

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية
وزارة التعليم والبحث العلمي

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHEQUE

1 ex.

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

S U J E T

**Rénovation et extension du réseau
de distribution et d'assainissement
de la ville de Boumerdes**

Proposé par :
D.H.W. Boumerdés

Etudié par :
M. KABDI D.

Dirigé par :
Mr ZAIM A.

PROMOTION : Juin 1985



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

»O«

وزارة التعليم والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique

»O«

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

»O«

دائرة الهيرى

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

»O«

PROJET DE FIN D'ETUDES

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

THEME

**Rénovation et extension du réseau
de distribution et d'assainissement
de la Ville de BOUMERDES**

Proposé par :

D.H. W. Boumerdes

Etudié par :

Mr KABDI D.

Dirigé par :

Mr ZAIM A.

Promotion Juin 1985

DEDICACES

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

- A mes parents qui ont fait tout leur possible pour que je réussisse;
- A mes frères et à mes soeurs;
- A mes amis;
- A tous ceux qui m'ont assisté

K A B D I Djilali

REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier :

- Mon promoteur Monsieur ZAIM pour les conseils qu'il m'a prodigués durant l'élaboration du présent projet de fin d'études.

- Tous les professeurs et responsables ayant contribué à ma formation.

- Ma reconnaissance va également à Monsieur le Directeur de la D.H.W. de Boumerdès, pour l'aide qu'il m'a accordé envers le sujet du présent projet.

S O M M A I R E S

Partie I

A.E.P. DE LA VILLE DE BOUMERDES (DISTRIBUTION)

Pages

CHAPITRE I : INTRODUCTION

I.1. SITUATION DU PROBLEME ET OBJET DE L'ETUDE.....	1
I.2. SITUATION GEOGRAPHIQUE.....	2
I.3. SITUATION CLIMATIQUE.....	3
I.4. SITUATION TOPOGRAPHIQUE.....	3
I.4.1. Altitude maximum.....	3
I.4.2. Altitude minimum.....	3
I.4.3. Relief.....	3

CHAPITRE II : RESSOURCES EN EAU

II.1. RESSOURCES ACTUELLES.....	4
II.2. RESSOURCES FUTURES.....	5
II.3. EVALUATION DE LA POPULATION.....	5
II.4. ETUDE DES VARIATIONS DE LA CONSOMMATION.....	7
II.4.1. Estimation des fuites.....	7
II.4.2. Coefficient de pointe maximal.....	7
II.4.3. Consommation de pointe maximale.....	8

CHAPITRE III : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

III.1. INTRODUCTION.....	9
--------------------------	---

CHAPITRE IV : DIMENSIONNEMENT DES CONDUITES D'AMENE

IV.1. CONDUITE D'AMENE R-1 DE LA ZONE HAUTE.....	16
VI.2. CONDUITE D'AMENE R-1 DE LA ZONE BASSE.....	18
VI.3. CONDUITE D'AMENE R-1 DE LA ZONE DES 800 LOGEMENTS.....	19
IV.4. LE RESEAU DE DISTRIBUTION DE LA VILLE DE BOUMERDES.....	20

IV.4.1. Zone haute.....	21
IV.4.2. Zone basse.....	21
IV.4.3. Zone des 800 logements.....	21
CHAPITRE V : DETERMINATION DES DEBITS SOUTIRES POUR LE RESEAU MAILLE.....	22
CHAPITRE VI : METHODE DE CALCUL DU RESEAU MAILLE.	
VI.1. INTRODUCTION.....	30
VI.2. PROCEDE DE CALCUL.....	30
VI.3. CALCUL DU RESEAU RAMIFIE.....	59
CHAPITRE VII : CANALISATION ET ACCESSOIRS DU RESEAU	
VII.1. DECHARGES.....	65
VII.2. VENTOUSES.....	65
VII.3. ROBINETS VANNES.....	65
VII.4. BOUCHE D'INCENDIE.....	66
VII.5. LES TRES.....	66
VII.6. LES COUDES.....	66
VII.7. LES CONES DE RACCORDEMENT.....	66
CHAPITRE VIII : LE RESERVOIR	
VIII.1. ROLE.....	67
VIII.2. CAPACITE THEORIQUE DU RESERVOIR.....	67
VIII.3. METHODE DE CALCUL.....	68
VIII.4. RESERVOIRS EXISTANTS.....	68
VIII.5. VOLUME DU RESERVOIR.....	68
VIII.6. HYGIENE ET SECURITE.....	70
VIII.7. EQUIPEMENTS DU RESERVOIR.....	71
VIII.7.1. Distribution.....	71
VIII.7.2. Adduction.....	71
VIII.7.3. Trop-plein.....	72

VIII.8. POSE DES CONDUITES EN TRANCHEE.....	72
VIII.8.1. Désinfection des conduites.....	74

Partie II

ASSAINISSEMENT

CHAPITRE I : INTRODUCTION

I.1. DEFINITION.....	75
I.2. ORIGINE DES EAUX D'EGOUT.....	76
I.2.1. Eaux usées.....	76
I.2.2. Eaux pluviales.....	76
I.3. SYSTEME DE RESEAUX.....	76
I.3.1. Système unitaire.....	77
I.3.2. Système séparatif.....	77

CHAPITRE II : CONCEPTION DES RESEAUX

II.1. DONNEES NATURELLES DU SITE.....	78
II.1.1. Superficie.....	78
II.1.2. Pluviométrie.....	78
II.1.3. Mode d'occupation du sol.....	79
II.1.4. Exigences.....	79
II.1.5. Choix de type du réseau.....	80

CHAPITRE III : CALCUL HYDRAULIQUE ET DIMENSIONNEMENT DU RESEAU

III.1. BASE DES CALCULS.....	81
III.2. EVALUATION DES DEBITS D'EAUX USEES.....	81
III.2.1. Eaux de pluie.....	81
III.2.1.1. Coefficient de ruissellement.....	85
III.2.1.2. Intensité de pluie.....	85
III.3. DETERMINATION DES SECTIONS D'EGOUTS.....	89

- III.4. CONDITIONS D'ÉCOULEMENT ET D'EXPLOITATION.....
- III. III.4.1. Vitesses admissibles.....
- III.4.2. Données hydrauliques.....
- III.4.3. Degrés de remplissage.....
- III.4.4. Examen des résultats de calcul.....
- III.4.5. Tracé en plan des collecteurs.....
- III.4.6. Temps d'écoulement (de concentration).....
- III.5. CONDITION D'ÉLEVATION DES RESEAUX.....
- III.5.1. Emplacement des canalisations.....
- III.5.2. Position en profondeur des canalisations.....
- III.5.3. Pose des canalisations et branchements.....
- III.6. Dispositions constructives.....
- III.6.1. Choix du matériau.....
- III.6.2. Étanchéité des tuyaux.....

CHAPITRE IV : OUVRAGES DU RESEAU D'ÉGOUT

- IV.1. OUVRAGES PRINCIPAUX.....
- IV.2. OUVRAGES ANNEEXES.....
- IV.2.1. Branchement particuliers.....
- IV.2.1.1. Généralités.....
- IV.2.1.2. Caractéristiques.....
- IV.2.2. Caniveaux (rigoles).....
- IV.2.3. Bouches d'égout.....
- IV.2.3.1. Rôle.....
- IV.2.3.2. Caractéristiques.....
- IV.2.3.3. Organes de sélection.....
- IV.2.4. Regards.....
- IV.2.4.1. Rôle.....
- IV.2.4.2. Espacement et emplacement.....
- IV.2.4.3. Branchement.....
- IV.2.4.4. Caractéristique.....

CHAPITRE V : DIMENSIONNEMENT DU DEVERSOIR D'ORAGE

V.1. INTRODUCTION..... 113
V.2. DIMENSIONNEMENT..... 113

CHAPITRE VI : STATION DE RELEVAGE 117

N.B/ : Les planches à grands échelles sont en annexe :

1. Pièdes spéciales le long des conduites
2. Calcul des surfaces deservies par chaque noeud.
3. Répartition définitive des débits dans les conduites.
4. Répartition des débits aux noeuds et aux conduites.
5. Plan du réseau d'égouts.

Departement: .HYDRAULIQUE.....
Auteur: ... Mr. ZAIM. -. A.....
Chef Ingénieur: Mr. KABDI. -. D.....

مصادره
موجبه
تصميم مهندسي

- الموضوع : تجديد وتوسيع شبكة توزيع المياه الصالحة للشرب والمياه القدرة لمورد اس

- الملخص : نظرا لاقدمية وفساد شبكة توزيع المياه وتوسيع مدينة بومرداس اقترحت

مدرية الري للولاية تجديد هذه الشبكة انطلاقا من الخزان العائى المرفوع ذو 2000 م³
وتصميم شبكة مجاري مياه القدرة لهذه المدينة .

— ومصطلحات باللغة العربية للكلمات التقنية المستخدمة في هذه الاطروحة .

Sujet: Renovation et extension du réseau de distribution et d'assainissement de Boumerdès

Résumé: Vu l'ancienneté et la déféctuosité du réseau de distribution et l'extension de la ville de Boumerdès. La D.H.W. a proposé la rénovation à partir d'un réservoir sur-élever de 2000 M³ et le dimensionnement du réseau d'égout de Boumerdès .

— Terminologie en langue arabe des mots techniques utiliser dans cette thèse .

Subject: Renovation and extension a network of distribution and drainage system for...
Boumerdès .

Abstract: The water distribution system is very old and now is useless, therefore.

The irrigation authorities suggested . There renewement for this net-system' beginning from the elevated. Water tank, 2000m³ volume and the design of the waste water system for this city.

— The arabic terminology for the technical words used in this project .

SYMBOLE ET ABREVIATIONS UTILISES DANS LA THESE

A	: Annuité	—
A _i	: Aire des bassins versants	ha
A _l	: 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	—
C _p	: Coefficient de pointe des eaux usées	—
C _{tc}	: 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
F _a	: Frais d'amortissement	D.A
F _e	: Frais d'exploitation	D.A
F _c	: Coefficient de frottement de Colebrook	—
F _n	: Coefficient de frottement de Nikiradzé	—
H	: Epaisseur de la tranche d'eau dans le réservoir	m
H _r	: Charge résiduelle minimale	m
H _o = H _g	: Hauteur géométrique	m
H _{sd}	: Hauteur du seuil de déversement	m
H _{mt}	: Hauteur manométrique totale	m
J	: Gradient de perte de charge	—
J _Q	: Gradient de perte de charge débitaire	m ⁻⁶ S ²
K _j	: Coefficient journalier	—
K _o	: Coefficient horaire	—
K	: Coefficient de compressibilité de l'eau	Pascal
K _p	: Coefficient de pointe	—
L	: Longueur de la conduite	m
ND	: Niveau dynamique	m
N _s	: Niveau statique	m
N _m	: Nombre d'habitants par maille	hab.
N _i	: Population en un noeud	hab.
N	: Nombre de tours de la pompe	tr/min
P _o	: 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	$\left(\frac{1}{10} Qps\right)$: 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 : Epaisseur 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	$l/j/hab$
$r = \Delta H_Q$: 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
ϵ : Rugosité absolue	mm
μ : Coefficient de débit	---
ν : Viscosité cinématique	m^2/S
τ : Taux d'accroissement	%
η : Rendement de la pompe	%
γ : Masse volumique de l'eau	kg/m^3
λ : Facteur de transition	m
ϕ : Diamètre économique	s
θ : Temps de retour de l'onde	m
δ : P.d.c. dans la conduite de refoulement	m
γ : Paramètre de Forme d'un Profil Circulaire	m
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. singulieres	m
ΔH_t : P.d.c. totale	m
ΔH_p : P.d.c. débitaire	$m^{-5} s^2$
$\Delta \phi_0$: Terme correctif	m^2/S
ΔH_1 : P.d.c. pendant la montée de l'eau dans le réservoir	m
ΔH_2 : P.d.c. pendant la descente	mn

CHAPITRE I

INTRODUCTION

I.1. SITUATION DU PROBLEME ET OBJET DE L'ETUDE

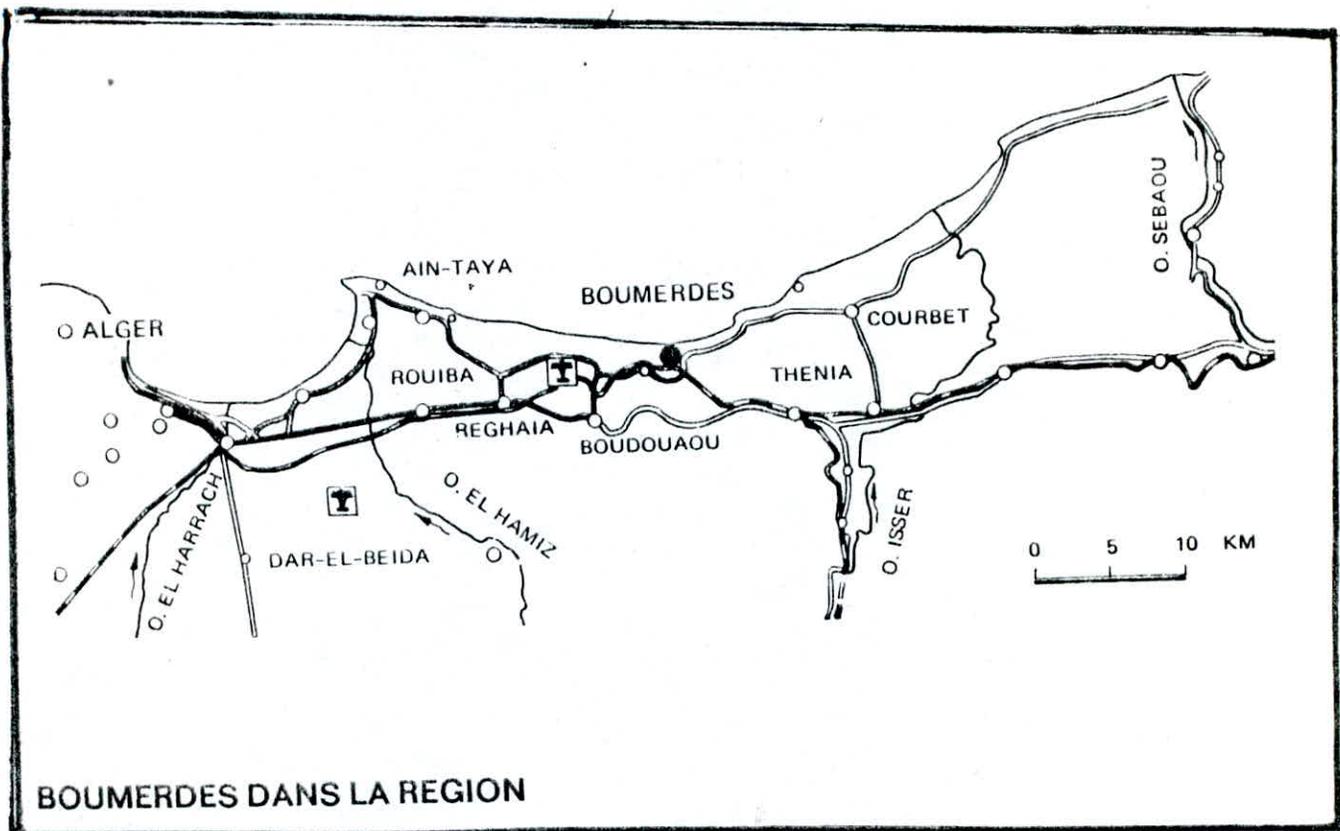
Vu l'ancienneté et la défectuosité de la majorité du réseau de distribution de Boumerdès à savoir les pertes, les fuites, le sous dimensionnement et manque de certains tronçons et l'hétérogénéité du réseau et vu l'extension de la ville de Boumerdès et l'accroissement relatif de la population dans le futur.

Vu que le réseau d'assainissement actuel est sous dimensionné dont il contient des tronçons en système séparatif et unitaire.

La D H W de Boumerdès a proposé la rénovation du réseau de distribution et d'assainissement. Projet ~~est~~ un nouveau réseau de distribution et d'assainissement en tenant compte de l'extension de la ville est le sujet de notre projet de fin d'étude/.

I.2. SITUATION GEOGRAPHIQUE

La ville de Boumerdès est située à 45 Km à l'Est du centre d'Alger entre la côte et la R.N. N° 24 (Alger - Bejaïa, elle s'étend de l'oued Corso à l'oued Boumerdès.



I.3. SITUATION CLIMATIQUE

L'étude climatique est nécessaire pour tout projet en hydraulique afin de nous permettre la connaissance des possibilités de présence d'eau en liaison avec l'étude géologique et pédologique. Le climat est du type méditerranéen doux assez humide et tempéré, la température moyenne est de 17°C, la pluviométrie moyenne est de 800 mm, les vents chargés d'humidités proviennent surtout du Nord et de l'Ouest l'influence modératrice de la mer fait que le climat soit doux et favorable à l'agriculture

I.4. SITUATION TOPOGRAPHIQUE

I.4.1. Altitude maximum

En se référant à la carte topographique, on remarque que les points les plus hauts qui dominent l'ensemble sont situés au Sud de la ville à une altitude de = 60 m.

I.4.2. Altitude minimum

Les points les plus bas sont situés au Nord de la ville à une altitude de = 12 m.

I.4.3. Relief

Le terrain n'est pas accidenté et ne représente pas des pentes à fortes déclivités.

CHAPITRE II

RESSOURCES EN EAU

II.1. RESSOURCES ACTUELLES

La ville de Boumerdès est alimentée actuellement en eau souterraines des endroits suivants: du l'oued Corso qui consiste en deux puits un de chaque côté. Un des puits est creusé jusqu'à environ 7 m de profondeur et recueille de temps en temps au moins de l'eau de surface du cours d'eau.

L'autre est un puits filtrant de ϕ 40 cm et d'une profondeur de 60 m , cette galerie drainante donne un débit de 1500 m³/j.

Du oued Boumerdès: qui consiste 2 fourages dont un qui est en panne et donne respectivement 1600 m³/j et 1100 m³/j et puits famin qui donne 500 m³/j.

Ces trois sources après l'amélioration et mise en service elles peuvent donner un débit de 3 200 m³/j mais actuellement elle ne dispose que de 1 200 à 1 500 m³/j. l'apport de la station de Thenia; la conduite en provenance de la station de Thenia transite un débit de 1 500 à 2 000 m³/j.

Mais on remarque d'après les renseignements qu'on a eu que cette apport ne dépasse pas 1 800 m³/j.

En résumé les ressources donnent un maximum 5 000m³/j.

II.2. RESSOURCES FUTURS

Les besoins en eau futurs se basent sur deux tendances:

- a. l'amélioration et mise en service des forages qui peuvent débiter 5 000 m³/j. minimum.
- b. la conduite en provenance de la station de Thenia sera renforcé par un supplément de 4 000 à 5 000 m³/j.

A la fin du projet Est [Zemmouri - Thenia] ce qui fait au total 6 500 - 7 000 m³/j.

Donc les prévisions à moyenne terme seront 1 2000 m³/j. qui pourront répondre aux besoins de la ville jusqu'à l'an 2010.

On remarque que la quantité consommée par la population représente la même que celle consommé par l'industrie.

Les besoins en eau pour les trois consommations sont estimés à 12 000 m³/j. qui correspondent à celui des ressources.

La ville de Boumerdès est partagée en 3 zones à savoir zone haute, zone basse, zone nouvelle des 800 logements.

II.3. EVALUATION DE LA POPULATION

La population sera estimé à 20 000 habitants à la fin de l'an 1985 et de 8 000 étudiants environ.

Le type d'habitation de la ville est à usage collectif, le taux d'accroissement diminuera d'une année à l'autre, selon la politique nationale de l'espacement des naissances.

La relation d'accroissement de la population dans le future est exprimé comme suit :

$$P_f = P_a (1 + i)^n$$

P_f : population future

P_a : population actuelle

i : Taux d'accroissement de la population

n : Nombre d'année

Population pour l'an 2 000 :

$$P_{2\ 000} = P_{1985} (1 + 0,03)^{15} = 31\ 160 \text{ habitants}$$

après l'an 2 000 le taux d'accroissement sera petit dont le caractère des logements ne permet pas à l'accroissement jusqu'à l'an 2 010 , l'accroissement sera très faible, en ajoutant le nombre d'étudiants et stagiaire qui restera constant qui est égal à 12 000 étudiants et stagiaires.

Ce qui fait au total 43 000 à 45 000 habitants.

II.3. TABLEAU DE CALCUL DES CONSOMMATIONS

- 3.1. Zone haute
- 3.2. Zone basse
- 3.3. Zone 800 logements
- 3.4 Consommation globale

II.4. ETUDE DES VARIATIONS DE LA CONSOMMATION

II.4.1. Estimation des fuites

Consommation moyenne journalière dans un réseau de distribution neuf les fuites et pertes seront estimé de 15 à 30 % on peut appelé ce coefficient: le coefficient de gaspillage

$$K_o, K_o = 1,3 \%$$

Pour notre cas en multipliant ce coefficient par la consommation journalière en tire ce qu'on appelle la consommation journalière : $Q_m = K \cdot Q = 1,3 \times Q$.

II.4.2. Coefficient de pointe maximale

- Consommation de pointe horaire

consommation dans la période des heures de pointe dont le coefficient de pointe horaire varie de 1,5 à 4 il dépend de

l'importance de l'agglomération, ce coefficient est généralement tiré à partir d'un tableau des coefficients horaires réparti sur 24 heures.

Pour notre cas le coefficient de pointe horaire $K_1 = 2$ qui se trouve entre 7h et 10 h dont $K_P = K_0 \cdot K_1$.

II.4.3. Consommation de pointe maximale

La consommation de pointe maximale et le produit du coefficient K_1 et la consommation moyenne journalière Q_m .

$$Q_P = K_1 \cdot Q_m = K_0 \cdot K_1 \cdot Q$$

dont le coefficient de pointe maximal $K_P = K_0 \cdot K_1$

$$K_P = 1,3 \times 2 = 2,6$$

c'est avec Q_P qu'on dimensionnera le réseau de distribution.

C H A P I T R E III

ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

III.1. INTRODUCTION

Le volume d'eau nécessaire à l'alimentation d'une agglomération dépend notamment:

- de l'importance et du caractère de la localité à desservir,
- les besoins municipaux , agricoles et industriels,
- des habitudes de la population

En général, il faut prévoir des quantités suffisantes par habitant et par jour.

Dont l'expérience montre que la consommation d'eau dépasse toujours les évaluations initiales, aussi y a t - il intérêt afin de réserver dans l'avenir, à prévoir des adduction et des réseaux de distribution calculés largement en vue de l'extension ultérieures.

Il est indispensable d'ajouter une *marge* de sécurité de 20 à 30 % pour tenir compte des oublis en inexactitudes affectant les renseignements obtenus.

La ville de Boumerdès se caractérise par le grand nombre d'étudiants et stagiaires qui atteindra 12 000 étudiants

et stagiaires à l'an 2 000, accompagné à celui-ci le grand nombre du personnel dans les différents services et qui représente 25 % du nombre d'étudiants

Pour cela on adopte une dotation de 140 l./j./étudiants y compris la consommation du personnel, cuisine, lavage etc...

La ville se caractérise aussi par le nombre suffisant d'industries dont quelques-unes contiennent des laboratoires qui consomment une importante quantité journalière avec ceux des instituts, cette consommation varie entre 50 et 150 m³/j/laboratoire.

Le troisième consommateur est celui des habitants qui sera estimé à la fin de l'an 1985 à 20 000 habitants et qui atteindra 35 000 - 40 000 habitants à l'an 2 000 - 2 010 dont la dotation est de 160 à 200 l./j/ha selon le type de logement.

Besoins scolaires: (zone haute)

Nature de l'et. abrisement	Nombre d'eleves	Dotation l/J/ds	Consomma- tion Journaliere Q (m^3/J)	Consommation moyenne Journaliere $Q_m = 1,3 Q$ (m^3/d)
I.N.I.L	2 400	140	336	436,8
I.N.P.E.D	300	140	42	54,6
I.N.A.P.I	100	140	12	15,6
4 E.F.F	2 600	30	78	101,4
1 CRECHE	200	25	5	6,5
1 C.E.M	1 600	35	56	72,8
2 jardins enfants	300	30	9	11,7
TOTAL			538	699,4

Besoins domestiques

Nature de logements	Nombre d'habitants	Dotation l/J/ha	Consomma- tion Journaliere Q (m^3/J)	Consomma- tion moy Journaliere $Q_m = 1,3 Q$ (m^3/d)
Individuelle	2 800	200	560	728
Collectifs	18 696	160	2 991	3 888
TOTAL	21 496		3 551	4 616

Besoins industriels (zone haute)

Designations	Nombre de personnels	Dotation l/j/per.	Consommation journalière Q (m^3/j)	Consommation moy. journalière $Q_m = 1,3Q$ (m^3/j)
SONAREM.	136	40	5,44	7,07
SNMC	300	40	12,00	15,60
SONATRACH	635	40	25,40	33,02
G.C.B	200	40	8,00	10,40
E.D.I.L	140	40	5,60	7,28
TOTAL	1411		56,44	73,37

Besoins divers

Désignations		Consommation moy. journalière $Q_m = 1,3Q$ (m^3/j)
2 masquées	15	19,5
1 Hammam	60	78
Divers	Labo, industries, instituts.... 550	715
TOTAL		812,5

Besoins Scolaires (Zone basse)

Nature de l'établissement	Nombre d'élèves	Dotation l/J/ele'	Consommation Journalière Q (m ³ /j)	Consommation moy Journalière Q _m = 1,3 Q (m ³ /j)
I.N.H	2500	140	350	455
I.A.P	1000	140	140	182
I.N.E.L.E.C	800	140	112	145.6
TOTAL	4300	140	602	782.6

Besoins domestiques

Nature de Logements	Nombre d'habitants	Dotation l/J/hab	Consommation Journalière Q (m ³ /j)	Consommation moy Journalière Q _m = 1,3 Q (m ³ /j)
Individuelle	1240	200	248	322
Hotel	200	140	28	39,2
TOTAL	1440		276	361,2

Besoins Divers

Désignations	Nombre	Dotation l/J/hab	Consommation Journalière Q (m ³ /j)	Consommation moy Journalière Q _m = 1,3 Q (m ³ /j)
Laboratoires	20	15	300	390
Piscines	3	35	105	136.5
Complexe Sportif	1	20	20	26
Divers	-	-	10	13
TOTAL			445	568.5

Besoins Scolaires (Zone des 800 Log^c)

Nature de l'établissement	Nombre d'élèves	Dotation @/T/els	Consommation Journalière @ (m ³ /T)	consommation moy. Journalière @ (m ³ /T) (Q _{eq} = 1,30 (m ³ /T))
I.N.G.M	1000	140	140	182
I.N.A.E.D	1200	140	168	220
I.T.F	500	90	45	58,5
LYCÉE	1000	50	50	65
2 E.F.E	1640	30	49	64
creche	200	25	5	6,5
TOTAL	5540	—	458,2	595,6

Besoins Domestiques

Nature de Logements	nombre d'habitants	Dotation @/T/ha	Consommation Journalière @ (m ³ /T)	Consommation moy. Journalière @ (m ³ /T)
Collectifs	8020	160	1283	1668,20

Besoins industrielles

Désignation	Nombres de personnes	Dotation @/T/Personne	Labo (m ³ /T)	Consommation Journalière @ (m ³ /T)	Consommation Journalière moy @ (m ³ /T) (Q _{eq} = 1,30 (m ³ /T))
Sonitex	10	40	100	100,4	130,5
SONIPEC	70	40	100	102,8	133,5
SNTA	20	40	100	100,8	131
TOTAL	120	—	300	304	395

Besoins Divers (Zone des 800 Log^t)

Désignations	Nombre	otation e/lit	Consomma- tion Journali- ère $Q = (m^3/J)$	Consommation moy Journali- ère $Q_m = 1.30 (m^3)$
Hopital	200 Lits	400	80	104
Centre de santé	200	400	10	13
B ^t communale	200	400	10	13
Hamman	200	400	41	53
Masquée	200	400	5	6.5
Divers	Labo, S.V. & R...		100	130
TOTAL			245	319.5

C H A P I T R E IV

DIMENSIONNEMENT DES CONDUITES D'AMENE

IV.1. CONDUITE D'AMENE R - 1 de la ZONE HAUTE

Caractéristique de la conduite R - 1

- Débit de pointe $Q_p = 0,16 \text{ m}^3/\text{s}$
- Longueur équivalente de la conduite : $L_e = 268 \text{ m}$
- Coefficient de rugosité : $\xi = 0,0001 \text{ m}$

Pour démarrer, on suppose une vitesse raisonnable égale à 1,5 m/s

$$\text{d'où } D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi \cdot V}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,16}{\pi \cdot 1,5}} = 0,368$$

On prend un diamètre normalisé $D = 0,350 \text{ m}$

$$\text{d'où la vitesse } V = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \cdot 0,16}{\pi \cdot 0,35^2} = 1,7 \text{ m/s}$$

Le calcul de la perte de charge totale de cette conduite est calculée d'après la formule de DARCY - WEISBAKH

$$\Delta H_t = \frac{f}{D} \cdot \frac{V^2}{2g} \cdot L_e$$

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

où f : est le coefficient de frottement se calcule par la formule de Colebrook suivante :

$$f_{c.w} = \left[-0,86 L_n \left(\frac{\epsilon}{3,7 D} \right) + \frac{2,51}{R \sqrt{f_{c.w}}} \right]^{-2}$$

en partant du coefficient de frottement de Nikuradzé

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

$$f_N = 0,014$$

après approximation successive (tatonnement) on obtient

$$f_{c.w} = 0,0145$$

$$\text{d'où } H_t = \frac{0,015}{0,35} \cdot \frac{1,7^2}{19,6} \cdot 268 = 1,63 \text{ m}$$

donc les caractéristiques de la conduite R - 1 zone haute sont les suivantes :

Debit à transiter $Q = 0,16 \text{ m}^3/\text{s}$

Vitesse d'écoulement $V = 1,7 \text{ m/s}$

Longueur équivalente $L_e = 268 \text{ m}$

Diamètre de la conduite $D = 0,35 \text{ m}$

P.D.C. le long de la conduite $\Delta H_t = 1,63 \text{ m}$

IV.2. CONDUITE D'AMENE R - 1 de la zone basse

Caractéristiques de base

- Débit de pointe $Q_p = 0,057 \text{ m}^3/\text{s}$
- Longueur équivalente $L_e = 1200 \text{ m}$
- Coefficient du rugosité $\mathcal{E} = 0,0001 \text{ m}$

Vitesse supposée égale à $V = 1 \text{ m/s}$

$$\text{d'où } D = \sqrt{\frac{4 Q}{\pi V}} = 0,269 \text{ m}$$

$$\text{d'où } D = 0,25 \text{ m}$$

$$\text{d'où la vitesse réelle } V = \frac{4 Q}{\pi D^2} = 1,16 \text{ m/s}$$

$$f_N = (1,14 - 0,86 \frac{L_e}{D}) \left(\frac{\mathcal{E}}{D} \right)^{-2} = 0,0155$$

$$f_{c.w} = 0,0161$$

$$\text{d'où } \Delta H_t = \frac{0,061}{0,25} \cdot \frac{1,16^2}{19,6} = 5,3 \text{ m}$$

Les caractéristiques de la conduite d'amené R - 1

zone basse sont les suivantes:

$$\text{Débit à transiter } Q = 0,057 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Longueur équivalente } L_e = 1200 \text{ m}$$

$$\text{Diamètre de la conduite } D = 0,25 \text{ m}$$

$$\text{P.D.C. le long de la conduite } \Delta H_t = 5,3 \text{ m}$$

IV.3. CONDUITE D'AMENE R - 1 DE LA ZONE DES 800 LOGEMENTS

Caractéristiques de base

- Débit de pointe $Q_p = 0,085 \text{ m}^3/\text{s}$
- Longueur équivalente $L_e = 3306 \text{ m}$
- Coefficient de rugosité $\varepsilon = 0,0001 \text{ m}$

Vitesse supposée $V = 1 \text{ m/s}$

$$\text{d'où } D = \sqrt{\frac{4 Q}{\pi V}} = 0,320 \text{ m}$$

$$\text{d'où } D = 0,300 \text{ m}$$

$$\text{d'où la vitesse réelle } V = \frac{4 Q}{\pi D^2} = 1,2 \text{ m/s}$$

$$f_N = \left(1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D} \right)^{-2} = 0,0155$$

$$f_{c.w} = 0,0165$$

$$\text{d'où } \Delta H_t = \frac{0,0165}{0,3} \cdot \frac{1,2^2}{19,6} = 13,34 \text{ m}$$

Donc les caractéristiques de la conduite R - 1 des 800 logements sont les suivantes:

- Débit à transiter $Q = 0,085 \text{ m}^3/\text{s}$
- Longueur équivalente $L_e = 3306 \text{ m}$
- Diamètre de la conduite $D = 0,30 \text{ m}$
- P.D.C. le long de la conduite $\Delta H_t = 13,34 \text{ m}$

IV.4. LE RESEAU DE DISTRIBUTION DE LA VILLE DE BOUMERDES

A cause des contraintes d'ordre topographique et de dispositions éparpillées et éloignées des plateaux Est et Ouest de la ville et la zone haute.

Nous nous trouvons dans l'obligation de partager la ville de Boumerdès en trois zones:

- zone haute
- zone basse
- zone des 800 logements

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

IV.4.1. Zone haute

La zone haute de la ville de Boumerdès varie entre la côte 62 m NGA et 35 m NGA.

Elle a une population de 21 496 habitants à long terme

et un débit de pointe Q_p de 160 l/s

et une superficie de 208 ha

elle est constituée par 4 mailles nourissantes dont des réseaux ramifiés à l'intérieur

la densité pour cette zone est de 29,82 m³/j/ha

IV.4.2. Zone basse

La zone basse de la ville de Boumerdès varie entre la côte 35 m NGA et 10 m NGA.

elle a une population de 1000 habitants

elle se caractérise par un certain nombre d'instituts

et logements individuelles et collectifs

La consommation à l'heure de pointe est de 57 l/s desservie sur une superficie de 120 ha. Cette zone est constituée par 3 mailles nourrissantes la densité pour cette zone est de 14,28 m³/j/ha.

IV.4.3. Zone des 800 logements

La zone des 800 logements c'est une zone à nouvelle habitation située dans le plateau Nord de la ville de Boumerdès dont la côte varie entre 25 m et 45 m NGA, à l'an 2000 la population atteindra 8 020 habitants, la consommation de pointe est de 85 m³/s y compris la réserve d'incendie 17 l/s. Cette consommation sera desservie sur une superficie de 121 ha.

La densité pour cette zone est de 24,38 m³/j/ha

C H A P I T R E V

DETERMINATION DES DEBITS SOUTIRES PAR LE RESEAU
MAILLE

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 superficielle desservie par chaque réseau ramifié sortant du noeud en additionnant toutes les superficies des reseaux ramifiés S_i , en multipliant par la densité d qu'est égal :**

$$d = \frac{Q}{S} = \begin{array}{l} Q : \text{débit total de la zone} \\ S : \text{superficie totale de la zone} \end{array}$$

on obtiendra le débit soutiré par le noeud

$$Q_i = d \cdot S_i$$

et à partir des débits soutirés par les noeuds on peut répartir le débit global entrant dans le noeud de jonction dans tous les tronçons en retranchant ^{de} chaque fois le débit soutiré du débit transitant dans la conduite.

Dans ce cas là on peut avoir les débits qui circulent dans tous les tronçons du réseau ce qui peut donner une première approximation.

Dont les résultats des calculs se trouvent dans les tableaux suivants.

tableau de calcul des débits soutires (zone haute)

N° des nœuds	superficie desservie par le nœud (ha)	densité (m ³ /l/ha)	Consommation journalière (m ³ /l)	Consommation journalière (l/s)	Coefficient de pointe linéaire	débit soutire	débit soutire arrondi (l/s)
1	16.25	29.82	485.58	5.61	2	11.22	11
2	31.25	29.82	931.88	10.78	2	21.57	21.5
3	10.25	29.82	305.66	3.54	2	7.07	7
4	5.75	29.82	171.47	1.98	2	3.97	4
5	10.25	29.82	305.66	3.54	2	7.07	7
6	—	—	—	—	—	—	—
7	26.62	29.82	793.81	9.19	2	18.34	18.5
8	18.56	29.82	553.46	6.40	2	12.81	13
9	9.37	29.82	279.41	3.23	2	6.47	6.5
10	6.75	29.82	201.29	2.33	2	4.66	4.5
11	12.25	29.82	365.30	4.23	2	8.46	8.5
12	20.38	29.82	607.73	7.03	2	14.06	14
13	12.12	29.82	363.42	4.18	2	8.32	8.5
14	3.38	29.82	100.79	1.16	2	2.32	2.5
15	—	—	—	—	—	—	—
16	2.88	29.82	85.88	0.99	2	1.98	2
17	6.75	29.82	201.29	2.33	2	4.66	4.5
18	16.62	29.82	435.97	5.04	2	10.07	10
	Σ 208.06		Σ 6206	Σ 71.5			Σ 143

caractéristiques des conduites (Zone haute)

Conduites	couplage	longueur (m)	débit transit Q (l/s)	débit transi- te Q (m ³ /s)	vitesse (m/s)	Diamètre Normalisé $D = f(Q, v)$ mm
1-2		518	94.5	0,0945	1.3	300
2-3		575	73	0,073	1	300
3-4	4-3	161	6	0,006	0,8	100
4-5	5-4	506	9.5	0,0095	0,7	125
5-6	6-5	190	16.5	0.0165	0,9	150
6-1		334	54.5	0,0545	1.0	250
6-7		316	38	0,038	1.0	200
7-8		621	19.5	0,0195	0,6	200
8-9		431	6.5	0.0065	0,8	100
9-10	10-9	443	10	0,01	0,8	125
10-4	4-10	276	11.5	0,0115	0,9	125
3-11		333	60	0,060	1	250
11-12		460	51.5	0,0515	1	250
12-13		385	37.5	0,0375	1.2	200
13-14		178	29	0,029	0.9	200
14-15	15-14	201	5	0,005	0,6	100
15-9		345	10	0,010	0,8	125
15-16		155	5	0,005	0,6	100
16-17		167	7	0,007	0,9	100
17-18		517	11.5	0,00115	0,6	150
18-14		500	21.5	0,0215	0,7	200

tableau de calcul des débits soutirés (zone basse) 26

N° des Nœuds	superficie desservie par le nœud (ha)	Densité (m ³ /J/hab)	Consommation Journalière (m ³ /J)	Consommation Journalière (l/s)	coefficient de pointe hor	débit soutiré (l/s)	débit soutiré arrondi
1	6.88	14.285	98,28	1,14	2	2.27	2.5
2	15.69	14.285	324,13	2,59	2	5.19	5
3	10.75	14.285	153,56	1,78	2	3.55	3.5
4	7.00	14.285	99,99	1,16	2	2.32	2.5
5	—	—	—	—	—	—	—
6	14.15	14.285	202,13	2,36	2	4.71	5
7	9.38	14.285	133,99	1,55	2	3.10	3
8	17.75	14.285	253,56	2,93	2	5.87	6
9	10.88	14.285	155,42	1,80	2	3.60	3.5
10	8.75	14.285	124,99	1,45	2	2.89	3
11	18.38	14.285	262,56	3,04	2	6.08	6
Σ 120				Σ 20			Σ 40

Caractéristiques des Conduites (Zone basse)

Conduite	Couplage	longueur (m)	débit transité $Q (l/s)$	débit transité $Q (m^3/s)$	vitesse (m/s)	Diamètre normalisé $D = f(Q, v)_{no}$
1 - 2		247	21,5	0,0215	0,7	200
2 - 3		546	16,5	0,0165	0,5	200
3 - 4		402	13,0	0,013	0,7	150
4 - 5		316	10,5	0,0105	0,6	150
5 - 1	1 - 5	287	7	0,007	0,6	125
6 - 5		230	17,5	0,0175	1	150
6 - 7		328	12,5	0,0125	0,7	150
7 - 8		356	9,5	0,0095	0,5	150
8 - 10	10 - 8	373	9,5	0,0095	0,5	150
10 - 9		132	22,5	0,0225	1,3	150
9 - 1		420	26	0,260	0,8	200
8 - 11		719	13	0,013	0,7	150
11 - 10		994	10	0,010	0,6	150

TABEAU DE CALCUL DES DEBITS SOUTIRÉS (Z des 800 Log²)

N° des noues	superficie réservée par le noue en (ha)	Densité en (m ² /ha)	Consommation journalière (m ³ /j)	Consommation journalière (elis)	Coefficient horaire	débit soutiré (elis)	débit soutiré arrosés
1	3.75	24.38	91.42	1.06	2	2.12	2
2	29.38	24.38	716.16	8.32	2	16.66	16.5
3	9.88	24.38	240.75	2.79	2	5.57	5.5
4	—	—	—	—	—	—	—
5	10.75	24.38	262.08	3.03	2	6.07	6
6	5.5	24.38	134.09	1.55	2	3.1	3
7	21.45	24.38	552.95	6.05	2	12.1	12
8	5.75	24.38	140.18	1.60	2	3.2	3
9	10.12	24.38	246.95	2.86	2	5.7	6
10	10	24.38	243.80	2.82	2	5.6	5.5
11	14.62	24.38	356.43	4.12	2	8.25	8.5
Σ 121				Σ 34			Σ 68

caractéristiques des conduites (Zone des 800 Log^t)

Conduites	couplage	Longueur (m)	débit transité Q (l/s)	débit transité Q (m ³ /s)	vitesse (m/s)	Diamètre normalisé $D=f(Q, V)$ (mm)
1-2		288	46	0.046	0.75	250
2-5		489	29.5	0.0295	0.90	200
5-4	4-5	259	6	0.006	0.50	125
4-3		316	31.5	0.0315	1.00	200
3-1		345	37	0.037	0.75	250
4-6		443	25.5	0.0255	0.80	200
6-7		173	22.5	0.0225	0.70	200
7-8		333	10.5	0.0105	0.85	125
8-9		230	7.5	0.0075	0.60	125
9-10	4-9	764	12.2	0.012	0.70	150
10-11		316	13.5	0.0135	0.75	150
11-5		345	9	0.009	0.75	125
		517	17.5	0.0175	1	150

CHAPITRE VI

METHODE DE CALCUL DU RESEAU MAILLE

VI.1. INTRODUCTION

Le calcul du réseau maillé a été fait à l'aide d'une calculatrice programmable T.I 59 et à l'aide du programme du réseau maillé représenté dans le tableau. Ce calcul est basé sur les approximations successives selon la méthode de Hardy-cross qui repose sur les deux lois fondamentales.

Ces deux lois sont rapprochées aux lois de Kirchoff en électricité:

- 1ère 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 et fermé la somme algébrique des pertes de charges est nulle.

VI.2. PROCEDE DE CALCUL

- Diamètres des conduites :

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

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

où Q = débit en m³/s

A = section de la conduite

D = diamètre de la conduite en (m)

V = vitesse de la conduite

- Les pertes de charge

Elles sont déterminées par la formule de Darcy-Weissbach

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

- Les pertes de charges dues aux frottements

Elles sont exprimé par la formule :

$$\Delta H_1 = F. \frac{L_G}{D} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

où LG = Longueur géométrique

- Les pertes de charge singulière

Généralement on estime la longueur équivalente à 15 % de la longueur géométrique.

$$D H_S = \frac{F. 0,15 LG}{D} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

- Les pertes de charges totales

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

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

- d'après l'équation de continuité

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

par conséquent :

$$\Delta H_T = 1,15 \cdot F \frac{L_G}{D} \cdot \frac{V^2}{2g} = 1,5 F \cdot \frac{L_G \cdot Q^2}{DA^2 2g} = F \frac{L_t}{D} \cdot \frac{Q^2}{A^2 2g}$$

En introduisant le concept de la perte de charge débitaire

HQ provoquée lors du passage d'un débit unitaire

$$\Delta HQ = \frac{\Delta HT}{Q^2} = F \frac{L_t}{DA^2 2g}$$

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

- le gradient de la pente de charge débitaire

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

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

En système S.I.: JQ a les dimension $m^{-6} s^2$, 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 plaine turbulence $F = F_1$, 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.

On a :

$$JQ = \frac{F_n}{2g \cdot D A^2} \quad F_n = 2g \cdot D A^2 \cdot JQ$$

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

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

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

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

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

$$r = D HQ = \frac{H}{Q^2} \quad DH = r Q^2$$

- Calcul de r

Pour une conduite circulaire

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

dans $r = \frac{L E}{D} \cdot \frac{1}{2g Q^2} = F \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{16}{2g D^4 \kappa^2}$

$$r = \frac{L}{D^5} \cdot \frac{16}{2g \kappa^2}$$

- Calcul du coefficient de frottement

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

$$F_c = \left[-0,86 \ln \left(\frac{E}{3,70 D} + \frac{2,5 L}{D \sqrt{F_c}} \right) \right]^2$$

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

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

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_L = le débit corrigé

Q_0 = le terme correctif

donc pour chacune des conduites, nous avons :

$$Q_L = Q_0 + \Delta Q_0$$

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

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

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

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

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

R e m a r q u e :

Les corrections se font algèbriquement c.à.d 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 arrête les calculs qu'une fois

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

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

a. la correction propre à la maille prise avec son signe;

b. 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

$$P_s = C_p - C_t$$

où P_s : Pression au sol

C_p : Côte Piézométrique

C_t : côte du tencim

programme : pour le réseau maille (f.c.w) [TI.59]

LNR

2 nd LBL	1	÷	45	8	88	R/S	131
A	2	RCL	46	X	89	+	132
2 nd ST/STg	3	5	47	RCL	90	RCL	133
0	4	√x ²	48	A	91	11	134
RCL	5	+	49	X ²	92	R/S	135
3	6	RCL	50	2 nd ÷	93	÷	136
÷	7	3	51	2 nd π	94	2	137
RCL	8	÷	52	X ²	95	=	138
0	9	3	53	÷	96	+/	139
=	10	.	54	8	97	STO	140
2 nd Log	11	7	55	.	98	12	141
X	12	÷	56	ε	99	RCL	142
2	13	RCL	57	+	100	9	143
1/2	14	0	58	RCL	101	+/	144
+	15	=	59	0.	102	SUM	145
1	16	2 nd log	60	Y ^X	103	9	146
.	17	X	61	5	104	RCL	147
1	18	2	62	=	105	11	148
4	19	1/2	63	STO	106	1/2	149
=	20	=	64	7	107	SUM	150
x ²	21	x ²	65	R/S	108	11	151
1/x	22	1/x	66	X	109	RCL	152
STO	23	STO	67	RCL	110	12	153
5	24	6	68	2	111	R/S	154
2 nd LBL	25	-	69	=	112		
=	26	RCL	70	STO	113		
2	27	5	71	8	114		
.	28	=	72	SUM	115		
5	29	2 nd x	73	9	116		
1	30	INV	74	R/S	117		
X	31	2 nd x>t	75	÷	118		
RCL	32	X ²	76	RCL	119		
0	33	RCL	77	1	120		
X	34	6	78	=	121		
2 nd π	35	STO	79	STO	122		
X	36	5	80	10	123		
RCL	37	GTO	81	SUM	124		
4	38	=	82	11	125		
÷	39	2 nd Lbl	83	R/S	126		
4	40	X ²	84	1 st LBL	127		
÷	41	RCL	85	B	128		
RCL	42	6	86	RCL	129		
1	43	X	87	9	130		
2 nd 1/x	44						

1°) Introduction

- $\phi_i \Rightarrow$ STO 00
- $Q_i \Rightarrow$ STO 01
- $L_i \Rightarrow$ STO 02
- $\delta \Rightarrow$ STO 03 = 10^{-3}
- $v \Rightarrow$ STO 04 = 10^{-6}
- Precision $x \geq t = 10^{-6}$

LRN

2°) Resultats

- appuyer sur
- [A] $\rightarrow J_i$
 - [R/S] $\rightarrow \Delta H_i$
 - [R/S] $\rightarrow \frac{\Delta H_i}{Q_i}$

Repetier la même chose pour chaque (n)long. trançon, puis appuyer sur:

- [B] $\rightarrow \sum \Delta H_i$
- [R/S] $\rightarrow \sum \frac{\Delta H_i}{Q_i} = rQ$
- [R/S] $\rightarrow \Delta Q = - \frac{\sum \Delta H_i}{\sum Q_i}$

3°) Remarque

- a) Si $Q_i < 1$ l'introduction avec le signe (-) \rightarrow 01 et l'introduction L_i avec le signe (-) \rightarrow 02 et $\frac{\Delta H_i}{Q_i} > 0$
- b) ne jamais utiliser la touche CLR

Calcul du réseau: Tableau N°1 zone haute

Caractéristique des mailles					1 ^{ère} Approximation			2 ^{ème} Correction			NOUVEAUX Débits Q ₁ (l/s)
N° de mailles principales	N° de mailles adjacentes	Conduites	Diamètres (mm)	Longueurs Le (m)	Q ₀ (l/s)	ΔH (m)	PC (l/s/m ²)	C.P.M (l/s)	C.M.A (l/s)	TOTAL	
I	III II II	1-2	300	518	96,5	4,29	45,45	-0,12	—	-0,12	94,38
		2-3	300	578	73,0	2,7	39,31	-0,12	—	-0,12	72,88
		3-4	100	161	6,0	1,85	309,08	-0,12	-0,53	-0,65	5,35
		4-5	125	506	-9,5	-4,44	467,87	-0,12	0,92	0,80	-8,7
		5-6	150	190	-16,5	-1,90	115,27	-0,12	0,92	0,80	-15,7
		6-1	250	334	-54,5	-2,42	44,43	-0,12	—	-0,12	-54,62
					0,25	1021,41					
					ΔQ = -0,12						
II	III III I I	6-7	200	316	-38	-3,62	95,69	-0,92	—	-0,92	-38,92
		7-8	200	621	-19,5	-1,90	97,43	-0,92	—	-0,92	-20,42
		8-9	100	431	-6,5	-5,82	295,02	-0,92	—	-0,92	-7,42
		9-10	100	443	7,0	6,92	989,40	-0,92	-0,53	-1,45	5,55
		10-4	125	276	11,5	3,54	307,88	-0,92	-0,53	-1,45	10,05
		4-5	125	506	9,5	4,44	467,87	-0,92	0,12	-0,80	8,7
5-6	150	190	16,5	1,90	115,27	-0,92	0,12	-0,80	16,7		
					5,46	2968,36					
					ΔQ = -0,92						
III	I I I I II II	6-3	100	161	-60	-1,85	309,08	0,53	0,12	0,65	-5,35
		3-11	250	335	60	2,92	48,71	0,53	—	0,53	60,53
		11-12	250	446	51,5	2,89	56,71	0,53	—	0,53	52,03
		12-13	200	385	37,5	6,30	116,82	0,53	—	0,53	38,03
		13-14	200	178	29	1,19	41,21	0,53	—	0,53	29,53
		14-15	100	201	7,0	3,14	448,92	0,53	-0,85	-0,3	6,7
		15-9	100	343	-70	-5,40	770,53	0,53	—	0,53	-6,47
		9-10	100	443	-70	-6,92	989,40	0,53	0,92	1,45	-5,55
10-4	125	276	-11,5	-3,54	307,88	0,53	0,92	1,45	-10,05		
					-3,27	3086,66					
					ΔQ = 0,53						

Calcul du réseau: Tableau N°1 (suite)
zone haute

Caractéristique des mailles					1 ^{ère} Approximation			1 ^{ère} Correction			NOUVEAUX DÉBITS Q_1 (l/s)
N° de mailles principales	N° de mailles de joignes	Conduites	Diamètres (mm)	Longueurs L_e (m)	Q_0 (l/s)	ΔH (m)	rQ (s/m ²)	C.P.M (l/s)	C.M.A (l/s)	TOTAL	
IV	III	15-16	100	201	-7,0	-3,14	448,92	0,83	-0,53	0,3	-6,70
	—	15-16	125	155	-14,0	-2,94	209,88	0,83	—	0,83	-13,17
	—	16-17	125	167	-12,0	-2,33	194,26	0,83	—	0,83	-11,17
	—	17-18	125	517	9,5	4,54	478,04	0,83	—	0,83	10,33
	—	18-16	200	500	19,5	1,53	78,45	0,83	—	0,83	20,33
						-2,34	1409,55				
						$\Delta Q = 0,83$					

Calcul du réseau : Tableau N°2 (Suite)
zone haute

Caractéristique des mailles					2 ^{ème} Approximation			2 ^{ème} Correction.			NOUVEAUX DEBITS Q ₂ (l/s)
N° de mailles principales	N° de mailles adjacentes	Conduites	Diamètres (mm)	Longueurs Le (m)	Q ₁ (l/s)	ΔH (m)	rQ (l/s) ²	C.P.M (l/s)	C.M.A. (l/s)	TOTAL	
IV	III	15-14	100	201	-6,70	-2,88	430	0,17	0,23	0,4	-6,3
	—	15-16	125	155	-13,17	-2,60	197,6	0,17	—	0,17	-13,0
	—	16-17	125	167	-11,17	-2,02	181,03	0,17	—	0,17	-11,0
	—	17-18	125	517	10,33	5,36	518,99	0,17	—	0,17	10,5
	—	18-14	200	500	20,33	1,66	81,71	0,17	—	0,17	20,5
							-4,48	1409,33			
						ΔQ = 0,17					

Calcul du réseau : Tableau N°3
zone haute

Caractéristique des mailles					3 ^{ème} Approximation			3 ^{ème} Correction			NOUVEAUX DEBITS Q ₃ (l/s)
N° de mailles principales	N° de mailles adjacentes	Conduites	Diamètres (mm)	Longueurs L _e (m)	Q ₂ (l/s)	ΔH (m)	RQ (l/s ²)	C.P.M (l/s)	C.M.A (l/s)	TOTAL	
I	—	1-2	300	518	93,98	4,25	45,20	0,05	—	0,05	94,03
	—	2-3	300	578	72,48	2,83	39,03	0,05	—	0,05	72,53
	III	3-4	100	161	5,18	1,39	267,67	0,05	-0,05	0,00	5,18
	II	4-5	125	506	-9,28	-4,24	457,25	0,05	0,18	0,23	-9,05
	II	5-6	150	190	-16,28	-1,85	113,75	0,05	0,18	0,23	-16,05
	—	6-1	250	334	-55,02	-2,47	44,85	0,05	—	0,05	-54,97
						-0,09	967,75				
						ΔQ = 0,05					
II	—	6-7	200	316	-38,74	-3,78	97,42	-0,18	—	-0,18	-38,92
	—	7-8	200	621	-20,24	-2,04	101,04	-0,18	—	-0,18	-20,42
	—	8-9	100	431	-7,24	-7,20	995,04	-0,18	—	-0,18	-7,42
	III	9-10	100	443	5,96	5,03	844,90	-0,18	-0,05	-0,23	5,73
	III	10-4	125	276	10,46	2,93	280,49	-0,18	-0,05	-0,23	10,23
	I	4-5	125	506	9,28	4,24	457,25	-0,18	-0,05	-0,23	9,05
—	5-6	150	190	16,28	1,85	113,75	-0,18	-0,05	-0,23	16,05	
						1,03	2889,89				
						ΔQ = -0,18					
III	I	4-3	100	161	-5,18	-1,39	267,67	0,05	-0,05	0,00	-5,18
	—	3-11	250	333	60,30	2,95	48,95	0,05	—	0,05	60,35
	—	11-12	250	444	51,80	2,92	56,43	0,05	—	0,05	51,85
	—	12-13	200	385	37,80	4,37	115,73	0,05	—	0,05	37,85
	—	13-14	200	178	29,30	1,22	41,63	0,05	—	0,05	29,35
	IV	14-15	100	201	6,30	2,55	404,79	0,05	0,06	0,11	6,41
	—	15-9	100	345	-6,7	-4,94	738,07	0,05	—	0,05	-6,65
	II	9-10	100	443	-5,96	-5,03	844,90	0,05	0,18	0,23	-5,73
—	10-4	125	276	-10,46	-2,93	280,49	0,05	0,18	0,23	-10,23	
						-0,28	2792,46				
						ΔQ = 0,05					

Calcul du réseau : Tableau N°3 (Suite)
zone haute

Caractéristique des mailles					3 ^{ème} Approximation			3 ^{ème} Correction.			NOUVEAUX DEBITS Q ₃ (l/s)
N° de mailles principales	N° de mailles adjacentes	Conduites	Diamètres (mm)	Longueurs L _e (m)	Q ₂ (l/s)	ΔH (m)	rq (l/s/m²)	C.P.M. (l/s)	C.M.A. (l/s)	TOTAL	
IV	IV	15-14	100	201	-6,3	-2,55	404,79	-0,06	-0,05	-0,11	-6,47
	—	15-16	125	155	-13,0	-2,54	195,09	-0,06	—	-0,06	-13,06
	—	16-17	125	167	-11,0	-1,96	178,32	-0,06	—	-0,06	-11,06
	—	17-18	125	517	10,5	5,54	527,39	-0,06	—	-0,06	10,44
	—	18-14	200	500	20,5	1,69	82,38	-0,06	—	-0,06	20,44
						0,18	1387,97				
						ΔQ = -0,06					

Calcul du réseau: Tableau N°4
Zone haute

Caractéristique des mailles					3 ^{ème} Approximation			4 ^{ème} Correction			NOUVEAUX DEBITS Q ₄ (l/s)
N° de mailles principales	N° de mailles adjacentes	Conduites	Diamètres (mm)	Longueurs Lc (m)	Q ₃ (l/s)	ΔH (m)	rQ (l/s ²)	C.P.M (l/s)	C.M.A (l/s)	TOTAL	
I	III II II I	1-2	300	518	94,03	4,25	45,22	-0,08	—	-0,08	93,95
		2-3	300	578	72,53	2,83	39,06	-0,08	—	-0,08	72,45
		3-4	100	161	5,18	1,39	267,67	-0,08	0,07	-0,01	5,17
		4-5	125	506	-9,05	-4,04	446,14	-0,08	-0,02	-0,10	-9,15
		5-6	150	190	-16,05	-1,80	112,17	-0,08	-0,02	-0,10	-16,15
		6-1	250	334	-54,97	-2,46	44,81	-0,08	—	-0,08	-55,05
					0,17	955,07					
						ΔQ = -0,08					
II	III III I I	6-7	200	316	-38,92	-3,80	97,77	0,02	—	0,02	-38,90
		7-8	200	621	-20,42	-2,08	101,92	0,02	—	0,02	-20,40
		8-9	100	431	-7,42	-7,56	1019,37	0,02	—	0,02	-7,40
		9-10	100	443	5,73	4,66	812,94	0,02	0,07	0,09	5,82
		10-4	125	276	10,23	2,81	274,43	0,02	0,07	0,09	10,32
		4-5	125	506	9,05	4,03	446,14	0,02	0,08	0,10	9,15
5-6	150	190	16,05	1,80	112,17	0,02	0,08	0,10	16,15		
					-0,14	2864,74					
						ΔQ = 0,02					
I IV II	I I I I IV II	4-3	100	161	-5,18	-1,39	267,67	-0,07	0,08	0,01	-5,17
		3-11	250	333	69,35	2,96	48,99	-0,07	—	-0,07	60,28
		11-12	250	446	51,85	2,93	56,49	-0,07	—	-0,07	51,78
		12-13	200	385	37,85	4,39	115,88	-0,07	—	-0,07	37,78
		13-14	200	178	29,35	1,22	41,70	-0,07	—	-0,07	29,28
		14-15	100	201	6,41	2,64	411,72	-0,07	-0,01	-0,08	6,33
		15-9	100	345	-6,65	-4,87	732,66	-0,07	—	-0,07	-6,72
		9-10	100	443	-5,73	-4,66	812,94	-0,07	-0,02	-0,09	-5,82
10-4	125	276	-10,23	-2,81	274,43	-0,07	-0,02	-0,09	-10,32		
					0,41	2762,48					
						ΔQ = -0,07					

Calcul du réseau: Tableau N° 4 (Suite)
Zone haute

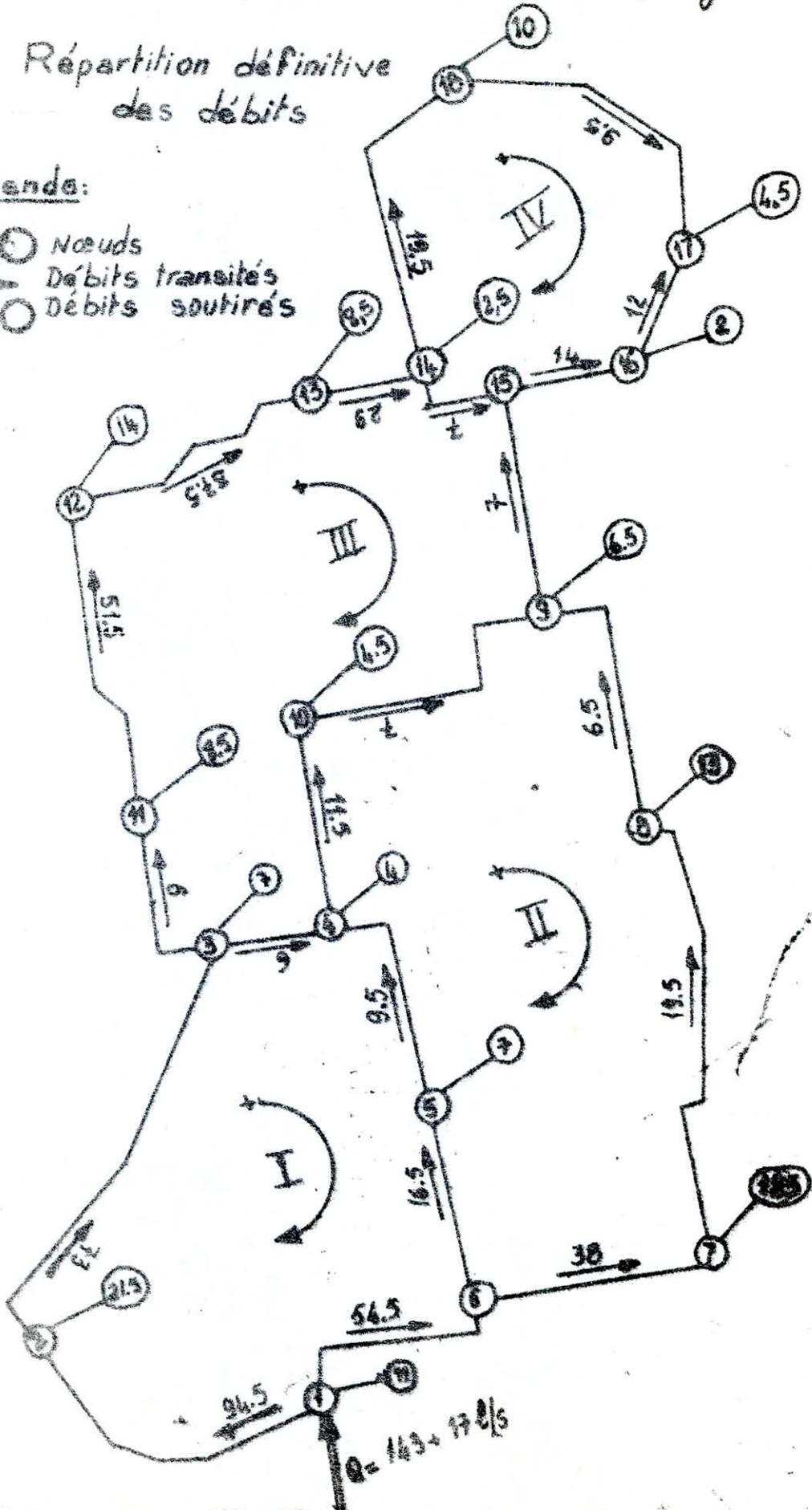
Caractéristique des mailles					4 ^{ème} Approximation			4 ^{ème} Correction			NOUVEAUX DEBITS Q ₄ (l/s)
N° de mailles principales	N° de mailles adjacentes	Conduites	Diamètres (mm)	Longueurs L _e (m)	Q ₃ (l/s)	ΔH (m)	RQ (S/m ²)	C.P.M (l/s)	C.M.A (l/s)	TOTAL	
III		15-14	100	201	-6,41	-2,64	411,72	0,01	0,07	0,08	-6,33
		15-16	125	155	-13,06	-2,56	195,90	0,01	—	0,01	-13,05
		16-17	125	167	-11,06	-1,98	179,28	0,01	—	0,01	-11,05
		17-18	125	517	10,44	5,47	524,43	0,01	—	0,01	10,45
—		18-14	200	500	20,44	1,68	82,14	0,01	—	0,01	20,45
						<u>-0,03</u>	<u>1393,55</u>				
						ΔQ = 0,01					

Schéma du réseau de distribution zone haute

Répartition définitive des débits

Légende:

- Nœuds
- Débits transités
- Débits soutirés



Calcul des pressions au sol (zone haute).

Tronçons	P.D.C (m)	côtes du terrain (m)		côtes piezométriq. (m)		Pression au sol (m)
		Amont	Aval	Amont	Aval	
R-1	1,63	96	52	—	94,37	42,37
1-2	4,25	52	56	94,37	90,12	34,12
2-3	2,83	56	50,5	90,12	87,29	36,79
3-4	1,39	50,5	47,5	87,29	85,90	38,40
3-11	2,96	50,5	52,5	87,29	84,33	31,83
11-12	2,93	52,5	49	84,33	81,40	32,40
12-13	4,39	49	39,5	81,40	77,01	37,51
13-14	1,22	39,5	41,3	77,01	75,79	33,49
14-15	2,64	41,3	39,7	75,79	73,15	33,45
14-18	1,68	41,3	38,5	75,79	74,11	35,61
1-6	2,46	52	47,3	94,37	91,91	44,61
6-5	1,80	47,3	46,3	91,91	90,11	43,81
5-4	4,04	46,3	47,5	90,11	86,07	38,57
4-10	2,81	47,5	45,5	86,07	83,26	37,76
10-9	4,66	45,5	39	83,26	78,6	39,6
6-7	3,80	47,3	43,3	91,91	88,11	44,81
7-8	2,08	43,3	41,2	88,11	86,03	44,83
8-9	7,56	41,2	39	86,03	78,47	39,47
9-15	4,87	39	39,7	78,47	73,60	33,90
15-16	2,56	39,7	33,5	73,6	71,04	37,54
16-17	1,98	33,5	34,2	71,04	69,06	34,86
17-18	5,47	34,2	38,5	69,06	63,59	25,09

Calcul du réseau: Tableau n°2
zone basse

Caractéristique des mailles					2 ^{ème} Approximation			2 ^{ème} correction			NOUVEAUX DEBITS Q ₂ (l/s)
N° de mailles principales	N° de mailles adjacentes	Conduites	Diamètres (mm)	Longueurs Lc (m)	Q ₁ (l/s)	ΔH (m)	rQ (S/m³)	C.P.M	C.M.A	TOTAL	
I	I	1-2	200	247	17,89	0,64	35,63	0,10	—	0,10	17,99
		2-3	200	546	12,89	0,74	57,30	0,10	—	0,10	12,99
		3-4	150	402	9,39	1,32	140,47	0,10	—	0,10	9,49
		4-5	150	316	6,89	0,56	81,82	0,10	—	0,10	6,99
		5-1	125	287	-11,02	-3,38	307,01	0,10	+0,5	0,6	-10,42
	II					-0,12	622,23				
					ΔQ = 0,10						
II	I	1-5	125	287	11,02	3,38	307,01	-0,5	-0,1	-0,6	10,42
		5-6	200	230	17,91	0,59	33,21	-0,5	—	-0,5	17,41
		6-7	150	328	12,91	2,02	156,39	-0,5	—	-0,5	12,41
		7-8	125	356	9,91	3,40	343,11	-0,5	—	-0,5	9,41
		8-10	125	373	-9,66	-3,39	350,59	-0,5	-0,10	-0,6	10,26
		10-9	150	132	-22,00	-2,36	106,77	-0,5	—	-0,5	-22,59
	9-1	200	420	-25,59	-2,20	85,99	-0,5	—	-0,5	-26,09	
					1,44 1383,07						
					ΔQ = -0,5						
III	II	10-8	125	373	9,66	3,39	350,59	0,10	+0,5	0,6	10,26
		8-11	150	719	13,57	4,88	359,99	0,10	—	0,10	13,67
		11-10	125	994	-9,43	-8,60	912,47	0,10	—	0,10	-9,33
					-0,33 1623,05						
					ΔQ = 0,10						

Calcul du zéseau: Tableau N°3 zone basse

Caractéristique des mailles					3 ^{ème} Approximation			3 ^{ème} Correction			NOUVEAUX DEBITS Q ₃ (l/s)
N° de mailles principales	N° de mailles adjacentes	Conduites	Diamètres (m.m)	Longueurs Le (m)	Q ₂ (l/s)	Δ H (m)	rQ (S/m ²)	C.P.M (l/s)	C.M.A (l/s)	TOTAL	
I	—	1-2	200	247	17,99	0,64	35,82	-0,12	—	-0,12	17,87
	—	2-3	200	546	12,99	0,75	57,80	-0,12	—	-0,12	12,87
	—	3-4	150	402	9,48	1,35	141,93	-0,12	—	-0,12	9,37
	—	4-5	150	316	6,99	0,58	82,96	-0,12	—	-0,12	6,87
	II	5-1	125	287	-10,42	-3,03	290,57	-0,12	-0,01	-0,13	-10,55
						0,29	1218,16				
						ΔQ = -0,12					
II	I	1-5	125	287	10,42	3,03	290,57	0,01	0,12	0,13	10,55
	—	5-6	200	230	17,41	0,56	32,31	0,01	—	0,01	17,42
	—	6-7	150	328	12,41	1,87	150,46	0,01	—	0,01	12,42
	—	7-8	125	356	9,41	3,07	326,12	0,01	—	0,01	9,42
	III	8-10	125	373	-10,26	-3,82	371,95	0,01	+0,11	0,12	-10,14
	—	10-9	150	132	-22,59	-2,46	109,15	0,01	—	0,01	-22,60
	—	9-1	200	420	-26,09	-2,29	87,64	0,01	—	0,01	-26,08
						-0,04	1368,2				
						ΔQ = 0,01					
III	II	10-8	125	373	10,26	3,82	371,95	-0,11	-0,01	-0,12	10,14
	—	8-11	150	719	13,67	4,96	362,59	-0,11	—	-0,11	13,56
	—	10-10	125	994	-9,33	-8,42	902,98	-0,11	—	-0,11	-9,44
						0,36	1637,52				
						ΔQ = -0,11					

Calcul des pressions au sol (zone basse)

Tronçons	P.D.C (m)	côtes du terrain (m)		côtes piezometriq. (m)		Pression au sol (m)
		Amont	Aval	Amont	Aval	
R-1	5,3	96	38,4	—	90,7	52,3
1-2	0,64	38,4	20,7	90,7	90,06	69,36
2-3	0,75	20,7	36	90,06	89,31	53,31
3-4	1,35	36	20	89,31	87,96	67,96
4-5	0,58	20	29	87,96	87,38	58,38
1-5	3,03	38,4	29	90,7	87,67	58,67
5-6	0,56	29	28	87,67	87,11	59,11
6-7	1,87	28	29,6	87,11	85,24	55,64
7-8	3,07	29,6	29,3	85,24	82,17	52,87
1-9	2,29	38,4	42,4	90,7	88,41	45,90
9-10	2,46	42,4	40,0	88,41	85,95	46,01
10-8	3,82	40	29,3	85,95	82,13	52,83
10-11	8,42	40	32	85,95	77,53	45,53
8-11	4,96	29,3	32	82,13	77,17	45,17

Calcul du réseau : Tableau N° 2

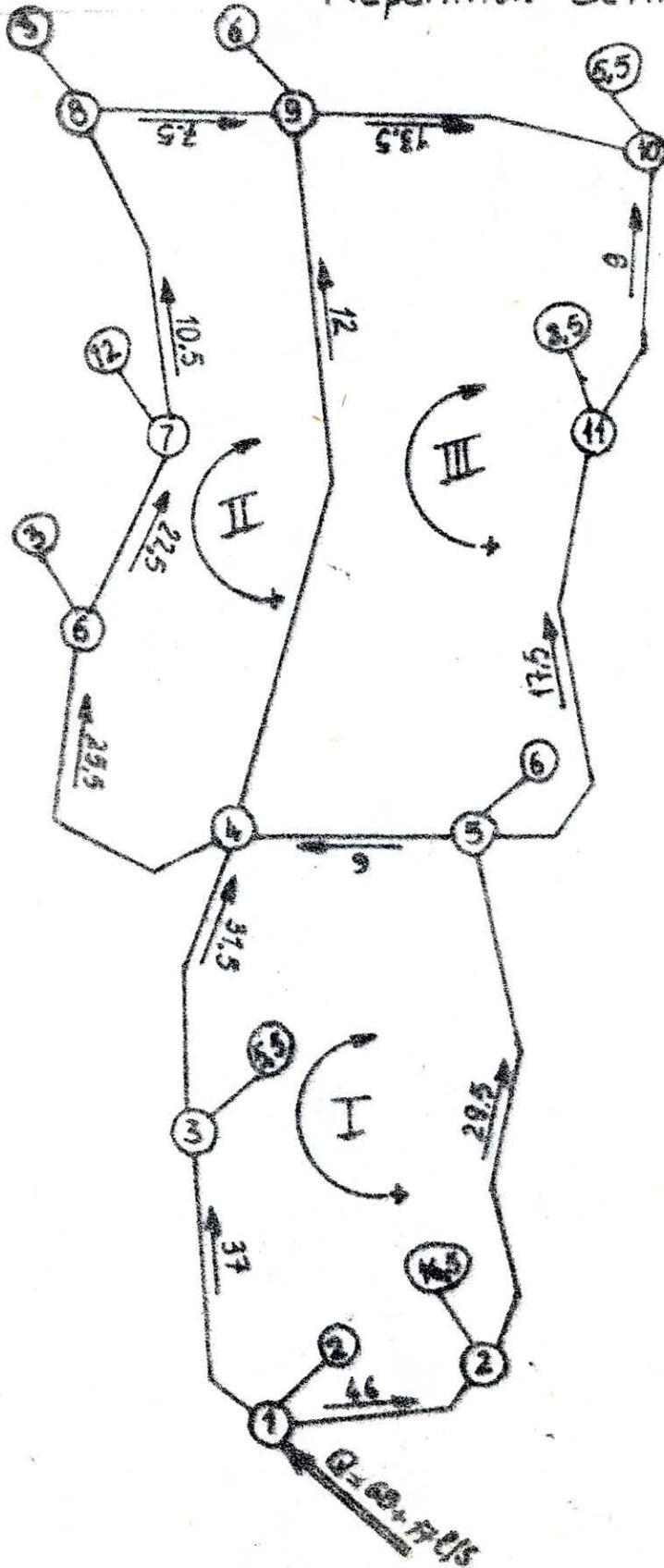
Zone des 800 logements

CARACTERISTIQUE DES MAILLES					2 ^{ème} Approximation			2 ^{ème} Correction			NOUVEAUX DEBITS Q ₂ (l/s)	
N° de mailles princ. par les	N° de mailles Adjacentes	Conduites	Diamètres (mm)	Longueurs Lc (m)	Q ₁ (l/s)	ΔH (m)	f Q ₁ ² (S/m)	C.P.M (l/s)	C.M.A (l/s)	TOTAL		
I	—	1-2	250	238	-43,40	-1,33	30,62	0,41	—	0,41	-42,99	
	—	2-5	200	489	-26,90	-2,83	105,14	0,41	—	0,41	-26,49	
	III	5-4	125	259	-3,90	-0,39	100,96	0,41	+0,24	0,65	-3,25	
	—	4-3	200	316	34,10	2,93	85,81	0,41	—	0,41	34,51	
	—	3-1	250	345	39,6	1,33	33,52	0,41	—	0,41	40,01	
					-0,29		356,05					
					ΔQ = 0,41							
II	—	4-6	200	443	23,56	1,97	83,63	0,12	—	0,12	23,68	
	—	6-7	200	173	20,56	0,59	28,58	0,12	—	0,12	21,68	
	—	7-8	125	333	8,56	2,38	278,03	0,12	—	0,12	8,68	
	—	8-9	125	230	5,56	0,70	126,15	0,12	—	0,12	5,68	
	III	9-4	150	764	-14,44	-5,87	406,56	0,12	+0,24	0,36	-14,08	
					-0,23		922,95					
					ΔQ = 0,12							
III	I	5-4	125	259	3,90	0,39	100,96	-0,24	-0,41	-1,65	3,25	
	II	4-9	150	764	14,44	5,87	406,56	-0,24	-0,12	-0,36	14,08	
	—	9-10	150	316	14,00	2,28	163,13	-0,24	—	-0,24	13,76	
	—	10-11	125	345	-8,50	-2,43	286,07	-0,24	—	-0,24	-8,74	
	—	11-12	150	517	-12,00	-5,49	328,99	-0,24	—	-0,24	-17,24	
					0,62		1277,71					
					ΔQ = -0,24							

Calcul du réseau: Tableau N°3
Zone des 800 logements

Caractéristique des mailles					3 ^{ème} Approximation			3 ^{ème} Correction			NOUVEAUX DEBITS Q ₃ (l/s)
N° de mailles principales	N° de mailles adjacentes	Conduites	Diamètres (mm)	Longueurs L _e (m)	Q ₂ (l/s)	ΔH (m)	r _Q (s/m²)	C.P.M	C.M.A	TOTAL	
I	—	1-2	250	288	-42,99	-1,30	30,33	-0,05	—	-0,05	-43,04
	—	2-5	200	489	-26,49	-2,74	103,57	-0,05	—	-0,05	-26,54
	III	5-4	125	259	-3,25	-0,27	84,85	-0,05	-0,06	-0,11	-3,36
	—	4-3	200	316	34,51	3,00	86,83	-0,05	—	-0,05	34,46
	—	3-1	250	345	60,01	1,35	33,86	-0,05	—	-0,05	39,96
						0,04	339,44				
						ΔQ = -0,05					
	—	4-6	200	443	23,68	1,99	84,05	-0,09	—	-0,09	23,59
	—	6-7	200	173	20,68	0,59	28,75	-0,09	—	-0,09	20,59
	—	7-8	125	333	8,68	2,45	281,85	-0,09	—	-0,09	8,59
	—	8-9	125	230	5,48	0,73	128,79	-0,09	—	-0,09	5,59
	III	9-4	150	764	-14,08	-5,58	396,61	-0,09	-0,06	-0,15	-14,23
						0,18	920,05				
						ΔQ = -0,09					
	I	5-4	125	259	3,25	0,27	84,85	0,06	0,05	0,11	3,36
	III	4-9	150	764	14,08	5,58	396,61	0,06	0,09	0,15	14,23
	—	9-10	150	316	13,76	2,21	160,39	0,06	—	0,06	13,82
	—	10-11	125	345	-8,74	-2,57	293,98	0,06	—	0,06	-8,68
	—	11-5	150	517	-13,24	-5,64	327,48	0,06	—	0,06	-13,18
						-0,15	1263,31				
						ΔQ = 0,06					

Schéma du réseau de distribution zone des 800 logements
Répartition définitive des débits



Légende:

- Nœuds
- Débits transités
- Débits soutirés

Calcul des pressions au sol (zone des 800 Log^t)

Tronçons	P. D. C (m)	Côtes du terrain (m)		Côtes piezometriq. (m)		Pression au sol (m)
		Amont	Aval	Amont	Aval	
R-1	13,34	96	32	96	82,46	50,46
1-3	1,3	32	35,2	82,46	81,16	45,96
3-4	3,0	35,2	34,6	81,16	78,16	43,56
4-6	1,99	34,6	5,0	78,16	76,17	71,17
6-7	0,59	5,0	10,0	76,17	75,58	65,58
7-8	2,45	10,0	7,5	75,58	73,13	65,63
8-9	0,73	7,5	28	73,13	72,4	44,4
1-2	1,30	32	23,3	82,46	81,16	57,86
2-5	2,74	23,3	18	81,16	78,42	60,42
5-4	0,27	18	34,6	78,42	78,15	43,55
4-9	5,58	34,6	28	78,15	72,92	44,92
9-10	2,21	28	29	72,92	70,71	41,71
5-11	5,64	18	30	78,42	72,78	42,78
11-10	2,57	30	29	72,78	70,21	41,21

La valeur maximale des pressions au sol doit être inférieure à 60 m , la cote piézométrique au bout d'un tronçon est égale à la cote piézométrique au début de ce tronçon moins les pertes de charges le long de ce tronçon.

La cote piézométrique du point de liaison, réseau de distribution, conduite de distribution est égale à la cote du radier du réservoir moins les pertes de charges de long de la conduite d'amené de distribution, dans notre cas le point de liaison est le point (1).

VI.3. CALCUL DU RESEAU RAMIFIE

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 maillé permet au contraire une alimentation en retour, un simple manoeuvre 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 à l'intérieur des mailles, nous avons adopté pour ces zones un réseau ramifié dont la conduite maitresse prend départ des tronçons de la maille.

- Calcul des conduites

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

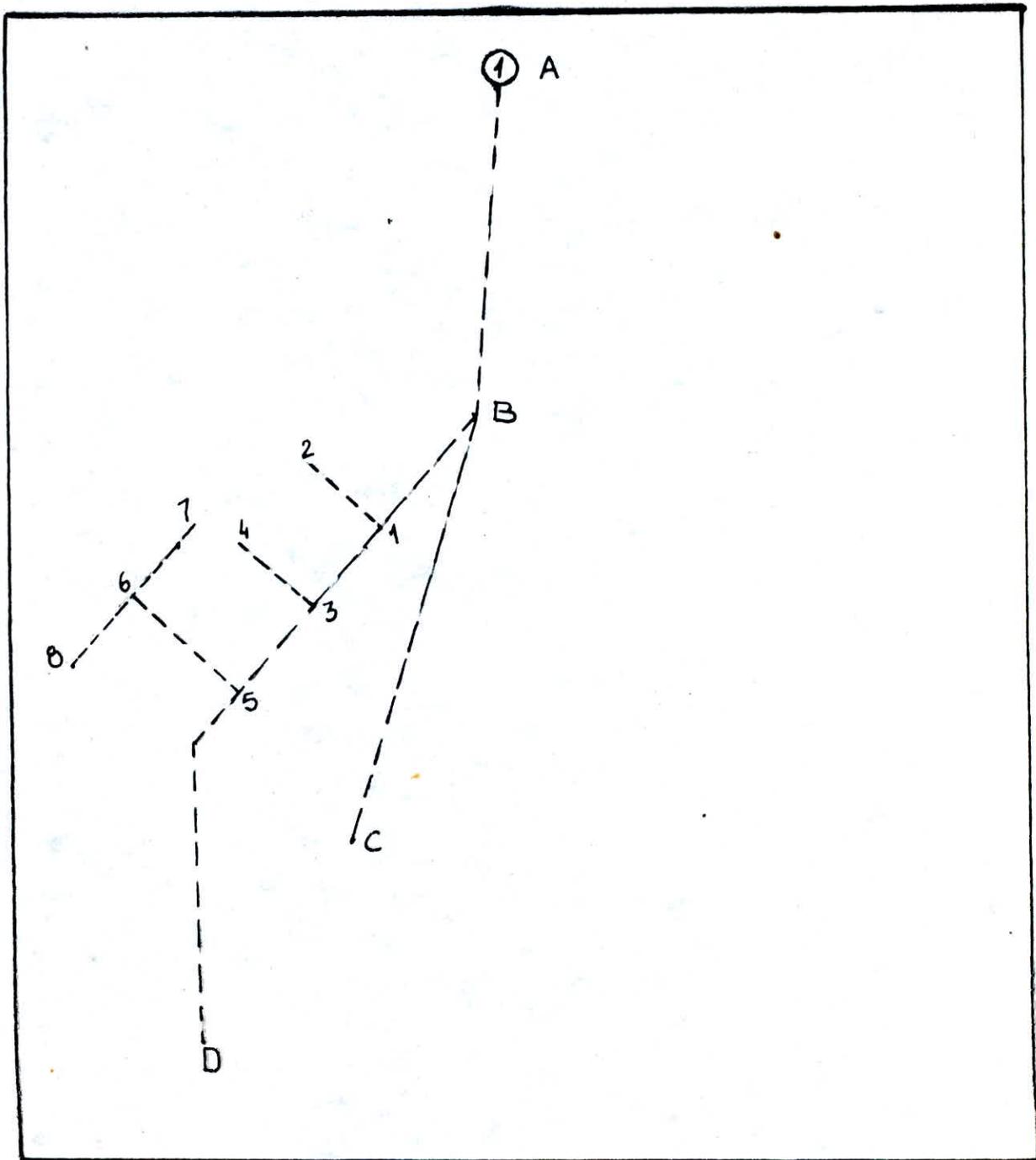
$$\text{où } q = p + 0,55Q$$

P = débit d'aval

Q = débit réparti

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'amont.

Reseau Ramifié



Repartition des debits dans les conduites

TRONÇON	Superficie	densité	consommation (m ³ /j)	consommation (L/s)	Coef. de pointe	consommation de pointe (l/s)
D-5	2,5	29,82	74,55	0,86	2	1,72
8-6	5	29,82	149,1	1,72	2	3,45
6-7	1	29,82	29,82	0,34	2	0,68
6-5	1,5	29,82	44,73	0,52	2	1,04
5-3	2	29,82	59,64	0,69	2	1,38
4-3	1,5	29,82	44,73	0,52	2	1,04
3-1	1,5	29,82	44,73	0,52	2	1,04
2-1	1	29,82	29,82	0,34	2	0,68
B-1	2	29,82	59,64	0,69	2	1,38
B-C	1,5	29,82	44,73	0,52	2	1,04
B-A	3	29,82	89,46	1,03	2	2,07

Calcul du réseau ramifié
Répartition des débits

TRONÇONS	P Débit en route (l/s)	Q Débit aval (l/s)	Débit tronçon	$P + 0,55 Q$
D - 5	1,72	—	1,72	1,72
8 - 6	3,45	—	3,45	3,45
6 - 7	0,68	—	0,68	0,68
6 - 5	1,04	4,13	5,17	4,35
5 - 3	1,38	6,89	8,27	5,93
4 - 3	1,04	—	1,04	1,04
3 - 1	1,04	9,31	10,35	5,69
2 - 1	0,38	—	0,38	0,38
B - 1	1,38	10,73	12,11	7,28
B - C	1,04	—	1,04	1,04
B - A	2,07	13,05	15,19	9,25

Calcul des diamètres des conduites et les pressions au sol

TRONÇON	Longueur (m)	débit (l/s)	Diam. (mm)	ΔH (m)	CT. AV	CT. AM	Cp. AV	Cp. AM	Pression au sol
R - A	—	—	—	1,63	96	52	96	94,37	42,37
A - B	190	9,25	125	1,74	52	58	94,37	92,63	34,63
B - 1	55	7,28	100	1	58	57	92,63	91,63	34,63
1 - 2	55	0,38	40	0,4	57	56	91,63	91,63	35,23
1 - 3	65	5,69	80	2,42	57	56,5	91,63	89,21	32,71
3 - 4	55	1,04	50	0,87	56,5	55	89,21	88,34	33,34
3 - 5	90	5,93	100	2,86	56,5	56	89,21	86,35	30,35
5 - 6	72	4,35	70	3,2	56	55	86,35	83,15	28,15
6 - 7	44	0,68	40	1	55	54	83,15	82,15	28,15
6 - 8	55	3,45	60	3,5	55,5	55	83,15	79,65	24,65
5 - D	203	1,72	60	3	56	57	86,35	83,35	26,35
B - C	340	1,04	60	2,04	58	59	92,63	90,59	31,59

C H A P I T R E VII

CANALISATIONS ET ACCESSOIRES DU RESEAUX

- Type de canalisation

Le réseau de distribution est constitué d'une assemblage de tuyaux en éternit de diamètre compris entre 100 et 300 mm pouvant supporter une pression en environ de 10 bars.

VII.1. DECHARGES

Aux points les plus bas en 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.

VII.2. VENTOUSES

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

VII.3. 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.

VII.4. 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 suffisantes de 10 m.d'eau.

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.

VII.5. Les Tés

Ils sont utilisées lors d'une ramification

VII.6. Les coudes

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

VII.7 Les cones de raccordement

Pour raccorder des tuyaux de différents diamètres.

CHAPITRE VIII

LE RESERVOIR

VIII.1. ROLE

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.

VIII. CAPACITE THEORIQUE DU RESERVOIR

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.

VIII.3. METHODE DE CALCUL

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

VIII.4. RESERVOIRS EXISTANTS

La ville de Boumerdès dispose de deux réservoirs , un pour alimenter la zone basse de 1000 m³ et l'autre c'est un réservoir sur élevé de 2000 m³ pour l'alimentation de la zone haute et la zone des 800 logements.

On veut vérifier par cette méthode la capacité de ce réservoir , dont le débit d'apport journalier Q est de 9072 m³/j.

VIII.5. VOLUME DU RESERVOIR

$$Q \text{ apport} = \frac{Q}{24} = \frac{9072}{24} = 378 \text{ m}^3/\text{h}$$

- voir tableau de calcul
- volume de régulation (V R)

Heures $\Delta t = 1h$	Volume de distribution		Volume d'apport	$V_{\text{apport}} - V_{\text{distribui}}$	
	a_h	Cumule a_h		+	-
0-1	0,18a	0,18a	a	0,82a	
1-2	0,18a	0,36a	2a	1,64a	
2-3	0,24a	0,60a	3a	2,40a	
3-4	0,24a	0,84a	4a	3,16a	
4-5	0,72a	1,56a	5a	3,44a	
5-6	1,32a	2,88a	6a	3,12a	
6-7	1,32a	4,20a	7a	2,8a	
7-8	1,32a	5,52a	8a	2,48a	
8-9	0,84a	6,36a	9a	2,64a	
9-10	0,84a	7,20a	10a	2,8a	
10-11	1,44a	8,64a	11a	2,36a	
11-12	2,04a	10,68a	12a	1,36a	
12-13	2,04a	12,72a	13a	0,28a	
13-14	1,44a	14,16a	14a		0,16a
14-15	1,2a	15,36a	15a		0,36a
15-16	1,2a	16,56a	16a		0,56a
16-17	0,84a	17,40a	17a		0,40a
17-18	0,84a	18,24a	18a		0,24a
18-19	1,44a	19,68a	19a		0,68a
19-20	1,44a	21,12a	20a		1,12a
20-21	1,44a	22,56a	21a		1,56a
21-22	0,72a	23,28a	22a		1,28a
22-23	0,48a	23,76a	23a		0,70a
23-24	0,24a	24 a	24a		0

$$V = |3,44a| + |1,56a| = 5a$$

$$V_{R_3} = 5a + 120$$

$$VR = / v^{(+)}_{max} / + / v^{(-)}_{max} /$$

$$VR = / 3,44 a / + / 1,56 a / = 5 a$$

$$VR = / 378 = 1890 m^3$$

Volume d'incendie (VI)

La réserve minimum à prévoir est de 120 m³

(DUPONT Tome II page 339)

- Volume total (VT)

$$VT = VR + VI = 1890 + 120 = 2 010 m^3$$

Ce qui correspond environ à la capacité du réservoir existant

VIII.6. HYGIENE ET SECURITE

Le réservoir doit être :

- couvert d'une couverture qui protégera l'eau contre les variations de températures et l'introduction des corps étranges.

-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 a proximité du réservoir afin de faciliter les prélèvements nécessaires aux contrôles des eaux.

VIII.7. EQUIPEMENTS DU RESERVOIR

VIII.7.1. 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.

. Pour empêcher la pénétration des matières en suspension et pour faciliter le brassage de l'eau, l'orifice de départ sera muni d'une cripine, 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.

VIII.7.2. 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.

VIII.7.3. 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 tronc de cône dont la plus grande circonférence de rayon R formera un deversoir à seuil circulaire pour le passage du débit Q .

VIII.8. POSE DE CONDUITES EN TRANCHEE

Les conduites seront posées en tranchée dont la fouille se fait 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

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

$$B = D + 0,6 \quad (\text{m})$$

B : Largeur de la tranchée

D : Diamètre de la conduite.

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre

$$H = D + h_1 \cdot h \cdot L$$

H : profondeur de la tranchée

D : Diamètre de la conduite

h_1 : hauteur de la génératrice supérieur de la conduite
à la surface du sol

h_L : épaisseur du lit de pose

On prend $h_1 = 0,8$ 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 particulièrement le revêtement contre les éléments rocheux du terrain.

- Remplai :

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 de séparation des conduites d'autres conduites soit un minimum égale à 0,5 m.

Il faut aussi que la côte 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.

VIII.8.1. DESINFECTION DES CONDUITES

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

Les eaux doivent être traitées avant d'être distribuées.

A S S A I N I S S E M E N T

C H A P I T R E I

I N T R O D U C T I O N

I.1. DEFINITION

L'assainissement a pour but d'assurer l'évacuation des eaux usées et les eaux pluviales dans des conditions satisfaisantes, pour la santé publique et la lutte contre toute forme de pollution.

Autrement dit que le principe de l'assainissement est l'évacuation rapide, sans stagnation des eaux usées, pour éviter les fermentations putrides, et les rejets qui pourraient provoquer la contamination du milieu récepteur, tout en tenant compte des contraintes économiques d'équipement.

La ville de Boumerdès se caractérise par un nombre suffisant d'industries et surtout les laboratoires chimiques etc... dont le rejet se diverse dans réseau d'égout après un prétraitement au niveau de chaque industrie et laboratoire, ce qu'on appelle les eaux usées industrielles, alors que les eaux industrielles domestiques sont estimées à 80 % de la consommation.

Egalement les eaux pluviales et d'infiltration sont évacuées dans le même réseau dit système unitaire du réseau d'égout.

I.2. ORIGINE DES EAUX D'EGOUT

Il existe deux types d'eaux d'égout : eaux usées et eaux pluviales.

I.2.1. Eaux usées

Elles sont d'origine domestique : comme les eaux ménagères restituées à partir des eaux de cuisine, de lessive et de toilette.

- Eaux de vannes : en provenance des W.C. sous forme de matière fécales plus urines;

- Eaux industrielles: en provenance des usines et des industries, ces eaux sont dangereuses, elles contiennent différentes substances, acides, alcalins et substances corrosives, à température élevée, et ces eaux souvent odorantes et colorées.

I.2.2. Eaux pluviales

Elles regroupent les eaux suivantes :

- eaux de pluies
- eaux de lavage
- eaux de ruissellement

I.3. SYSTEMES DES RESEAUX

Il y a deux systèmes fondamentaux de réseaux:

- le système unitaire
- le système séparatif

- et parfois il existe un système mixte une partie unitaire et l'autre séparative.

Ces systèmes sont le plus souvent à écoulement gravitaire, mais ils peuvent comporter des transports en charge.

I.3.1. Système unitaire

Dans le système unitaire toutes les eaux y compris les effluents industriels après prétraitement éventuel, sont recueillies dans un réseau unique de collecte qui aboutit à une station d'épuration, la mise en place éventuelle de déversoirs d'orage ce système nécessite les ouvrages suivants: égouts, station d'épuration, déversoir d'orage et station de relevage en cas de refoulement.

I.3.2. Système séparatif

Le système séparatif comprend :

- un réseau d'eaux pluviales
- un réseau d'eaux usées domestiques

Pour le réseau pluvial il sera prévu pour absorber les points de ruissellement.

Alors que le réseau des eaux usées aboutit une station d'épuration, souvent éloignée de l'agglomération.

C H A P I T R E I I

CONCEPTION DES RESEAUX

II.1. DONNEES NATURELLES DU SITE

II.1.1. Superficie

La superficie totale de la zone à assainir proposée est de 400 hectares.

II.1.2. Pluviométrie

Dans la région du Grand Alger, la formule suivante a été adoptée pour le calcul de l'intensité moyenne de précipitation.

$$i = \frac{290 + 250 \lg N}{T^{0,65}}$$

i : intensité de la pluie mm / heure

T : durée de chute en minute (mn)

N : nombre d'année

Le réseau d'assainissement sera dimensionné pour la pluie la plus intense, qui se repète tout les deux ans, c'est à dire pour une pluie d'une durée de 15 mn et de fréquence biennale.

Ce qui correspond, en application de la formule empirique, à une intensité :

$$i = 63 \text{ mm / h}$$

II.1.3. Mode d'occupation du sol

Le mode d'occupation du sol détermine:

- la quantité et la nature des eaux usées
- la quantité des eaux de ruissellement
- la profondeur minimale du réseau d'égout

La quantité d'eau usée d'origine industrielle et domestique qui pourrait être rejetée par la zone, est environ 80 %.

Les matières constituant les eaux usées, seront constituées de matières biodégradables, c'est à dire qu'elles se désintègrent par réactions biologiques.

La quantité des eaux de ruissellement (eaux de pluie, eaux de lavage des chaussées) sera évaluée. En considération des points explicités au paragraphe I.2.1., l'étude de la détermination des débits d'eaux fera l'objet d'une estimation.

II.1.4. Exigences

Les eaux usées industrielles et domestiques rejetées par la zone doivent répondre aux exigences suivantes:

- Elles ne doivent pas être chaudes (au dessous de 35°C)
- Elles ne doivent pas contenir d'éléments corrosifs
- Elles ne doivent pas contenir de matières solides qui peuvent détériorer par frottement les parois des canalisations

- Elles ne doivent pas dégager d'odeur insupportable
- Elles ne doivent pas contenir de matières toxiques et volatiles qui empoisonnent l'air
- Les eaux devront circuler dans les canalisations de façon régulière et non par-à-coup.

II.1.5. Choix de type de réseau

Un réseau de type unitaire est économique de pose, car facile à mettre en oeuvre surtout en site urbain déjà encombré. En sachant d'une part que c'est toujours l'existant qui impose le choix,

Pour le rythme unitaire, une seule conduite est utilisée pour évacuer les eaux pluviales (E.P.) et les eaux usées (E.U.)

C H A P I T R E I I I

CALCUL HYDRAULIQUE ET DIMENSIONNEMENT DES RESEAUX

III.1. BASES DES CALCULS

Dans un aqueduc, l'eau se trouve à sa surface libre, à la pression atmosphérique, par conséquent les lois de l'écoulement sont les mêmes que dans un canal découvert.

La conception des réseaux d'assainissement s'appuie sur la formule de base de l'écoulement dans les ouvrages à plan d'eau libre.

$$Q = S \cdot V.; \quad (1)$$

Q : débit d'eau à évacuer en m³/s;

S : section transversale mouillée en m²;

V : vitesse moyenne d'écoulement en m/s;

Comme l'aqueduc se compose de tronçons successifs le long de chacun desquels la pente I, et la section S, sont constantes dans chaque tronçon, le régime d'écoulement est donc uniforme et, par conséquent on applique à ceux ci les équations et relations établies pour les canaux à surface libre en régime uniforme.

La formule de Chézy servira donc de base au dimensionnement des collecteurs.

$$V = C \sqrt{R_h I} \quad (2)$$

V : vitesse d'écoulement en m/s;

R_h : désigne le rayon hydraulique, et s'exprime par le rapport de la section S au périmètre mouillé P, correspondant, exprimé en m.

$$R_h = \frac{S}{P} \quad (3)$$

I : pente de la ligne piézométrique supposée confondue avec le fil d'eau (pente de l'ouvrage) en m.p.m.

C : coefficient de Chézy

Le coefficient de Chézy C, dépend de la section et de la nature des parois de la canalisation. La formule de Bazin est couramment utiliser pour sa détermination.

$$Cs = \frac{87}{1 + \frac{8\lambda}{\sqrt{R_h}}} = \frac{87 \cdot \sqrt{R_h}}{\sqrt{R_h} + \lambda} ; \quad (4)$$

λ : Coefficient de rugosité des parois (ou d'écoulement). Ce coefficient dépend à la fois du type de réseau utilisé, des pertes de charge dues à la nature du matériau des parois, et à la nature des eaux transportées.

La principale difficulté de son application réside dans le choix judicieux de la valeur à attribuer au coefficient .

Du fait des dépôts de sable pouvant se former au fond des conduites γ est pris égal à 0,46 ainsi le coefficient de Chézy peut-être représenté par l'expression approximative.

$$C = 60 \cdot R_h^{1/4} \quad (5)$$

En écoulement gravitaire, il peut-être fait appel à la formule de Manning-Strickler, pour le calcul de la vitesse d'écoulement :

$$V = K \cdot R_h^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad (6)$$

Le coefficient de Manning K et celui de Chézy sont liés par l'expression

$$C = K \cdot R_h^{1/6} \quad ; \quad (7)$$

La pente motrice ou ligne piézométrique I, qui est parallèle au radier de la conduite, en écoulement gravitaire, peut-être déterminé par la formule suivante :

$$I = \left[\frac{Q}{K \cdot S \cdot R_h^{2/3}} \right]^2 \quad (8)$$

Pour le calcul des sections la formule s'applique pour des vitesses variant de 0,6 à 4 m/s

$$0,6 < v < 4 \text{ m/s}$$

III.2. EVALUATION DES DEBITS D'EAUX USEES

Toute étude d'un réseau d'assainissement nécessite à l'étape initiale, la détermination des débits d'eaux pluviales et d'eaux usées. Ceux-ci sont presque sans influence sur les dimensions des canalisations, unitaires.

Le débit d'eau usée n'a d'importance que pour le calcul du remplissage partiel correspondant à l'effluent de temps sec.

III.2.1. Eaux de pluie

La méthode la plus couramment utilisée pour évaluer les débits des eaux de ruissellement ou plus précisément, les débits pluviaux, est la méthode dite "rationnelle".

Le principe de la méthode consiste à estimer, les débits à partir d'un découpage du bassin versant en secteurs d'apports de superficie respectives A_1, A_2, \dots, A_n correspondant à chaque tronçon de canalisation considéré.

Le débit Q_i (l/s) résultant d'une averse r (l/s / ha) d'intensité constante, tombant uniformément sur un secteur de superficie A_i (ha) ayant un coefficient de ruissellement ψ_i s'exprime ainsi par la formule :

$$Q_i = \psi_i \cdot r \cdot A_i ; \quad (9)$$

Le débit total de ruissellement sera donc :

$$Q_r = r \cdot \sum_{i=1}^n \psi_i \cdot A_i ; \quad (10)$$

III.2.1.1. Coefficient de ruissellement

Le coefficient de ruissellement ψ entrant dans les calculs d'une manière déterminante, son appréciation correcte constitue l'élément le plus important de tout le calcul. Une légère modification de celui-ci peut avoir plus d'influence sur le résultat final, que toutes les autres nuances du calcul.

Ce coefficient se définit comme étant le rapport du volume d'eau qui ruisselle sur une surface donnée, au volume d'eau tombant sur elle.

Vue que les revêtements des chaussées, des places, et des toits sont aujourd'hui meilleurs qu'avant et plus imperméables, on admettra donc pour ce projet que toutes les surfaces de la zone

à assainir (toit, routes, parkings...) seront totalement imperméabilisées, par conséquent :

$$\Psi_1 = \Psi_2 \dots = \Psi_n = 0,9 ;$$

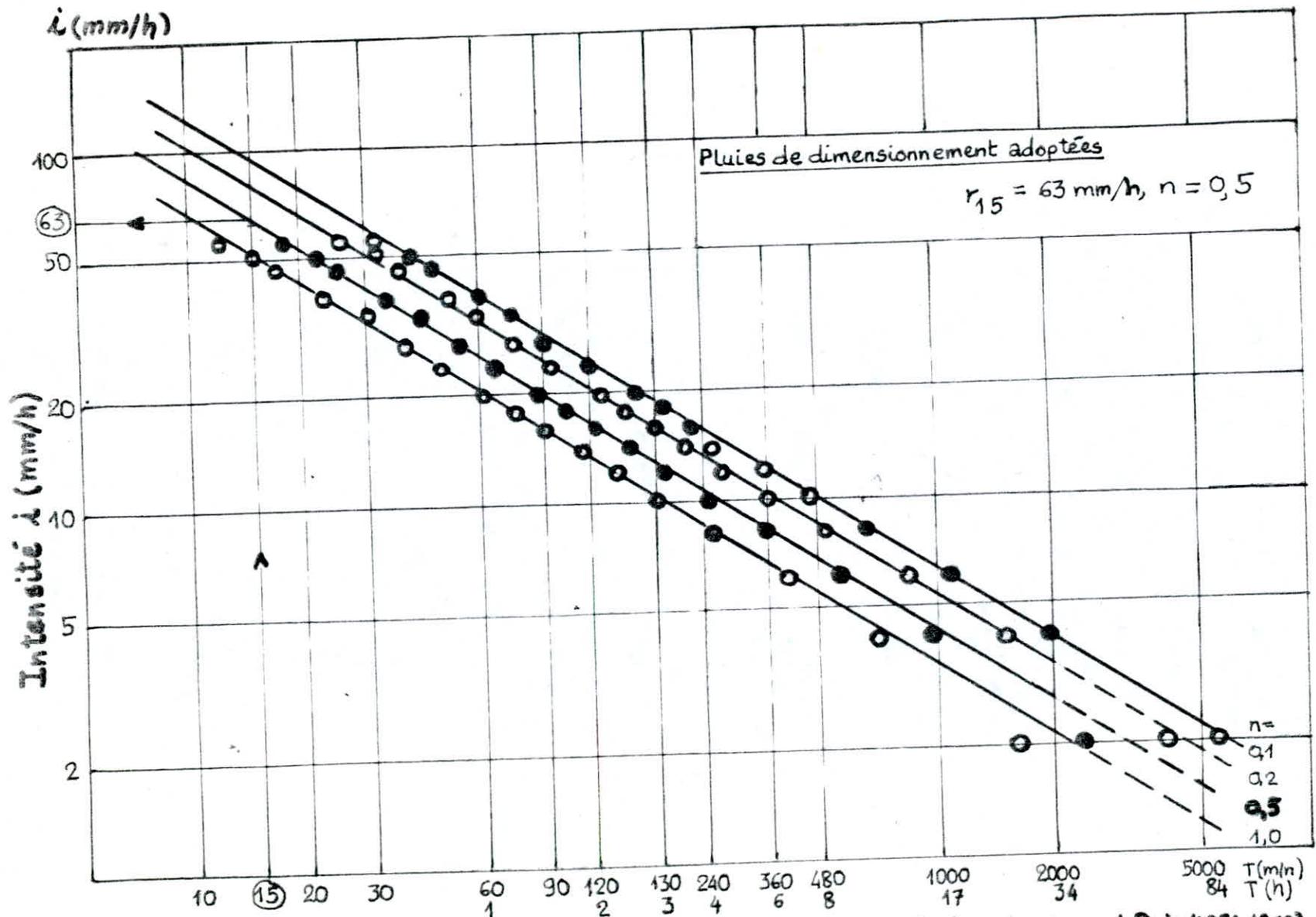
III.2.1.2. Intensité de pluie

Une précipitation pluviale est caractérisée par son intensité, sa durée et sa fréquence. On entend par intensité de la pluie le rapport :

$$i = \frac{H}{T} = \frac{\text{Hauteur de la pluie}}{\text{durée de la pluie}} ; \text{ (mm / mn)}$$

On désigne sous le terme de fréquence n le nombre des précipitations d'une durée déterminée qui dépassent, au cours de l'année, une intensité donnée.

Des courbes intensité-durée-fréquence ont été tracées par la station pluviométrique de Bir Mourad-Raïs (voir page suivante); comme durée de pluie la plus courte correspondant aux averses les plus intenses, il sera choisi, en se basant sur des valeurs expérimentales de l'hydrologie urbaine, une valeur de $T = 15$ mn. La fréquence de dépassement n'a été prise égale à 0,5 (fréquence biennale).



Courbes Intensité-Durée-Fréquence (année moyenne), station Bir. Mourad-Rais (1951-1960)

Ainsi de la courbe I.D.F.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Pour } T = 15 \text{ mm} \\ \text{et} \\ n = 0,5 \end{array} \right\} = i = 63 \text{ mm/h}$$

En outre une relation entre les durées de chute et les plus fortes intensités moyennes de précipitation correspondantes a été établie pour la région du grand Alger.

La valeur de i peut-être déduite par la formule suivante; pour $N = 2$ ans.

$$i = \frac{366}{T^{0,65}} = \frac{366}{15^{0,65}} = 63 \text{ mm/h ;}$$

i : intensité de pluie en mm/heure

T : durée de chute en mm

A partir de l'intensité i on calcul la précipitation tombée ou le débit moyen de la pluie , r correspondant :

$$r = \frac{10.000 (l/ha, \text{ mm})}{60 (s/min)} \quad i (\text{mm} / \text{min})$$

$$r = 166,7 \times 1,05 \text{ l/s/ha}$$

Coefficient de pointe C_p :

Il se définit comme le rapport du débit maximum dans l'heure la plus chargée, sur le débit moyen. Pour les calculs, la formule suivante a été adoptée :

$$C_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{q_m}} \quad (11)$$

Ainsi le débit de pointe sera :

$$Q_p = C_p \cdot q_m \quad ; \quad (\text{en l/s})$$

En estimant le débit des eaux étrangères ou eaux d'infiltration à $q_i = 0,10$ l/s/ha (valeur expérimentale), on peut déterminer le débit total maximum d'eau usée correspondant à l'effluent de temps sec.

$$Q_{EU} = Q_p + q_i \quad ; \quad (\text{en l/s})$$

Le débit total d'écoulement pour le système unitaire sera donc :

$$Q_T = Q_{EP} + Q_{EU} \quad ; \quad (\text{en l/s})$$

III.3. DETERMINATION DES SECTIONS D'EGOUT

Pour le calcul des sections, la formule (6) de Manning-Strickler sera en définitif, utilisée, car d'une part elle présente l'avantage d'avoir une forme monôme qui permet des calculs plus simples et réalisables à la règle, et d'autre part elle s'applique bien pour la compréhension des procédés d'écoulement qu'on rencontre dans la technique d'élimination des eaux usées.

Le débit à travers une canalisation de section S, s'exprimera par la formule :

$$Q = K.S.R.^{2/3} . I^{1/2} ; \quad (12)$$

Le coefficient de Manning, K dépend uniquement de la nature de l'effluent, de la nature des parois internes de la canalisation ainsi que du type de joints employés pour assurer l'étanchéité des tuyaux.

Un abaque spécial a été établi pour résoudre l'équation de Manning-Strickler, pour une certaine valeur moyenne du coefficient K, déterminé expérimentalement, et qui englobe tout les cas de fabrication rencontrés (voir les eaux usées. H. Gomella, Annexe IX).

$$K = 90 ;$$

La longueur minimale à adopter pour chaque tronçon, correspondrait, à la limite, à une longueur unitaire de tuyau, ce qui permettrait de serrer au plus près la réalité, mais il en résulterait des calculs beaucoup trop importants.

En définitive, un compromis est à rechercher.

Pour ce faire, il y a lieu d'établir le profil en long du terrain et de déterminer les tronçons en fonction tant du tracé des collecteurs que des pentes du terrain.

Les conditions imposées par le tracé sont que chaque jonction de collecteurs corresponde à une extrémité de tronçon et que chaque tronçon ait une longueur raisonnable, au maximum de 250 m.

Grâce au profil en long du terrain, nous pourrions ainsi choisir la pente du radier pour chaque tronçon de canalisation, tout en respectant une certaine profondeur critique, des extrémités de chaque collecteur, prise égale à 6 mètres. L'enfoncement progressifs des canalisations (solution, pour obtenir l'écoulement gravitaire) est inévitable.

En fonction de la pente du radier, et du débit Q_{T_i} à transiter à travers un tronçon quelconque, on détermine à l'aide de l'abaque de Manning-Strickler, le diamètre D du tronçon.

Pour une canalisation circulaire, la section est :

$$S = \pi \frac{D^2}{4} ; \quad (13)$$

et le rayon hydraulique sera :

$$R = 0,25 D ; \quad (14)$$

Tous les calculs, se feront pour le type de section circulaire. En examinant l'état de l'écoulement dans chaque tronçon, nous pourrons dire s'il faut ou non changer le type de section.

Un diamètre minimal de 200 mm est pris, afin d'éviter des éventuelles obstructions des tuyaux.

III.4. CONDITIONS D'ÉCOULEMENT ET D'EXPLOITATION

III.4.1. Vitesses admissibles

Un réseau d'assainissement de type unitaire, doit dans toute la mesure de possible satisfaire aux conditions d'autocurage, c'est à dire qu'il doit permettre :

1. l'entraînement des sables par les débits pluviaux, pour empêcher leur décantation;
2. l'entraînement des vases fermentescibles par un débit minimal d'eaux usées.

Afin de satisfaire à ces conditions, on se fixe une vitesse minimale de 0,6 m/s (voir 0,5 m/s)

$$V_{\min} \geq 0,6 \text{ m/s} ;$$

Par suite de l'érosion d'un radier de canalisations par les matériaux charriés, une vitesse d'écoulement maximale doit-être resp e :

$$V_{\max} \leq 2,0 \text{ m/s} \quad (\text{voir } 3 \text{ m/s}) ;$$

III.4.2. Données hydrauliques

Les canalisations d'égout dimensionnées pour un débit à plein Q_{ps} ne débite en réalité et dans la plupart du temps, que des quantités d'eau plus faibles que celles pour lesquelles elles ont été calculées, ainsi elles ne seront que partiellement remplies.

De l'abaque de Manning-Strickler, pour une certaine valeur de la pente, et du diamètre normalisé choisi, on déduit le débit Q_{ps} et la vitesse V_{ps} du tuyau rempli entièrement.

Ces valeurs permettront d'apprécier le degré de remplissage pour chaque tronçon.

III.4.3. Degrés de remplissage

La connaissance de la vitesse d'écoulement s'établissant en cas de remplissage partiel est utile pour l'appréciation des possibilités d'autocurage (vitesse du flot par temps secs).

Cette vitesse V_{EU} est atteinte en régime uniforme pour un débit Q_{EU} correspondant à une fraction du débit à pleine section Q_{PS} .

Pour les calculs des graphiques de remplissages adimensionnels, dans lesquels les valeurs de remplissage sont mentionnées sous forme d'un rapport avec le remplissage total, ils représentent les rapports de grandeurs géométriques et hydraulique en fonction du taux de remplissage h/D (ou $H = D$ pour la section circulaire).

Ainsi pour l'effluent de temps secs, on calcule la valeur du rapport

$$\delta = Q_{EU}/Q_{PS} \text{ et à l'aide du graphe on obtient les coefficients :}$$

$$\eta = h/D \text{ et } \xi = V_{EU}/V_{PS} \text{ (avec } Q_{EU} = Q_h \text{ et } Q_{PS} = Q_H)$$

De ces paramètres, on trouve :

- la hauteur d'eau dans le tuyau $h = \eta H = \eta D$

- La vitesse du flot de temps secs $V_{EU} = \xi (V_{PS})$ ($V_{PS} = V_H$).

De la même manière pour le débit total d'écoulement, Q_T , on détermine à partir du même graphe les paramètres pour chaque tronçon.

afin de savoir si oui ou non, la canalisation est en charge

$$(V_T > V_{\max} \quad \text{ou} \quad V_T \leq V_{\max})$$

pour $\delta' = \frac{Q_T}{Q_{PS}}$ on obtient

$$- h' = \delta' D$$

$$- V_T = \delta' V_{PS}$$

III.4.4. Examen des résultats de calcul

Tous les résultats des calculs sont présentés dans le tableau général dans lequel, il apparait que le réseau n'est nullement en charge, mais que les conditions d'autocurage ne sont pas satisfaites pour certains tronçons (tronçons : 14 - 16, 19 - 20, 17 - 18)

La vitesse de l'eau dans ces tronçons est inférieure à 0,50 m/s. On prévoit l'installation des chasses d'eau, pour l'entretien du réseau, (les regards de chasse) ils seront placés en tête des tronçons.

III.4.5. Tracé en plan des collecteurs

Le tracé en plan a été établi de façon à éviter tout changements brusque de direction, on obtiendra ainsi un bon écoulement des eaux.

Les jonction se feront par raccordement circulaire afin d'éviter des pertes de charges singulières trop importantes et seront prises à un angle aigue de 45°.

Le branchement d'une antenne sur un collecteur devra être suffisamment haut, de manière que si le niveau d'eau dans le collecteur monte jusqu'à une côte correspondant au débit maximal, il n'en résulte pas une mise en charge dans l'antenne.

III.4.6. Temps d'écoulement (de concentration)

Pour chaque collecteur, il est utile de définir le temps de concentration T (mn). Sa détermination conduit au débit maximal de fréquence biennale, la connaissance de ce débit étant indispensable pour le calcul des ouvrages d'évacuation (exemple : déversoir d'orage).

$$T = t_1 + t_2$$

Le terme t_1 représente le temps mis par l'eau ruisselant des toits, chaussées, etc... pour atteindre la première bouche d'égout. A la suite de diverses observations expérimentales t_1 est pris, en général égale à 5 minutes.

Le terme t_2 représente, le temps mis par l'eau pour s'écouler (depuis la bouche d'égout) dans la canalisation, celui-ci est fonction de la vitesse d'écoulement V (m/s).

$$t_2 = \frac{L}{V} = \frac{\text{Longueur du tronçon}}{\text{Vitesse d'écoulement}}$$

t_1 et t_2 sont exprimés en seconde

III.5. CONDITIONS D'IMPLANTATION DES RESEAUX

III.5.1. Emplacement des canalisations

Les rues ont une largeur de moins de 15 mètres, les canalisations d'égout seront donc placées dans l'axe de la chaussée; les branchements d'immeubles auront de ce fait la même longueur.

III.5.2. Position en profondeur des canalisations

La continuité des niveaux au radier est assurée uniquement pour tirer le meilleur parti de la pente disponible.

Lors de la pose des conduites une profondeur minimale de 0,8 m est respectée, pour les canalisations de tête. Les profondeurs des tuyaux sont déterminées selon les points de vue suivants:

a.- Les conduites sont à disposer suffisamment bas, pour franchir par en dessous et sans difficultés les autres conduites disposées dans les rues (eau potable, gaz , etc...) sans que des déplacements, des sus dites canalisations soient nécessaires.

Les conduites d'eaux usées sont placés à 10 cm sous celles d'adduction d'eau.

b.- La résistance au gel: cette considération est négligée, pour la région d'Alger centre (pas de gel)

III.5.3. Pose des canalisations en tranchée

La largeur minimale B des tranchées sera égale au diamètre extérieur de la canalisation, augmenté de 0,50 m. Les tuyaux seront posés à partir de l'aval du réseau de façon à avoir les emboitement des conduites dirigés ver l'amont. Il faut comprimer avec soin le matériau de remplissage:

$$B = D_{\text{ext.}} + 0,5$$

III.6. DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

III.6.1. Choix du matériaux

La canalisation constitue l'ouvrage principal d'un réseau d'assainissement, c'est pourquoi les matériaux de construction des installations d'eaux usées doivent être de telle nature qu'ils puissent résister aux actions:

- mécaniques
- statiques
- chimiques

Les actions mécaniques résultent du charriage par les eaux usées, des sables, graviers et autres, qui provoque l'érosion des radiers.

Les charges statiques comprennent la pression des terres et de l'eau, ainsi que les surcharges dues à la circulation.

Les attaques chimiques possibles sur les matériaux de construction sont très nombreuses. Il faudra tenir compte que des substances corrosives, explosives ou toxiques pourront toujours parvenir dans les conduites.

III.6.2. Etanchéité des tuyaux

Afin d'assurer de bonnes conditions d'étanchéité il faudra :

- Obtenir une bonne compacité du matériau constitutif
(important pour la corrosion)
- Minimiser les fuites provenant surtout des joints, en utilisant des assemblages à anneaux roulants en caoutchouc, dont le montage est facile, et qui garantissent une bonne étanchéité.
- Apporter un soin particulier à la pose des conduites.

Le béton qui est utilisé souvent en Algérie sera choisi le ciment alumineux sera utilisé pour la préparation du béton, car il possède des propriétés anticorrosives.

OUVRAGES DU RESEAU D'EGOUT

Les ouvrages constitutifs d'un réseau d'égout se divisent en deux classes :

- ouvrages principaux
- ouvrages annexes

IV.1. OUVRAGES PRINCIPAUX

Ce sont les canalisations, dont toutes les caractéristiques et les calculs ont été traité aux chapitre précédents. Leur majorité ne sont pas visitables, car une grande partie du réseau est constitué de conduites dont le diamètre ne dépasse pas 1,60 m. Elles sont toutes en béton précontraint.

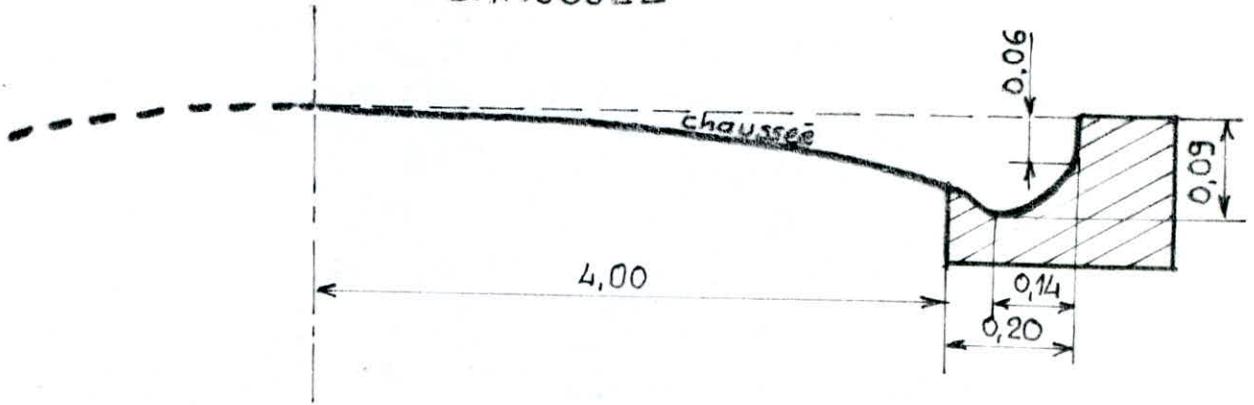
IV.2. OUVRAGES ANNEXES

IV.2.1. Branchements particuliers

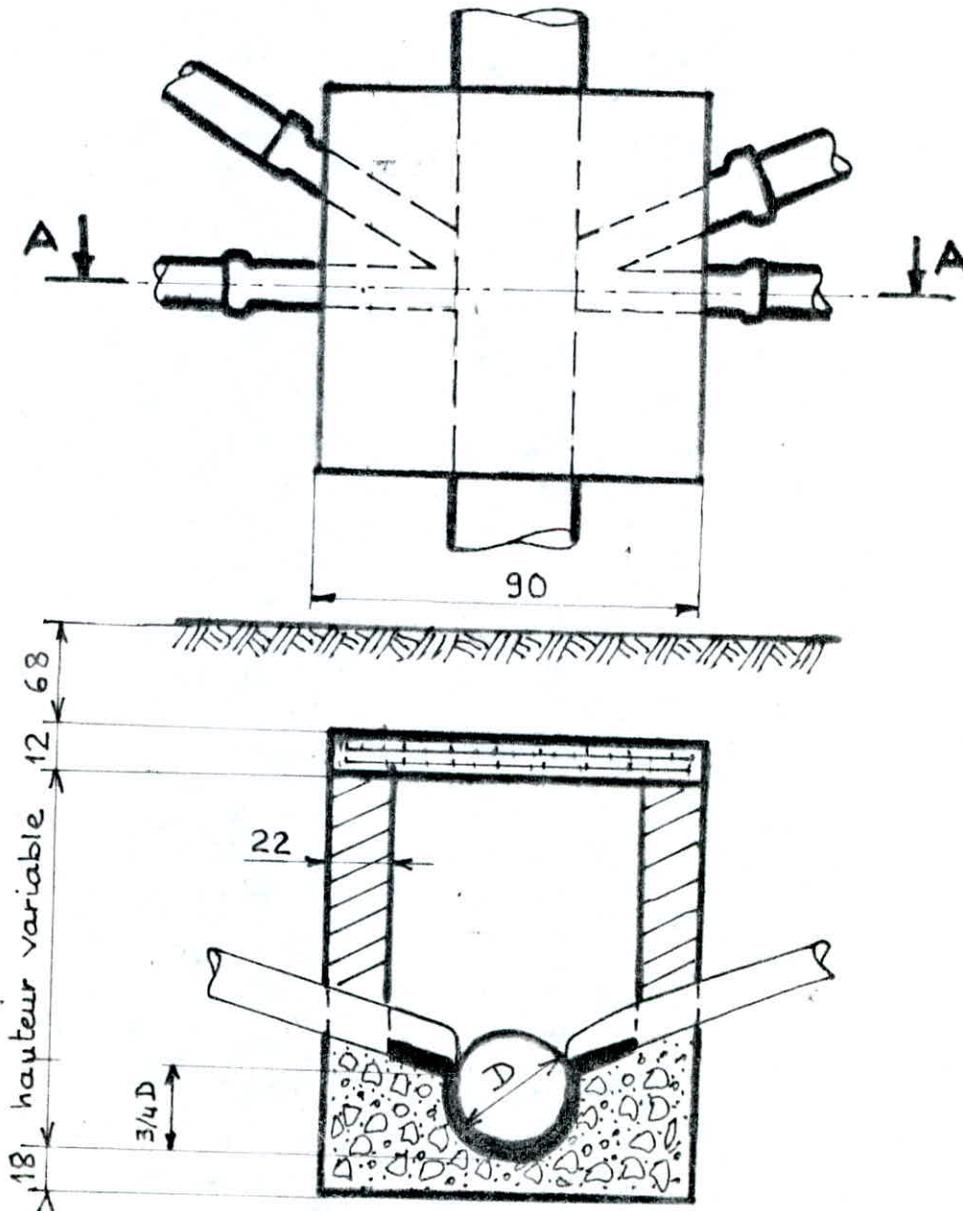
IV.2.1.1. Généralités

Le rôle des branchements particuliers est d'écouler dans le réseau d'égout, les eaux usées et éventuellement les eaux pluviales des immeubles, en assurant les meilleurs conditions d'hygiène des locaux, tout en sauvegardant le bon fonctionnement du réseau de collecte.

COUPE D'UN CANIVEAU INSCRIT DANS LA CHAUSSEE



BOITE DE BRANCHEMENT



Coupe A-A

IV.2.1.2. Caractéristiques

Les branchements particuliers doivent être étanches et résistants. Pour un réseau de type unitaire, il y a un seul branchement par immeuble (Canalisation d'évacuation).

Un branchement particulier comprend :

- le raccordement à l'immeuble
- la canalisation de branchement
- le raccordement à l'égout public

La jonction d'un branchement particulier avec la canalisation d'évacuation des eaux de l'immeuble s'effectuera au moyen d'un siphon disconnecteur, ce qui permettra d'éviter l'obturation du branchement par des matières en provenance des locaux.

Le diamètre de la conduite de branchement sera au moins égal à 150 mm.

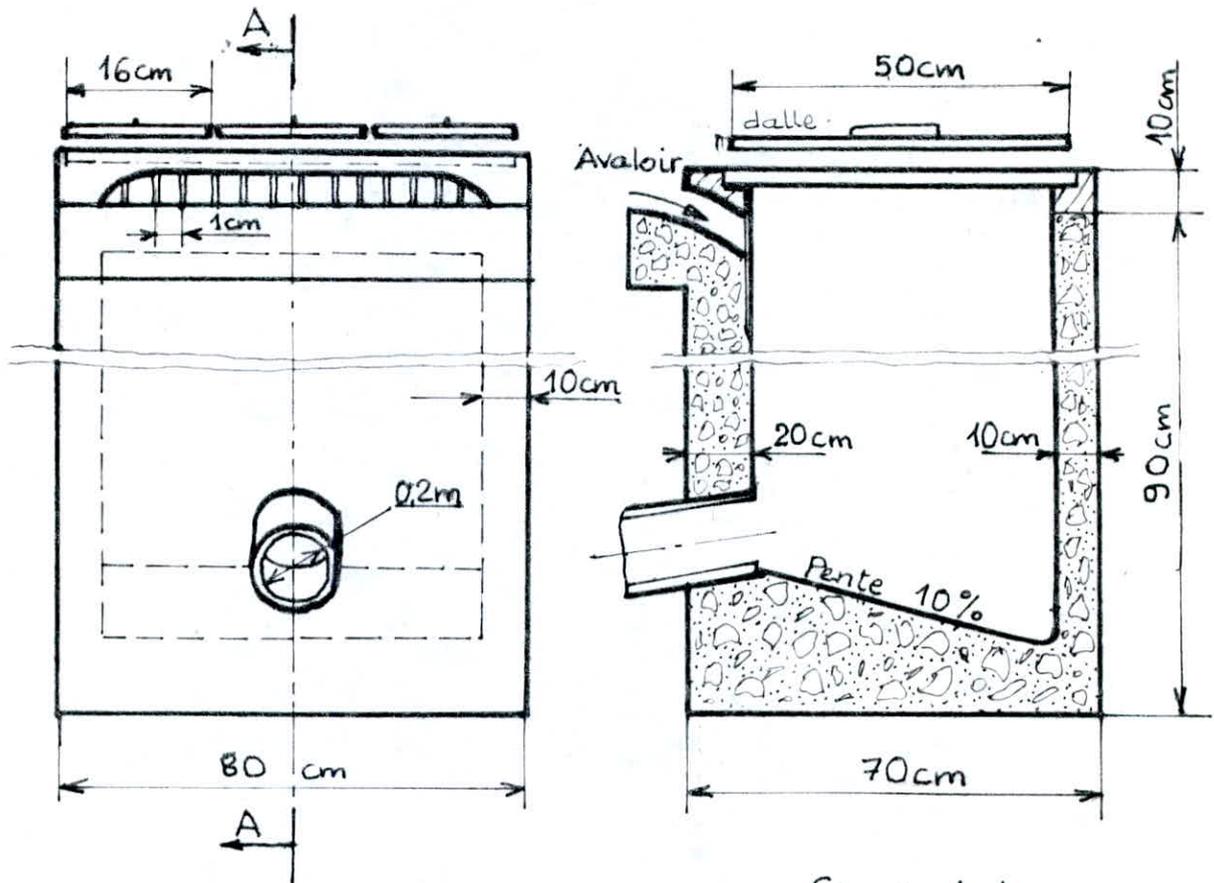
Les dispositifs de raccordement à une canalisation d'égout public pourront être constitués par :

- un regard de jonction
- ou une boîte de branchement

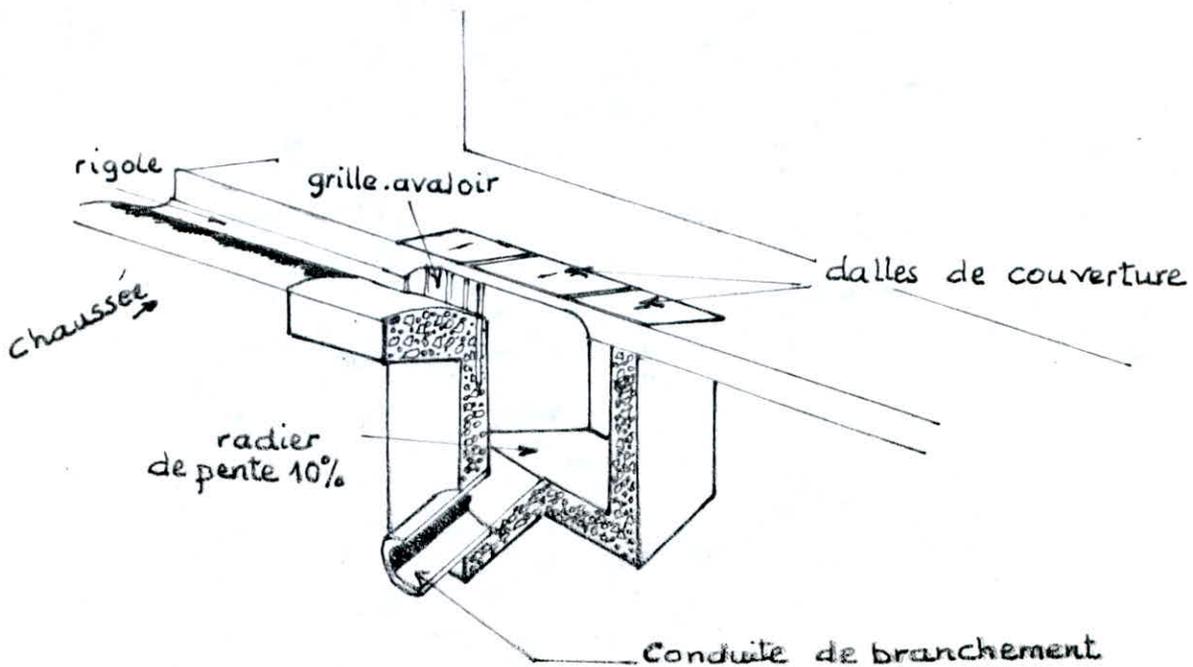
IV.2.2. Caniveaux (rigoles)

Les caniveaux sont destinés à véhiculer les eaux collectées, de la chaussée jusqu'aux bouches d'égout. Leur tracé sera prévu lors de la conception des voiries.

BOUCHE D'ÉGOUT SELECTIVE A ACCÈS LATERAL AVEC DÉCANTATION.



Coupe A-A



IV.2.3. Bouches d'égout

IV.2.3.1. Rôle

Les bouches d'égout servent à l'introduction dans un égout, des eaux de pluie et de lavage des rues. Elles doivent garantir une bonne ventilation et aération du réseau.

IV.2.3.2. Caractéristiques

L'introduction de corps solides (obstruants, ou pulvé-
rulants) à l'intérieur des canalisations est proscrite. Les bouches
d'égout sont de type "sélectif" avec décantation, elles comprennent
les éléments suivants:

- un branchement de raccordement à la canalisation d'évacuation, constitué par une conduite de diamètre minimal 0,2 m.
- un radier étanche en béton, d'épaisseur 10 cm;
- un cadre supérieur en béton armé, destiné à supporter le couronne-
ment de la bouche.
- un dispositif de recouvrement constitué par une dalle en béton
armé;
- une ouverture à accès latéral, dite "avaloir". Elles seront placées
au bords de la chaussée.

IV.2.3.3. Organes de sélection

- La grille: elle arrête au niveau de la chaussée les déchets les
plus volumineux.

- une grande partie des sables peuvent être retenue dans la bouche, grâce à l'inclinaison du radier qui permet leur décantation.

On admettra entre les bouches d'égout un écart moyen de 50 mètres.

IV. 1. Regards

IV.2.4.1. Rôle:

Les regards uniformisés pour toute la zone à assainir serviront essentiellement à l'aération des ouvrages, et pour les interventions accidentelles en cas d'obstruction total des égouts.

IV.2.4.2. Espacement et emplacement

Il y aura entre chaque regard un espacement de 40 à 50 mètres, dans les lignes droites. Un regard doit être disposé:

- au débouché d'une canalisation;
- à chaque modification de section
- à chaque jonction de canalisation
- à chaque changement de pente

IV.2.4.3. Branchement

Sur les ouvrages visibles (D 1,6 m) les regards de visite sont branchés latéralement, c'est à dire qu'ils comportent un branchement d'accès dont le radier est surelevé par rapport à celui de l'ouvrage et incliné vers celui-ci d'une pente d'environ 0,01 m.p.m.

Sur les ouvrages non visitables (D 1,6 m) les regards se placent dans l'axe des ouvrages.

IV.2.4.4. Caractéristiques

Les regards comprennent les éléments suivants:

- un radier en béton
- une cheminée verticale en béton armé
- des échelons de descente (ouvrages profonds)
- une dalle supérieure en béton armé munie d'un dispositif de fermeture.

Pour un regard de visite simple nous avons:

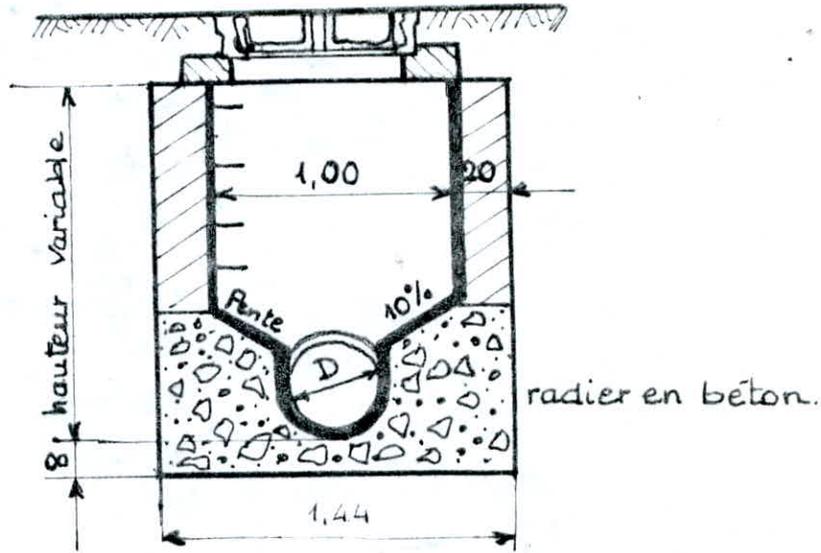
- le radier en béton , d'épaisseur minimale 8 cm, qui comporte une cuvette de hauteur au moins égale au rayon de la canalisation, et deux plages inclinées à 10%, se raccordant aux parois de la cheminée.
- la cheminée verticale en béton armé de section carré, dont les dimensions sont variables avec l'ouvrage, est coulée sur place.
- les échelons de largeur 0,35 m, espacés de 0,30 m d'axe en axe, sont placés dans les regards profonds.
- la dalle supérieure en béton armé, d'épaisseur minimale 0,15 m (placée sous chaussée) est munie d'un dispositif de fermeture constitué de 2 éléments :
 - un cadre carré destiné à recevoir le tampon;
 - un tampon qui se plaçant dans l'ouverture du cadre assure la fermeture convenable du regard.

Pour le cas de regards sous chaussée, le type suivant de dalle est choisi:

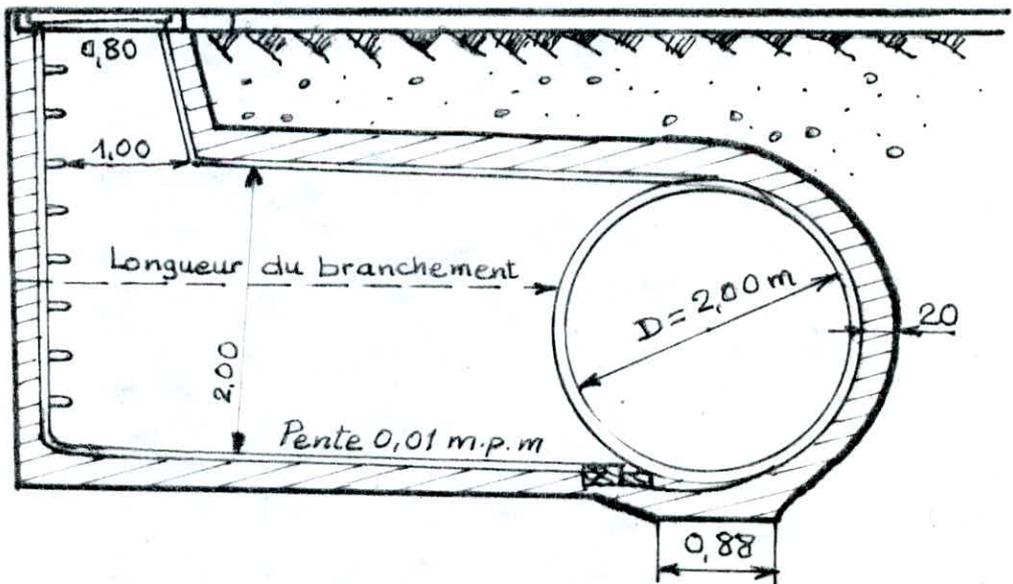
- Carré de côté 600 mm avec une ouverture de diamètre utile de 350 mm.

Les tampons comportent un orifice, ayant pour but de faciliter leur lexage et d'assurer l'aération du regard.

COUPE D'UN REGARD DE VISITE SIMPLE (ouvrage non visitable)

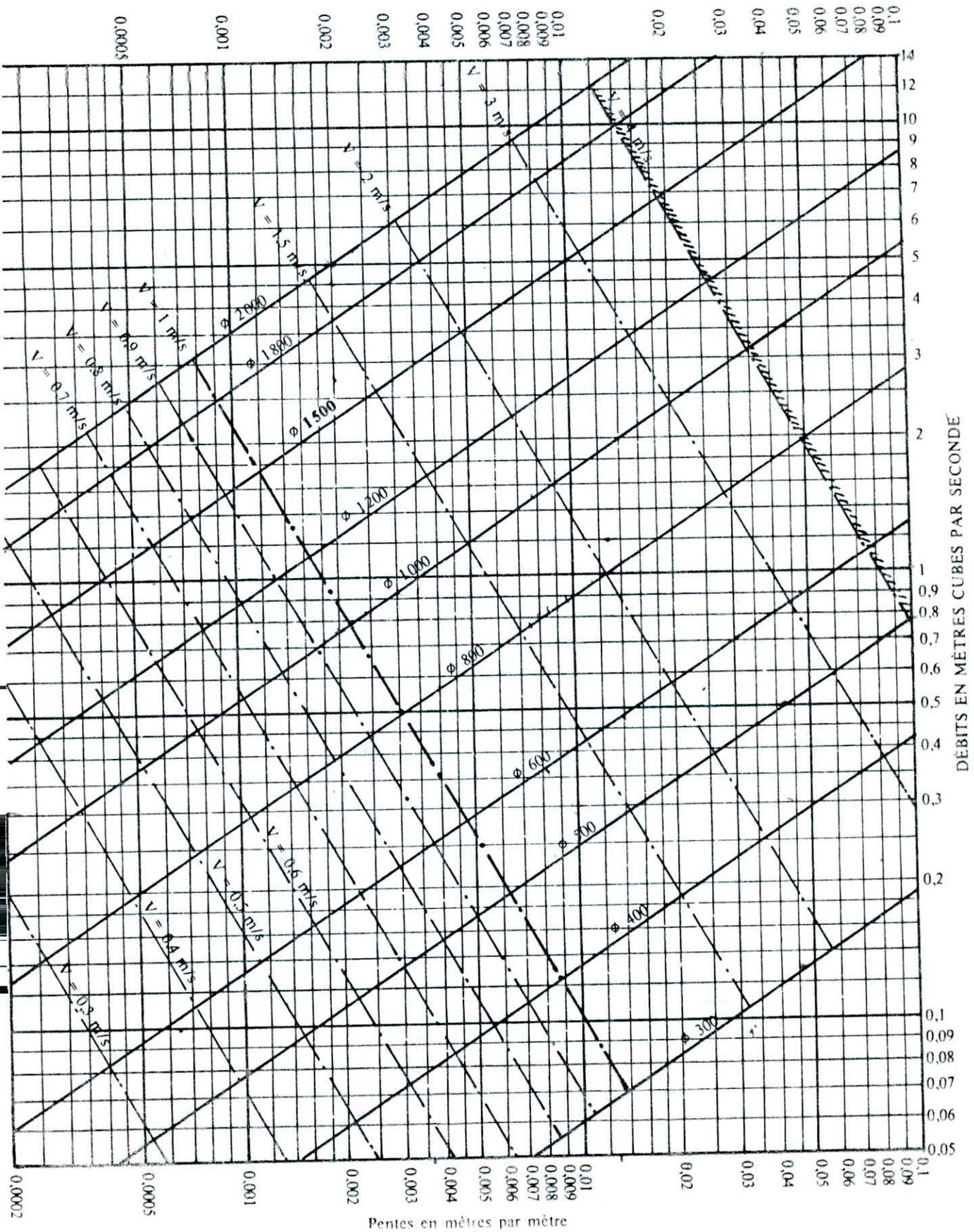


COUPE EN LONG D'UN REGARD A BRANCHEMENT (visitable)



RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF

(Canalisations circulaires – Formule de Bazin)

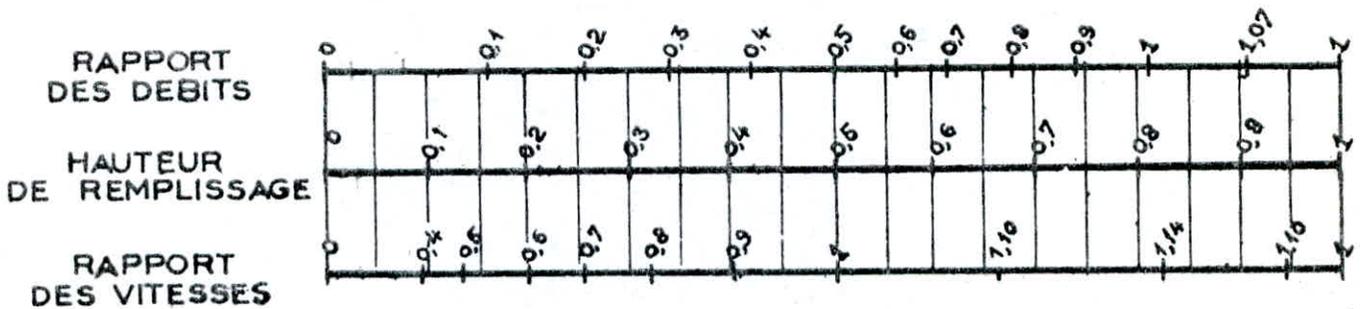


ANNEXE X

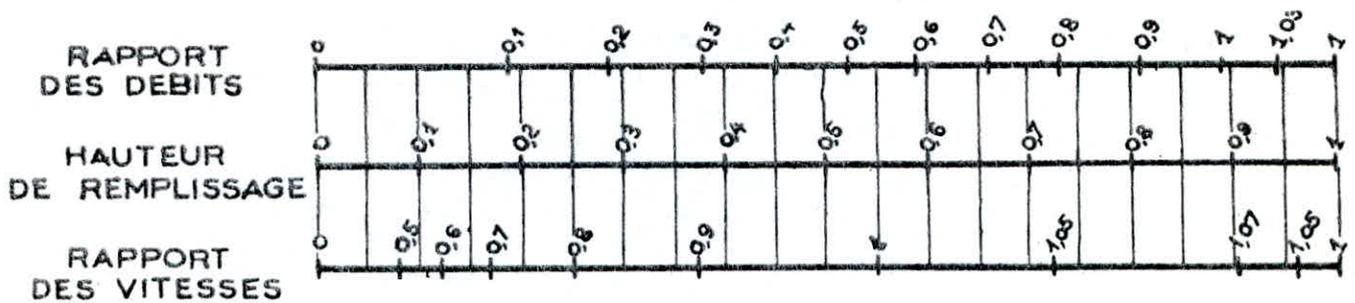
VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES
EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE

(d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovoïdes normalisés



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

CHAPITRE V

DIMENSIONNEMENT DU DEVERSOIR D'ORAGE

V.1. INTRODUCTION

La station d'épuration ne peuvent, d'une manière générale recevoir le triple ou du 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.

Le déversoir d'orage avec un seuil de déversement est la méthode la plus employée pour la séparation des eaux dans le réseau.

Le calcul du déversoir d'orage en est très incertain, car le niveau d'eau à l'intérieur du déversoir ne peut pas être déterminé de façon précise.

Notre collecteur principal est soulagé par un déversoir d'orage quand la dilution 4 (1 partie d'eau usée par 3 parties d'eau pluviale) est atteinte par rapport au débit de temps sec.

V.2. DIMENSIONNEMENT

Caractéristiques initiales

Egout collecteur principal N° Zone basse

$$D = 800 \text{ mm} \quad J = 0,01$$

. Détermination du débit à temps sec Q_{EU}

$$Q_{EU} = \frac{0,8.d.S}{86400}$$

d : densité : $m^3/j/ha$

S : superficie : ha

Q_{EU} : débit eaux usées m^3/s (l/s)

$$Q_{EU} = 66,44 \text{ l/s}$$

. Détermination du débit à temps de pluie

$$Q = Q_{EP} + Q_{EU} = 10508,75 + 66,44 = 10575,19 \text{ l/s}$$

$$Q = 1/s$$

. Débit allant vers la station d'épuration Q_1 :

$$Q_1 = Q_{EU} + 3Q_{EU} = 4Q_{EU}$$

$$Q_1 = 265,75 \text{ l/s} = 265,75 \text{ l/s}$$

. Débit allant vers la mer

$$Q_2 = Q - Q_1 = 10309,43 \text{ l/s}$$

$$Q_2 = 10309,43 \text{ l/s}$$

. Détermination de la hauteur de déversement

$$\left. \begin{array}{l} D = 2000 \text{ mm} \\ J = 10\% \end{array} \right\} \text{(Annexe VII)} \longrightarrow Q_{PS} = 10000$$

$$rQ = \frac{Q}{Q_{SP}} = \frac{10575,19}{10000} = 0,97 \quad \text{(Annexe X) } rh = 0,78$$

$$\text{d'où } H = \phi \text{ } rH = 2000 \times 0,78 = 1560 \text{ mm}$$

$$rQ_1 = \frac{Q_1}{Q_{SP}} = \frac{235,75}{10000} = 0,02 \quad \text{(Annexe X) } rh_1 = 0,03$$

$$H_1 = \phi \text{ } rH_1 = 100 \text{ mm}$$

$$\Delta H = H_1 - H_2 = 1560 - 100 = 1460 \text{ mm}$$

$$h_r = \frac{\Delta h}{2} = 730 \text{ mm}$$

. Longueur du seuil de déversoir

$$Q_2 = \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot h_r^{3/2}$$

Q_2 : débit à évacuer vers la mer

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

h_r : hauteur du seuil

h : charge d'eau

r : forme de crête

Pour le seuil de déversoir on peut choisir approximativement $\mu = 0,6$

$$b = \frac{3}{2} \frac{Q_2}{\mu \sqrt{2g} h_r^{3/2}} = \frac{3 \cdot 10,30943}{2 \cdot 0,6 \sqrt{19,6} (0,790)^{3/2}}$$

$b =$ ~~34,98~~ $\times 9,32 \text{ m.}$

Pour une sécurité de 70 %

$b = 1,7 \times 9,480 =$ ~~16,116~~ $= 15,844 \text{ m.}$

$b \approx$ ~~16,116~~ 16 m

C H A P I T R E VI

STATION DE RELEVAGE

La station de relevage servira pour relever les eaux usées sur un collecteur au regard afin d'éviter de le rejeter dans le milieu naturel.

D'autre part la station de relevage a pour objet de faire franchir les eaux a un point haut de leur parcours, ce qui ne pourrait avoir lieu par gravite, sans approfondissement excessif du réseau.

La capacité de la station de relevage est de terminé par le débit qui est égal à 2 fois le débit de pointe Q_P en plus le débit d'infiltration Q_{inf}

$$Q_P = C_P Q_{mm}$$

$$- C_P = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{mm}}}$$

$$- C_P = 2,6 - 0,4 \log \frac{(H)}{1000}$$

$$- C_P = 2,6 - 0,4 \frac{\log H}{1000}$$

$$- Q_{mm} = \frac{80 \% d.S}{86400}$$

d :	densité	m ³ /j/ha
S :	superficie	ha

donc le débit à refouler sera :

$$Q_{ref} = 2 Q_P + Q_{inf}$$

Application

$$Q_{mm} = \frac{0,8 \times d.S}{86400} = 0,0024 \text{ m}^3/\text{s} = 2,4 \text{ l/s}$$

$$C_P = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{2,4}} = 3,11$$

$$Q_P = 3,11 \times 2,4 = 7,46 \text{ l/s}$$

le débit à refouler sera donc

$$Q_{ref} = 7,46 + 1,82 = 9,28 \text{ l/s}$$

La hauteur de refoulement

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

H_g : différence de la côte d'arriver du regard et la côte de la sortie

ΔH : perte de charge le long de refoulement

$$\Delta H = \frac{f}{D} \frac{V^2}{2} L_e = \frac{f}{D} \frac{16 Q^2}{\pi^2 D^4 \cdot 2g} L_e = \frac{16}{\pi^2} \frac{f}{2g} \frac{Q^2}{D^5} L_e$$

donnée

$$Q = 0,0093 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L_e = 489 \text{ m}$$

$$D = 150 \text{ mm}$$

$$\xi = 2$$

$$H_g = 19 \text{ m}$$

$$f = \left(2 \log \left[\frac{\xi}{3,7D} + \frac{2,51}{R \sqrt{f}} \right] \right)^{-2} = 0,025$$

en commençant par $f = \left(1,14 - 0,86 \ln \frac{\xi}{D} \right)^{-2}$

$$\Delta H = 1,13 \text{ m}$$

$$H_{\text{rtf}} = 19 + 1,13 = 20,13 \text{ m}$$

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

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. GOMELLA et H. GUERREE).

Assainissements:

- Les eaux usées dans les agglomérations urbaines ou rurales (H. GUERREE et C. GOMELLA).
- Cours d'assainissement urbain (Université Stuttgart)
- Eaux urbaines et eaux industrielles traitement et épuration (RAYMOND. BLANIC)
- Les réseaux d'assainissement (Régis BOURRIER)
- Les réseaux d'égout (PIERRE KOCH)
- Memento d'assainissement (HENRY MUNCHY)
- Ouvrage d'assainissement (A. VALENTIN).

