SUM	
STO	RCL	9	
5	5	R/S	
2nd LBL	=	\div	
=	2nd x	RCL	
2	INV	1	
.	2nd $x>t$	=	
5	x^2	STO	
1	RCL	10	
x	6	SUM	
RCL	STO	11	
0	5	R/S	
x	GTO	2nd LBL	
2nd π	=	B	
x	2nd LBL	RCL	
RCL	x^2	9	
4	RCL	R/S	
\div	6	\div	
4	x	RCL	
\div	8	11	
RCL	x	R/S	
1	RCL	\div	
2nd x	1	2	
\div	x^2	=	
RCL	\div	+/-	
5		STO	
		12	

1) Introduction

$\phi_i \rightarrow$ STO 00
 $Q_i \rightarrow$ STO 01
 $L_i \rightarrow$ STO 02
 $E \rightarrow$ STO 03
 $\curvearrowright \rightarrow$ STO 04

precision $\rightarrow x>t$

2) Resultats

Appuyer sur

A $\Rightarrow J_i$
R/S $\Rightarrow \Delta H_i$
R/S $\Rightarrow \Delta H_i / Q_i$

Répeter la meme chose pour tous les "n" tronçons puis appuyer sur

B $\Rightarrow \sum_{i=1}^n \Delta H_i$
R/S $\Rightarrow \sum_{i=1}^n \Delta H_i / Q_i$
R/S $\Rightarrow \Delta \phi = - \frac{\sum \Delta H_i}{2 \sum \frac{\Delta H_i}{Q_i}}$

N.B

a) si $Q_i < 0$ l'introduire avec le signe (-) \rightarrow 01 et introduire L avec le signe (-) \rightarrow 02 on aura $\Delta H_i < 0$ et $\Delta H_i / Q_i > 0$

b) ne jamais utiliser la touche **CLR**

Tableau (6-2-2-2) Calcul du Réseau Maillé de La Zone haute (Les trois dernières approximations)

N. Maille	N.M. adj.	Trançons	Diamètre (mm)	L (m)	Q ₀ (l/s)	1 ^{ère} approximation						
						J	$\Delta H = r\varphi^2$	rφ	C.P.M	C.M.A	Total	Q ₁ (l/s)
I		1-2	250	276	38,66	0,00232	0,641	16,580	-0,51	-	-0,51	38,15
"		2-3	250	299	34,66	0,00189	0,565	16,294	-0,51	-	-0,51	34,15
"	III	3-4	100	282	6,95	0,00898	2,532	364,306	-0,51	-0,07	-0,58	6,37
"	II	4-5	150	315	-17,44	0,00668	-2,104	120,653	-0,51	-0,2	-0,71	-18,15
"	II	5-1	200	252	-29,44	0,00425	-1,070	36,355	-0,51	-0,2	-0,71	-30,15
						$\Sigma = 0,563$	$\Sigma = 554,189$	$\Delta q = -0,51 \text{ l/s}$				
II		1-6	250	428	-34,90	0,00191	-0,819	23,467	0,2	-	0,2	-34,70
"		6-7	250	270	-30,90	0,00152	-0,411	13,290	0,2	-	0,2	-30,70
"		7-8	200	265	-24,90	0,00309	-0,819	32,885	0,2	-	0,2	-24,70
"		8-9	200	251	-20,90	0,00222	-0,557	26,654	0,2	-	0,2	-20,70
"	IV	9-4	100	117	-5,71	0,00619	-0,724	126,855	0,2	0,04	0,24	-5,47
"	I	4-5	150	315	17,44	0,00688	2,104	120,653	0,2	0,51	0,71	18,15
"	I	5-1	200	252	29,44	0,00425	1,070	36,355	0,2	0,51	0,71	30,15
						$\Sigma = -0,155$	$\Sigma = 380,159$	$\Delta q = 0,2 \text{ l/s}$				
III		3-17	200	200	19,71	0,00199	0,397	20,167	0,07	-	0,07	19,78
"		17-16	200	299	14,71	0,00115	0,344	23,353	0,07	-	0,07	14,78
"		16-15	150	332	10,71	0,00266	0,882	82,331	0,07	-	0,07	10,78
"		15-14	100	207	5,71	0,00619	1,282	22,444	0,07	-	0,07	5,78
"	IV	14-4	200	192	-22,10	0,00247	-0,473	21,423	0,07	0,04	0,11	-21,99
"	I	4-3	100	282	-6,95	0,00898	-2,532	364,306	0,07	0,51	0,58	-6,37
						$\Sigma = -0,101$	$\Sigma = 736,014$	$\Delta q = 0,07 \text{ l/s}$				
IV		14-13	200	363	18,81	0,00182	0,661	35,128	-0,04	-	-0,04	18,77
"		13-12	200	144	16,81	0,00147	0,212	12,629	-0,04	-	-0,04	16,77
"		12-11	150	230	11,81	0,00319	0,734	62,162	-0,04	-	-0,04	11,77
"		11-10	100	284	-6,19	0,00721	-2,048	330,080	-0,04	-	-0,04	-6,23
"		10-9	150	243	-11,19	0,00288	-0,701	62,627	-0,04	-	-0,04	-11,23
"	II	9-4	100	117	5,71	0,00619	0,724	126,855	-0,04	-0,2	-0,24	5,47
"	III	4-14	200	192	22,10	0,00247	0,473	21,423	-0,04	-0,07	-0,11	21,99
						$\Sigma = 0,056$	$\Sigma = 651,628$	$\Delta q = -0,04 \text{ l/s}$				

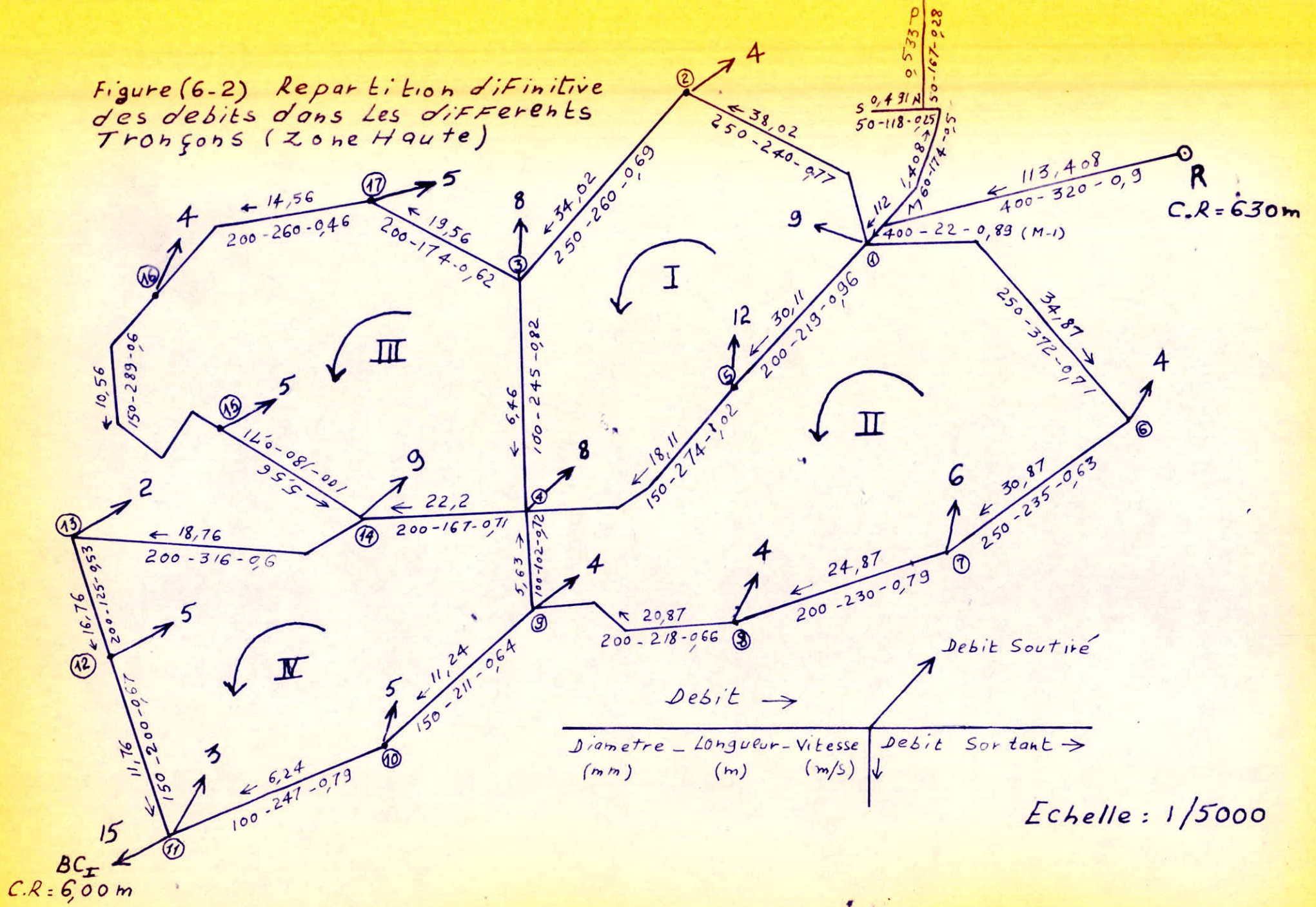
Suite tableau (6-2.2.2)

2 ^{eme} approximation							3 ^{eme} approximation							V (%)
J	$\Delta H = r \rho^2$	rQ	CPM	CMA	total	ρ_2 (ℓ/s)	J	$\Delta H = r \rho^2$	rQ	CPM	CMA	total	ρ_3 (ℓ/s)	
0,00226	0,625	16,384	0,07	-	0,07	38,22	0,00227	0,627	16,411	-0,2	-	-0,2	38,02	0,77
0,00184	0,549	16,080	0,07	-	0,07	34,22	0,00184	0,551	16,110	-0,2	-	-0,2	34,02	0,69
0,00761	2,147	336,976	0,07	0,24	0,31	6,68	0,00833	2,349	351,595	-0,2	-0,02	-0,22	6,46	0,82
0,00721	-2,271	125,099	0,07	0,2	0,27	-17,88	0,00700	-2,207	123,409	-0,2	-0,03	-0,23	-18,11	1,02
0,00444	-1,120	37,148	0,07	0,2	0,27	-29,88	0,00437	-1,101	36,846	-0,2	-0,03	-0,23	-30,11	0,96
$\Sigma = 0,0698$		$\Sigma = 531,687$	$\Delta q = 0,07 \ell/s$				$\Sigma = 0,220$		$\Sigma = 544,37$	$\Delta q = -0,2 \ell/s$				
0,00189	-0,810	23,347	-0,2	-	-0,2	-34,90	0,00191	-0,819	23,467	0,03	-	0,03	-34,87	0,71
0,00150	-0,406	13,214	-0,2	-	-0,2	-30,90	0,00152	-0,411	13,290	0,03	-	0,03	-30,87	0,63
0,00304	-0,806	32,649	-0,2	-	-0,2	-24,90	0,00309	-0,819	32,885	0,03	-	0,03	-24,87	0,79
0,00218	-0,547	26,428	-0,2	-	-0,2	-20,90	0,00222	-0,557	26,654	0,03	-	0,03	-20,87	0,66
0,00571	-0,668	122,128	-0,2	-0,03	-0,23	-5,70	0,00617	-0,722	126,658	0,03	0,04	0,07	-5,63	0,72
0,00721	2,271	125,099	-0,2	-0,07	-0,27	17,88	0,00700	2,207	123,409	0,03	0,2	0,23	18,11	1,02
0,00444	1,120	37,148	-0,2	-0,07	-0,27	29,88	0,00437	1,101	36,846	0,03	0,2	0,23	30,11	0,96
$\Sigma = 0,153$		$\Sigma = 380,02$	$\Delta q = -0,2 \ell/s$				$\Sigma = -0,02$		$\Sigma = 383,209$	$\Delta q = 0,03 \ell/s$				
0,00200	0,400	20,230	-0,24	-	-0,24	19,54	0,00196	0,391	20,013	0,02	-	0,02	19,56	0,62
0,00116	0,347	23,450	-0,24	-	-0,24	14,54	0,00112	0,336	23,120	0,02	-	0,02	14,56	0,46
0,00269	0,893	82,803	-0,24	-	-0,24	10,54	0,00258	0,856	81,183	0,02	-	0,02	10,56	0,60
0,00633	1,311	226,871	-0,24	-	-0,24	5,54	0,00585	1,211	218,513	0,02	-	0,02	5,56	0,71
0,00244	-0,469	21,328	-0,24	-0,03	-0,27	-22,26	0,00250	-0,480	21,561	0,02	0,04	0,06	-22,20	0,71
0,00761	-2,147	336,976	-0,24	-0,07	-0,31	-6,68	0,00833	-2,349	351,595	0,02	0,2	0,22	-6,46	0,82
$\Sigma = 0,335$		$\Sigma = 711,658$	$\Delta q = -0,24 \ell/s$				$\Sigma = -0,035$		$\Sigma = 715,985$	$\Delta q = 0,02 \ell/s$				
0,00181	0,658	35,062	0,03	-	0,03	18,80	0,00182	0,660	35,111	-0,04	-	-0,04	18,76	0,6
0,00147	0,211	12,603	0,03	-	0,03	16,80	0,00147	0,212	12,622	-0,04	-	-0,04	16,76	0,53
0,00317	0,729	61,976	0,03	-	0,03	11,80	0,00319	0,733	62,116	-0,04	-	-0,04	11,76	0,67
0,00730	-2,073	332,708	0,03	-	0,03	-6,20	0,00723	-2,054	331,280	-0,04	-	-0,04	-6,24	0,79
0,00290	-0,706	62,824	0,03	-	0,03	-11,20	0,00289	-0,702	62,676	-0,04	-	-0,04	-11,24	0,64
0,00571	0,668	122,128	0,03	0,2	0,23	5,70	0,00617	0,722	126,658	-0,04	-0,03	-0,07	5,63	0,72
0,00244	0,469	21,328	0,03	0,24	0,27	22,26	0,00250	0,480	21,561	-0,04	-0,02	-0,06	22,20	0,71
$\Sigma = -0,042$		$\Sigma = 648,629$	$\Delta q = 0,03 \ell/s$				$\Sigma = 0,051$		$\Sigma = 652,024$	$\Delta q = -0,04 \ell/s$				

Tableau (6.2.2.2-1) Calcul des pressions du réseau maille de La Zone haute

Tronçons	P.D.C (m)	Cotes du terrain (m)		Cotes Piezométriques (m)		Pression au Sol (m)
		Amont (m)	Aval (m)	Amont (m)	Aval (m)	
R-M	0,63	630	589	-	629,37	40,37
M-1	0,04	589	590,78	629,37	629,33	38,55
1-2	0,63	590,78	581	629,33	628,70	47,70
2-3	0,55	581	585	628,70	628,15	43,15
3-4	2,35	585	594,36	628,15	625,80	31,44
4-5	-2,21	594,36	594,96	625,80	628,01	33,05
5-1	-1,10	594,96	590,78	628,01	629,11	38,33
4-9	-0,72	594,36	595,51	625,80	626,52	31,01
9-8	-0,56	595,51	603	626,52	627,08	24,08
8-7	-0,82	603	604	627,08	627,90	23,90
7-6	-0,41	604	608	627,90	628,31	20,31
6-1	-0,82	608	590,78	628,31	629,13	38,35
1-5	1,10	590,78	594,96	629,13	628,03	33,07
5-4	2,21	594,96	594,36	628,03	625,82	31,46
4-3	-2,35	594,36	585	625,82	628,17	43,17
3-17	0,39	585	578,26	628,17	627,78	49,52
17-16	0,34	578,26	578,02	627,78	627,44	49,42
16-15	0,86	578,02	582	627,44	626,58	44,58
15-14	1,21	582	588,75	626,58	625,37	36,62
14-4	-0,48	588,75	594,36	625,37	625,85	31,49
14-13	0,66	588,75	578	625,37	624,71	46,71
13-12	0,21	578	577,50	624,71	624,50	47,00
12-11	0,73	577,50	597	624,50	623,77	26,77
11-10	-2,05	597	596	623,77	625,82	29,82
10-9	-0,70	596	595,51	625,82	626,52	31,01

Figure (6-2) Repartition definitive des debits dans les differents Tronçons (Zone Haute)



Calcul du reseau ramifie de La Zone haute
 tableau (6.2.3.1)
 - Calcul des debits par Tronçon

Tronçon	Population (hab)	dotation l/j/hab	Debit		Kp	Qp l/s
			m ³ /j	l/s		
M-N	93	170	15,81	0,138	2,1	0,384
N-P	129	170	21,93	0,254	2,1	0,533
N-S	119	170	20,23	0,234	2,1	0,491

Tableau (6.2.3.2)
 - Calcul des Conduites à partir du debit d'amont

Designation du Tronçon	Debit en route (l/s)	Debit aval (l/s)	Debit du Tronçon (l/s)
S-N	0,491	-	0,491
P-N	0,533	-	0,533
N-M	0,384	1,024	1,408

Tableau (6.2.3.3)
 - Determination des pressions au sol

Tronçon	Longueur (m)	φ (mm)	Debit (l/s)	v (m/s)	J	ΔH (m)	hauteur piezometrique		Cote du sol (m)	Pression au sol (m)
							Amont (m)	Aval (m)		
R-M	320	400	113,30	0,30	0,001721	0,63	630	629,37	589	40,37
M-N	174	60	1,408	0,50	0,0059	1,18	629,37	628,19	590,5	37,69
N-P	167	50	0,533	0,28	0,00262	0,53	628,19	627,66	599,10	28,56
N-S	118	50	0,491	0,25	0,0021	0,29	628,19	627,90	584,23	43,67

6-3 CALCUL du réseau ramifié de La Zone Basse I

- Calcul des débits par tronçon (tableau 6.3.1)

tronçon	Population	dotation ℓ/j/hab	Besoins domestiques m ³ /j	Consommations divers m ³ /j	total m ³ /j	Kp	Qp m ³ /j	Qp ℓ/s
A-B	229	170	38,93	71,13	110,06	2,1	231,13	2,67
C-D	272	170	46,24	-	46,24	2,1	97,10	1,12
C-E	97	170	16,49	-	16,49	2,1	34,63	0,40
E-F	272	170	46,24	-	46,24	2,1	97,10	1,12
F-G	172	170	29,24	-	29,24	2,1	61,40	0,71

tableau (6-3.2)

Calcul des conduites à partir
du débit d'amont

Designation du tronçon	Débit en route ℓ/s	Débit aval ℓ/s	debit du tronçon ℓ/s
BC _{II} - G	8,98	-	8,98
G - F	0,71	8,98	9,69
F - E	1,12	9,69	10,81
E - C	0,40	10,81	11,21
D - C	1,12	-	1,12
C - A	-	12,33	12,33
B - A	2,67	-	2,67
A - BC _I	-	15	15

tableau (6.3.3)
 Détermination des pressions au sol (Zone Basse I)

Tronçon	Longueur (m)	ϕ (mm)	Débit (l/s)	V (m/s)	J	ΔHt (m)	hauteur Piezométrique (m)		Cote du sol (m)	Pression du sol (m)
							Amont (m)	Aval (m)		
BCI-A	192	150	15	0,85	0,00512	1,131	600	598,87	579,04	19,83
A-B	296	80	2,67	0,53	0,00461	1,570	598,87	597,30	574,83	22,47
A-C	80	150	12,33	0,70	0,00355	0,327	598,87	598,54	581,46	17,08
C-D	69	60	1,12	0,40	0,00394	0,312	598,54	598,23	573,57	24,66
C-E	508	150	11,21	0,63	0,00291	1,700	598,54	596,84	575,70	21,14
E-F	243	150	10,81	0,61	0,00274	0,765	596,84	596,08	567,54	28,54
F-G	367	150	9,69	0,55	0,00226	0,952	596,08	595,13	550,19	44,94

6-4 Calcul du reseau maille de La Zone Basse II

Calcul de La densité et La consommation spécifique de La maille (Tableau 6.4.1)

Debits Soutirés (Tableau 6.4-2)

Maille	Population (hab)	Surface (ha)	Densité (hab/ha)	Dotation $\ell/J/hab$	Consom (m^3/J)	Consom Divers (m^3/J)	Consom Total (m^3/J)	Consom Spécifi ($\ell/J/hab$)
V	1957	4,3599	449	170	332,69	36,66	369,35	188,73

Design du noeud	Maille	Surface (ha)	Densité hab/ha	population possible	Consom Spécifique ($\ell/J/hab$)	Consom Journaliere (m^3/J)	Kp	debit Soutiré (ℓ/s)
H	V	0,8527	449	383	188,73	72,28	2,1	1,76
I	"	1,1513	449	517	188,73	97,57	2,1	2,37
J	"	1,1863	449	532	188,73	100,40	2,1	2,44
K	"	1,1696	449	525	188,73	99,08	2,1	2,41

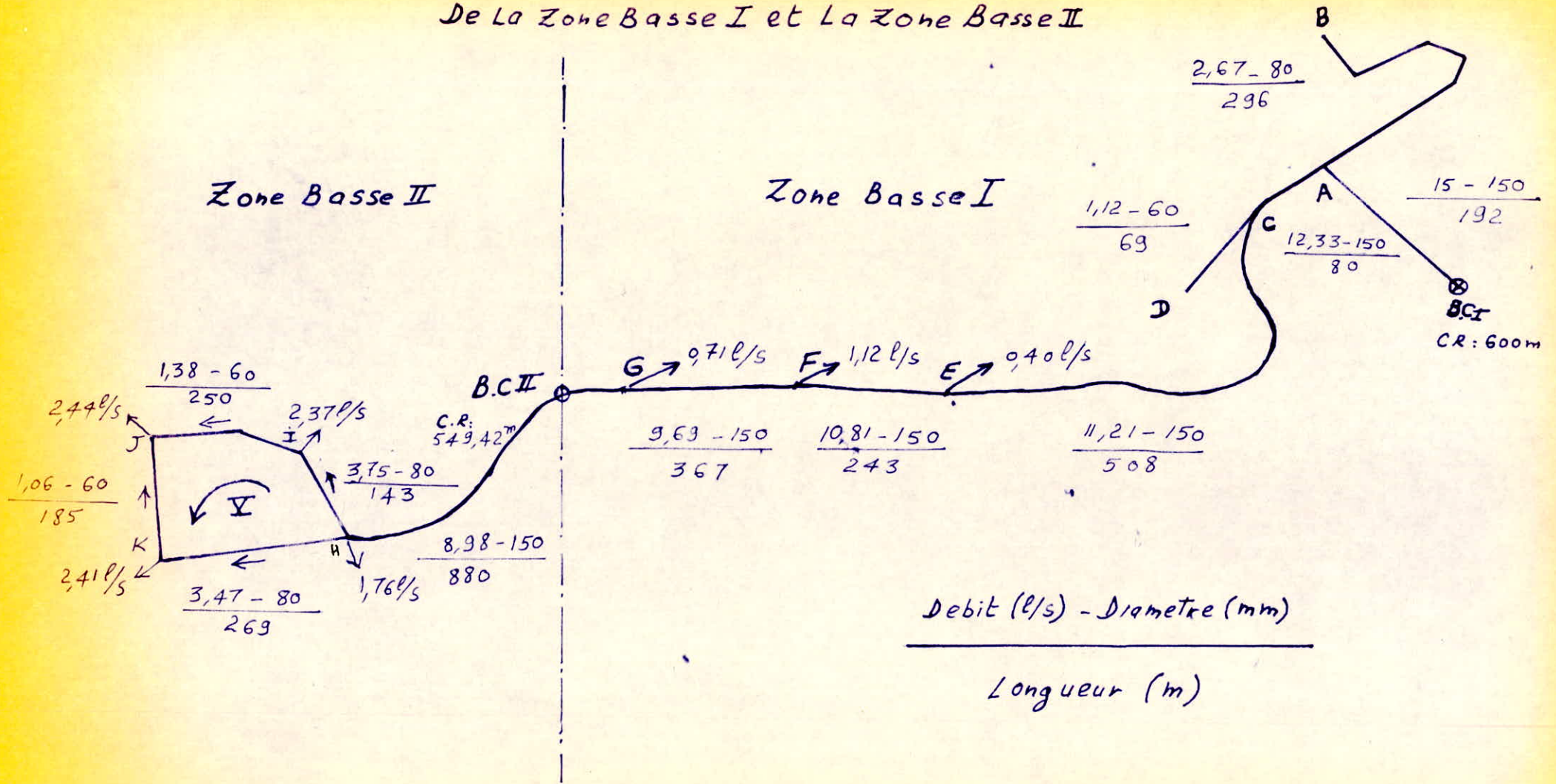
Tableau (6.4.3)
Calcul du reseau

Maille	troufon	ϕ (mm)	Le (m)	Debit (ℓ/s)	1ere approximation					2eme Approximation					V (m/s)	
					J	ΔH	$r \phi_0$	CPM	ϕ_1	J	ΔH	$r \phi$	CPM	ϕ_2		
V	H-I	80	164	3,57	0,00783	1,285	359,840	0,17	3,74	0,00855	1,402	374,950	0,01	3,75	0,75	
"	I-J	60	288	1,20	0,00431	1,241	1034,552	0,17	1,37	0,00551	1,587	1158,061	0,01	1,38	0,49	
"	J-K	60	213	1,24	0,00458	-0,976	786,708	0,17	-1,07	0,00349	-0,743	694,646	0,01	-1,06	0,37	
"	K-H	80	309	-3,65	0,00817	-2,524	691,397	0,17	-3,48	0,00747	-2,307	662,893	0,01	-3,47	0,69	
					-0,973	2872,496						-0,061	2890,55			
					$\Delta \phi = 0,17 \ell/s$										$\Delta \phi = 0,01 \ell/s$	

Tableau (6-4-4)
 Détermination des Pressions au sol (Zone Basse II)

Tronçon	$\Delta H E$ (m)	Cote du Terrain (m)		Cote Piezométrique (m)		Pression au sol (m)
		Amont (m)	Aval (m)	Amont (m)	Aval (m)	
BC _{II} -H	1,91	549,42	520	549,42	547,51	27,51
H-I	1,40	520	506	547,51	546,11	40,11
I-J	1,59	506	501	546,11	544,52	43,52
J-K	-0,74	501	502	544,52	545,26	43,26
K-H	-2,31	502	520	545,26	547,57	27,57

Figure (6-3) Repartition définitive des débits dans Les différents Tronçons De La Zone Basse I et La Zone Basse II



CHAPITRE VII - BRISE Δ CHARGE

Il existe deux types d'obturateurs

- Obturateur à disque sous capot
- Obturateur à disque noyé

7.1 - Utilisation

Il résoud tous les problèmes de réglage du niveau au débouche des conduites d'adduction et dissipe l'énergie.

7.2 - Description

Orifice et disque sont placés au-dessus du niveau d'eau contrôlé. Un disque plan forme l'obturateur mobile dont l'axe vertical est matérialisé par une tige courte articulée à son extrémité supérieure sur un palonnier actionné par un flotteur, l'orifice est précédé d'un corps convergent ayant pour effet d'améliorer l'écoulement issu du coude qui précède presque nécessairement l'appareil d'axe vertical.

Un capot bombé et nervuré solidaire du corps de flotte, le jet radial vers le plan d'eau facilite la dissipation de l'énergie. La fermeture est assurée par le contact du disque sur l'arrête de la buse terminale. Une plaque de caoutchouc fixée sur le disque permet une étanchéité excellente.

7.3 - Fonctionnement

Par l'intermédiaire du palonnier, le flotteur agit sur le disque auto-centreur qui règle la section de passage de l'eau lorsque le niveau monte dans le bassin, le flotteur se soulève et tend à provoquer la fermeture de l'obturateur.

L'appareil étant soumis à la pression de la conduite, il faut fournir un certain effort pour vaincre la poussée de l'eau sur le disque. Il est donc possible de dimensionner le flotteur de façon à éviter les surpressions susceptibles d'apparaître dans la conduite lors des manoeuvres de fermeture, l'obturateur est ainsi autolimitateur de surpression.

7.4 - Caractéristiques et dimensions

d'après le catalogue de NEYRPIG, on tire les caractéristiques et les dimensions d'un obturateur.

7.5 - Choix de l'appareil

La détermination d'un obturateur à disque nécessite la connaissance des données suivantes :

- La charge statique maximale susceptible d'être appliquée sur l'appareil, soit H_s
- Le débit maximal de l'adduction à équiper soit Q
- La charge résiduelle minimale sous laquelle l'appareil doit laisser passer le débit Q soit H_r qui est égale à la charge statique maximale diminuée de la perte de charge de la conduite le diamètre de l'obturateur doit être suffisant pour permettre l'écoulement du débit Q sous la charge résiduelle.

H_r sa perte de charge propre ΔH_t doit être inférieure ou égale à H_r ($\Delta H_t \leq H_r$) obturateur sous capot ϕ

$$\phi \geq 22 \sqrt{\frac{Q}{\sqrt{H_r}}} \quad \text{ou } Q \text{ en l/s, } H_r \text{ en m, } \phi \text{ en mm}$$

Il faut que $\Delta H \leq H_r$

On admet normalement les valeurs suivantes pour la puissance dissipée au m³ d'eau contenu dans les chambres de rupture.

- 10 Ch/m³ dans une chambre équipée d'un obturateur sous capot
- 3 Ch/m³ dans une chambre équipée d'un obturateur noyé

La puissance maximale P à dissiper dans une chambre de rupture située à l'extrémité d'une conduite en commande par l'aval est donné par les formules suivantes.

Selon les valeurs relatives de la charge statique maximale

H_s et la perte de charge de la conduite pour le débit Q

$$\text{1er cas : } \Delta H_t \leq \frac{H_s}{3} \Rightarrow P = \frac{Q(H_s - H_r)}{75}$$

$$\text{2ème cas : } \Delta H_t \geq \frac{H_s}{3} \Rightarrow P = \frac{Q \cdot H_s}{195 \sqrt{\frac{H_r}{H_s}}}$$

avec P en ch, H_s et H_r en m, Q en l/s

Le volume nécessaire à la dissipation d'énergie est de

$$V_{diss} = p_{\text{obturateur sous capot}} \cdot \bar{10}$$

$$V_{diss} = \frac{p_{\text{obturateur noyé}}}{3}$$

7.6 - Dimensions du bassin

Les dimensions minimales des maçonneries sont déterminées en fonction :

- de l'encombrement de l'appareil utilisé
- du volume nécessaire à la dissipation d'énergie
- de la compensation que doit assurer l'ouvrage alimenté par une conduite plus ou moins inerte, pour faire face à des variations du débit appelé rapide.
- l'encombrement des vannes se déduit facilement des tableaux de côtés.

7.7 - Calcul du brise-charge de la zone basse I.

La brise-charge est alimentée du noeud 11 de la zone haute

$$L_{11} - BCI = 40\text{m}, \quad \Phi = 15 \text{ l/s}, \quad v = 0,85 \text{ m/s}, \quad D = 150 \text{ mm}$$

$$f_n = 0,0181174, \quad f_c = 0,0208526$$

$$J = \frac{f_c}{D} \frac{v^2}{2g} = \frac{0,0208526 \cdot (0,85)^2}{0,15 \cdot 2 \cdot 9,8} = 0,005124$$

$$\Delta H_t = 1,15 J L = 1,15 \cdot 0,005124 \cdot 40 = 0,24 \text{ m}$$

- Côte piézométrique au noeud 11 du réseau maille de la zone haute est 623,77 on doit tenir compte de la hauteur dans le réservoir et cela pour raison de sécurité dont la côte piézométrique du point 11 est 628,77 m.

(la hauteur de la lame d'eau dans le réservoir est 5m)

- charge statique maximale

La brise de charge est placée à la côte 600 m

$$H_s = 628,77 - 600 = 28,77 \text{ m}$$

$$H_r = 28,77 - 0,24 = 28,53 \text{ m}$$

$$\phi \geq 22 \sqrt{\frac{Q}{\sqrt{H_r}}} \Rightarrow \phi \geq 22 \sqrt{\frac{15}{\sqrt{28,53}}} = 36,87 \text{ mm on prend un}$$

diamètre normalisé.

H_r en m et Q en l/s

- caractéristique de la brise de charge

$$\frac{H_s \text{ max}}{3} = \frac{28,77}{3} = 9,59 \text{ m, } \Delta H_t = 0,24 \text{ m}$$

$$\Delta H_t \leq \frac{H_s \text{ max}}{3} \quad \text{obturateur sous capot}$$

$$\text{donc l cas } P = \frac{Q (H_s - \Delta H_t)}{75} = \frac{15 (28,77 - 0,24)}{75} = 5,71 \text{ ch}$$

volume de dissipation

$$V_{\text{diss}} : \frac{P}{10} = \frac{5,71}{10} = 0,571 \text{ m}^3 \text{ on prend } 1 \text{ m}^3$$

7.8 - Calcul du brise-charge de la zone Basse II

$$LG - BC II = 50 \text{ m ; } Q = 8,98 \text{ l/s, } \phi = 150 \text{ mm, } \gamma = 0,51 \text{ m/s}$$

$$J = 0,00196, \Delta H_t = 1,15 \text{ J.L} = 1,15 \cdot 0,00196 \cdot 50 = 0,11 \text{ m}$$

- Côté piézométrique du point C de la zone basse I est 595,14m
- Côté de la brise de charge est 549,42 m

- charge statique maximale

$$H_s = 595,14 - 549,42 = 45,72 \text{ m}$$

$$H_r = 45,72 - 0,11 = 45,61 \text{ m}$$

$$\phi \geq 22 \sqrt{\frac{Q}{\sqrt{H_r}}} \Rightarrow \phi \geq 22 \sqrt{\frac{8,98}{\sqrt{45,61}}} = 25,37 \text{ mm}$$

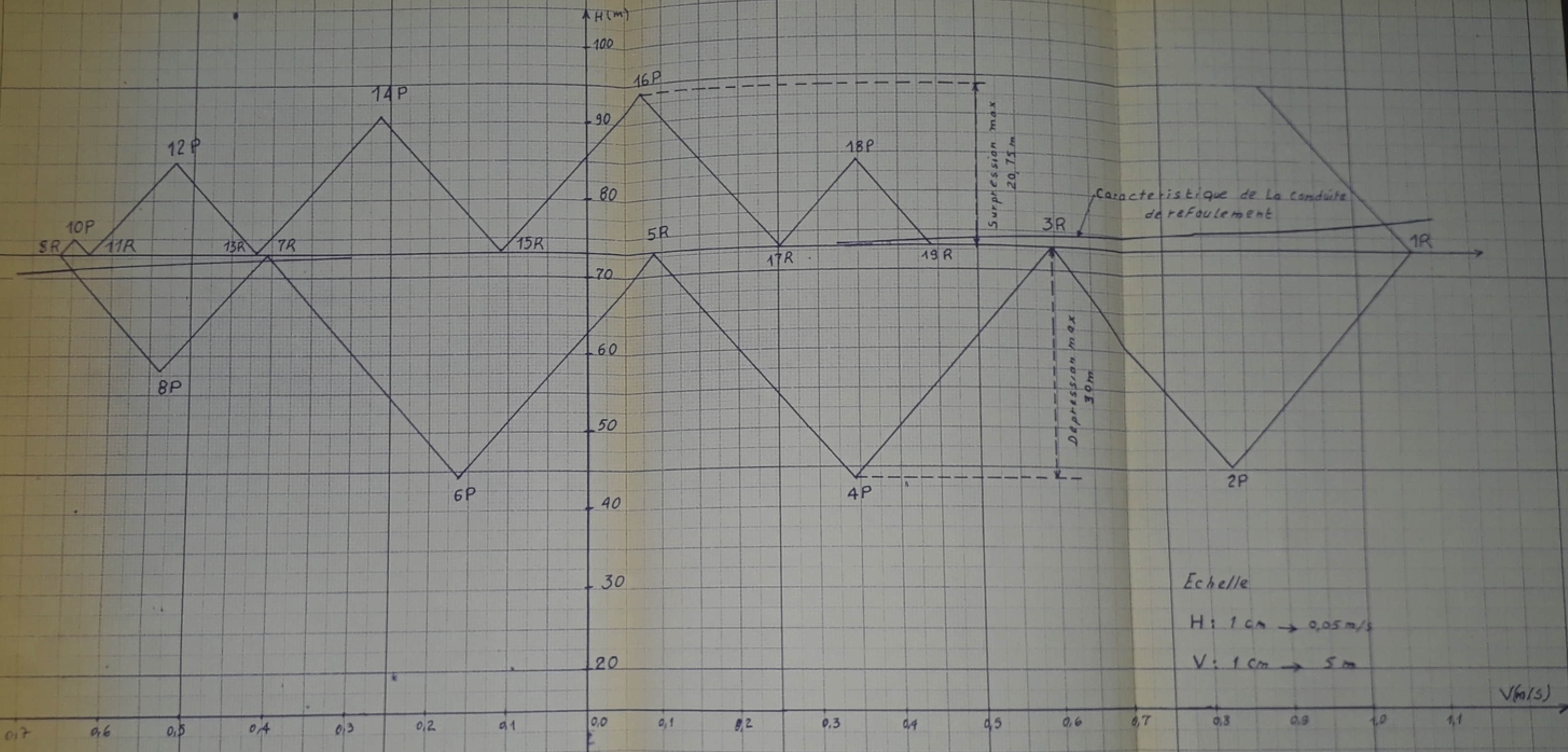
on prend un diamètre normalisé

- Caractéristique de la brise-charge

$$\frac{H_s \text{ max}}{3} = \frac{45,72}{3} = 15,24 \text{ m, } \Delta H_t = 0,11 \text{ m}$$

$$\Delta H_t \leq \frac{H_s \text{ max}}{3} \quad \text{obturateur sous capot}$$

Epure de Bergeron (Arrêt Brusque)



Echelle
 $H: 1\text{ cm} \rightarrow 0,05\text{ m/s}$
 $V: 1\text{ cm} \rightarrow 5\text{ m}$

$$\text{donc le cas : } P = \frac{Q (H_s - \Delta h_t)}{75} = \frac{8,98 (45,72 - 0,11)}{75} = 5,46 \text{ ch}$$

- volume de dissipation

$$V_{\text{diss}} = \frac{P}{10} = \frac{5,46}{10} = 0,546 \text{ m}^3 \text{ on prend } 1 \text{ m}^3$$

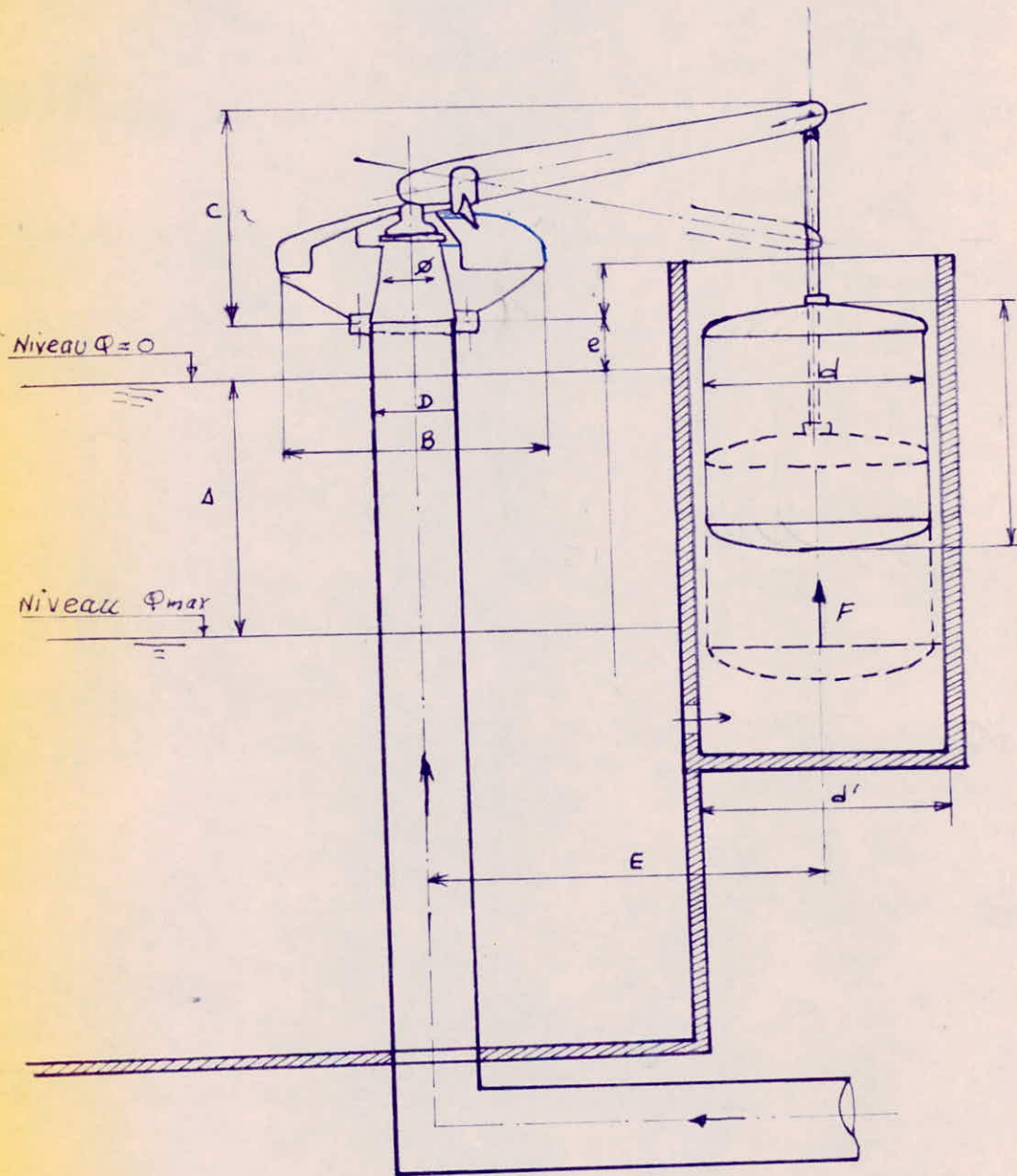


Figure 7 Oblutateur Sous Capot

CHAPITRE VIII : PROTECTION CONTRE LE COUP DE BELIER

8.1 - Phénomène du Coup du Belier

Le coup de belier est une onde de pression provoquée par une variation du régime d'écoulement dans une conduite fermée qui se trouve modifiée brusquement par les causes suivantes :

- Un arrêt brusque du groupe alimentant la conduite de refoulement débitant sur un réservoir.
- Fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement.
- Démarrage des pompes alimentaires.

Ces causes qui sont d'ailleurs les plus fréquentes dans la création du coup de belier, produisent une série d'ondes de pression qui se propagent sur toute la longueur de la conduite en s'amortissant progressivement en raison des pertes d'énergie dues aux forces de frottement, ces ondes sont caractérisées par une vitesse de propagation ou célérité "a" donnée par la formule :

$$a = \sqrt{\frac{k}{\rho}} \times \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{k \cdot \phi}{E \cdot e}}}$$

K : Coefficient de compressibilité de l'eau ($k=2,15 \cdot 10^9$ Pascal)

ρ : masse volumique de l'eau ($\rho = 10^3$ kg/m³)

ϕ : diamètre de la conduite ($\phi = 300$ mm)

e : épaisseur de la conduite ($e = 5$ mm)

E : module d'élasticité de l'acier ($E = 2 \cdot 10^{11}$ Pascal)

8.2 - Moyen de protection

Un certain nombre de dispositifs anti-belier peuvent être pris à cet égard parmi les appareils les plus utilisés, sont :

- a) Les volants d'inertie qui interviennent dans la protection contre les dépressions.
- b) Les soupapes de décharges qui interviennent dans la protection contre les surpressions.

- c) Les réservoirs d'air et les cheminées d'équilibre qui interviennent à la fois dans la protection contre les dépressions et les surpressions.

Dans notre étude on a utilisé un réservoir comme moyen de protection de la conduite de refoulement d'ailleurs c'est le dispositif le plus utilisé.

2.3 - Réservoir d'air

- 2.3.1 Principe : l'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station de pompage et raccordée au refoulement immédiatement à l'aval du clapet.

A la disjonction, le clapet se ferme, une partie de l'eau de la cloche est chassée dans la conduite après diminution progressive, puis annulation de la vitesse, l'eau de la conduite revient en arrière et remonte dans la cloche augmentant la pression dans la conduite de refoulement. La dissipation de l'énergie de l'eau peut être obtenue par le passage de celle-ci à travers un organe d'étranglement disposé à la base de la cloche.

2.4 - Principe de calcul

Le calcul du coup de belier procède d'une méthode proposée par BERGERON qui tient compte des pertes de charges et de l'influence des dispositifs se trouvant sur le passage de l'eau, cette méthode se fait par tâtonnement elle se prête à des résolutions graphiques et détermine les valeurs de la dépression et de la surpression maximale dans la conduite après avoir fixé U_0

2.4.1 Etude de l'arrêt brusque

$$\begin{aligned} L &= 815 \text{ m} \\ \varnothing &= 300 \text{ mm} \\ e &= 5 \text{ mm} \\ Q_0 &= 271,8 \text{ m}^3/\text{h} = 0,0755 \text{ m}^3/\text{s} \\ H_0 = H_g &= 63,24 \text{ m} \\ \xi &= 0,4 \text{ mm} \end{aligned}$$

8.4.2 Etude préliminaire

$$S_0 = \frac{\pi \phi^2}{4} = \frac{\pi (0,3)^2}{4} = 0,070685 \text{ m}^2$$

$$V_0 = \frac{Q_0}{S_0} = 1,0686 \text{ m/s}$$

$$\text{Célérité } a = \sqrt{\frac{2,15 \times 10^9}{1000}} \times \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{2,15 \times 10^9 \times 0,3}{2 \times 10^{11} \times 5 \times 10^{-3}}}} = 1143,24 \text{ m/s}$$

temps de retour de l'onde

$$\theta = \frac{2L}{a} = \frac{2 \times 815}{1143,24} = 1,426 \text{ s}$$

La valeur maximale du coup de belier sera

$$h_{\max} = \frac{a V_0}{g} = \frac{1143,24 \times 1,0686}{9,81} = 124,53 \text{ m d'eau}$$

Cas de la surpression

$$h_s = H_0 + h_{\max} = 63,24 + 124,53 = 187,77 \text{ m d'eau}$$

La surpression peut atteindre 19 bars

Cas de la dépression

$$H_d = H_0 - h_{\max} = 63,24 - 124,53 = -61,29 \text{ m d'eau}$$

$$H_d \approx 6 \text{ bars}$$

8.4.3 Calcul de U_0

$$Z_0 = H_g + 10 = 63,24 + 10 = 73,24 \text{ m} \approx 73 \text{ m}$$

$$Z_{\max} = h_{\max} + 10 = 124,53 + 10 = 134,53 \text{ m} \approx 135 \text{ m}$$

$$\frac{Z_{\max}}{Z_0} = \frac{135}{73} = 1,85$$

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2g} = \frac{(1,0686)^2}{2 \times 9,81} = 0,058 \text{ m}$$

$$\frac{h_0}{Z_0} = \frac{0,058}{73} = 0,0008$$

$$\frac{Z_{\max}}{Z_0} = 1,85$$

$$\frac{h_0}{Z_0} = 0,0008$$

Abaque de Vibert $\rightarrow \frac{U_0}{Ls} = 5,5 \cdot 10^{-3}$

$$L \cdot S = 815 \times 0,070685 = 57,608 \text{ m}^3$$

$$U_0 = LS \times 5,5 \cdot 10^{-3} = 57,608 \times 5,5 \cdot 10^{-3} = 0,3168 \text{ m}^3 \approx 0,32 \text{ m}^3$$

8.4.4 Dimensionnement du dispositif d'étranglement (tuyère)

$$D = \frac{\phi}{2} = \frac{300}{2} = 150 \text{ mm}$$

$$d = \sqrt{\frac{\phi^2}{(0,92)^2 K}} = \sqrt{\frac{(0,3)^2}{16(0,92)^2}} = 0,081 \text{ m} \approx 80 \text{ mm}$$

avec K , $15 < K < 20$

$$\text{dans ce cas } K = \frac{\phi^2}{(0,92 d)^2} = \frac{(0,3)^2}{(0,92 \cdot 0,08)^2} = 16,61$$

Après avoir établi les calculs préliminaires

- 1) On trace le diagramme de BERGERON ou l'on aura toutefois gradué les abscisses selon les vitesses de l'eau dans la conduite au lieu des débits ce n'est qu'un changement d'appellation puisque la conduite présente un diamètre uniforme.

Le point "1 R" qui correspond encore au régime initial est donné par l'intersection de la vitesse V_0 de l'eau dans la conduite de refoulement en régime normal et de l'horizontale du niveau immuable d'arrivée de l'eau dans le réservoir d'eau.

- 2) On trace la droite $\frac{a}{g \cdot S}$ qui exprime que pour un observateur se déplaçant à la vitesse "a" des ondes parti d'un point donné à un temps donné ou les caractéristiques

Q_0 , H_0 du régime sont connues, la pression et le débit sont liés par une loi linéaire pour le tracé, pratique de cette droite on tient compte de l'échelle de y et x avec y : échelle des hauteur d'eau "pression"
 x : échelle des vitesses

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{a}{gs} = \frac{1143,24}{9,81 \cdot 0,070685} = 1648,698$$

$$\text{ou } \operatorname{tg} \alpha = \frac{y}{x} = \frac{1648,698}{1 \text{ m}^3/\text{s}}$$

d'où on peut calculer

$$\left. \begin{array}{l} y \longrightarrow 1648,698 \\ 2 \text{ cm} \longrightarrow 10 \text{ m} \end{array} \right\} \Rightarrow Y = 329,740 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} 0,0755 \longrightarrow 21,37 \text{ cm} \\ 1 \text{ m}^3/\text{s} \longrightarrow X \end{array} \right\} X = 283,046 \text{ cm}$$

$$\text{on aura } \operatorname{tg} \alpha = \frac{329,740}{283,046} = 1,165$$

$$\alpha = 49^\circ,36$$

8.5 - Les calculs du tableau

Pour remplir le tableau on doit calculer :

- L'augmentation ΔU du volume d'air (quand l'eau monte dans la conduite) ou sa diminution (quand l'eau descend) avec la section S (section de la conduite de refoulement pendant le temps θ (temps de retour de l'onde) et avec V_m (Vitesse moyenne)

$$V_m = \frac{V_0 + V_f}{2}$$

ou V_0 : Vitesse du régime normal avant la disjonction
 V_f : Vitesse finale choisie à la fin de θ

Pour les autres intervalles V_m sera la moyenne arithmétique de la vitesse finale de l'intervalle précédant et la vitesse finale sera choisie pour l'intervalle considéré.

- Le volume "U" d'air du réservoir sera égal au ler intervalle θ au volume d'air $U_0 \rightarrow$ déduite de l'abaque de Vibert augmente de la quantité trouvée à la colonne précédente pour les autres intervalles les volumes s'ajoutent quand l'eau monte et se retranchent quand l'eau descend.
- La nouvelle pression dans le réservoir d'air sera exprimée en admettant que la détente du fluide s'effectue suivant la loi de poisson

$$Z = \frac{(Z_0 + \delta_0) U_0^{1,4}}{U^{1,4}} = \frac{(73 + 4,25) 0,32^{1,4}}{U^{1,4}} = \frac{15,67}{U^{1,4}}$$

avec δ_0 représente les pertes de charges dans la conduite en régime de fonctionnement normal.

- On tiendra compte des pertes de charges dans la tuyère qui auront des valeurs différentes selon que l'eau monte dans le réservoir ou elle descend.
- Caractéristique de la tuyère

-1) montée de l'eau

$$\frac{v_1}{v_f} = \frac{\phi^2}{(0,92 d)^2} = K$$

avec $15 < K < 20$ dans notre cas $K = 16,61$

donc $\frac{v_1}{v_f} = 16,61$

$$m = \frac{(0,92 d)^2}{D^2} = \frac{(0,92 \times 80)^2}{(150)^2} = 0,24$$

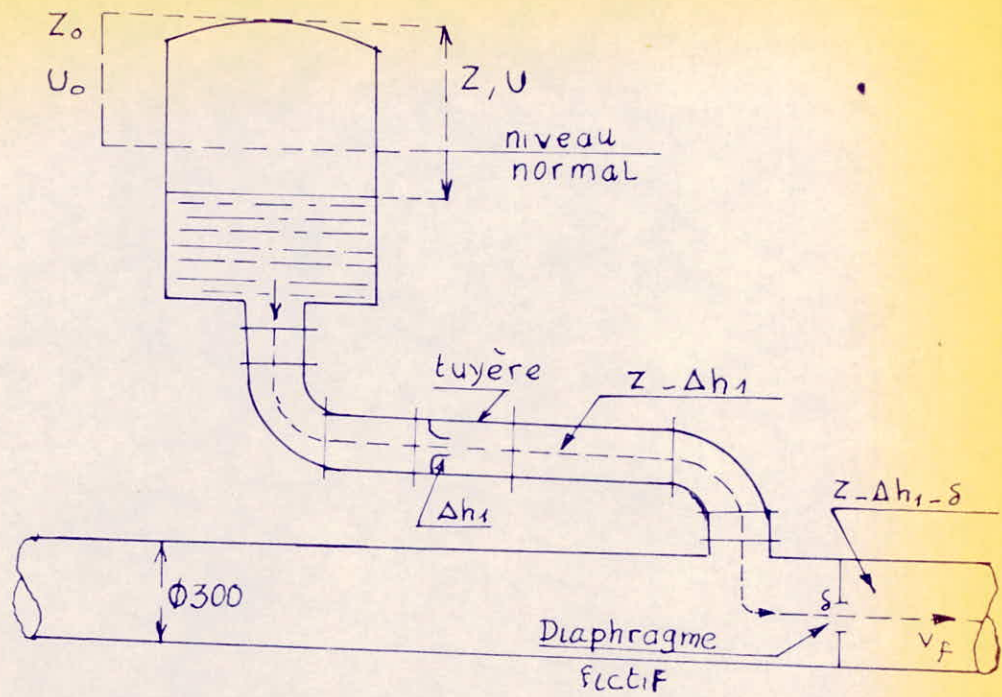
on a $m = 0,24$ de l'abaque du coefficient de pertes de charge dans une tuyère on tire le coefficient "C"

$$C = 0,57$$

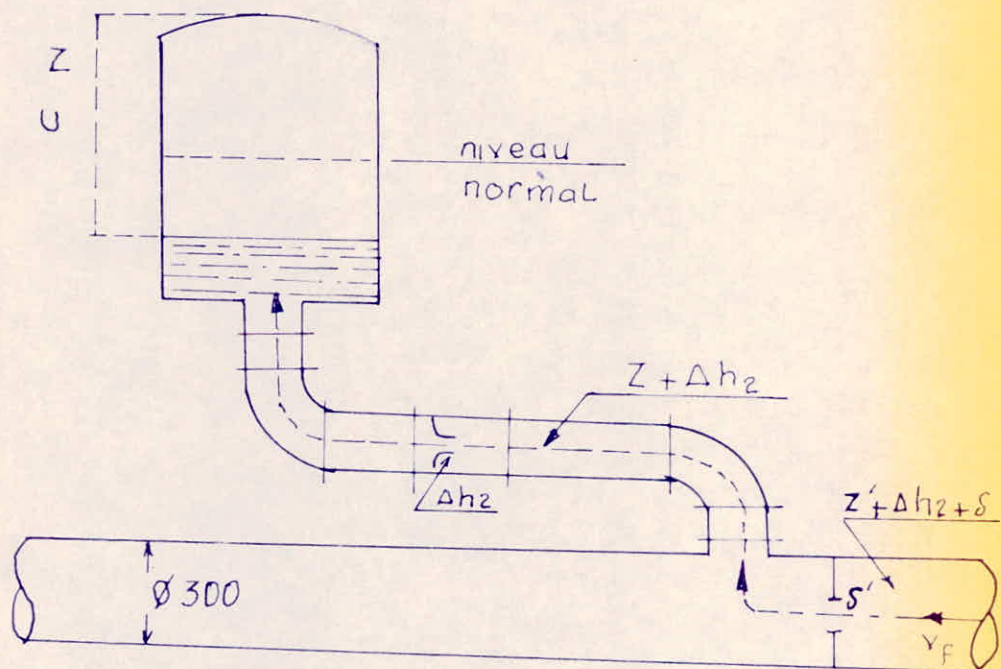
$$\text{donc } \Delta H_1 = \frac{v_1^2}{2g} \times C = 0,0291 v_1^2$$

-2 descente de l'eau

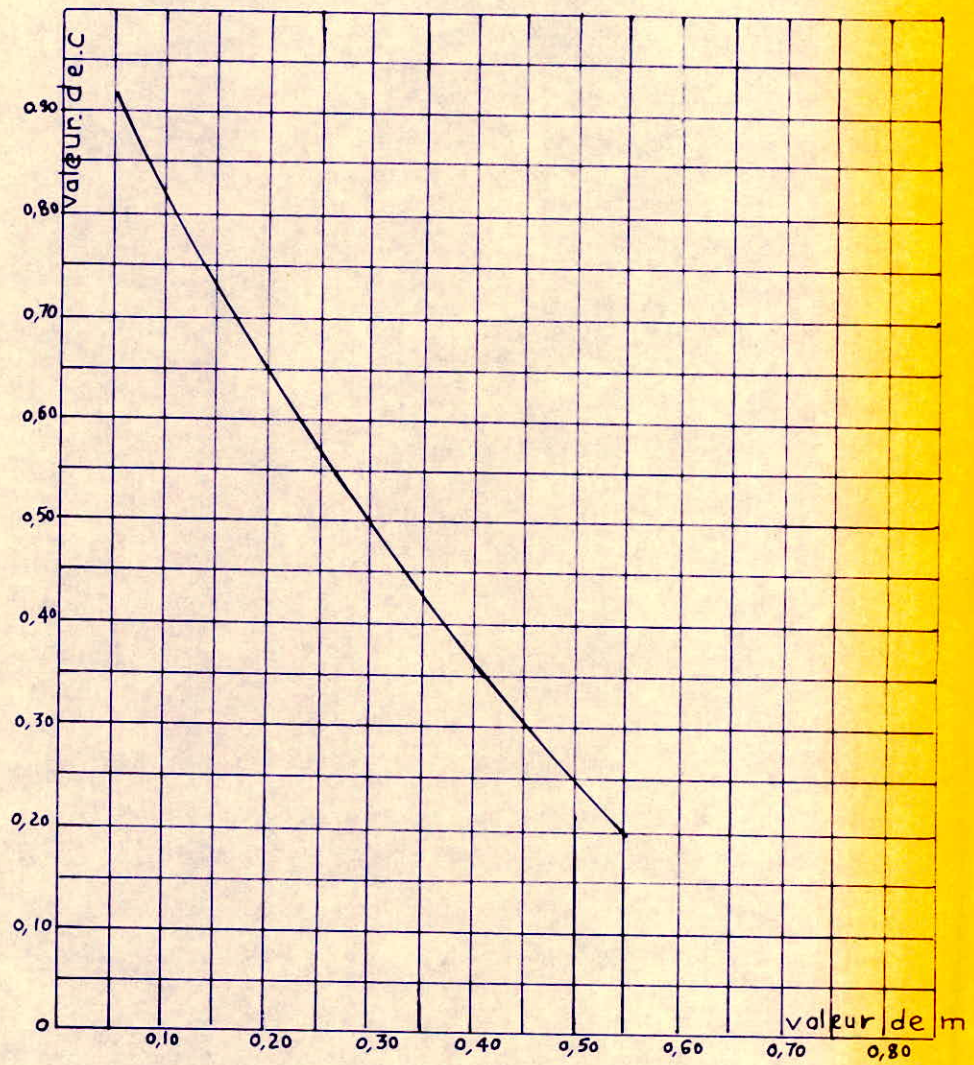
$$\frac{v_2}{v_f} = \frac{2 \phi^2}{d^2} = \frac{2 \cdot (300)^2}{(80)^2} = 28,125$$



PERTES DE CHARGE SUCCESSIVES A LA MONTEE DE L'EAU DANS LA CONDUITE



perles de charges successives à la descente de l'eau dans le réservoir



coefficient de perte de charge c dans une tuyère

$$V_2 = 28,125 V_f$$

$$m' = \frac{d^2}{2D^2} = \frac{(80)^2}{2 \cdot (150)^2} = 0,1 \text{ Abaque } C' = 0,83$$

$$\Delta H_2 = \frac{V_2^2}{2g} \times C = 0,0423 V_2^2$$

- On tiendra compte aussi des pertes de charge dans la conduite qui sont représentés sur l'épure de BERGERON par la caractéristique de la conduite ou bien ces pertes de charge seront calculées par la formule classique

$$\delta = \frac{1,15 L F V^2}{2g \phi}$$

- Des calculs précédents, la pression absolue dans la conduite se déduit
 - 1) en faisant la différence $Z - \Delta H_1$ quand l'eau monte
 - 2) en faisant la somme $Z + \Delta H_2$ quand l'eau descend
- La pression finale absolue dans la conduite en aval du diaphragme fictif des pertes de charge se calculent
 - 1) en faisant $Z - \Delta H_1 - \delta$ quand l'eau monte
 - 2) en faisant $Z + \Delta H_2 + \delta$ quand l'eau descend
- C'est par cette valeur de la pression absolue finale que sera menée l'horizontale qui recoupera la droite a en un point tel que 2p,4p... et qui devra correspondre à la vitesse V_f fixe au départ et si elle ne correspond pas, les calculs seront recommencés avec une autre valeur choisie de V_f .

8.6 - Conclusion

D'après les calculs on constate pendant la phase de dépression le volume d'air de 0,32 m³ au départ passe à 0,484 m³ à la fin de la dépression, la pression dans la conduite tombe à 43,0 m pendant la phase de surpression le volume d'air passe à 0,279 m³.

Tableau (8-5)

Tableau de calcul du réservoir d'air (Arrêt brusque)

Intervalle de Temp θ	Variation du Volume d'air $\Delta U = 50 V_m = 0,1007968 V_m$	Volume d'air $U = U_0 + \Delta U$	Pression dans Le réservoir d'air $Z = 15,67$ $\frac{U}{U_0}$	Vitesse dans La Tubulure de branchement montée: $V_1 = 16,61 V_f$ descente: $V_2 = 28,125 V_f$	Perte de charge dans La tuyère montée: $\Delta h_1 = 0,0291 V_1^2$ descente $\Delta h_2 = 0,0423 V_2^2$	Pression dans La Conduite avec P.d.c montée: $Z - \Delta h_1$ descente: $Z + \Delta h_2$	Perte de charge de re-foulement S	Pression dans La Conduite Sans P.d.c montée: $Z - \Delta h_1 - S$ descente: $Z + \Delta h_2 + S$	Vitesse Lu sur Le graphe V_f	Designation du Point	Vitesse moyenne V_m	Vitesse Finale V_f
0	0,0	0,32	77,24	-	-	77,24	4,25	72,99	1,0686	1R	-	-
0	0,096	0,416	53,50	13,79	5,53	47,97	2,5	45,47	0,83	2P	0,95	0,83
20	0,059	0,475	44,43	5,65	0,93	43,50	0,50	43,00	0,340	4P	0,585	0,34
30	0,069	0,484	43,28	-4,64	0,91	44,19	0,00	44,19	-0,165	6P	0,090	-0,165
40	-0,035	0,449	48,08	-15,19	9,76	57,84	0,80	58,64	-0,540	8P	-0,350	-0,54
50	-0,060	0,389	58,77	-18,70	14,79	73,56	1,50	75,06	-0,650	10P	-0,600	-0,65
60	-0,060	0,329	74,30	-14,77	9,23	83,53	1,20	84,73	-0,525	12P	-0,590	-0,525
70	-0,04	0,289	89,09	-7,45	2,35	91,44	0,25	91,69	-0,265	14P	-0,400	-0,265
80	-0,010	0,279	93,59	1,97	0,16	93,75	0,00	93,75	0,070	16P	-0,100	0,07
90	0,02	0,293	84,94	5,73	0,95	83,99	0,25	83,74	0,345	18P	0,200	0,345

A la fin de la surpression, la pression dans la conduite monte à 93,75 m.

L'examen du tableau du calcul montre que l'air peut occuper un volume maximale de 0,484 m³.

Puisque, l'air occupe ce volume, il doit en rester de l'eau dans le réservoir nous proposons donc une cloche d'une capacité de 0,6 m³.

On prend une conduite qui peut supporter une pression de 12 bars.

REMARQUE:

Pour le démarrage il suffit de disposer un robinet vanne manoeuvré lentement pour limiter comme on le désire la surpression et la depression à des valeurs convenables c'est-à-dire qu'au démarrage des groupes à vanne fermée, c'est le procédé courant dans la pratique.

CHAPITRE IX : POSE DES CONDUITES

La présence des obstacles et d'une rivière qui passe à l'intérieur de la ville de DJEMORAH nous amène à envisager les différents types de pose à exécuter.

9.1 - Pose des conduites en tranchée

Les conduites seront posées en tranchée dont la fouille sera faite par tronçons successifs en commençant par les parties hautes du tracé pour éviter l'écoulement naturel de l'eau d'infiltration.

- la largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite.

On laissera 30 cm d'espace de chaque côté de la conduite,

$$B = D + 2 \cdot 0,3 \text{ (m)}$$

$$B = D + 0,60 \text{ (m)}$$

ou

B: largeur de la tranchée
D: diamètre de la conduite

- la profondeur de la tranchée dépend du diamètre

$$H = D + h_1 + h_L$$

ou

H: profondeur de la tranchée
D: diamètre de la conduite
h₁: hauteur de la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol
h_L: épaisseur du lit de pose

On prend h₁ = 1,0 m et h_L = 0,1 m

Le fond de la tranchée a été ainsi choisi pour assurer une bonne protection de la conduite contre les sollicitations des charges mobiles étant donné qu'elle longe les routes.

- lit de pose : il sera fait avec une couche de sable fin de 0,1 m d'épaisseur pour protéger la conduite et plus particulièrement le revêtement contre les éléments rocheux du terrain.

- remblai : nous préconisons un remblai, de sable ou terre tamisé qui sera damé et arrosé soigneusement par couches jusqu'à 30 cm au-delà de la conduite, le reste du remblai exécuté à l'aide d'une terre tout venant et damée.
- pour que la pose de la canalisation soit correcte, il est recommandé que la distance la séparant des conduites d'autres natures soit au minimum égale à 0,50 m.

Il faut aussi que la cote du fond de la tranchée d'une conduite d'Alimentation en Eau Potable est plus grande que celle des eaux usées pour éviter toutes infiltrations dangereuses.

9.2 - Traverse des routes.

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

9.3 - Traversée des rivières.

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

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

9.4 - Désinfection des conduites

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

Les eaux doivent être traitées avant d'être distribuées.

CHAPITRE X : PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LA CORROSION

10.1 Définition de la Corrosion

On appelle corrosion des métaux leurs destruction par le milieu ambiant sous l'effet de phénomène de réactions chimique ou électro-chimique qui se produit à la surface de séparation métal-milieu ambiant et qui sont le plus souvent des réactions d'oxydation des métaux, l'importance du processus de corrosion conduit à une destruction rapide des conduites par formation de cratères ou de couches de rouille croûteuse.

10.2 Corrosion externe

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

- avec des installations électriques
- avec la nature du sol

10.3 Corrosion interne

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

- PH
- Teneur en oxygène dissous dans l'eau
- Vitesse de circulation de l'eau.

10.4 Les Facteurs de la Corrosion

- Qualité du terrain

L'agressivité du terrain est déterminée en fonction de la résistance du sol le long de la canalisation.

Le terrain est considéré comme agressif quand sa résistivité moyenne descend au-dessous de $50 \Omega \text{ m}$, entre 50 et 100 le terrain est faiblement agressif au-delà de $100 \Omega \text{ m}$ le terrain est considéré comme non agressif.

- Corrosion chimique : la présence dans l'eau des gaz, tels que le CO_2 et l'oxygène sont à l'origine de cette attaque chimique la réaction chimique aboutira à une ionisation.

- Corrosion Electro-Chimique

La corrosion électro-chimique est caractérisée par la circulation d'un courant électrique (corrosion par électrolytes).

- Mécanisme de la corrosion

La corrosion d'un métal se produit par oxydation c'est à dire par perte d'électrons, le métal devient alors **compositif**, entre en solution et va se combiner avec un autre, ion négatif rencontré dans cette solution, la réaction d'oxydation du fer peut être schématisée de la manière suivante :

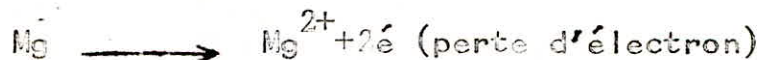


et elle peut se poursuivre sous la forme

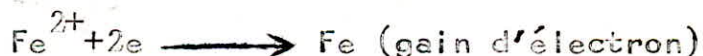


- Fonctionnement d'une pile de corrosion

La corrosion de la conduite peut être comparée à ce qui se passe dans un bac d'électrolyse lorsqu'on plonge deux métaux différents si on considère par exemple le Fer et le magnésium. Dans ce cas, le magnésium qui présente le potentiel (-1,49 Volts) devient anode et se trouve corrodé (c'est une oxydation du métal)



le fer dont le potentiel (-0,34 Volts) jouera le rôle de cathode et se trouve protégé (c'est une réduction métal)



Ainsi, nous pouvons conclure que pour deux métaux donnés celui qui présente le plus haut potentiel par rapport à l'autre est la cathode se trouve protégée, le métal présentant le plus bas potentiel se dissout. Le sol en raison de son humidité constitue une électrolyte de grande conductibilité .

10.5 Remèdes contre la Corrosion

10.5.1 Protection extérieure

Divers revêtement extérieurs peuvent être mis en oeuvre, le revêtement le plus utilisé pour la protection des conduites enterrées est le revêtement C qui se compose :

- d'une couche primaire d'accrochage le plus souvent en carbolac
- d'une couche d'émail bitumeux dérivé de la houille.
- d'un voile de verre noyé dans la couche d'émail et qui en constitue l'armature interne.

L'épaisseur totale du revêtement doit être, au minimum de 3mm. Un revêtement en bandes plastiques peut remplacer le revêtement précédent pour l'exécution rapide, sur le chantier, des protections de joints ou de pièces de raccord.

Le revêtement extérieur peut aussi être réalisé par un complexe bitumeux sous gaine en polyéthylène, ce type étant réservé aux canalisations enterrées de petits diamètres.

Enfin divers autres types de revêtement peuvent également être utilisés, une liste non limitative étant ci-après:

- protection par polyéthylène poudre ou polyuréthane qui commence à être utilisée pour les diamètres inférieurs ou égaux à 400 mm et qui paraît devoir prendre un grand essor.
- protection à base de résines epoxy
- protection par métallisation

Pour le transport des tuyaux reçoivent le plus souvent badigeonnage au lait de chaux sur le revêtement "c". Pour des chantiers importants, le revêtement extérieur peut être effectué directement sur chantier, soit à partir d'une installation fixe (Rolling) soit au moyen de machines permettant l'exécution continue de la protection (revêtement en ligne).

10.5.2 Protection intérieure

- La protection à réaliser doit être liée aux caractéristiques chimiques de l'eau transportée et divers modes de revêtements sont mis en oeuvre.

Un revêtement en mortier de ciment de laitier de haut fourneau peut être exécuté à l'intérieur des tuyaux. Ce mortier est appliqué en Usine par Centrifugation.

L'intérieur de l'emboîture n'étant pas revêtu de ciment mais recouvert d'une peinture appropriée.

Parmi les autres revêtements il peut être cité d'une manière non limitative ; les matières plastiques, les brais, la métallisation.

- Eviter toutes les entrées d'air ou dégagements gazeux, tous les tourbillons ; en vue de remédier à ces inconvénients il est indispensable de protéger les conduites aux points hauts et aux points bas.

Afin d'éviter la perturbation de l'écoulement de l'eau provoquée par l'air qui s'accumule aux points hauts, on pourvoit l'installation des ventouses qui permettront l'évacuation de cet air.

Ou prévoir des robinets de décharges aux points bas de la conduite en cas de nécessité de vidange de celle-ci.

DEUXIEME PARTIE : ASSAINISSEMENT

CHAPITRE I : INTRODUCTION

1.1 - Définition de l'assainissement

L'assainissement d'une agglomération humaine et ou d'un centre économique doit viser les objectifs suivants :

- évacuer au plus bas coût par voie hydraulique le plus rapidement possible et sans stagnation les eaux usées et pluviales ;
- Respecter les objectifs de qualités des eaux rejetées dans le milieu naturel afin d'éviter de polluer les eaux souterraines et les eaux de surface et l'environnement, il en résulte que le traitement des eaux est nécessaire ;

L'assainissement se transforme de ce fait, en un moyen de préservation de la ressource.

1.2 - Données de bases pour l'assainissement

1.2.1 Données nécessaires pour le calcul des débits des eaux pluviales.

Intensité pluviométrique : 60 l/s/ha (temps : 15 mn)

Coefficient de ruissellement : 0,40.

periode de retour 2 ans (biennale)

1.2.2 Données nécessaires pour le calcul des débits usés domestiques.

- Coefficient de rejet : 0,80
- se référer à la première partie concernant l'alimentation en eau potable pour déterminer les débits des eaux usées.

1.3 - Relief

Vu le relief de la région beaucoup tourmenté les conditions topographiques sont défavorables pour l'écoulement des eaux usées nécessitant plusieurs points de rejets.

(4 points de rejet)

- Collecteur principal n° 1 avec deux collecteurs secondaires (zone haute) ;

- Collecteur principal N° 2 (Zone haute) ;
- Collecteur principal N° 3 (Zone haute, zone basse I) ;
- Collecteur principal N° 4 (Zone basse II).

1.4 - Type d'eau à évacuer

La ville de DJEMORAH ne possédant pas d'industrie les seules eaux à évacuer seront :

- Les eaux de pluies ou de ruissellement
- Les eaux usées d'origine domestique.

1.5 - Choix du système du réseau d'assainissement

On opte pour le système unitaire, l'évacuation de l'ensemble des eaux usées domestiques et pluviales est assuré par un seul réseau.

Ce réseau est généralement pourvu d'un déversoir permettant le cas d'orage le rejet d'une partie des eaux usées vers l'oued.

Les grands mérites de ce système sont la simplicité, le faible encombrement, l'économie à la conception et à l'entretien.

Compte tenu de la faible importance des débits d'eaux usées domestiques par rapport à celui des eaux pluviales le dimensionnement de notre réseau unitaire ne tient pas compte des débits d'eaux usées domestiques.

1.6 - Conditions de fonctionnement du réseau

Le réseau d'assainissement doit fonctionner selon le mode gravitaire si cela est possible.

Un réseau d'assainissement du type unitaire doit dans toute la mesure du possible être autocureur.

- Les sables soient automatiquement entraînés pour des débits pluviaux atteints assez fréquemment.
- Les vaseaux fermentescibles soient également entraînés pour le débit moyen des eaux usées.
- La condition d'autocurage ne serait satisfaite que pour des vitesses supérieures à 0,6 m/s.

Toutefois dans le souci de prévenir la dégradation des joints des ouvrages, la vitesse de l'eau ne devra pas dépasser 4 m/s.

- Pour le réseau en système unitaire le diamètre minimum des collecteurs est de 300 mm
- Si la pose du réseau est faite conformément aux prescriptions techniques on peut adopter des faibles pentes mais à condition de vérifier que la vitesse d'autocourage est bien satisfaite.

CHAPITRE II : DIMENSIONNEMENTS DES COLLECTEURS PRINCIPAUX ET SECONDAIRES

2.1 - Calculs des collecteurs

Nos calculs sont récapitulés dans les tableaux I et II de 28 colonnes réparties comme suit :

- Colonne 1 : Numéros des tronçons
- Colonne 2 : " " des points d'apport
- Colonne 3 : Aires des bassins versants en (ha)
- Colonne 4 : Cumuls des aires des bassins versants en (ha)
- Colonne 5 : Coefficient de ruissellement C

Le coefficient de ruissellement d'une surface donnée est le rapport du volume d'eau qui ruisselle de cette surface au volume d'eau tombé sur elle.

Notre périmètre d'urbanisme comprend des toitures des routes, des rues des terrains cultivés.

Dans notre projet on a pris une valeur moyenne pour notre périmètre d'urbanisme.

$C = 0,4$ (donnée par la S.ET. HY.CO)

Colonne 6 : Aires réduites en (ha)

$$A_1 = A \cdot C$$

ou A_1 = Aire réduite des bassins versants en (ha)

A = Cumuls des aires de bassins versants (ha)

C = Coefficient de ruissellement.

On obtient les résultats en multipliant les colonnes (4) et (5)

- Colonne 7 : Intensité des pluies i en (l/s/ha)

Une précipitation pluviale est caractérisée par son intensité sa durée et sa fréquence d'après les données de la S.ET. HY-CO

$$i = 60 \text{ l/s/ha}$$

$t = 15 \text{ mn}$
période de retour 2 ans

Les collecteurs des réseaux unitaires sont construits en fonction des conditions hydrologique c'est à dire sur

les précipitations.

Notre réseau sera dimensionné pour évacuer les débits de pluies se répétant trop souvent, ainsi on permet volontairement une surcharge des canalisations qui se produit à certaines intervalles les dommages qui en résultent sont moins coûteuses à comparer avec les frais de dimensionnements.

- Colonne 8 : Débits des eaux pluviales

Le débit Q des eaux pluviales est donné par la formule

$$Q = C.i. A$$

- ou
- Q : Débit des eaux pluviales en (l/s)
 - C : Coefficient de ruissellement
 - i : Intensité de la pluie (l/s/ha)
 - A : Aire du bassin versant (ha)

Le débit des eaux pluviales peut-être obtenu en multipliant les colonnes (6) et (7).

- Colonne 9 : Longueurs partielles des tronçons en (m)
- Colonne 10 : Longueurs cumulées des tronçons en (m)
- Colonne 11 : Côte amont du terrain (m)
- Colonne 12 : Côte aval du terrain (m)
- Colonne 13 : Côte amont du radier (m)
- Colonne 14 : Côte aval du radier (m)
- Colonne 15 : Pente du terrain o/oo

$$J = \text{Declivité o/oo} = \frac{\text{Côte Amont} - \text{Côte Aval}}{\text{Longueur du Tronçon}}$$

- Colonne 16 : Diamètre en (mm)

Déduite à partir de l'abaque de Manning - Strickler (annexe IX, La collecte) tenant compte des résultats des colonnes (8) et (15) c'est-à-dire du débit de pluie et de la pente du terrain.

- Colonne 17 : débit en pleine section (l/s) obtenu d'après l'abaque (annexe VII, la collecte) en fonction des résultats des colonnes (15) et (16) c'est-à-dire de la pente et du diamètre.
- Colonne 18 : Vitesse en pleine section déduite de la

même façon que celle de la colonne (17).

- Colonne 19 : Rapport des débits des eaux pluviales aux débits de pleine section (r_Q)

$$r_Q = \frac{Q_p}{Q_{ps}}$$

- ou r_Q = rapport des débits
- Q_p = débits des eaux pluviales (l/s)
- Q_{ps} = débits de pleine section (l/s).

Le rapport des débits pluviaux aux débits à pleine section doit toujours être inférieur ou égal à 1 étant donné que les débits pluviaux sont inférieurs ou égaux aux débits à pleine section.

- Colonne 20 : Rapport de la hauteur de remplissage (r_H) est obtenu en fonction de r_Q et à l'aide de l'abaque (annexe X, la collecte)

- Colonne 21 : Rapport de vitesse r_v s'obtient de la même façon que la colonne (20)

- Colonne 22 : Hauteur de remplissage (H) égale aux produits des colonnes (16) et (20).

$$H = D \cdot r_H$$

- ou H = hauteur de remplissage (mm)
- D = Diamètre (mm)
- r_H = rapport de la hauteur de remplissage

- Colonne 23 : vitesse (m/s) résultant du produit des colonnes (18) et (21)

$$V = V_{ps} \cdot r_v$$

- ou V = Vitesse en (m/s)
- V_{ps} = Vitesse à pleine section (m/s)
- r_v = rapport des vitesses

- Colonne 24 : Vitesse d'autocurage - La vitesse d'autocurage exprime la vitesse de l'eau pour le 1/10 du débit à pleine section. Les vitesses d'autocurage se déduisent donc en multipliant la vitesse v_{sp} par 0,6

$$V (1/10 Q_{sp}) = 0,6 V_{sp} (m/s)$$

- ou $V (1/10 Q_{sp})$ = vitesse d'autocurage (m/s)
- V_{sp} = Vitesse pleine section (m/s)

- Colonne 25 : Débits des eaux usées - En tenant compte des pertes et au fait que toute l'eau utilisée n'est pas rejetée il sera admis que l'eau évacuée n'est que les 80 % de l'eau consommée, le débit moyen des eaux usées est donné par la formule suivante :

$$Q_m = 0,8 Q$$

- ou $Q_m =$ débit moyen de l'eau usée (l/s)
- $Q =$ débit de la consommation spécifique (l/s)

Le débit de pointe des eaux usées peut être calculé par la formule suivante :

$$Q_p = Q_m \cdot C_p$$

- ou $Q_p =$ débit de pointe des eaux usées (l/s)
- $Q_m =$ débit moyen des eaux usées (l/s)
- $C_p =$ Coefficient de pointe
- $C_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_m}}$

- Colonne 26 : représente les débits cumulés des eaux usées (l/s)
- Colonne 27 : Vitesse des eaux usées (m/s)
- Colonne 28 : Réservée aux observations faite sur le calcul de chaque tronçon.

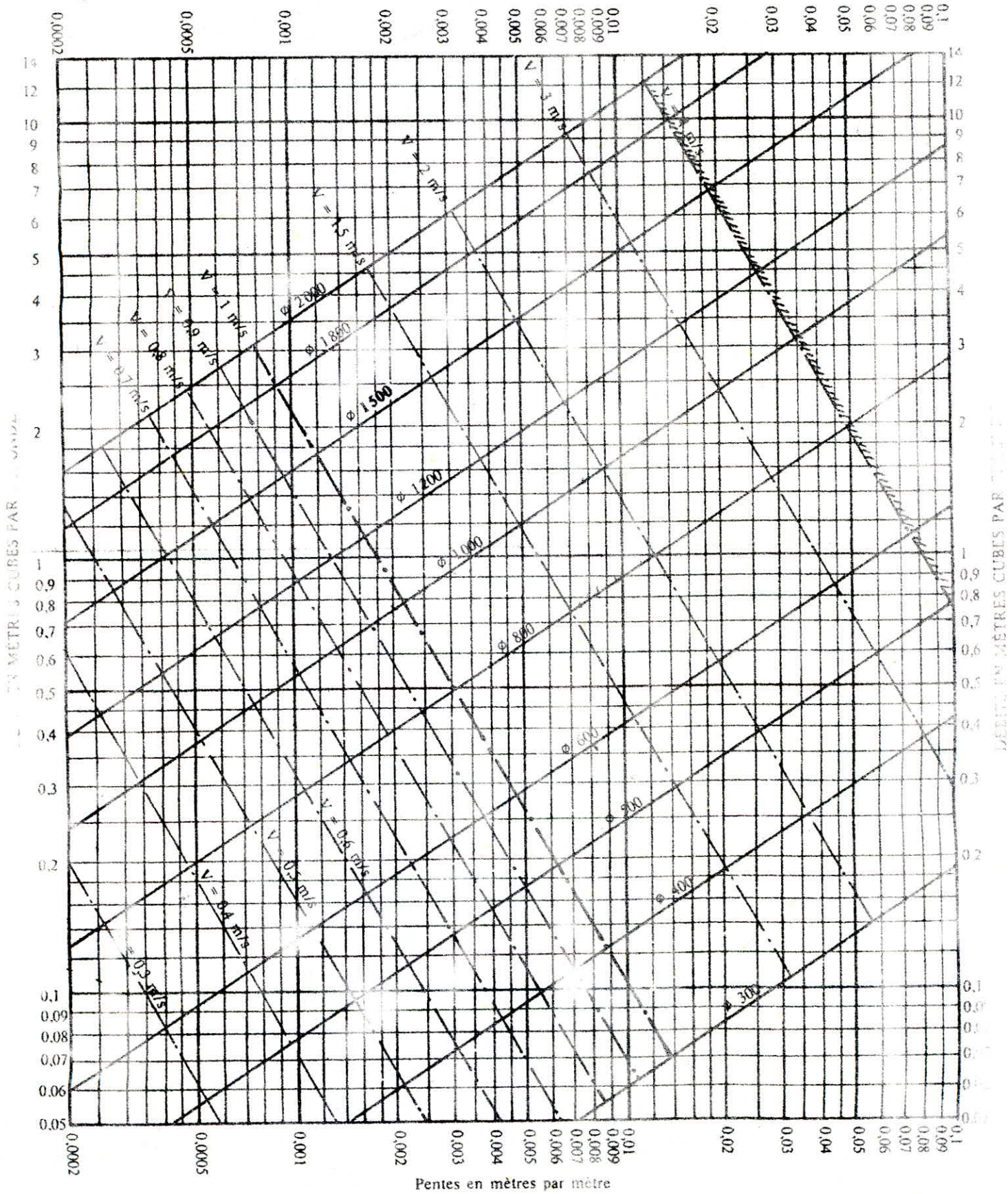
2.2 - Conclusion

Après l'examen des tableaux de calculs I et II on remarque que :

- La vitesse des eaux pluviales est acceptable dans tous les tronçons.
- Les pentes sont convenables
- La vitesse fixé par l'autocurage est respecté.

ANNEXE VII

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

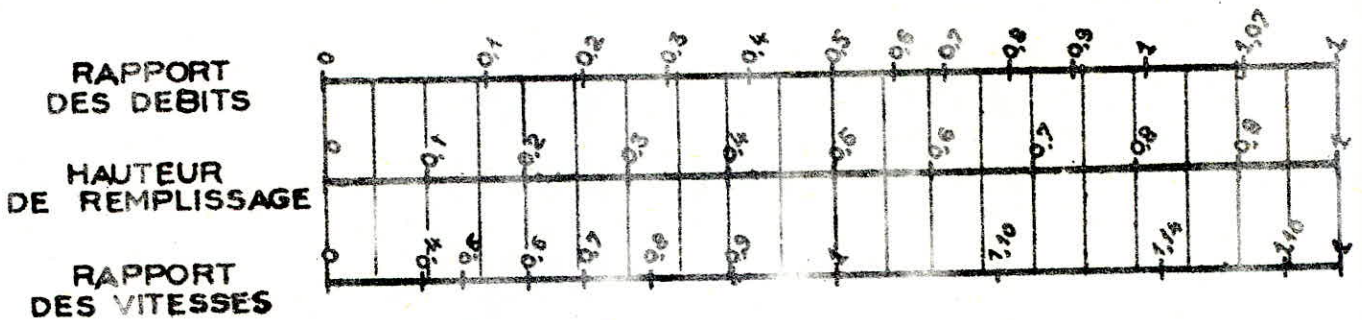


ANNEXE X

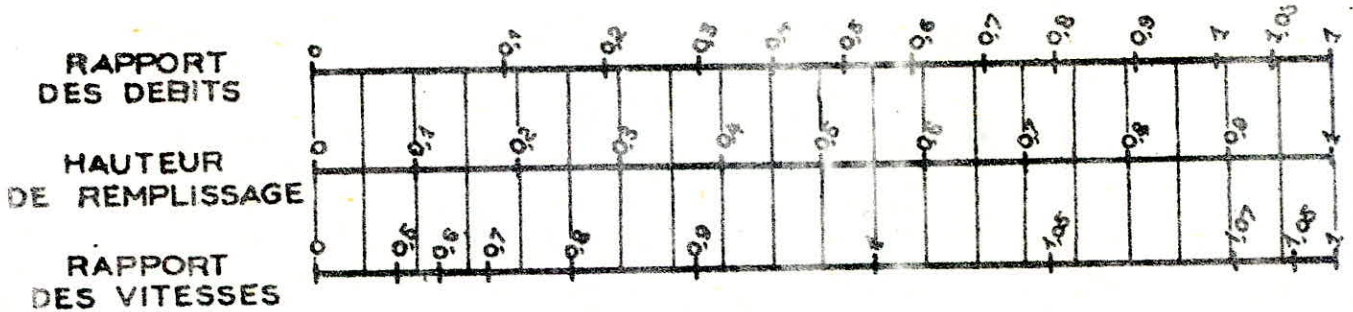
VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES
EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE

(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

Tableau I

Dimensionnement du collecteur secondaire N1-1 (8-7-6-5 Zone haute)

Tronçon	Point d'appôt	Aires (ha)	Aires Cumulées (ha)	Coefficient de ruissellement C	Aires réduites (ha)	Intensité des pluies (L/s/ha)	Débits Pluviaux (L/s)	Longueurs des tronçons (m)		Cotes (m)				Pente du terrain (o/oo)	Diamètre (mm)	Pleine Section		r _Q	r _H	r _V	H (mm)	V (m/s)	V(1/10) (m/s)	Q _{sp} (L/s)	Q (déau Usée) (L/s)	Q (déau Usée) Cumulés (L/s)	V (déau Usée) (m/s)	Observation
								Partielles (m)	Cumulées (m)	du terrain (m)		du radier (m)				Q _{sp} (L/s)	V _{sp} (m/s)											
										Amont (m)	Aval (m)	Amont (m)	Aval (m)															
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	
8-7	8	5,4690	5,4690	0,4	2,1876	60	131,256	138	138	597,94	594,36	596,44	592,86	26	400	210	1,67	0,63	0,58	1,05	232	1,75	1,002	12,23	12,23	0,70		
7-6	7	5,7265	11,1955	0,4	4,4782	60	268,692	322	460	594,36	583,70	592,86	582,20	33	500	435	2,22	0,62	0,58	1,05	290	2,33	1,332	12,67	24,90	0,93		
6-5	6	0,6683	11,8638	0,4	4,7455	60	284,73	165	625	583,70	576,4	582,20	575,11	43	500	500	2,55	0,57	0,545	1,03	272,5	2,63	1,53	2,96	27,86	1,07		

Dimensionnement du collecteur secondaire N° 1-2 (10-9-5 Zone haute)

Tronçon	Point d'appôt	Aires (ha)	Aires Cumulées (ha)	Coefficient de ruissellement C	Aires réduites (ha)	Intensité des pluies (L/s/ha)	Débits Pluviaux (L/s)	Longueurs des tronçons (m)		Cotes (m)				Pente du terrain (o/oo)	Diamètre (mm)	Pleine Section		r _Q	r _H	r _V	H (mm)	V (m/s)	V(1/10) (m/s)	Q _{sp} (L/s)	Q (déau Usée) (L/s)	Q (déau Usée) Cumulés (L/s)	V (déau Usée) (m/s)	Observation
								Partielles (m)	Cumulées (m)	du terrain (m)		du radier (m)				Q _{sp} (L/s)	V _{sp} (m/s)											
										Amont (m)	Aval (m)	Amont (m)	Aval (m)															
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	
10-9	10	2,8975	2,8975	0,4	1,1590	60	69,540	248	248	586,78	579,16	585,28	577,66	31	300	104	1,47	0,67	0,6	1,06	180	1,56	0,882	8,37	8,37	0,74		
9-5	9	2,8558	5,7533	0,4	2,3013	60	138,078	300	548	579,16	576,61	577,66	575,11	9	500	230	1,17	0,60	0,57	1,04	285	1,22	0,702	8,28	16,65	0,53		

Dimensionnement du collecteur principal N°1 (1.2.3.4.5-R, Zone haute)

Tronçon	Point d'appôt	Aires (ha)	Aires Cumulées (ha)	Coefficient de ruissellement C	Aires réduites (ha)	Intensité des pluies (L/s/ha)	Débits Pluviaux (L/s)	Longueurs des tronçons (m)		Cotes (m)				Pente du terrain (o/oo)	Diamètre (mm)	Pleine Section		r _Q	r _H	r _V	H (mm)	V (m/s)	V(1/10) (m/s)	Q _{sp} (L/s)	Q (déau Usée) (L/s)	Q (déau Usée) Cumulés (L/s)	V (déau Usée) (m/s)	Observation
								Partielles (m)	Cumulées (m)	du terrain (m)		du radier				Q _{sp} (L/s)	V _{sp} (m/s)											
										Amont (m)	Aval (m)	Amont (m)	Aval (m)															
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	
1-2	1	6,6803	6,6803	0,4	2,6721	60	160,326	238	238	597,32	591,47	595,32	589,47	25	400	210	1,67	0,76	0,65	1,09	260	1,82	1,002	14,39	14,39	0,75		
2-3	2	7,4405	14,1208	0,4	5,6483	60	338,898	244	482	591,47	588,55	589,47	586,55	12	600	450	1,59	0,75	0,65	1,09	390	1,73	0,954	15,89	30,28	0,72		
3-4	3	3,4647	17,5855	0,4	7,0342	60	422,052	265	747	588,55	581,20	586,55	579,20	28	600	680	2,41	0,62	0,58	1,05	348	2,53	1,446	8,31	38,59	1,01		
4-5	4	-	17,5855	0,4	7,0342	60	422,052	271	1018	581,20	576,61	579,20	574,61	17	600	540	1,91	0,78	0,67	1,10	402	2,10	1,146	-	38,59	0,86		
5-R	5	17,6171	35,2026	0,4	14,0810	60	844,86	414	1432	576,61	573,72	574,61	571,72	7	1000	1400	1,78	0,60	0,57	1,04	570	1,85	1,068	44,51	83,10	0,75		

PH02184 Avant p. 95

Tableau II

Dimensionnement du collecteur principal N°2 (14-15-16-R₂ Zone haute)

Tronçon	Point d'apport	Aires (ha)	Aires Cumulées (ha)	Coefficient de ruissell. en C	Aires réduites (ha)	Intensité des pluies (L/s/ha)	Débits Pluviaux (L/s)	Longueurs des tronçons (m)		Cotes (m)				Pente du terrain ‰	Diamètre (mm)	Pleine Section		r ₀	r _H	r _V	H (mm)	V (m/s)	V _(1/10) (m/s)	Q ^(eau Usée) (L/s)	Q ^{(eau Usée) Cumulées} (L/s)	V ^(eau Usée) (m/s)	Observation
								Partielles (m)	Cumulées (m)	du terrain (m)		du radiet (m)				Q _{sp} (L/s)	V _{sp} (m/s)										
										Amont (m)	Aval (m)	Amont (m)	Aval (m)														
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28
14-15	14	2,1337	2,1337	0,4	0,8535	60	51,210	166	166	595,27	587,62	593,77	586,12	46	300	128	1,81	0,40	0,425	0,925	127,5	1,67	1,086	1,65	1,65	0,27	Rinçage
15-16	15	2,2153	4,3490	0,4	1,7396	60	104,376	208	374	587,62	577,36	586,12	575,86	49	300	132	1,87	0,79	0,68	1,104	204	2,06	1,122	1,74	3,39	0,56	
16-R ₂	16	-	4,3490	0,4	1,7396	60	104,376	240	614	577,36	569,83	575,86	568,33	31	400	235	1,87	0,44	0,46	0,960	184	1,80	1,122	-	3,39	0,34	Rinçage

Dimensionnement du collecteur principal N°3 (11-12-13-R₃ Zone haute - Zone basse I)

Tronçon	Point d'apport	Aires (ha)	Aires Cumulées (ha)	Coefficient de ruissell. en C	Aires réduites (ha)	Intensité des pluies (L/s/ha)	Débits Pluviaux (L/s)	Longueurs des tronçons (m)		Cotes (m)				Pente du terrain ‰	Diamètre (mm)	Pleine Section		r ₀	r _H	r _V	H (mm)	V (m/s)	V _(1/10) (m/s)	Q ^(eau Usée) (L/s)	Q ^{(eau Usée) Cumulées} (L/s)	V ^(eau Usée) (m/s)	Observation
								Partielles (m)	Cumulées (m)	du terrain (m)		du radiet (m)				Q _{sp} (L/s)	V _{sp} (m/s)										
										Amont (m)	Aval (m)	Amont (m)	Aval (m)														
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28
11-12	11	9,4912	9,4912	0,4	3,7965	60	227,790	341	341	589,64	577,48	587,64	575,48	36	400	250	2,00	0,91	0,75	1,120	300	2,24	1,200	18,53	18,53	0,9	
12-13	12	2,3813	11,8725	0,4	4,7490	60	284,940	190	531	577,48	573,10	575,48	571,10	23	500	370	1,88	0,77	0,66	1,091	330	2,05	1,28	4,06	22,59	0,79	
13-R ₃	13	-	11,8725	0,4	4,7490	60	284,940	190	721	573,10	570,00	571,10	568,00	16	500	305	1,55	0,93	0,76	1,124	380	1,74	0,93	-	22,59	0,70	

Dimensionnement du collecteur principal N°4 (17-18-R₄ Zone basse II)

Tronçon	Point d'apport	Aires (ha)	Aires Cumulées (ha)	Coefficient de ruissell. en C	Aires réduites (ha)	Intensité des pluies (L/s/ha)	Débits Pluviaux (L/s)	Longueurs des tronçons (m)		Cotes (m)				Pente du terrain ‰	Diamètre (mm)	Pleine Section		r ₀	r _H	r _V	H (mm)	V (m/s)	V _(1/10) (m/s)	Q ^(eau Usée) (L/s)	Q ^{(eau Usée) Cumulées} (L/s)	V ^(eau Usée) (m/s)	Observation
								Partielles (m)	Cumulées (m)	du terrain (m)		du radiet (m)				Q _{sp} (L/s)	V _{sp} (m/s)										
										Amont (m)	Aval (m)	Amont (m)	Aval (m)														
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28
17-18	17	2,5078	2,5078	0,4	1,0031	60	60,186	99	99	507,98	504,35	506,48	502,85	37	300	112	1,58	0,54	0,525	1,016	157,5	1,61	0,948	6,46	6,46	0,66	
18-R ₄	18	2,0640	4,5718	0,4	1,8287	60	109,722	118	217	504,35	501,71	502,85	500,21	22	400	195	1,55	0,56	0,540	1,023	216	1,59	0,930	5,61	12,07	0,65	

PH 02184 Avant P 91

CHAPITRE III : OUVRAGES

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

- Ouvrages principaux
- Ouvrages annexes.

3.1 - Ouvrages principaux

Un égout est considéré comme un aqueduc à écoulement libre dont la mise en charge doit être exceptionnelle et limitée par le débordement éventuel des regards et ouvrages annexes.

3.1.1 Choix du matériau

Outre les conditions financières ainsi que celle afférentes au transport et à la maintenance.

Le choix du matériau devra essentiellement, être conditionné en fonction de trois considérations principales :

- résistance aux actions chimiques du sol et des eaux y incluses ainsi que des eaux transportées
- bonne étanchéité
- résistance aux actions mécaniques dues aux charges extérieures.

Dans notre projet on a opté pour des tuyaux cylindriques en béton armé vu leurs disponibilités sur le marché.

3.2 - Ouvrages annexes

L'attention est attirée sur l'importance des ouvrages annexes tant de points de vue constructif qu'en entretien pour l'exploitation rationnelle des réseaux d'égout.

3.2.1 Caniveaux

Les caniveaux sont destinés à collecter jusqu'à des bouches d'égout les eaux de la voirie.

3.2.2 Bouches d'égout (voir figure A3-1)

Les bouches d'égout servent à l'introduction dans un égout des eaux de pluies et de lavage des chaussées et permettent une meilleure aération du réseau, l'écart entre les

bouches d'égout est en moyenne 50 m

1.2.3 Regard de visite (voir figure A.3-2)

But : En vue de la surveillance et du nettoyage du réseau ainsi que l'aération des canaux .

Disposition

- Chaque changement de direction
- à chaque jonction de canalisation
- dans les parties droites et aux pentes régulières tous les 80 m.

CHAPITRE IV : POSE DES CANALISATIONS ET EXPLOITATION

4.1 - Emplacement

Dans les rues de moins de 15 m de largeur les canalisations sont placées en général, dans l'axe de la chaussée ;

Dans les rues plus larges la pose de la canalisation sous chaque trottoir s'impose.

4.2 - Exécution de la tranchée

Les canalisations sont placées à une profondeur de 1,5 m et 2 m et cela en fonction des diamètres et de la nature du sol, elles doivent être toujours placées à 10 ou à 25 cm sous les conduites d'eau potable la largeur de la tranchée doit être égale au minimum à 0,60 m ou au diamètre extérieur de la canalisation augmenté de 50 cm ;

4.3 - Pose des conduites en tranchée

Les tuyaux doivent être posés à partir de l'aval l'emboîtement étant dirigé vers l'amont, le callage provisoire des tuyaux doit s'effectuer à l'aide des mottes de terre tassées ou de coins de bois l'usage de pierre étant pros- crit.

4.4 - Epreuve des canalisations et essai du réseau

L'épreuve des canalisations doit avoir lieu avant remblaiement sur des tronçons compris entre deux regards consécutifs.

4.5 - Remblaiement 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, ce remblaiement doit être effectué à la main avec la terre des déblais expurgée de tout éléments susceptibles de porter atteinte aux tuyaux ou avec tout autre matériau convenable tel que sable, terre franche, gravier, ce remblai doit être soigneusement damé à la main.

La seconde fraction du remblai peut être effectuée à l'ai- de d'engins mécaniques, étant précisé que la terre utili-

utilisée ne doit contenir ni bloc de roche ni débris végétaux.

4.6 - Exploitation

L'exploitation des réseaux nécessite des opérations d'entretien courant : Curage journalier, nettoyage périodiques, un nettoyage à des périodes très proches, débouchages accidentels, et des opérations particulières de recherche et de réparation des fuites.

CHAPITRE V - DÉVERSOIRS D'ORAGE

5.1 - Rôle

Les stations d'épuration ne peuvent, d'une manière générale, recevoir que le triple ou au maximum le quadruple du débit du 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.

5.2 - Dimensionnement du déversoir d'orage

- Caractéristiques initiales

Egoût collecteur principal N°1 (Zone haute) en direction du déversoir (voir figure 5.A)

$$D : 1000 \text{ mm}, J = 7\text{‰}$$

- Détermination du débit du temps sec

Débit moyen des eaux usées : $QT_{24} = 30,375 \text{ l/s}$

Débit de temps sec = QT_{14} (Ville moyenne)

$$QT_{14} = QT_{24} \frac{.24}{14} = 30,375 \frac{.24}{14} = 52,07 \text{ l/s}$$

- Débit du temps de pluie

$$Q_1 = 822,052 + 52,07 = 874,122 \text{ l/s}$$

- on prend dilution 4.

Le débit allant vers la station d'épuration

$$Q_2 = 52,07 + 3 \cdot 52,07 = 208,28 \text{ l/s}$$

Le débit allant vers l'Oued

$$Q_0 = Q_1 - Q_2 = 874,122 - 208,28 = 665,842 \text{ l/s}$$

- Détermination de la hauteur de déversement

La hauteur d'arrivage dans le tuyau

$$H = rH \cdot D \quad (\text{mm})$$

rH = rapport de la hauteur de remplissage

D = diamètre (mm)

$D = 1000 \text{ mm}$

$J = 7\text{‰}$

} (Annexe V II, La Collecte) $Q_{sp} = 1400 \text{ l/s}$

$$rQ_1 = \frac{Q_1}{Q_{sp}} = \frac{874,122}{1400} = 0,62 \quad (\text{annexe X, la collecte}) \rightarrow rH_1 = 0,58$$

d'ou $H_1 = 0,58 \times 1000 = 580 \text{ mm}$

$$rQ_2 = \frac{Q_2}{Q_{sp}} = \frac{208,28}{1400} = 0,15 \quad (\text{annexe X, la collecte}) \rightarrow rH_2 = 0,22$$

d'ou $H_2 = rH_2 \cdot D = 0,22 \cdot 1000 = 220 \text{ mm}$

$$\Delta H = H_1 - H_2 = 580 - 220 = 360 \text{ mm}$$

$$h = \frac{\Delta H}{2} = \frac{360}{2} = 180 \text{ mm}$$

- Longueur du seuil de deversoir

$$Q_0 = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} h^{3/2}$$

Q_0 = débit à évacuer vers l'oued

$$h = \frac{\Delta H}{2}$$

$$\mu = F(hr)(h)(r)$$

hr : hauteur du seuil

h : Charge d'eau

r : Forme de la crête

pour le seuil de deversoir on peut choisir approximativement $\mu = 0,6$

$$b = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q_0}{\mu \sqrt{2g} h^{3/2}}$$

$$b = \frac{3}{2} \cdot \frac{0,666}{0,6 \sqrt{2 \cdot 9,8} (0,180)^{3/2}} = 4,92 \text{ m}$$

Il est nécessaire d'affecter la longueur b par un coefficient de sécurité (1,7)

$$b = 4,92 \cdot 1,7 = 8,36 \text{ m}$$

CHAPITRE VI : STATION D'ÉPURATION

On prévoit une station d'épuration près du rejet N° 1

6.1 - Rôle de la station d'épuration

La station d'épuration est destinée à éliminer les impuretés des eaux usées qui sont nuisibles au milieu environnant, une fois l'eau est traitée elle peut être utilisée pour d'autres fins exemple l'irrigation ou l'évacuer vers l'oued sans danger.

Caractéristique de la ville de DJEMORAH

Elle est dépourvue d'industrie donc les eaux à traiter sont:

- Les eaux usées d'origine domestique
- Une partie des eaux pluviales.

6.2 - Remarque

L'adduction des eaux usées domestique et une partie des eaux pluviales vers la station d'épuration ainsi que son dimensionnement ne feront pas l'objet de notre étude.

6.3 - Equipements de la station d'épuration

La station d'épuration sera composée d'une série d'installations placées en chaîne et chacune de ces installations aura son propre rôle (voir figure A6)

6.3.1. Degrillage

Les grilles (de retenue) servent à retenir les matières les plus grossières charriées par l'eau qui pourraient nuire à l'efficacité des traitements suivants :

Les grilles sont inclinées souvent (60° à 80°) l'espace-ment entre les barreaux doit se situer entre 10 et 50 mm l'épaisseur des barreaux varie entre 8 et 10 mm. La vitesse entre les barreaux varie de 0,6 à 1,0 m/s.

6.3.2 Dessableur

Dans le dessableur on élimine des eaux usées des matières facilement décantables, en première ligne le sable pour

protéger les autres constructions de la station d'épuration contre une corrosion élevée par frottement (conduite, pompe) et pour empêcher une perte en volume utilisable dues aux durs dépôts qui se forment rapidement dans les coins des bassins de décantations.

Le dessablage se fait pour les particules de diamètre supérieur à 0,2 mm et s'effectue par sédimentation physique une vitesse de 0,30 m/s permet le dépôt de la majeure partie des sables.

6.3.3 Deshuilage

Le deshuilage est un procédé de traitement qui a pour but de séparer par flottation les particules huileuses, le principe commence par l'introduction d'air comprimé qui fait diminuer d'avantage la densité de ces particules ainsi les graisses flottées seront rassemblées dans une zone dite de tranquillisation et par suite râclées manuellement

Le temps de séjour est de 7 mn.

6.3.4 Décantation primaire

Le décanteur primaire est destiné à retenir les particules les plus petites en suspension en se déposant par sédimentation sous forme de boues au fond de cet ouvrage.

6.3.5 Station biochimique (lit bactérien)

Ce procédé est dans une certaine mesure l'amplification d'un processus naturel d'épuration.

Le lit bactérien est un procédé de traitement secondaire dont le rôle est la stabilisation définitive des déchets à traiter et leurs évacuation.

C'est une épuration biologique des eaux d'égout par l'action des micro-organismes.

Fonctionnement du lit bactérien

Les eaux d'égout venant du décanteur primaire ruissellent en minces couches sur une masse de matériaux qui sert de support aux micro-organismes, les micro-organismes y vi-

vivant absorbent les impuretés organiques des eaux usées et les décomposent en produit de métabolisme (CO_2 , H_2O , NO_3) et en nouvelle substance cellulaire.

La substance cellulaire a un poids spécifique qui est plus grand que celui de l'eau d'égout de ce fait une décantation est possible.

L'oxygène nécessaire à cette activité est introduit par ventilation.

6.3.6 Decantation finale

Il sert à séparer des eaux usées épurées, les matières en suspension qui se sont développées lors du traitement biochimique, ces eaux usées forment une boue biologique aqueuse lors de leur traitement biochimique.

La boue en excès sera évacuée vers le lit de séchage des boues.

6.3.7 Lit de séchage des boues

C'est sur ces lits que les boues sont éjectées périodiquement en couche.

Le séchage s'effectue à l'air libre - Une partie de ces boues sera recyclée en vue d'une absorption des matières en suspension car elle contient des micro-organismes.

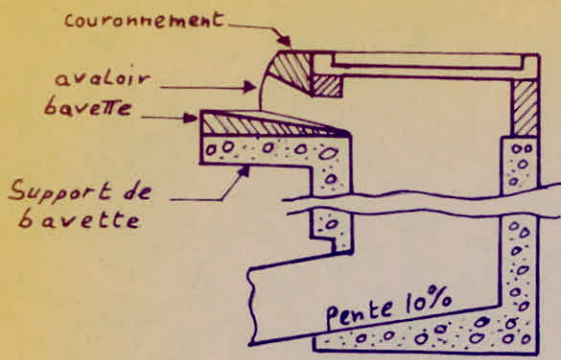


Figure (A3-1) bouche d'égout sans decantation

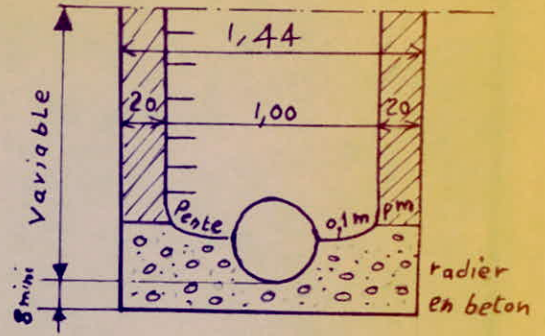


Figure (A3-2) Regard de Visite Simple

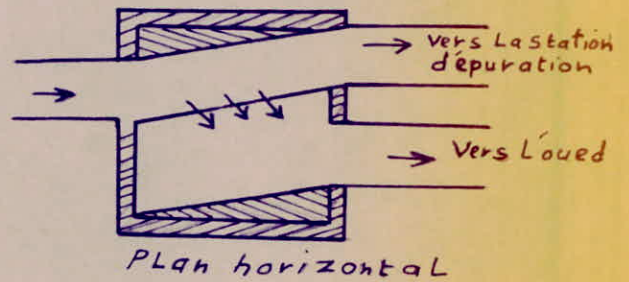
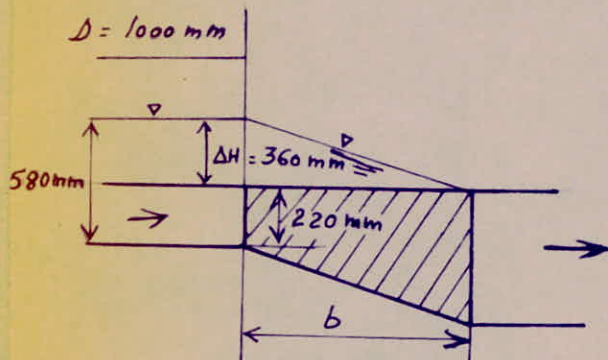


Figure (A5) Deversoir D'orage

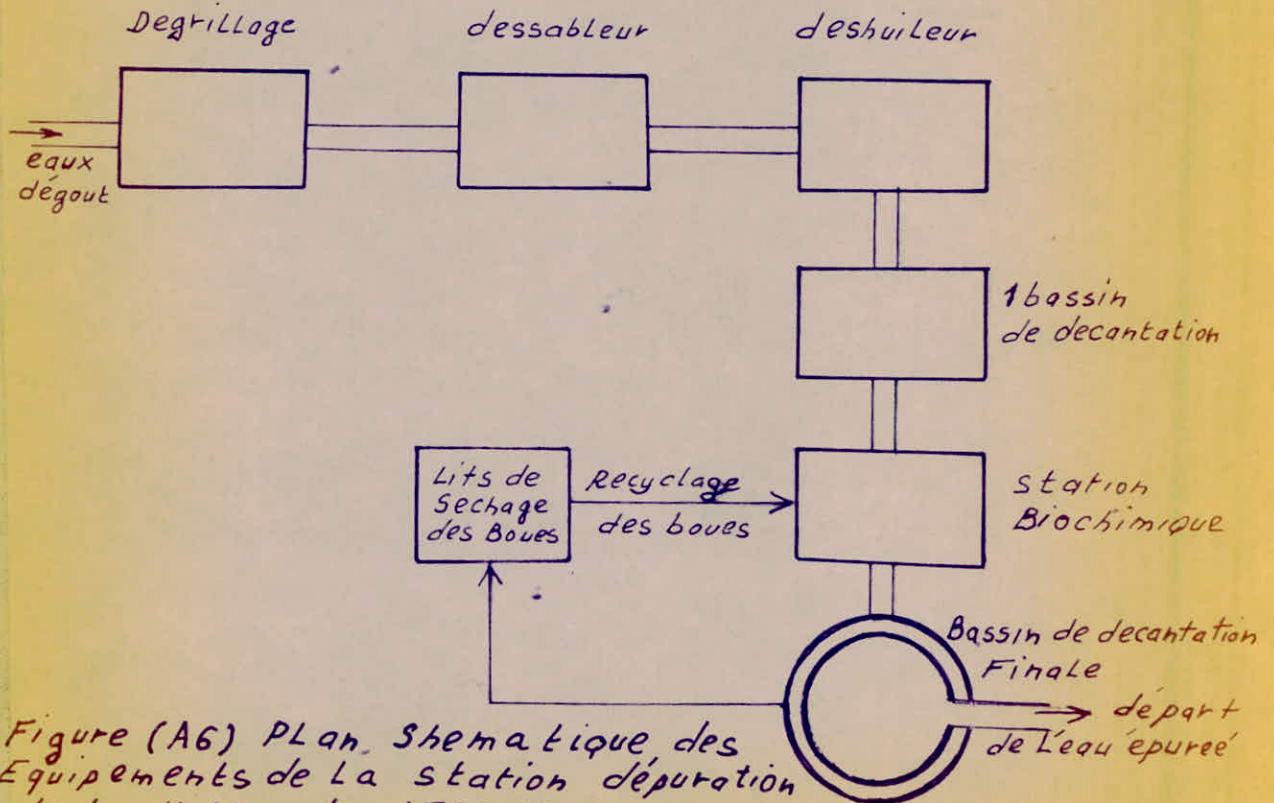


Figure (A6) Plan Schematic des Equipements de La station d'épuration de La ville de JEMORAH

C O N C L U S I O N

Notre étude a englobé tous les points qui touchent l'Exploitation des ressources en eau , l'Adduction , la distribution , l'Assainissement , l'Exploitation et l'Evaluation rationnelle et économique de tous les moyens pour une meilleur gestion des installations .

Il reste l'étude de l'Adduction des Eaux Usées domestique et une partie des eaux Pluviales vers la Station d'Épuration et son dimensionnement qui est situé près du rejet n°1 , espérons qu'elle fera l'Objet d'une autre étude .

Nous pensons que notre travail servira comme moyen pour lavant-Projet de l'A. E. P. et assainissement de la ville de DJEMORAH .

BIBLIOGRAPHIE

A. E. P. :

- Hydraulique urbaine (A. DUPONT, Tome II et III)
- Manuel d'hydraulique générale (A-LENCASTRE)
- La distribution d'eau dans les agglomérations urbaines et rurales (C. COMELLA et H. GUERREE)
- Théorie de la longueur Fluido-dynamique (G. LAPRAY)
- Catalogue des pompes (JEUMONT-SCHNEIDER)

ASSAINISSEMENT :

- Les eaux usées dans les agglomérations urbaines ou rurales (H. GUERREE et C. COMELLA)
- Cours d'assainissement urbain (Université Stuttgart)

