

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude de réhabilitation d'un réseau d'alimentation en eau potable de la ville de Bou-Ismail.

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0026-10

APA Citation (APA توثيق):

Cheddad, Abdellah (2010). Etude de réhabilitation d'un réseau d'alimentation en eau potable de la ville de Bou-Ismail[Mem Ing, ENSH].

The digital repository of the Higher National School for Hydraulics "Digital Repository of ENSH" is a platform for valuing the scientific production of the school's teachers and researchers.

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...) and broadcasting it online.

Digital Repository of ENSH is built on the open software platform and is managed by the Library of the National Higher School for Hydraulics.

المستودع الرقمي للمدرسة الوطنية العليا للري هو منصة خاصة بتقييم الإنتاج العلمي لأساتذة و باحثي المدرسة.

يهدف المستودع الرقمي للمدرسة إلى حصر الإنتاج العلمي سواء كان منشورا أو غير منشور (أطروحات، مطبوعات بيداغوجية، مقالات الدوريات، كتب....) و بثه على الخط.

المستودع الرقمي للمدرسة مبني على المنصة المفتوحة و يتم إدارته من طرف مديرة المكتبة للمدرسة العليا للري.

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE
-ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR D'ETAT EN
HYDRAULIQUE

Option : Conception Des Systèmes d'alimentation en eau potable.

THEME :

**CONCEPTION DES SYSTEMES
D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA
VILLE DE BOU-ISMAIL (W .DE TIPAZA)**

Présenté par:

M^r: CHEDDAD ABDELLAH

Promotrice:

M^{me}: KAHLERRAS.M

Devant le jury composé de :

Président: M^r B.SALAH

Examineurs: M^r A.HACHEMI

M^r R.KERID

M^r D.KOLIAI

Octobre 2010

DEDICACES

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

- ❖ Mes très chers parents pour les sacrifices qu'ils ont consentis à mon égard.
- ❖ Tous mes frères et sœurs.
- ❖ Tous mes oncles.
- ❖ Mes copains de chambre : **Nadir, Takieddin, Mourad, Saleh, Taher, Nacer, Hadj, Dahman.....etc .**
- ❖ Tous mes amis de l'ENSH sans exception.
- ❖ Tout ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans ma formation.

ABDELLAH CHEDDAD

Remerciements

Je tiens à remercier tout particulièrement **mes parents** pour leur patience et leurs encouragements qui m'ont été très utiles tout le long de mes études.

Je tiens également à exprimer mes vifs remerciements à ma promotrice **Mme KAHLERRAS.M** de m'avoir orienté et pour ses conseils judicieux, ses riches enseignements et sa constante disponibilité dans le but de mener à bien ce projet de fin d'étude.

Mes remerciements s'adressent également à tous **les enseignants** qui ont contribué à notre formation, sans oublier tout **le personnel** de l'ENSH. Et à tous ceux qui ont contribué de près ou loin à l'élaboration de ce travail.

Mon respect aux membres de jury qui me feront l'honneur d'évaluer mon travail.

ملخص:

عبر الدراسة التي قدمناها, قد أعطينا في أول الأمر نظرة عامة على الوضعية الحالية لمختلف الينابيع المائية, شبكة التوزيع, وكذلك مختلف منشآت التخزين ثم انتقلنا إلى تقييم احتياجات السكان للمياه حتى سنة 2030, ثم شخصنا نظام التغذية بالمياه الصالحة للشرب وذلك ابتداء من الآبار حتى شبكة التوزيع و اقترحنا تعليمات و حلول للمشاكل المصادفة أثناء عملية التشخيص, و نظرا إلى قدم أنابيب شبكة التوزيع قد اقترحنا إعادة هذه الأخيرة.

Résumé :

A travers l'étude que nous avons présenté, nous avons donné en premier lieu un aperçu général sur la situation actuel des différentes ressources hydrauliques, réseau et des différents ouvrages de stockage, puis nous somme passé à l'estimation des besoins en eaux de la population de Bou-Ismaïl jusqu'à l'année 2030 ,puis nous avons fait un diagnostic hydraulique et physique du système d'alimentation en eau potable (du captage jusqu'à la distribution) et donné des recommandations et solutions des problèmes rencontrés lors du diagnostic. Vu la vétustité du système de distribution nous avons reconfiguré un autre système du type maillé.

Summary:

In our studies, first I have presented the general situation of the different water sources, networks and the different storage structures; Then, I have estimated the people's needs of water until the year of 2030.

In the other way I have analysed the physics and hydraulics feed system of potable water (From the drills to the distribution network).

From the previous studies, I have suggested some solutions of the problems found while analysing this system.

Because the distribution network is very old, we have reconfigured another one.

Sommaire

Introduction général.....	01
---------------------------	----

Chapitre I : Présentation de la ville

I.1 Situation administrative et géographique.....	02
I.1.1 Secteur Urbanisé.....	02
I.1.2 Secteur à urbaniser.....	02
I.1.3 Secteur d'urbanisation future.....	02
I.1.4 Secteur non urbanisable.....	02
I.2 Relief.....	03
I.3 Situation Climatologique.....	03
I.3.1 Pluviométrie.....	03
I.3.2 Température.....	03
I.3.3 Vent.....	04
I.3.4 La neige.....	04
I.4 Hydrographie.....	04
I.5 Géologie.....	04
I.6 Sismicité.....	04
Conclusion.....	04

Chapitre II : Etat actuel du système d'AEP de la ville

II.1 Introduction.....	05
II.2 Ressource en eau.....	05
II.2.1 Description du réseau de collecte du champ de captage et conduite de refoulement...	06
II.2.2 Caractéristiques et état des forages du champ de captage de tektaka.....	06
II.2.3 Description de la station de pompage de tektaka.....	10
II.3 Description détaillée du système d'approvisionnement.....	12
II.4 Etat actuel des conduites d'adduction.....	12
II.5 Description de la station de dessalement.....	12
II.6 Etat actuel des ouvrages de stockage.....	13
II.5 Description du réseau de distribution.....	16
Conclusion.....	17

Chapitre III : Etude des besoins en eau potable

III.1 Introduction.....	18
III.2 Evolution démographique.....	18
III.3 Besoins en eau par catégorie.....	23
III.4 Estimation des besoins.....	23
III.4.1 Choix de la norme unitaire de la consommation.....	23
III.4.2 Détermination de la consommation moyenne journalière.....	23
III.5 Calcul des besoins en eau pour chaque groupe de consommation pour	
L'état actuel (2010).....	24
III.5.1 Agglomération.....	24
III.5.1.1 Besoins domestiques.....	24
III.5.1.2 Besoins scolaires.....	24
III.5.1.3 Besoins sanitaires.....	25
III.5.1.4 besoins administratifs.....	25
III.5.1.5 Besoins socioculturels.....	25
III.5.1.6 besoins commerciaux.....	26
III.6 Récapitulation des besoins en eau de l'agglomération.....	26
III.7 Variation des débits de consommation dans le temps.....	26
III.7.1 Coefficient d'irrégularité.....	27
III.7.1.1 Coefficient d'irrégularité maximale ($K_{max,j}$).....	27
III.7.1.2 Coefficient d'irrégularité minimale ($K_{min,j}$).....	27
III.7.1.3 Coefficient maximum horaire ($K_{max,h}$).....	27
III.7.1.4 Coefficient minimum horaire ($K_{min,h}$).....	28
III.8 Détermination des débits journaliers.....	28
III.8.1 Consommation minimale journalière ($Q_{min,j}$).....	28
III.8.2 Consommation maximale journalière ($Q_{max,j}$).....	29
III.8.3 Débit moyen horaire.....	29
III.8.4 Détermination du débit maximum horaire.....	29
III.9 L'évaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants.....	30
III.10 Estimation de la population a l'horizon 2030.....	34
III.10.1 Calcul des besoins en eau.....	34
III.10.2 Détermination des débits journaliers.....	35

III.10.2.1 Consommation minimale journalière ($Q_{min,j}$).....	35
III.10.2.2 Consommation maximale journalière ($Q_{max,j}$).....	35
III.10.3 Détermination des débits horaires.....	35
III.10.3.1 Débit moyen horaire.....	35
III.10.3.2 Débit maximum horaire.....	36
Conclusion.....	39

Chapitre IV : Etude des réservoirs

IV.1 Introduction.....	40
IV.2 Rôle des réservoirs.....	40
IV.3 Emplacement des réservoirs.....	40
IV.4 Choix du type du réservoir.....	41
IV.5 Equipement du réservoir.....	41
IV.6 Vidange et remplissage des réservoirs.....	41
IV.7 Détermination de la capacité du réservoir.....	41
IV.7.1 Diagnostic de l'ouvrage de stockage existant.....	41
IV.7.2 Principe de calcul.....	42
IV.7.3 Calcul par la Méthode analytique.....	42
IV.8 Dimensionnement du réservoir.....	45
Conclusion.....	45

Chapitre V : Dimensionnement du réseau d'aep de la ville

V.1 Introduction.....	46
V.2 Choix du matériau des conduites.....	46
V.3 Les différents types de réseaux.....	46
V.3.1 Le réseau ramifié.....	46
V.3.2 Le Réseau étage.....	46
V.3.3 Le réseau maillé.....	47
V.4 Conception d'un réseau.....	47
V.5 Principe du tracé du réseau maillé.....	47
V.6 Calcul hydraulique du réseau maillé.....	48
V.7 Calcul de réseau de distribution.....	48
V.7.1 Configuration et dimensionnement du réseau de distribution projeté pour Bou-Ismaïl.....	48

V.7.1.1 Détermination des débits du réseau.....	48
V.7.1.1.1 Débit spécifique.....	48
V.7.1.1.2 Débit en route.....	49
V.7.1.1.3 Débit aux nœuds.....	49
V.8 Détermination des diamètres du réseau.....	70
V.8.1 Calcul des paramètres hydrauliques par l'Epanet.....	74
V.8.1.1 Présentation du logiciel de calcul Epanet.....	74
V.8.1.2 Etapes d'utilisation d'Epanet.....	74
V.8.2 Les résultats de calcul hydraulique.....	75
V.8.3 Analyse des résultats de calcul hydraulique.....	89
V.8.3.1 dimensionnement de la conduite de distribution R-Nœud N °1.....	89
Conclusion.....	91
V.9 Equipement du réseau de distribution.....	91
V.9.1 Les robinets vannes.....	91
V.9.2 Poteaux d'incendie.....	91
V.9.3 Les cônes.....	91
V.9.4 Les Tés et les croix.....	91
V.9.5 Les coudes.....	91
V.9.6 Robinets de décharge.....	92
V.9.7 Les compteurs.....	92
V.10 Equipement des conduites d'adduction.....	92
V.10.1 Les ventouses.....	92
V.10.2 Les robinets de décharge.....	92
V.10.3 Les vannes de sectionnement.....	92
Conclusion.....	92

Chapitre VI : Adduction

VI.1 Introduction.....	93
VI.2 Choix du tracé (condition technique).....	93
VI.3 Choix du type de tuyaux.....	94
VI.4 Conditions économique.....	94
VI.4.1 Calcul du diamètre économique « D_{ec} »	94
VI.4.2 Calcul technico-économique.....	95
VI.4.2.1 Les pertes de charges.....	95

Les pertes de charge linéaires.....	96
Les pertes de charge singulières.....	96
VI.4.2.2 Détermination de la hauteur manométrique totale.....	97
VI.4.2.3 Puissance absorbé par la pompe.....	97
VI.4.2.4 Calcul de l'énergie consommée annuellement par la pompe.....	98
VI.4.2.5 Les frais d'exploitation.....	98
VI.4.2.6 Frais d'annuité.....	98
VI.4.2.7 Frais d'amortissement.....	99
VI.4.2.8 Le bilan (prix total).....	99
Conclusion.....	99
VI.5 choix de type de pompe.....	99
VI.5.1 Type de pompe.....	99
VI.5.2 Données techniques / Caractéristiques.....	100
VI.5.3 Caractéristiques de la pompe d'après le logiciel « caprari ».....	100
VI.5.4 Courbes caractéristiques de la pompe.....	100
Conclusion.....	100
VI.6 Détermination du point de fonctionnement pour la station de pompage SP.....	102
VI.7 Etude de la cavitation.....	102
VI.9 Cas gravitaire.....	104
VI.9.1 Dimensionnement de la conduite gravitaire (réservoir tampon 1500 m ³ - réservoir Sidi-Slimane 1000m ³ -réservoir de destrubition 2*1500m ³).....	104
VI.9.2 Dimensionnement de la conduite gravitaire de réservoir Sidi-Slimane ver le réservoir de destrubition (2*1500m ³).....	105
Calcul des longueurs des diamètres normalisés.....	107
VI.10 Accessoires et pièces spéciales.....	107
VI.10.1 Les ventouses.....	107
VI.10.2 Les Robinets.....	107
VI.10.2.1 Robinet vanne.....	107
VI.10.2.2 Vanne papillon.....	108
VI.10.3 Les pièces spéciales.....	108
VI.10.4 Les joints des conduites.....	108
VI.10.5 Les clapets.....	108
Conclusion.....	110

Chapitre VII : Coup de bélier

VII.1 Définition.....	111
VII.2 Les risques dus aux coups de bélier.....	111
VII.2.1 Risque de forte pression.....	111
VII.2.2 Pression négative.....	111
VII.2.3 Fatigues des conduites.....	111
VII.3 Moyens de protection contre le coup de bélier.....	111
VII.3.1 Les volants d'inertie.....	112
VII.3.2 Les soupapes de décharge.....	112
VII.3.3 Les réservoirs d'air.....	112
VII.3.4 Les cheminées d'équilibre.....	113
VII.4 Analyse physique du phénomène du coup de bélier.....	113
VII.4.1 Phase 01.....	113
VII.4.2 Phase 02.....	114
VII.4.3 Phase 03.....	114
VII.4.5 Phase 04.....	114
VII.5 Calcul de la célérité d'ondes.....	114
VII.5.1 Valeur numérique du coup de bélier.....	115
VII.5.1.2 Cas de la fermeture lente.....	115
VII.6 Méthodes de calcul du réservoir d'air.....	116
VII.6.1 Méthode de VIBERT.....	116
VII.6.2 Méthode de BERGERON.....	116
VII.6.3 Méthode de PEUCH et MEUNIER.....	117
VII.7 Calcul du volume de réservoir d'air station de pompage de tekteka Ver le réservoir de 1500m ³ (partie refoulement).....	118
VII.8 Moyen de protection pour la partie gravitaire.....	122
VII.8.1 Cas de L'arrêt brusque d'une vanne placée en aval d'une conduite.....	122
Organe de régulation.....	123
VII.8.2 Détermination du temps de fermeture.....	124
VII.8.2.1 Réservoir tampon (1500m ³) ver réservoir de sidi-Slimane (1000m ³).....	124
Conclusion.....	126

Chapitre VIII : Organisation du chantier

VIII.1 Introduction.....	127
--------------------------	-----

VIII.2	Implantation du tracé des tranchées sur le terrain.....	127
VIII.2.1	Matérialisation de l'axe.....	127
VIII.2.2	Nivellement.....	127
VIII.3	Excavation des tranchées.....	127
VIII.3.1	La profondeur (H_{tr}).....	128
VIII.3.2	Largeur de la tranchée.....	128
VIII.3.3	Choix du coefficient du talus.....	128
VIII.3.4	Distance de la mise du cavalier.....	129
a)	Section transversale de la tranchée (S_{tr}).....	129
b)	Section du cavalier (S_c).....	129
c)	hauteur du cavalier (H_c).....	129
d)	Distance de la mise du cavalier (A).....	130
VIII.3.5	Choix de l'excavateur et le procédé d'excavation.....	130
VIII.3.5.1	Pelle équipée en rétro.....	130
VIII.3.5.2	Pelle équipée en butée.....	131
VIII.3.5.3	Rendement d'exploitation de la pelle choisie.....	132
VIII.3.5.4	Calcul du temps d'exécution.....	132
VIII.4	Pose de conduite.....	133
VIII.5	Epreuve de joint et de la canalisation.....	134
VIII.6	Remblaiement des tranchées.....	134
Choix du bulldozer.....		135

Chapitre IX : Protection et sécurité du travail

IX.1	Introduction.....	136
IX.2	Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique.....	136
IX.2.1	Facteurs humains.....	136
IX.2.2	Facteurs matériels.....	136
IX.3	Liste des conditions dangereuses.....	136
IX.4	Liste des actions dangereuses.....	137
IX.5	Mesure préventives pour éviter les causes des accidents.....	137
IX.5.1	Protection collective.....	137
a-	Engin de levage.....	137
b-	Equipement de mise en œuvre du béton.....	138
c-	Appareillages électriques.....	138

IX.5.2 Autres protections.....	138
IX.5.3 Protection individuelle.....	138

Chapitre X : Protection et sécurité du travail

X.1 Introduction.....	139
X.2 But de la gestion.....	139
X.3 Gestion et exploitation des ouvrages de stockage.....	139
X.3.1 Equipements du réservoir.....	139
X.3.2 Aspects liés à l'exploitation des réservoirs.....	140
X.3.2.1 Contrôle hebdomadaire.....	141
X.3.2.2 Contrôle semestriel.....	141
X.3.2.3 Nettoyage.....	141
X.4 Gestion et exploitation des réseaux.....	141
X.4.1 Prévention, contrôle et surveillance de la qualité d'eau.....	141
X.4.2 La surveillance et l'entretien courant.....	141
X.4.3 Les actions de réduction des pertes d'eau.....	142
X.4.3.1 La recherche systématique des fuites.....	142
a) Les amplificateurs mécaniques.....	142
b) Les amplificateurs électriques.....	142
X.4.3.2 Le comptage.....	142
X.4.4 Rendement du réseau.....	143
X.4.5 La lutte contre le vieillissement des conduites.....	143
Conclusion.....	143
Conclusion générale.....	144
Annexe.	
Bibliographie.	

Liste des tableaux :

Tableau I.1 : Pluie moyenne mensuelle.....	3
Tableau I.2 : Température.....	3
Tableau II.1:Caractéristiques techniques des forages.....	8
Tableau II.2:Caractéristiques Techniques des forages fonctionnels.....	10
Tableau II.3:Caractéristiques techniques des installations de la station de pompage De Tektaka.....	11
Tableau II.4:Etat actuel des ouvrages de stockage.....	14
Tableau II.5:Caractéristiques techniques du réseau de distribution de Bou-Ismaïl.....	17
Tableau III.1:Evolution démographique de la population de Bou-Ismaïl.....	18
Tableau III.2:Estimation de la population future de la ville.....	21
Tableau III.3:Les besoins domestiques.....	24
Tableau III.4:Les besoins scolaires.....	24
Tableau III.5:Les besoins sanitaires.....	25
Tableau III.6:Les besoins administratifs.....	25
Tableau III.7:Evaluation des besoins socioculturels.....	25
Tableau III.8:Les besoins commerciaux.....	26
Tableau III.9:Récapitulation des besoins eau de l'agglomération.....	26
Tableau III.10:Variation du coefficient β_{max}	28
Tableau III.11:Variation du coefficient β_{min}	28
Tableau III.12:Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.....	31
Tableau III.13:Variation des débits horaires (2009).....	32
Tableau III.14:Calcul du débit moyen des équipements projetés (2030).....	34
Tableau III.15:Variation des débits horaires (2030).....	37
Tableau IV.1:Caractéristiques du réservoir semi-enterré de Bou-Ismaïl.....	42
Tableau IV.2:Calcul de la capacité du réservoir projeté (2030).....	44
Tableau V.1:détermination des débits routes (cas de pointe).....	51
Tableau V.2:calcul des débits nodaux (cas de pointe).....	55
Tableau V.3:calcul des débits nodaux (cas de point+incendie).....	63
Tableau V.4:détermination des diamètres avantageux du réseau.....	70
Tableau V.5:Calcul des paramètres hydrauliques de la ville (Cas de pointe).....	76

Tableau V.6:Calcul des paramètres hydrauliques de la ville (Cas de pointe+inc).....	80
Tableau V.7:Calcul des pressions de service de la ville (cas de pointe).....	84
Tableau V.8:Calcul des pressions de service de la ville (cas de pointe+inc).....	86
Tableau V.9:Caractéristiques des différents matériaux.....	89
Tableau VI.1:Détermination de la hauteur manométrique.....	97
Tableau VI.2:Détermination des frais d'exploitation.....	98
Tableau VI.3:Détermination du montant d'amortissement.....	98
Tableau VI.4:Détermination du prix total(Bilan).....	99
Tableau VI.5:Caractéristiques de la station de pompage SP1.....	99
Tableau VI.6:Coefficients K, m, β pour différents types du tuyau.....	105
Tableau VII.1:Caractéristiques de la conduite.....	118
Tableau VII.3: Coefficient de perte de charge en fonction de l'ouverture d'un robinet	
Vanne à opercule.....	124
Tableau VII.4:Caractéristiques de la conduite I.....	125
Tableau VII.5:Caractéristiques de la conduite II.....	125
Tableau VIII.1:Choix du coefficient du talus.....	129
Tableau VIII.2:Coefficient de foisonnement.....	129
Tableau VIII.3:Paramètres pour la détermination de la pelle.....	132
Tableau VIII.4:Capacité du godet en fonction du volume de terrassement.....	133
Tableau VIII.5:Volume total du lit de sable.....	135
Tableau VIII.6:Volume total du remblai.....	135
Tableau VIII.7:Choix du bulldozer en fonction de la capacité du godet.....	136
Tableau X : Equipements du réservoir.....	140

Liste Des Planches

- 1- Plan de masse de la ville de Bou-Ismaïl.
- 2- Profil en long du réseau de distribution de la ville.
- 3- Répartition des débits arbitraires de la ville (cas de point).
- 4- Répartition des débits arbitraires de la ville (cas de point+incendie).
- 5- Schémas synoptique du système d'adduction TEKTEKA-BOUISMAIL.

Liste des figures

Figure III.1:Evolution démographique de la population de Bou-Ismaïl.....	20
Figure III.2:Evolution de la population de la ville de Bou-Ismaïl.....	22
Figure III.5:Graphique de consommation(2010).....	33
Figure III.6:Courbe intégrale(2010).....	33
Figure III.7:Graphique de consommation totale(2030).....	38
Figure III.8:Courbe intégrale(2030).....	38
Figure V.1:Répartition réelle des débits de Bou-Ismaïl (cas de pointe).....	86
Figure V.2:Répartition réelle des débits de Bou-Ismaïl (cas de pointe+inc).....	87
Figure V.3:Les pressions et les vitesses du réseau projeté de Bou-Ismaïl (cas de pointe).....	88
Figure V.4:Les pressions et les vitesses du réseau projeté de Bou-Ismaïl (cas de pointe+inc).....	89
Figure VI.1:Les courbes caractéristiques de la pompe.....	107
Figure VI.2:Point de fonctionnement de la station de pompage.....	108
Figure VI.3:Caractéristique de moteur.....	110
Figure VI.4:Divers accessoires.....	116
Figure VII.1:Variation du volume d'air au cours des phases de fonctionnement Du réservoir.....	120
Figure VII.2:Profil en long d'une conduite.....	126
Figure VII.3:Le type du réservoir anti-bélier à choisie.....	129
Figure VII.4:Phase 2, $t=2l/C$	130
Figure VII.5:Phase 1, $t=l/C$	130
Figure VII.6:Phase 3, $t=3l/C$	131
Figure VII.7:Phase 4, $t=4l/C$	131
Figure VII.8:Vanne à opercule.....	132

INTRODUCTION

Introduction :

L'eau élément essentiel à toute forme de vie, a toujours influencé la vie de l'homme dans ses activités et son installation autour des points d'eau formant ainsi des agglomérations dont les besoins ne cessent de croître.

Jadis on croyait que l'eau est en quantités abondantes et que ses ressources sont inépuisables, aujourd'hui son abondance et sa pureté sont mises à défaut par les conditions climatiques et les activités humaines.

Devant de telles situations il est impératif de concevoir des systèmes de protection de cette ressource et un système judicieux d'adduction, de stockage et de distribution.

Dans ce contexte s'inscrit le thème de mon mémoire de fin d'étude qui est conception des systèmes d'alimentation en eau potable de la ville de Bou-Ismaïl wilaya de Tipaza.

L'objet de notre étude consiste de faire une étude approfondie du système d'alimentation en eau potable pour améliorer l'approvisionnement en eau potable de la ville.

Cette étude analyse le système d'alimentation en eau potable en passant par :

- La présentation de la ville : situation géographique et topographique, climat, hydrogéologie, pluviométrie, vent,...etc.
- La présentation du système actuel d'alimentation en eau potable.
- Estimation des besoins en eau (domestiques, sanitaires, scolaires, commerciaux, administratifs, d'arrosage,...etc.).
- Reconfigurer ou réhabiliter le système de distribution et celui de refoulement.

Et enfin de proposer des solutions pour une bonne gestion et une exploitation du système.

CHAPITRE I

PRESENTATION DE LA VILLE

I.1 Situation administrative et géographique :

La ville de BOU-ISMAIL est située au bord de la route nationale N°11 reliant ALGER et TIPAZA; elle couvre une superficie de 1419 hectares.

Selon le P.D.A.U, la ville de BOU-ISMAIL est subdivisée par un ensemble de quatre secteurs distincts :

I.1.1 Secteur Urbanisé :

Ce secteur est composé du chef lieu, des lotissements situés dans la zone éparsée et de la zone d'activité, il couvre une superficie de 297 Ha, soit 21% de la surface totale de la Commune de BOU-ISMAIL. Il est en outre composé de 23 POS, dont seulement quatre (04) ont été lancés.

- POSU₁₂ d'une superficie de 26 Ha déjà approuvé ;
- POSU₄ d'une superficie de 06 Ha qui concerne la rénovation du front de mer qui se trouve en phase d'aménagement ;
- POSU₁₁ d'une superficie de 07 Ha qui est en cours de lancement ;
- POSAU₂ d'une superficie de 16 Ha qui a été lancé puis a été arrêté suite aux réserves des services agricoles de la Wilaya qui ont émis un avis défavorable pour son urbanisation, vu la nature agricole du terrain en question (classé catégorie 1).

I.1.2 Secteur à urbaniser :

Ce secteur est composé de deux POS d'une superficie 21 Ha. Ce secteur comprend deux zones :

- Une zone résidentielle située au Sud-est de la Commune sur une superficie de 16 Ha.
- Une zone résidentielle située à la limite Est du chef lieu, sa superficie est de 06Ha.

I.1.3 Secteur d'urbanisation future :

D'une superficie de 47 Ha et composé de trois (03) POS et comprend deux parties différentes qui sont l'extension du Communal Ouest et l'extension future de la ville vers le Sud sur le domaine Aouf Boualem.

I.1.4 Secteur non urbanisable :

D'une superficie de 1 053 Ha et comprend 26 POS. Ce secteur englobe les zones de servitude (forêt, GAZODUC,.....etc.) et les terrains agricoles.

BOU-ISMAIL est l'une des villes les plus importantes de la Wilaya de TIPAZA, elle est limitée :

- Au Nord, par la Mer Méditerranée ;
- Au Sud, par la Commune de Chaibia ;
- A l'Ouest, par la Commune de Khémisti ;
- A l'Est, par la Commune de Fouka.



Figure III.1 : Situation géographique de la ville de «Bou-Ismaïl ».

I.2 Relief :

C'est une plaine légèrement vallonnée, constituée d'une terre légèrement sablonneuse, argilo-Siliceuse.

I.3 Situation Climatologique :

Dans l'aire de l'étude règne un climat Méditerranéen, chaud en été et doux en hiver et parfois frais. Les gelées sont presque inexistantes. La pluviométrie est moyenne (700 mm/ an) mais irrégulière.

I.3.1 Pluviométrie :

Les précipitations les plus importantes s'étalent sur trois mois (Décembre, Janvier et Février), elle varie entre 700 à 800 mm/an.

Tableau I.1 : Pluie moyenne mensuelle (source d'information : ANRH)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Pluviométrie (mm)	34	85	95	119	109	75	71	55	49	18	1	6

I.3.2 Température :

Le climat à BOU-ISMAIL est assez doux néanmoins, il présente des températures assez élevées durant la saison estivale, notamment pendant le mois d'Aout pouvant atteindre 45°C, celle-ci peut se rabattre jusqu'à 0°C durant le mois de Janvier.

Tableau I.2 : Température (source d'information : ANRH)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
T _{max} (°C)	40	37	31	27	25	26	29	34	38	41	45	45
T _{min} (°C)	10.6	7	0.7	0.0	0.0	0.2	0.3	0.5	8	10	14.1	13.2

I.3.3 Vent :

En hiver, les vents sont violents, ils soufflent souvent d'Ouest Nord-Est ; en été, on signale la présence de vents chauds (Sirocco) durant une dizaine de jours, surtout durant les mois de Juillet et Aout.

I.3.4 La neige :

La neige dans cette localité est très rare.

I.4 Hydrographie :

Le réseau hydrographique de la ville est composé essentiellement de Bou-Ismaïl, qui la traverse d'Ouest à Est. Il est caractérisé par une intense activité durant l'hiver, mais il est à sec durant l'été.

I.5 Géologie :

La nature géologique est composée des alluvions récentes caractérisant la partie Ouest et nord, qui facilite les ruissellements superficiels, qui justifié le déficit en ressources hydriques au niveau de cette localité.

I.6 Sismicité :

La région de BOU-ISMAIL est connue par son instabilité technique (elle est classée en zone II), donc c'est un facteur important qu'il faut prendre en considération pour la construction de tout type d'ouvrage, à laquelle doivent être appliquée avec les règles parasismiques.

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons présenté la ville du point de vue topographie, climatique et géologique et les poses des secteurs urbanisées.

CHAPITRE II

ETAT ACTUEL DU RESEAU D'AEP DE LA VILLE DE BOU-ISMAIL

II.1 Introduction :

L'objet de ce chapitre est d'établir un constat sur les conditions du fonctionnement du système d'alimentation en eau de la ville de BOU-ISMAIL à l'état actuel, et la détermination des défaillances du système d'adduction et du réseau de distribution.

II.2 Ressource en eau :

L'alimentation en eau potable de la ville de BOU-ISMAIL est assurée essentiellement à partir des forages du champ de captage de Tektaka en foncé dans la nappe aquifère de la Mitidja, situé au Sud de la ville, qui alimente également les communes de Chaiba, Khémisti et Bouharoun.

Ce champ de captage est constitué de huit(08) forages dont seulement cinq(05) sont actuellement en service avec un débit journalier produit de 6 000 m³/j (d'après les services de l'ADE).

Les eaux collectées dans ce champ sont refoulées dans un premier temps vers le réservoir 1000 m³ (Ctp-47.00 m) servant de bêche de reprise pour la station de pompage de Tektaka par le biais des conduites du réseau de collecte, puis cette station refoule ces eaux via la conduite de refoulement DN 500 (3100 ml) vers le réservoir de mise en charge (tampon) 1500 m³ (Ctp 207.08 m).

Du réservoir 1500 m³ prend naissance la conduite d'adduction DN 400 Amiante ciment de longueur 3800 ml qui alimente les deux réservoirs 2x1500m³ (Ctp 112.10 m NGA) alimentant le réseau de la ville.

A noter qu'en cours de route la conduite DN400 alimente aussi le réservoir 1000 m³ de Sidi Slimane destiné essentiellement pour l'alimentation de la zone d'activité et de la partie Ouest de la ville :

- La partie Ouest par la conduite DN 200 Amiante ciment.
- La zone d'activité par une conduite DN 200 Amiante ciment alimentant une station de reprise qui refoulera vers le réservoir 500m³ de la zone d'activité par une conduite en DN 200 Amiante ciment.

Un brise charge est aussi installé en cours de route à 450 ml avant l'arrivée des eaux au réservoir 250 m³.

De cette conduite d'adduction partent deux branches de conduite DN300 Amiante Ciment qui alimentent respectivement les communes de Chaiba et Khemisti. Ce point de croisement se trouve à 900 ml du réservoir de mise en charge 1500 m³.

Des deux réservoirs 2x 1500 m³ part une conduite maîtresse DN 300 de longueur 350 ml en Amiante ciment qui alimente le réseau de la ville et :

Le réservoir Est de la ville (capacité 250m³ et Ctp 75.00 m NGA) par le biais d'une Conduite DN 200 Amiante ciment utilisé aussi comme brise charge.

Le réservoir Ouest de la ville (capacité 250 m³ Ctp 75.00 m NGA) par le biais d'une conduite DN 250 Amiante ciment.

L'alimentation de la commune est aussi renforcée par les sources existantes au nombre de quatre (04) mais dont seulement deux sont destinées à l'AEP, leur débit mobilisé est très insignifiant par rapport au débit des forages de Tektaka (0.6 H m³/an).

II.2.1 Description du réseau de collecte du champ de captage et conduite de refoulement :

Le réseau de collecte du champ de captage de Tektaka est constitué de conduites en Amiante Ciment dont les diamètres varient entre 200 et 400 mm, la longueur totale de ces conduites est environ de 2000 ml.

Vu le mauvais état de ces conduites (années de réalisation 1977) qui a induit un taux élevé de fuites, la Direction de l'Hydraulique de Tipasa a initié une opération de rénovation des conduites du réseau de collecte.

En effet, 1600 ml de conduites en fonte ont été posées en 1999.

La conduite de refoulement existante est en acier DN 500 mm et de longueur totale 2900 ml a été posé en 1977.

Le taux de fuite dans cette conduite avant le démarrage de l'opération de rénovation était de l'ordre de 40 %, 1000 ml de cette conduite ont déjà été remplacé en 1999 par une conduite de type F.T.I DN 500 mm par la Direction de l'Hydraulique de Tipasa, le reste est prévu pour les années qui viennent.

II.2.2 Caractéristiques et état des forages du champ de captage de tektaka :

Les forages composant le champ captant de Tektaka sont au nombre de huit (08), la situation de ces forages se résume comme suit et ce d'après les services de l'ADE de la subdivision de Koléa :

- Quatre (04) forages sont actuellement fonctionnels : TK2, TK3, TK5bis et TK6 soit un débit total de production journalier théorique estimé à 7488 m³/j pour un fonctionnement de 24h/24h soit 86.66l/s, alors que le débit refoulé est de 6000m³/j.
- Un forage à l'arrêt : le TK1 débitant 35 l/s, il a été abandonné depuis 1988 et est actuellement à sec.
- Un forage à l'arrêt et abandonné en date du 02/09/1999 qui est le TK4 30l/s : arrachement de la chemise à 32 m et obstacle à 53 m (diagnostic caméra)

- Deux forages sont actuellement a l'arrêt : TK7 10 l/s et TK8, mais la Direction de l'Hydraulique de Tipasa a entrepris des travaux pour leur récupération et remise en service : redéveloppement pour le TK7 (8l/s) et réalisation d'un forage de remplacement le TK8 (30 l/s). Leur mise en service est prévue pour le courant de cette année, ce qui ramènerait la production journalière a 10 511,42 m³/j soit (121,66l/s)

Les caractéristiques techniques et situation physique de tous les forages du champ du captage de Tektaka sont représentées dans les tableaux suivants :

Tableau II.2 : Caractéristiques Technique des forages fonctionnels du champ de captage TEKTEKA

Forage	Débit théorique		Débit réel		Débit total journalier	
	L/S	M ³ /H	L/S	M ³ /H	M ³ /J Théorique	M ³ /J Réel
TK1bisorage	30	108	10	36	19926	13133
TK2	30	108	25	90		
TK3	30	108	30	108		
TK4	20	72	15	54		
TK5bis	25	90	22	79.2		
TK6	20	72	11	39.6		
TK7	20	72	09	32.4		
TK8bis	30	108	30	108		

En sommant les débits de forage actuellement en service, la production globale journalier actuelle serait alors de 13133 m³/j et ce avec un débit de pompage variant entre 12h et 19h.

D'après le renseignement recueilli auprès des services de l'ADE, le volume global journalier refoulé actuellement et de 6 954 m³/j, la différence avec le débit réel mobilisé s'explique par les fuites existantes dans la conduite de refoulement (partiellement rénovée) et du réseau de collecte et par l'absence de comptage. En effet d'après les renseignements recueillis ces fuites représentaient 35 à 40% du volume produit avant le démarrage de l'opération de rénovation des conduites de refoulement et de collecte.

II.2.3 Description de la station de pompage de tektaka :

La station de pompage de Tektaka (agglomération qui relève administrativement de la commune de Chaiba) a été réalisée en 1973 et mise en service en juin 1977, sa gestion relève des services de l'ADE et elle est équipée de trois groupes électropompes de type KSB à axe horizontaux et dispose d'un réservoir de 1000 m³ servant de bêche d'aspiration via la conduite d'aspiration DN450 mm.

Les caractéristiques techniques des installations électriques et électromécaniques sont comme suit :

Tableau II.3 : Caractéristiques techniques des installations de la station de pompage deTektaka

Désignation	Coordonnée	Type	Puissance	Q_{pompe} M3/H	H_{mt}	$Q_{jescompt}$ M3/j	$Q_{jescompté}$ M3/j	Obervation
Pompes	X=502.70 Y=366.38	KSB	375 KW	450	176	21600	6000	Un seul groupe est actuellement fonctionnel
Poste transformateur	Z= 45.00	Askarel	800KVA	=	=	=	=	Ne répond pas à la demande en matière de puissance

Source d'information l'ADE de Koléa

La station et en outre dotée d'un anti béliet de marque «CHARLATTE » de volume 600 litre avec une pression de service de 18 bars.

D'après les informations recueillie auprès de services de l'ADE, celle ci ne peut fonctionner actuellement qu'avec un seul groupe vu le sous dimensionnement du pote transformateur existant. De plu ce pote devra être remplacé vu on type (AKAREL) qui ne sont pas utilisés a cause de leur nature d'huile.

Vu que la station de pompage ne refoule qu'avec un groupe celle ci devra fonctionner :

1. 16h 38mn 24s pour refouler le débit de 7 488 m3/j.
2. 24h 19mn 12s pour refouler le débit de 10 944m3/j. groupe insuffisant.
3. 13h 19mn 48s pour refouler le débit de 6 000m3/j.

Il est à signaler que la station a été équipée récemment d'un nouveau groupe d'électropompes répondant aux caractéristiques suivantes :

Débit de la pompe : $Q_{pompe}=350m3/h$

$H_{mt}=180m.$

II.3 Description détaillée du système d'approvisionnement :

La ville de Bou-Ismaïl est alimentée à partir du champs de captage de Tektaka via la conduite de refoulement DN 500 qui alimente aussi les villes de Chaïba, Bouharoun et Khemisti leur besoins moyens journalier est estimé actuellement à environ 200 l/s.

Si les agglomérations de Chaïba, Bouharoun et Khemisti ne sont pas encore désaffectées du champ de captage de Tektaka. Ce débit peut largement être véhiculé par la conduite DN 500 avec une vitesse de 1.01m/s .les pertes de charge correspondantes seront de 0.00218 m/m.

Al' horizon d'étude (2030) et en prenant en considération la désaffectation des trois localités citées on aura un débit de 240 l/s les pertes de charge correspondantes seront de 0.003117 m/m avec une vitesse 1.22 m/s.

II.4 Etat actuel des conduites d'adduction :

Les réservoirs 2*1500m³ de Bou-Ismaïl sont alimenté par la conduite d'adduction DN400 Amiante ciment, le débit moyen journalier actuel de Bou-Ismaïl est estimé a 150 l/s.

La conduite 400 mm véhicule ce débit avec une vitesse de 0.98m/s et des pertes de charge de 0.002984 m/m.

II.5 Description de la station de dessalement :

La réalisation de la station de dessalement de Bou-Ismaïl a été inscrite dan le cadre du Plan d'Urgence d'alimentation en eau potable des villes ; suite à la sécheresse qu'a connu le pays pendant ces dernières années.

Les travaux de réalisation sont presque achevés. Le procédé de dessalement de cette station est l'osmose inverse, elle est capable de traiter et produire un débit de 5000 m³ /jour d'eau dessalée.

La conduite de refoulement a été posée en PEHD (Poly Ethylène Haute Densité) en PN 16 bars de diamètre nominal DN 300 mm sur une longueur d'environ 3200 ml.

La conduite de refoulement prend départ à partir de la station de dessalement implantée à environ 1Km à l'Est de la ville de Bou-Ismaïl.

Une fois mise en service cette station sera d'un apport appréciable en terme de débit ; car sa capacité de traitement ou de production de 5000m³/jour d'eau représente 72% de ce que produit Actuellement le champ de captage Tektaka (Production de 6953 m³/j).

*** (Source ADE d'Attatba année 2004)***

II.6 Etat actuel des ouvrages de stockage :

Le chef lieu de la commune de Bou-Ismaïl est doté d'infrastructure de stockage en matière d'AEP Cumulant un débit de 6525 m³ destiné pour la distribution d'AEP du centre ville et 500 pour la zone d'activité

La ville est dotée en outre d'autre infrastructure de stockage de petite capacité (château d'eau) datant de l'ère coloniale mais qui sont désaffectés du réseau de distribution vu l'état avancé de leur dégradation.

L'état actuel des ouvrages de stockage de la ville de BOU-ISMAIL sont représentés dans le tableau suivant :

Désignation	Res 1500m3 Tampon	Res 2x1500m3	Res 2x250m3	Res.250m3	Res 1000m3	Res 500m3
Localisation	Route de Chaiba Drimini, alimente-le Res 2x1500m3 (Bou- Ismail) et leRes1000m3 Sidi-Slimane	Route de Chaiba Alimente le reseau d la ville	Abattoir de la ville Alimente le réseau de la ville	Rue Hamrate Alimente le réseau de la ville	Sidi Slimane Alimente la zone d'activité.	Haouch Saboun Alimente la zone d'activité.
Coordonnées.						
X		500.20	472.80	499.00	501.10	502.00
Y		370.64	371.60	371.14	371.54	370.84
Z		110.00	75.00	50.00	190.00	187.00
Type	Semi-Enterré	Semi-Enterré	Enterré	Enterré	Semi-Enterré	Semi-Enterré

Année de mise en service	1977	1977	1950	1985	1990	Hors service
Mode de remplissage	Alimenté par la station De pompage de Tektaka par la conduite DN 500	Alimenté a partir du Res.1500 m3 par la conduite d'adduction DN400 AC.	Réseau de la ville	Réseau de la ville a partir d'un puits communal.	Alimenté a partir du Res.1500 m3 par la conduite d'adduction DN400 AC	Alimenté a partir du Res.1000 m3 par le Biais d'une station de reprise et la conduite DN200 A.C
Etat	Bon	Bon	Mauvais	Mauvais	Bon	Bon
Observation.	Non clôturé, non gardé	Non clôturé, non gardé	Non clôturé, gardé	Clôturé, non gardé	Non clôturé, non gardé	Non clôturé, non gardé

Tableau II.4 : Etat actuel des ouvrages de stockage : * Source d'information : Subdivision de l'hydraulique de Koléa*

Pour un bon fonctionnement et exploitation des ouvrages de stockage, nous recommandons :

II.5 Description du réseau de distribution :

Le réseau de distribution de la ville de Bou-Ismaïl est dans sa majorité maillé avec la présence de quelques branches de ramification.

Ce réseau dont l'étude a été réalisée par le BET-SETHYAL en 1982, et dont la pose a été confiée en 1986 à l'entreprise KHANAGAZ est constitué en grande partie par l'amiante ciment dont le diamètre varie de 100 au 400 mm qui a remplacé l'ancien réseau déjà existant et dont une partie est encore fonctionnelle d'après les informations recueillies.

Notons néanmoins la présence dans ce réseau de distribution de conduites en fontes, acier noir, acier galvanisé et PVC.

D'après les informations recueillies auprès des services de l'hydraulique de la subdivision de Bou-Ismaïl, le réseau de la ville est dans sa majorité en bon état, le taux de raccordement avoisine les 99%.

Ce réseau de distribution est alimenté majoritairement à partir des réservoirs 2x1500m³ par le biais de la conduite DN 300 mm.

Une partie du réseau du centre ville est aussi alimentée à partir des réservoirs 2x250m³, alors que la zone d'activité est alimentée à partir du réservoir 1000 m³ de Sidi-Slimane par le biais de la station de refoulement d'un réservoir de stockage de 250 m³ qui alimente le réservoir 500 m³ de la zone d'activité .

Tableau II.5 : Caractéristiques techniques du réseau de distribution de Bou-Ismaïl :

Matériau	Diamètre (mm)	Longueur (ml)	Année de réalisation	Etat
AMIANTE CIMENT	400	180	1986	Mauvaise état
	300	1390		
	250	1100		
	200	2260		
	150	3380		
	125	840		
	100	10660		
P.V.C	40	1570		
A.GALVANISE	40/49	2106		

Source d'information : Plan de POS- KHANAGAZ

Conclusion :

En plus de l'état vétuste qui touche la totalité des tronçons du réseau de distribution de la ville de BOU-ISMAIL, On a remarqué que sa configuration est relativement anarchique, et est de type ramifié dans la plus part des cas, on constate le passage des conduites de distributions sous des habitations. Donc on va proposer une rénovation totale du réseau de distribution.

CHAPITRE III

ETUDE DES BESOINS EN EAU POTABLE DE LA VILLE

III.1 Introduction :

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération nous exige de donner une norme fixée pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme unitaire (dotation) est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur (agent, élève, lit,...).

Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs (évolution de la population, des équipements sanitaires, du niveau de vie de la population,...). Elle diffère aussi d'une période à une autre et d'une agglomération à autre.

III.2 Evolution démographique :

La Commune de Bou-Ismaïl a connu une importante croissance démographique. En plus de la croissance naturelle, celle-ci a vécu un flux migratoire suite à la réalisation des différentes opérations de construction de logements : cités et lotissements.

Le tableau N° 02 donné ci-après résume l'évolution de la population de la Commune de Bou-Ismaïl en prenant comme données de base les chiffres fournis par le P.D.A.U et l'annuaire statistique de la Wilaya de TIPAZA.

Tableau III.1 : Evolution démographique de la population de Bou-Ismaïl :

Année	Population	Taux croissance	Ref	Observations
1977	18 834	-	A.S.W.Tipza	RGPH 1977
1987	27 386	3,8	A.S.W.Tipaza	RGPH 1987
1991	31 805	-	PDAU	
1996	38 344	3,8	PDAU	Estimation PDAU
1998	37 968	3,4	A.S.W.Tipaza	RGPH 1998
2001	46 227	3,8	PDAU	Estimation PDAU
2004	51700	3,8	PDAU	Estimation PDAU
2008	60017	3	PDAU	Estimation PDAU

Source : A.P.C de Bou-Ismaïl.

D'après les valeurs du tableau ci-dessus, nous constatons que l'estimation faite par le P.D.A.U dépasse la valeur estimée par le R.G.P.H tel que reproduite par l'annuaire statistique de la Wilaya de TIPAZA (édition 1999) notamment pour les années 1996 et 1998 ; ceci s'explique par le fait que la valeur du taux de croissance prise en considération par l'étude du P.D.A.U dans l'estimation de l'évolution de la population. Cette valeur (3,8) nous paraît d'ailleurs sous-estimée par rapport à la valeur tirée du RGPH qui est de 3,4 et qui avoisine d'ailleurs le taux national de croissance pour cette période.

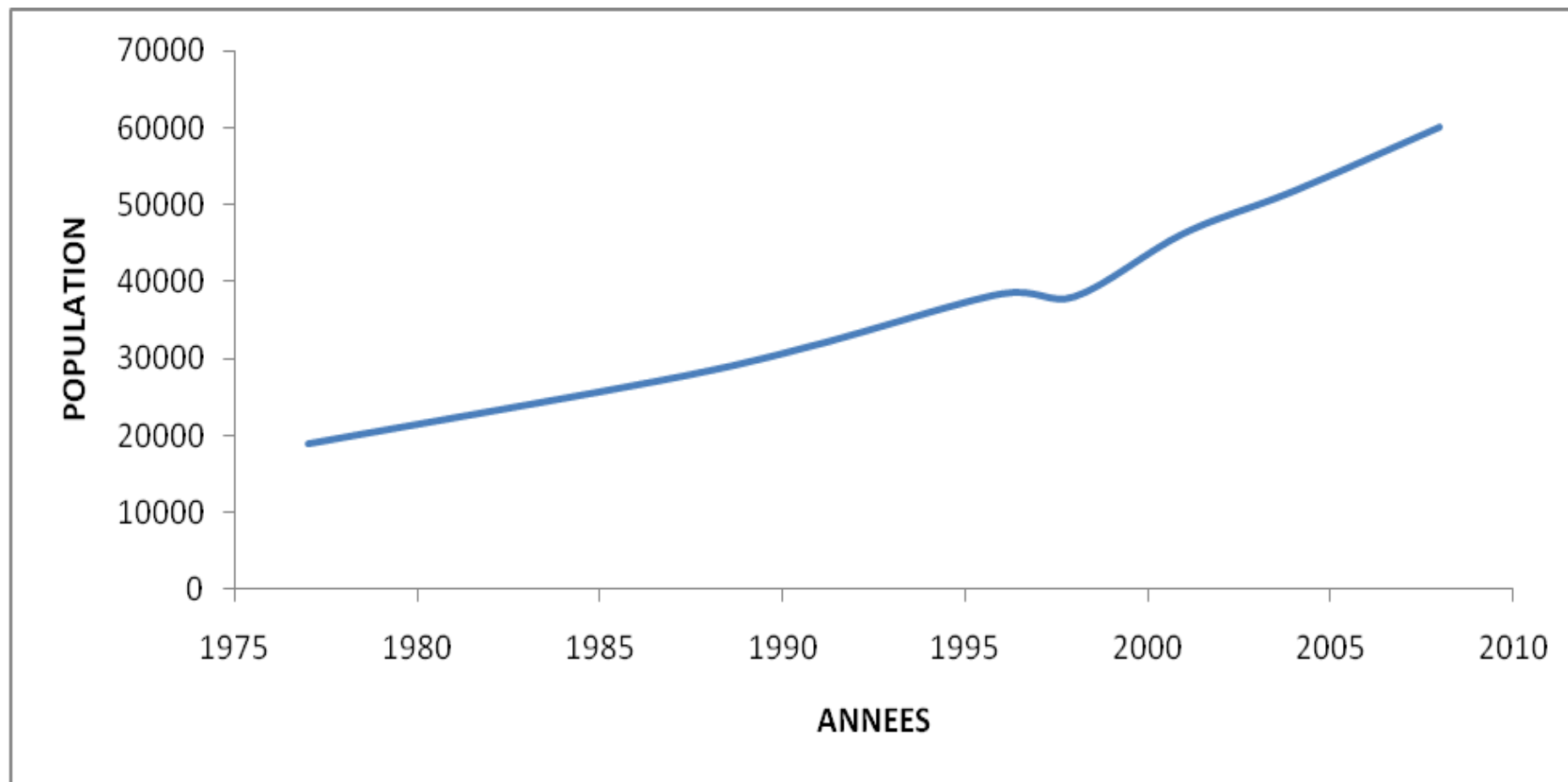


Figure III.1 : Evolution démographique de la population de Bou-Ismaïl.

L'estimation de la population se fait pour l'horizon 2030, le calcul est établi à l'aide de la formule suivante :

$$P = P_0(1+\tau)^n \dots\dots\dots(III-1)$$

Avec :

P : Population à l'horizon d'étude (hab).

P₀ : Population de base 2008 (hab).

n : nombre d'années séparant les horizons considérés.

τ : taux moyen annuel d'accroissement de la population en (%) qui dépend de plusieurs facteurs :

- mode de vie.
- L'éducation (planning familial) ;
- Le développement socioculturel ;

D'après l'A.P.C, le taux d'accroissement de la ville de Bou-Ismaïl égal à 3%.

L'évolution de la population se résume dans le tableau suivant :

Tableau III.2 : Estimation de la population future de la ville :

Années							
	1998	2000	2005	2010	2015	2020	2030
Agglomérations							
Commune de BOU-ISMAIL	37968	40593	47402	65582	68358	74389	86237

* Source: A.P.C de Bou-Ismaïl*

Après avoir fait la projection démographique et l'identification des options d'aménagement de la zone d'extension, la répartition de la population par zone d'habitation (P.O.S) à travers la Commune a permis de démontrer l'évidente saturation du tissu urbain (y compris ses extensions) à l'horizon 2015.



Figure III.2 : Evolution de la population de la ville de Bou-Ismaïl.

III.3 Besoins en eau par catégorie :

La consommation d'eau varie en fonction du type de consommateur. Mais avant tout projet d'alimentation en potable, il est nécessaire de procéder à un recensement de toutes les catégories de consommateurs rencontrés au niveau d'une agglomération.

Pour l'étude de la ville Bou-Ismaïl il est nécessaire de se pencher sur différentes catégories de besoins telles que :

- Besoins domestiques ;
- Besoins sanitaires ;
- Besoins scolaires ;
- Besoins commerciaux ;
- Besoins socioculturels et sportifs ;
- Besoins publics ;

III.4 Estimation des besoins :

III.4.1 Choix de la norme unitaire de la consommation :

La quantité d'eau nécessaire à l'alimentation d'une agglomération est généralement évaluée en litre par habitant et par 24 heures, par Carré de surface de végétaux, par mètre cube, par tonne de productivité, par tête d'animal, par véhicule.....etc.

Cette quantité d'eau s'appelle la norme de consommation, c'est à dire la norme moyenne journalière de la consommation en litre par jour et par usager qui dépend de certains critères dont les principaux sont :

- Le niveau de vie de la population ;
- Le nombre d'habitants ;
- Le développement urbain de la ville ;
- Ressources existantes.

Il est très difficile d'évaluer avec précisions les besoins en eau d'une agglomération à cause de l'absence des systèmes de comptage au niveau des réservoirs et des conduites de distributions.

III.4.2 Détermination de la consommation moyenne journalière :

Le débit moyen journalier au cours de l'année est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy.j} = \frac{N_i q_i}{1000}$$

$Q_{moy.j}$: Consommation moyenne journalière [m^3/j]

N_i : Nombre des usagers dans chaque groupe de catégorie de consommateurs.

q_i : Norme moyenne journalière de la consommation pour chaque groupe (l/j/par usager)

i : Nombre de groupes.

III.5 Calcul des besoins en eau pour chaque groupe de consommation pour l'état actuel (2010) :

III.5.1 Agglomération :

III.5.1.1 Besoins domestiques :

Selon les informations recueillies au près de la DHW de la wilaya de TIPAZA, La dotation en eau potable de la ville de BOU-ISMAIL est prise à 150 l/j/hab.

Le tableau suivant détermine les besoins domestiques.

Tableau III.3 : Les besoins domestiques :

Année	Nombre d'habitant	Dotation moyenne [l/j/hab.]	Consommation moyenne Journalière [m ³ /j]
2010	65582	150	9837,3

III.5.1.2 Besoins scolaires :

Le tableau suivant détermine les besoins scolaires

Tableau III.4 : Les besoins scolaires :

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q _{moyj} (m ³ /j)
4 écoles primaires	élève	1110	30	33,3
1C, E, M	élève	560	30	16,8
1lycée	élève	432	20	8,64
1technicum	élève	420	20	8,4
Institut supérieure maritime	élève	600	20	12
CFPA	élève	300	20	6
TOTAL :				85,14

III.5.1.3 Besoins sanitaires :

Le tableau suivant détermine les besoins sanitaires

Tableau III.5 : Les besoins sanitaires :

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoyj (m ³ /j)
Centre de santé	Patient	50	20	1
Polyclinique	Patient	100	20	2
Pédiatrie	lit	40	20	1.2
TOTAL :				4.2

III.5.1.4 besoins administratifs :

Le tableau suivant détermine les besoins administratifs

Tableau III.6 : Les besoins administratifs :

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoyj (m ³ /j)
Daira	employé	30	15	0,45
A.P.C	employé	20	15	0,30
Protection civil	unité	1	25000	25
TOTAL :				27.35

III.5.1.5 Besoins socioculturels :**Tableau III.7 : Evaluation des besoins socioculturels :**

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoyj (m ³ /j)
Mosquée	fidèle	800	20	16
Centre culturel	fidèle	80	10	0,8
Maison de jeune	jeune	100	15	1.5
Stade	vestiaire	2	10000	10
TOTAL :				28,3

II.5.1.6 besoins commerciaux:

Le tableau suivant détermine les besoins commerciaux

Tableau III.8 : Les besoins commerciaux :

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoyj (m ³ /j)
Marché	m ²	800	5	4
Restaurant	repas	600	30	18
Cafés	client	10	2000	20
SNTV	unité	1	500	0.5
Boulangerie	unité	5	400	2
Abattoir	unité	4	50	0,2
Douche publique	unité	4	10000	40
Centre commercial	m ²	200	10	2
TOTAL :				86,7

III.6 Récapitulation des besoins en eau de l'agglomération :

Après l'étude détaillée des besoins, nous dressons un tableau récapitulatif pour pouvoir calculer le débit total nécessaire pour l'alimentation de la localité jusqu'à l'horizon.

Tableau III.9 : Récapitulation des besoins eau de l'agglomération :

Type de besoins	Consommation moyenne journalière (m ³ /j)
Domestiques	9837,3
Sanitaires	4,2
Scolaires	85,14
commerciaux	86,7
Administratifs	27,35
socioculturels	28,3
Total :	10068,99

III.7 Variation des débits de consommation dans le temps :

Le débit demandé par les différentes catégories des consommateurs est soumis à plusieurs variabilités en raison de l'irrégularité de la consommation dans le temps.

- Variations annuelles qui dépendent du niveau de vie de l'agglomération considérée ;
- Variations mensuelles et saisonnières qui dépendent de l'importance de la ville ;
- Variations journalières qui dépendent du jour de la semaine où la consommation est plus importante au début de la semaine qu'en week-end.
- Variations horaires qui dépendent du régime de consommation de la population. Elles représentent les variations les plus importantes.

III.7.1 Coefficient d'irrégularité :

III.7.1.1 Coefficient d'irrégularité maximale (K_{max,j}) :

Du fait de l'existence d'une irrégularité de la consommation journalière au cours de la semaine, on doit tenir compte de cette variation en déterminant le rapport :

$$K_{max,j} = Q_{max,j} / Q_{moy,j} \dots\dots\dots (III-3)$$

Ce coefficient K_{max,j} varie entre 1.1 et 1.3, il consiste à prévenir les fuites et les gaspillages au niveau du réseau en majorant la consommation moyenne de 10% à 30%.

III.7.1.2 Coefficient d'irrégularité minimale (K_{min,j}) :

Il est défini comme étant le rapport de la consommation minimum par la consommation moyenne journalière, donné par la relation suivante :

$$K_{min,j} = Q_{min,j} / Q_{moy,j} \dots\dots\dots (III-4)$$

Ce coefficient K_{min,j} varie de 0,7 à 0,9.

III.7.1.3 Coefficient maximum horaire (K_{max,h}) :

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée. Il tient compte de l'accroissement de la population ainsi que le degré du confort et du régime de travail de l'industrie.

D'une manière générale, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients : α_{max} et β_{max} ; tel que :

$$K_{max,h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \dots\dots\dots (III-5)$$

Avec :

α_{max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de 1,2 à 1,5 et dépend du niveau de développement local. Pour notre cas on prend α_{max} = 1,3.

β_{max} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau II.4 nous donne Sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau III.10: variation du coefficient β_{max} :

Habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	50000	100000
β_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,13	1,1

Pour notre cas on a un nombre d’habitants de 65582, alors :

$$\beta_{max} = 1,12$$

la valeur de $K_{max,h}$ sera :

$$K_{max,h} = 1,12 \times 1,3 = 1,5$$

$$K_{max,h} = 1,5$$

III.7.1.4 Coefficient minimum horaire ($K_{min,h}$) :

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire qui nous permet d’évaluer le fonctionnement de notre réseau du point de vue pression dans le réseau:

$$K_{min,h} = \alpha_{min} \times \beta_{min} \dots \dots \dots (III-6)$$

Avec :

- α_{min} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l’agglomération et du régime de travail. Il varie de 0,4 à 0,6. Pour notre cas on prend $\alpha_{min} = 0,5$.

β_{min} : coefficient étroitement lié à l’accroissement de la population. Le tableau II.5 donne sa variation en fonction du nombre d’habitants.

Tableau III.11 : variation du coefficient β_{min} :

Habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	50000	100000
β_{min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,63	0,7

$$B_{min,h} = 0,65$$

la valeur de $K_{min,h}$ sera alors :

$$K_{min,h} = 0,5 \times 0,65 = 0,32.$$

$$K_{min,h} = 0,32.$$

III.8 Détermination des débits journaliers :

III.8.1 Consommation minimale journalière ($Q_{min,j}$) :

C’est le débit de jour de faible consommation pendant l’année ;

$$Q_{min,j} = K_{min,j} \times Q_{moy,j} \dots \dots \dots (III-7)$$

On prend $K_{min,j}=0,32$

D'où : $Q_{min,j} = 0,32 \times 10068,99 = 3222,1 \text{ m}^3/\text{j}$

$$Q_{min,j} = 3222,1 \text{ m}^3/\text{j}$$

III.8.2 Consommation maximale journalière ($Q_{max,j}$) :

Ce débit relatif au jour de plus grande consommation pendant l'année est utilisée comme élément de base dans les calculs de dimensionnement du réseau de distribution et d'adduction. Il nous permet de dimensionner le réservoir et les équipements de la station de pompage. [3]

Ce débit est donné par la relation suivante :

$$Q_{max,j} = K_{max,j} \times Q_{moy,j} \dots \dots \dots \text{(III-8)}$$

Avec :

$Q_{max,j}$: débit maximum journalier en m^3/j ;

$Q_{moy,j}$: débit moyen journalier en m^3/j ;

$K_{max,j}$: coefficient d'irrégularité maximale journalière, donc :

$$Q_{max,j} = 1,5 \times 10068,99 = 15103,5 \text{ m}^3/\text{j}$$

D'où : $Q_{max,j} = 15103,5 \text{ m}^3/\text{j}$

III.8.3 Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy,h} = Q_{max,j}/24 \dots \dots \dots \text{(III-9)}$$

Avec : - $Q_{moy,h}$: débit moyen horaire en m^3/h ;

- $Q_{max,j}$: débit maximum journalier en m^3/j ;

Donc : $Q_{moy,h} = \frac{15103,5}{24} = 629,31 \text{ m}^3/\text{h}$.

$$Q_{moy,h} = 629,31 \text{ m}^3/\text{h}$$

III.8.4 Détermination du débit maximum horaire :

Ce débit joue un rôle très important dans les différents calculs du réseau de distribution, il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{max,h} = K_{max,h} \times Q_{moy,h} \dots \dots \dots \text{(III-10)}$$

Avec : $Q_{\text{moy,h}}$: débit moyen horaire en m^3/h ;

$K_{\text{max,h}}$: coefficient d'irrégularité maximale horaire ;

On a donc :

$$Q_{\text{max,h}} = 1.5 \times 629,31 = 943,97 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{\text{max,h}} = 943,97 \text{ m}^3/\text{h} \quad \text{ou} \quad Q_{\text{max,h}} = 262,21 \text{ l/s}$$

III.9 L'évaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants :

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants dans le tableau suivant :

Remarque :

Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération.

Pour notre cas on choisit la répartition variant entre 5000 à 100000 habitants pour l'année 2010 et pour l'horizon 2030.

Tableau III.12 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants :

Heures	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001à 50000	50001à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	1.00	1.5	03	3.35	0.75
1-2	1.00	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	1.00	1.5	2.5	3.3	01
3-4	1.00	1.5	2.6	3.2	01
4-5	2.00	2.5	3.5	3.25	03
5-6	3.00	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	5.00	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.50	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.50	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.50	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.50	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.50	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7.00	5.00	4.4	4.6	8.5
13-14	7.00	5.00	4.1	4.55	06
14-15	5.50	5.50	4.2	4.75	05
15-16	4.50	6.00	4.4	4.7	05
16-17	5.00	6.00	4.3	4.65	3.5
17-18	6.50	5.50	4.1	4.35	3.5
18-19	6.50	5.00	4.5	4.4	06
19-20	5.00	4.50	4.5	4.3	06
20-21	4.50	4.00	4.5	4.3	06
21-22	3.00	3.00	4.8	3.75	03
22-23	2.00	2.00	4.6	3.75	02
23-24	1,00	1.50	3.3	3.7	01

Source : (polycop d'A.E.P de Salah Boualem)

Tableau III.13 : Variation des débits horaires (2009) :

Heures	Consommation totale		Courbe de la consommation	
	$Q_{\max,j} = 15103,5 \text{ m}^3/\text{J}$		Cumulée	
(h)	%	M^3/h	%	M^3/h
00-01	03	453,105	03	453,105
01-02	3.2	483,312	6,2	936,417
02-03	2.5	377,5875	8,7	1314,0045
03-04	2.6	392,691	11,3	1706,6955
04-05	3.5	528,6225	14,8	2235,318
05-06	4.1	619,2435	18,9	2854,5615
06-07	4.5	679,6575	23,4	3534,219
07-08	4.9	740,0715	28,3	4274,2905
08-09	4.9	740,0715	33,2	5014,362
09-10	4.6	694,761	38,8	5709,123
10-11	4.8	724,968	43,6	6434,091
11-12	4.7	709,8645	48,3	7143,9555
12-13	4.4	664,554	52,7	7808,5095
13-14	4.1	619,2435	56,8	8427,753
14-15	4.2	634,347	61	9062,1
15-16	4.4	664,554	65,4	9726,654
16-17	4.3	649,4505	69,7	10376,1045
17-18	4.1	619,2435	73,8	10995,348
18-19	4.5	679,6575	78,3	11675,0055
19-20	4.5	679,6575	82,8	12354,663
20-21	4.5	679,6575	87,3	13034,3205
21-22	4.8	724,968	92,1	13759,2885
22-23	4.6	694,761	96,7	14454,0495
23-24	3.3	498,4155	100	15103,5
total	100	15103,5		

$Q_{maxh} = 740,15 \text{ m}^3/\text{h}$ soit 205, 61l/s

$Q_{minh} = 377,58 \text{ m}^3/\text{h}$ soit 104,88l/s

Choix du graphique de consommation en fonction du nombre d'habitant (2010)

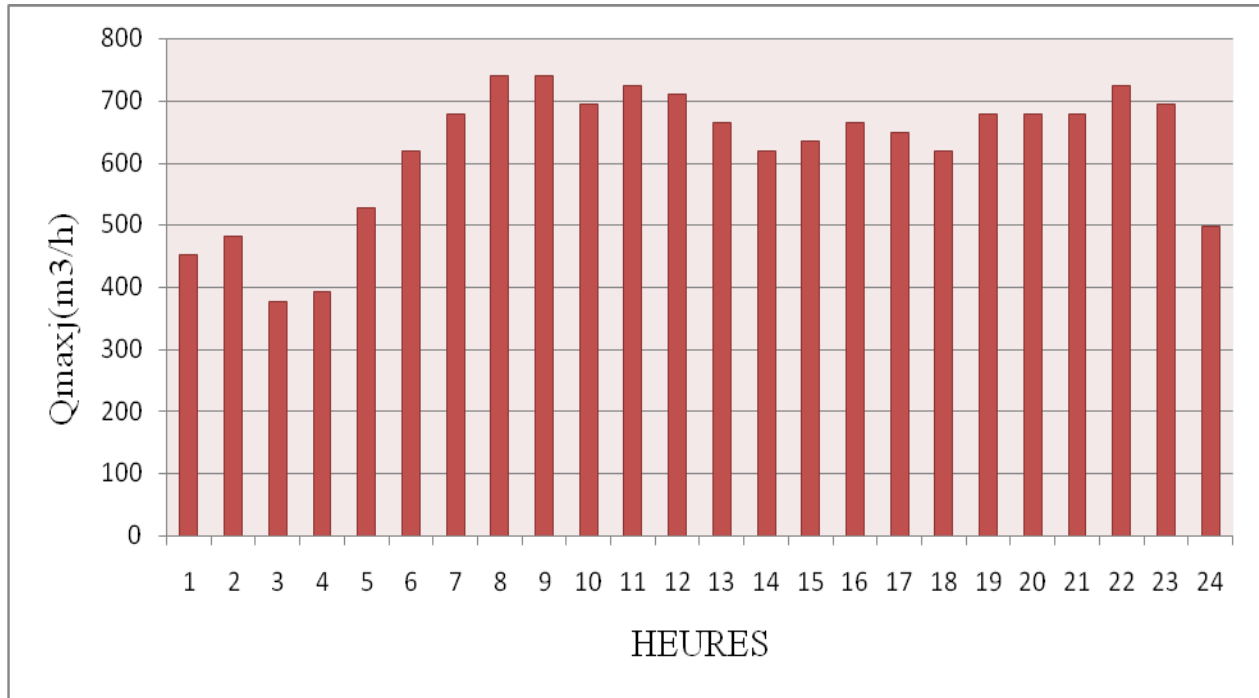


Figure III.05 : Graphique de consommation.



Figure III.06 : Courbe intégrale.

III.10 Estimation de la population a l'horizon 2030 :**III.10.1 Calcul des besoins en eau :**

Notre zone d'étude est actuellement dépourvue d'équipements, mis à part l'existence d'une mosquée, d'un centre de santé et d'une école primaire. Pour répondre aux besoins de la population future, nous prévoyons la réalisation d'un programme d'équipement qui sera mis au point ultérieurement. Nous allons toujours utiliser les mêmes formules pour les calculs des débits mais seule la dotation va changer car les habitudes de consommations vont changés avec l'évolution de la mentalité et les confort que procure l'évolution technologique. Nous allons récapituler l'ensemble des débits moyens des différents consommateurs de l'horizon (2030) dans le tableau suivant.

Tableau III.14 : calcul du débit moyen des équipements projetés (2030) :

Secteur	Usager	Dotation (l/j/unité)	Q _{moy} (m ³ /j)
Domestique	86237 habs	180	15522,66
Scolaire : -une école	300élèves	40	12
Sanitaire : -centre de santé	100 lits de malades	80	8
Administratif : -services divers	100 agents	25	2,5
Socioculturel : -Salle de sport -Sûreté urbaine -Mosquée.	100 abonnés 150 agents 500 fidèles	25	18,75

Commercial :			
-Marché	800 marchands		
-Un centre commercial	200 marchands	25	28
-Super marché	120 marchands		
TOTAL (m³/j)			15579,91

III.10.2 Détermination des débits journaliers :

III.10.2.1 Consommation minimale journalière (Q_{min,j}) :

$$Q_{\min,j} = K_{\min,j} \times Q_{\text{moy}} \dots \dots \dots \text{(III-11)}$$

On prend $K_{\min,j}=0,8$

D'où $Q_{\min,j} = 0,8 \times 15579,91 = 12463,93 \text{ m}^3/\text{j}$

$$Q_{\min,j} = 12463,93 \text{ m}^3/\text{j}$$

III.10.2.2 Consommation maximale journalière (Q_{max,j}) :

$$Q_{\max,j} = K_{\max,j} \times Q_{\text{moy}} \dots \dots \dots \text{(III-12)}$$

$Q_{\max,j} = 1,2 \times 15579,91 = 18695,9 \text{ m}^3/\text{j}$.

D'où :

$$Q_{\max,j} = 18695,9 \text{ m}^3/\text{j}$$

III.10.3 Détermination des débits horaires :

III.10.3.1 Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy,h}} = Q_{\max,j}/24 \dots \dots \dots \text{(III-13)}$$

$$Q_{\text{moy,h}} = \frac{18695,9}{24} = 778,99 \text{ m}^3/\text{h}.$$

$$Q_{\text{moy,h}} = 778,99 \text{ m}^3/\text{h}$$

III.10.3.2 Débit maximum horaire :

$$Q_{\max,h} = K_{\max,h} \times Q_{\text{moy}} \dots \dots \dots \text{(III-14)}$$

D'après interpolation nous avons obtenu $K_{\max,h} = 1,50$

D'ou $Q_{\max,h} = 1,5 \times 778,99 = 1168,5 \text{ m}^3/\text{h}$

$$Q_{\max,h} = 1168,5 \text{ m}^3/\text{h} \text{ ou } 324,58 \text{ l/s.}$$

La variation des horaires sera donnée par le tableau III.14 :

Tableau III.15 : Variation des débits horaires (2030) :

Heures	Consommation totale		Courbe de la consommation	
	$Q_{\max,j} = 18695,9 \text{ m}^3/\text{J}$		Cumulée	
(h)	%	M^3/h	%	M^3/h
0-1	03	560,877	03	560,877
1-2	3.2	598,2688	6,2	1159,1458
2-3	2.5	467,3975	8,7	1626,5433
3-4	2.6	486,0934	11,3	2112,6367
4-5	3.5	654,3565	14,8	2766,9932
5-6	4.1	766,5319	18,9	3533,5251
6-7	4.5	841,3155	23,4	4374,8406
7-8	4.9	916,0991	28,3	5290,9397
8-9	4.9	916,0991	33,2	6207,0388
9-10	4.6	1046,9704	38,8	7254,0092
10-11	4.8	897,4032	43,6	8151,4124
11-12	4.7	878,7073	48,3	9030,1197
12-13	4.4	822,6196	52,7	9852,7393
13-14	4.1	766,5319	56,8	10619,271
14-15	4.2	785,2278	61	11404,499
15-16	4.4	822,6196	65,4	12227,119
16-17	4.3	803,9237	69,7	13031,042
17-18	4.1	766,5319	73,8	13797,574
18-19	4.5	841,3155	78,3	14638,89
19-20	4.5	841,3155	82,8	15480,205
20-21	4.5	841,3155	87,3	16321,521
21-22	4.8	897,4032	92,1	17218,924
22-23	4.6	860,0114	96,7	18078,935
23-24	3.3	563,20143	100	18695,90

$Q_{\max,h} = 1046,97 \text{ m}^3/\text{h}$ soit $290,83/\text{s}$ et $Q_{\min,h} = 467,39 \text{ m}^3/\text{h}$ soit $129,83/\text{s}$.

Le graphique de consommation sert à déterminer le débit maximum horaire. Dans notre cas, l'heure où on enregistre le débit maximum selon le graphique ci-dessous est de 8 à 9 heures.

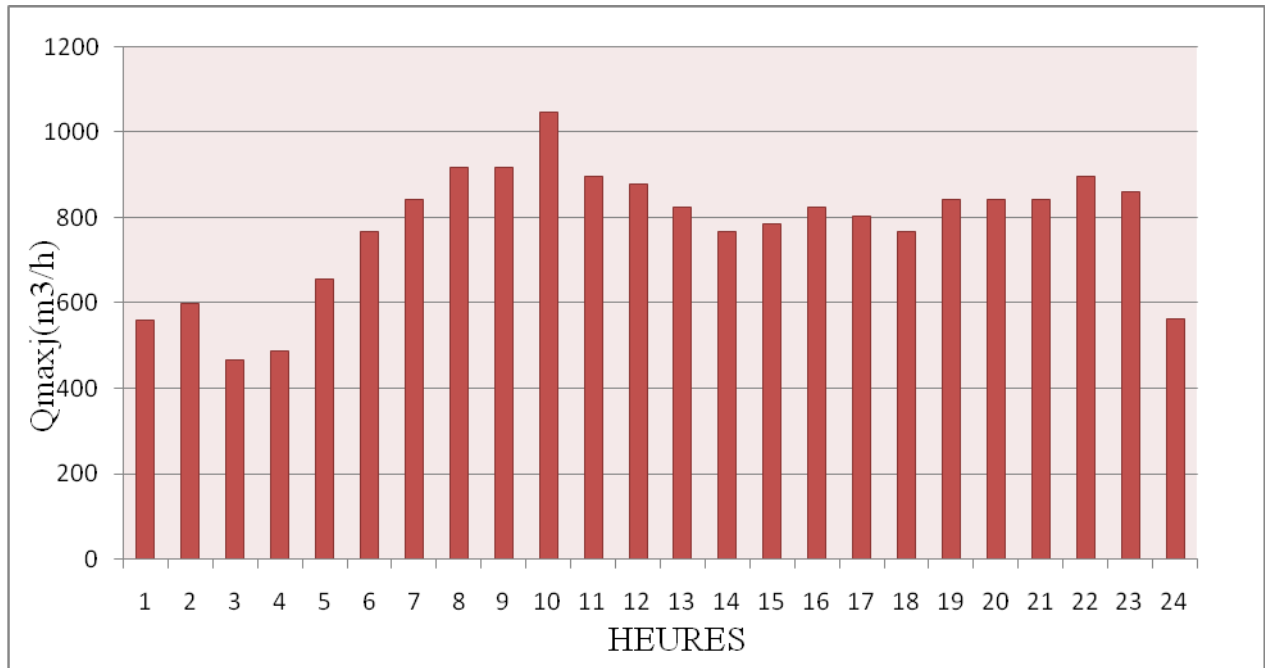


Figure III.07 : Graphique de consommation totale.



Figure III.08 : Courbe intégrale.

Conclusion :

Nous avons remarqué que la population de la ville de Bou-Ismaïl a pratiquement augmenté à l'horizon d'étude ainsi que la consommation maximale journalière. Il est donc nécessaire de vérifier à ce que nos sources vont satisfaire la demande de notre agglomération dans le temps. Nous allons déterminer dans le chapitre qui suit la capacité du réservoir de stockage de la ville et diagnostiquer les réservoirs existants.

CHAPITRE IV

ETUDE DES RESERVOIRS

IV.1 Introduction :

Le réservoir est un ouvrage intermédiaire entre les réseaux d'adductions et les réseaux de distributions. C'est un ouvrage aménagé pour contenir de l'eau, soit destinée à la consommation publique, soit de l'eau à usage industrielle. Ces derniers possèdent des débits non uniformes durant la journée ; d'où le rôle du réservoir qui permet de gérer les débits selon la demande.

IV.2 Rôle des réservoirs : [7]

Le rôle des réservoirs a sensiblement varié au cours des âges. Servant tout d'abord de réserves d'eau, leur rôle primordial fût, ensuite, de parer à un accident survenu dans l'adduction. Ils constituent une réserve permettant d'assurer aux heures de pointe le débit maximal demandé, de plus ils peuvent aussi jouer les rôles suivants :

- Assurer la continuité de la distribution pendant l'arrêt de la pompe ;
 - Régulariser le fonctionnement de la pompe ;
 - Régulariser la pression dans le réseau de distribution ;
- Coordonner le régime d'adduction au régime de distribution ;
 - Jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée ;
 - Assurer la réserve d'incendie ;
 - Jouer le rôle de relais ;
- Réduire la consommation de l'énergie électrique aux heures de pointe.

IV.3 Emplacement des réservoirs :

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre. Pour cela nous sommes amenés à tenir compte des certaines considérations techniques et économiques suivantes :

-Il est préférable que l'emplacement puisse permettre une distribution gravitaire, c'est-à-dire que la côte du radier doit être supérieure à la côte piézométrique maximale dans le réseau.

-Pour des raisons économiques, il est préférable que son remplissage se fasse gravitairement, c'est-à-dire le placer à un point bas par rapport à la prise d'eau.

-L'implantation doit se faire aussi de préférence, à l'extrémité de la ville ou à proximité du centre important de consommation.

-L'emplacement du réservoir doit être choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés de point de vue pression.

IV.4 Choix du type du réservoir :

Pour des capacités réduites, les réservoirs sont, parfois, construits en tôle. Mais, d'une manière générale, les réservoirs sont construits en maçonnerie et surtout en béton armé ou en béton précontraint. La hauteur à donner au plan d'eau inférieur de la cuve impose, très souvent, les conditions de construction du réservoir, qui peut être :

- soit complètement enterré ;
- soit semi enterré ;
- soit surélevé.

Dans le cas de notre projet, le réservoir existant est un réservoir semi-enterré construit en maçonnerie. La hauteur du plan d'eau est de 4m.

Il est équipé des conduites suivantes :

- Conduite d'arrivée de DN 400 mm en amiant ciment.
- Conduite principale de distribution DN 300 mm en acier.

IV.5 Equipement du réservoir : [7]

Un réservoir unique ou compartimenté doit être équipé :

- d'une conduite d'arrivée ou d'alimentation ;
- d'une conduite de départ ou de distribution ;
- d'une conduite de vidange ;
- d'une conduite de trop-plein ;
- du système de matérialisation d'incendie ;
- d'une conduite by-pass.

Toutes ces conduites doivent normalement aboutir dans une chambre de manœuvre. Le traversée des parois des réservoirs par les diverses canalisations peuvent s'effectuer, soit à l'aide des gaines étanches comprenant un corps en fonte muni de cannelures extérieures et de deux brides de raccordement, soit au moyen de manchons et viroles à double bride.

IV.6 Vidange et remplissage des réservoirs :

Nous distinguons trois cas :

- a) le réservoir n'étant plus alimenté, le débit d'apport est nul ($Q_{\text{apport}}=0$). C'est la vidange rapide ;
- b) le réservoir est alimenté avec le débit d'apport inférieur au débit sortant Q_s .
- c) le réservoir est alimenté avec le débit d'apport supérieur au débit sortant Q_s .

IV.7 Détermination de la capacité du réservoir :

IV.7.1 Diagnostic de l'ouvrage de stockage existant :

Le stockage de l'eau potable de la ville de Bou-Ismaïl est assuré par deux réservoirs jumelés. Les deux réservoirs sont qui n'ont pas uniquement comme rôle l'alimentation de cette

zone, car ils assurent aussi le remplissage des autres réservoirs gravitairement ; c'est donc aussi un réservoir tampon.

Les deux réservoirs sont des ouvrages en béton armé de forme cylindrique.

Cet ouvrage a une capacité de $2*1500 \text{ m}^3$ et une hauteur de m. Son remplissage se fait à partir de la station de traitement de Boudouaou. Il assure la distribution de centre ville de Bou-Ismaïl et leurs environnements.

Les caractéristiques de ce réservoir sont regroupées dans le tableau IV.1

Tableau IV.1 : Caractéristiques du réservoir semi-enterré de Bou-Ismaïl

Localisation:	Type :	Capacité (m^3) :	Côte terrain naturel :(m)	Côte du radier (m) :	Côte du trop plein (m) :	Ouvrage amont :	Ouvrage aval :
Bou-Ismaïl	Semi-enterré	$2*1500$	110	108	112	Réservoir tampon de capacité égale a 1500m^3	Réseau de distribution de Bou-Ismaïl

IV.7.2 Principe de calcul :

Pour estimer la capacité d'un réservoir, nous devons procéder:

- Soit à la méthode graphique, qui tient compte de la courbe de consommation totale déduite, à partir des coefficients des variations horaires de la consommation et de la courbe d'apport de débit pompé ;
- Soit à la méthode analytique qui tient aussi compte des débits d'apport et des débits de départ.

IV.7.3 Calcul par la Méthode analytique :

La détermination de la capacité du réservoir de stockage est fonction des variations des débits de consommation durant les différentes heures de la journée. Elle est estimée en tenant compte du débit d'entrer comme celui de sorti. Le volume total sera alors :

$$V_t = \Delta V_{\max}^+ + \Delta V_{\max}^- + \Delta V_{\text{in}}$$

Les volumes ΔV_{\max}^+ et ΔV_{\max}^- sont respectivement les excès et les déficits lors des différentes heures de la journée.

ΔV_{in} : volume de la réserve d'incendie, pris égal a $120m^3$ c'est-à-dire le volume nécessaire pour une durée d'extension d'incendie pendant deux (2) heures.

ΔV : volume d'apport – le volume consommé.

Remarque : le volume d'apport = le volume max. journalier

Le volume consommé = le volume d'apport * ah* $\frac{24}{100}$

ah : coefficient horaire en fonction de la taille de la ville.

Tableau IV.2 : Calcul de la capacité du réservoir projeté (2030) :

heures	ah (%)	Volume (m ³)		Volumés cumulés (m ³)		Différences ΔV (m ³)	
		apport	consommé	apport	consommé	ΔV^+	ΔV^-
0-1	3	778,99	560,88	778,99	560,877	218,113	
1-2	3,2	778,99	598,27	1557,98	1159,1458	398,8342	
2-3	2,5	778,99	467,40	2336,97	1626,5433	710,4267	
3-4	2,6	778,99	486,09	3115,96	2112,6367	1003,323	
4-5	3,5	778,99	654,36	3894,95	2766,9932	1127,957	
5-6	4,1	778,99	766,53	4673,94	3533,5251	1140,415	
6-7	4,5	778,99	841,32	5452,93	4374,8406	1078,089	
7-8	4,9	778,99	916,10	6231,92	5290,9397	940,9803	
8-9	4,9	778,99	916,10	7010,91	6207,0388	803,8712	
9-10	5,6	778,99	1046,97	7789,9	7254,0092	535,8908	
10-11	4,8	778,99	897,40	8568,89	8151,4124	417,4776	
11-12	4,7	778,99	878,71	9347,88	9030,1197	317,7603	
12-13	4,4	778,99	822,62	10126,87	9852,7393	274,1307	
13-14	4,1	778,99	766,53	10905,86	10619,2712	286,5888	
14-15	4,2	778,99	785,23	11684,85	11404,499	280,351	
15-16	4,4	778,99	822,62	12463,84	12227,1186	236,7214	
16-17	4,3	778,99	803,92	13242,83	13031,0423	211,7877	
17.-18	4,1	778,99	766,53	14021,82	13797,5742	224,2458	
18-19	4,5	778,99	841,32	14800,81	14638,8897	161,9203	
19-20	4,5	778,99	841,32	15579,8	15480,2052	99,5948	
20-21	4,5	778,99	841,32	16358,79	16321,5207	37,2693	
21-22	4,8	778,99	897,40	17137,78	17218,9239		81,1439
22-23	4,6	778,99	860,01	17916,77	18078,9353		162,165
23-24	3,3	778,99	563,20	18695,76	18695,13673	0,00	
Total :	100	18695,76	18695,76				

La capacité du réservoir est déterminée par la formule suivante :

$$V_t = \Delta V_{\max}^+ + \Delta V_{\max}^- + \Delta V_{\text{in}}$$

D'après le tableau ci-dessus on a $\Delta V_{\max}^+ = 1140,415$ et $\Delta V_{\max}^- = 162,165 \text{ m}^3$.

$$\text{Donc } V_t = (1140,415 + 162,165 + 120) = 1422,58 \text{ m}^3 \rightarrow V_t = \mathbf{1422,58 \text{ m}^3}$$

On opte pour un volume de stockage global en arrondissant la valeur obtenue à 1500 m^3 .

IV.8 Dimensionnement du réservoir :

On prendra un réservoir circulaire, les dimensions principales seront déterminées à partir de la relation suivante :

$$\boxed{V = (\pi D^2 / 4) \cdot H} \quad \text{donc} \quad D = \sqrt{\frac{4 \cdot V}{\pi H}}$$

V : volume du réservoir (m^3)

D : diamètre du réservoir (m)

H : hauteur d'eau dans le réservoir (hauteur de la cuve en m)

Pour la hauteur « H » peut être variée entre (3 et 6) m cette hauteur peut atteindre 7 à 8 m dans les grands ouvrage [3].

Dans notre cas on peut prendre $H = 6 \text{ m}$

Donc :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 1500}{\pi \cdot 6}} = 17.85 \text{ m}$$

Pour un diamètre normalisé on prend :

$$\mathbf{D = 20 \text{ m}}$$

Conclusion :

La détermination de la capacité du réservoir nous a permis de savoir s'il y a intérêt à projeter un réservoir, mais après la vérification du volume nous avons calculé que la ville de Bou-Ismaïl ne nécessite pas la projection d'un autre réservoir.

Par suite et à partir de ces résultats nous pouvons procéder au dimensionnement du réseau de distribution.

CHAPITRE V

DIMENSIONNEMENT DU RESEAU D'AEP DE LA VILLE

V.1 Introduction :

Après avoir présenté les problèmes faisant obstacle à l'alimentation en eau potable de la ville de Bou-Ismaïl, il s'avère nécessaire d'améliorer les conditions de distribution qui consistent à la réhabilitation du système d'alimentation.

V.2 Choix du matériau des conduites :

Le choix du matériau utilisé est en fonction de la pression supportée, de l'agressivité du sol et de l'ordre économique (coût et disponibilité sur le marché) ainsi que la bonne jonction de la conduite avec les équipements auxiliaires (joints, coudes, vannes...etc.).

Parmi les matériaux utilisés on peut citer : l'acier, la fonte, le PVC et le PE (polyéthylène) à haute densité PEHD ou basse densité PEBD.

Dans ce présent projet, notre étude se contentera sur l'utilisation d'une seule variante de matériaux qui est le PEHD vu les avantages qu'elle présente :

- Bonne résistance à la corrosion.
- Disponibilité sur le marché.
- Une pose de canalisation facile.
- Une surface lisse arrondie pour une meilleure performance hydraulique.

V.3 Les différents types de réseaux :

On distingue trois types de réseaux :

- Réseau ramifié.
- Réseau étagé.
- Réseau maillé.

V.3.1 Le réseau ramifié :

Le réseau ramifié est constitué par une conduite principale et des conduites secondaires (branches) branchées tout le long de la conduite principale : c'est un réseau arborescent. C'est un réseau qui n'assure aucune distribution du retour, il suffit qu'une panne se produise sur la conduite principale et que toute la population à l'aval sera privée d'eau.

V.3.2 Le Réseau étage :

Le réseau étagé est caractérisé par des différences de niveau très importantes, ce qui fait que la distribution de l'eau par le réservoir donne des fortes pressions aux points les plus bas (normes

de pressions ne sont pas respectées), En effet, ce système nécessite l'installation d'un réservoir intermédiaire, alimenté par le premier qui permet de régulariser la pression dans le réseau.

V.3.3 Le réseau maillé :

Un réseau maillé est constitué d'une série des tronçons disposés de telle manière qu'il soit possible de décrire une ou plusieurs boucles fermées en suivant son tracé. Contrairement aux réseaux ramifiés ; le réseau maillé assure une distribution de retour en cas de panne d'un tronçon.

Ils sont utilisés généralement dans les zones urbanisées et tendent à se généraliser dans les agglomérations rurales, sous forme associées à des réseaux ramifiés (limitation de nombres de mailles en conservant certaines ramifications).

NB : Pour notre étude, nous avons choisi un réseau maillé car c'est un réseau qui présente les avantages suivants : -une alimentation de retour -isolation du tronçon en cas d'une panne par un simple manœuvre robinetterie.

V.4 Conception d'un réseau : [7]

Pour concevoir un réseau de distribution, nous sommes appelés à prendre en compte un certain nombre des facteurs, qui peuvent influencer sur le réseau parmi les quels, nous avons :

- L'emplacement des quartiers
- L'emplacement des consommateurs
- Le relief
- Le souci d'assurer un service souple et précis.

V.5 Principe du tracé du réseau maillé : [7]

Le tracé se fait comme suit :

- Tout d'abord, il faut repérer les consommateurs importants (par exemple l'usine) ;
- Repérer les quartiers ayant une densité de population importante ;
- Déterminer l'itinéraire (sens) principal pour assurer la distribution à ces consommateurs
- Suivant ce sens, tracer les conduites principales en parallèle ;
- Ces conduites principales doivent être bien réparties pour avoir une bonne distribution d'eau ;
- pour alimenter l'intérieur des quartiers, ces conduites principales sont reliées entre elles par des conduites secondaires pour former des boucles (mailles).

V.6 Calcul hydraulique du réseau maille :

Le dimensionnement et la détermination des débits dans un réseau maillé s'effectuent de la manière suivante :

Tout d'abord nous déterminons :

- la longueur de chaque tronçon du réseau maillé
- les débits routes pendant les heures considérées
- les débits spécifiques en considérant les débits routes
- les débits supposés concentrés aux nœuds.

V.7 Calcul de réseau de distribution :**V.7.1 Configuration et dimensionnement du réseau de distribution projeté pour Bou-Ismaïl :**

Le réseau de distribution projeté pour Bou-Ismaïl sera de type mixte, ceci est en tenant compte de la répartition spatiale des constructions existantes et pour contenir les extensions prévus dans le plan d'aménagement et ce jusqu'au long terme (2030).

V.7.1.1 Détermination des débits du réseau :

Le système existant dans la ville de Bou-Ismaïl est le système de distribution avec des réservoirs de tête, donc la simulation de fonctionnement du réseau de distribution considère les deux cas de fonctionnement les plus usuels, à savoir :

- Cas de fonctionnement en débit de pointe (Q_p) ;
- Cas de fonctionnement en débit de pointe plus incendie ($Q_p + Q_{inc}$).

V.7.1.1.1 Débit spécifique :

Pour le calcul on admet l'hypothèse selon laquelle les besoins sont répartis régulièrement sur la longueur des réseaux de distribution, pour cette raison on a calculé le débit spécifique Q_{spi} qui est égal à :

$$Q_{spi} = Q_r / \sum L_i \text{ (l/s/ml)} \dots \dots \dots \text{ (V-1)}$$

Avec : Q_r : débit en route.

$\sum L_i$: Somme des longueurs des tronçons = 20034,3m.

V.7.1.1.2 Débit en route :

Le débit en route de chaque tronçon est le débit uniformément réparti sur son parcours, il est donné par la formule suivante :

$$Q_r = Q_{\text{cons}} - \sum Q_{\text{conc}} \text{ (l/s)} \dots\dots\dots (V-2)$$

Avec : Q_r : débit en route ;

Q_{cons} : débit consommé ;

Q_{conc} : Débit concentré.

V.7.1.1.3 Débit aux nœuds :

Les débits nodaux sont des débits concentrés en chaque nœud pour alimenter la population répartie autour de la moitié du tronçon de la conduite ayant en commun les nœuds considérés, il sont déterminés par la relation suivante :

$$Q_{ni} = 0,5 \sum q_{ri} + \sum Q_{\text{conc}} \text{ (l/s)} \dots\dots\dots (V-3)$$

Avec : Q_{ni} : débit au nœud,

$\sum Q_{\text{conc}}$: somme des débits concentrés au niveau du nœud considéré.

$\sum q_{ri}$: somme des débits en route des tronçons reliant deux nœuds.

- **Cas de pointe :**

D'après le tableau III.14 de la consommation horaire de notre agglomération on constate que la pointe est entre 09h et 10h

$$Q_{\text{pte}} = 1046,97 \text{ m}^3/\text{h} = 290,83 \text{ l/s.}$$

Q_{pte} : débit de Pointe de consommation

- Débit route : Q_{rte}

$$Q_{\text{rte}} = Q_{\text{pte}} - \sum Q_{\text{cc}}$$

Avec $\sum Q_{\text{cc}} = \sum Q_{\text{ind}} = 0$ pas d'industrie dans le périmètre d'étude.

Donc : $Q_{\text{rte}} = Q_{\text{pte}} = 63,11 \text{ l/s}$

- Débit spécifique : $q_{sp} = \frac{Q_{rte}}{\sum L}$

Donc : $q_{sp} = \frac{290,83}{20034,3} = 0,0145 \text{ l/s/m.}$

$q_{sp} = 0,0145 \text{ l/s/m.}$

- **Cas de pointe + incendie :**

Dans ce cas le calcul se fait de la même manière que le cas précédent mais seulement on doit s'assurer que le débit d'incendie donné par le réservoir (17l/s) se trouve au point le plus défavorable qui est le nœud n°65.

Tous les résultats du calcul sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.1: détermination des débits routes (cas de pointe) :

Tançons	longueur(m)	débit spécifique (l/s/m)	débit route (l/s)
1-2	126,47	0,0145	1,834
1-7	487,72	0,0145	7,072
2-3	137,01	0,0145	1,987
2-20	155,68	0,0145	2,257
3-4	78,99	0,0145	1,145
3-18	93,25	0,0145	1,352
4-5	78,70	0,0145	1,141
4-17	91,39	0,0145	1,325
5-6	91,39	0,0145	1,325
5-16	89,66	0,0145	1,300
6-7	135,66	0,0145	1,967
6-15	86,14	0,0145	1,249
7-8	87,08	0,0145	1,263
7-14	76,61	0,0145	1,111
8-9	106,08	0,0145	1,538
8-13	86,74	0,0145	1,258
9-10	144,69	0,0145	2,098
9-12	53,88	0,0145	0,781
9-90	91,31	0,0145	1,324
10-11	62,26	0,0145	0,903
10-89	128,99	0,0145	1,870
11-12	138,84	0,0145	2,013
12-13	94,84	0,0145	1,375
13-14	108,56	0,0145	1,574
14-15	139,79	0,0145	2,027
15-16	88,62	0,0145	1,285
15-38	129,25	0,0145	1,874
16-17	80,61	0,0145	1,169
16-37	113,59	0,0145	1,647
17-18	85,26	0,0145	1,236
18-19	239,12	0,0145	3,467
18-36	108,11	0,0145	1,568
19-35	124,67	0,0145	1,808
19-33	74,65	0,0145	1,082
20-21	197,13	0,0145	2,858
20-31	109,75	0,0145	1,591
21-22	234,82	0,0145	3,405

Tableau V.1: détermination des débits routes (cas de pointe, suite) :

21-30	203,10	0,0145	2,945
22-23	168,25	0,0145	2,440
22-27	363,71	0,0145	5,274
23-24	89,50	0,0145	1,298
23-26	142,32	0,0145	2,064
24-25	142,37	0,0145	2,064
25-26	94,50	0,0145	1,370
26-27	69,20	0,0145	1,003
27-28	194,67	0,0145	2,823
28-29	212,59	0,0145	3,083
28-29	240,67	0,0145	3,490
29-30	227,81	0,0145	3,303
30-31	259,38	0,0145	3,761
31-32	92,44	0,0145	1,340
32-33	90,31	0,0145	1,309
33-34	172,82	0,0145	2,506
34-35	201,53	0,0145	2,922
34-44	70,89	0,0145	1,028
35-36	285,18	0,0145	4,135
35-43	73,82	0,0145	1,070
36-37	163,94	0,0145	2,377
36-42	65,70	0,0145	0,953
37-38	89,14	0,0145	1,292
37-41	60,54	0,0145	0,878
38-39	151,25	0,0145	2,193
39-40	56,11	0,0145	0,814
40-41	224,68	0,0145	3,258
41-53	155,52	0,0145	2,255
42-43	222,23	0,0145	3,222
42-51	75,59	0,0145	1,096
43-50	73,75	0,0145	1,069
43-44	207,65	0,0145	3,011
44-48	71,59	0,0145	1,038
45-46	656,35	0,0145	9,517
46-47	123,23	0,0145	1,787
46-84	112,94	0,0145	1,638
47-48	69,82	0,0145	1,012
47-85	107,34	0,0145	1,556

Tableau V.1: détermination des débits routes (cas de pointe, suite) :

48-49	211,23	0,0145	3,063
49-50	32,37	0,0145	0,469
49-52	226,89	0,0145	3,290
49-86	105,86	0,0145	1,535
50-51	232,55	0,0145	3,372
51-52	71,03	0,0145	1,030
52-53	139,55	0,0145	2,023
53-54	221,80	0,0145	3,216
54-55	1135,21	0,0145	16,461
54-87	105,85	0,0145	1,535
55-56	167,25	0,0145	2,425
55-57	116,05	0,0145	1,683
56-58	136,33	0,0145	1,977
56-57	77,51	0,0145	1,124
57-59	131,92	0,0145	1,913
58-61	133,82	0,0145	1,940
58-59	93,31	0,0145	1,353
59-60	115,73	0,0145	1,678
60-61	81,83	0,0145	1,186
60-62	73,87	0,0145	1,071
61-63	68,56	0,0145	0,994
62-63	64,81	0,0145	0,940
64-65	94,31	0,0145	1,367
64-79	47,69	0,0145	0,691
64-80	466,17	0,0145	6,759
65-66	70,21	0,0145	1,018
65-78	57,71	0,0145	0,837
66-67	67,06	0,0145	0,972
66-77	62,45	0,0145	0,906
67-68	58,13	0,0145	0,843
67-76	60,25	0,0145	0,874
68-69	55,98	0,0145	0,812
68-75	61,43	0,0145	0,891
69-74	9,42	0,0145	0,137
69-70	109,71	0,0145	1,591
70-71	55,59	0,0145	0,806
70-73	10,03	0,0145	0,145
71-72	57,36	0,0145	0,832

Tableau V.1: détermination des débits routes (cas de pointe, suite et fin) :

71-83	708,80	0,0145	10,278
72-73	61,79	0,0145	0,896
72-82	239,83	0,0145	3,478
73-74	109,50	0,0145	1,588
74-81	234,16	0,0145	3,395
75-74	56,97	0,0145	0,826
76-75	57,04	0,0145	0,827
77-76	68,59	0,0145	0,995
78-77	69,77	0,0145	1,012
79-78	94,25	0,0145	1,367
79-80	225,11	0,0145	3,264
80-87	104,62	0,0145	1,517
81-80	347,20	0,0145	5,034
81-82	206,59	0,0145	2,996
82-86	104,43	0,0145	1,514
82-83	437,22	0,0145	6,340
83-84	92,42	0,0145	1,340
83-88	98,64	0,0145	1,430
84-85	123,13	0,0145	1,785
85-86	299,53	0,0145	4,343
86-87	568,15	0,0145	8,238

Tableau V.2 : calcul des débits nodaux (cas de pointe) :

NEODE	TRANCON	LONGEURE(m)	Qsp (l/s/m)	Qr(l/s)	0,5*Qr(l/s)	Qcon(l/s)	Qn(l/s)
1	1-2	126,47	0,0145	1,834	4,453	0	4,453
	1-7	487,72	0,0145	7,072			
2	1-2	126,47	0,0145	1,834	1,910	0	1,910
	2-3	137,01	0,0145	1,987			
	2-20	155,68	0,0145	2,257			
3	2-3	137,01	0,0145	1,987	1,566	0	1,566
	3-4	78,99	0,0145	1,145			
	3-18	93,25	0,0145	1,352			
4	3-4	78,99	0,0145	1,145	1,143	0	1,143
	4-5	78,70	0,0145	1,141			
	4-17	91,39	0,0145	1,325			
5	4-5	78,70	0,0145	1,141	1,233	0	1,233
	5-6	91,39	0,0145	1,325			
	5-16	89,66	0,0145	1,300			
6	5-6	91,39	0,0145	1,325	1,646	0	1,646
	6-7	135,66	0,0145	1,967			
	6-15	86,14	0,0145	1,249			
7	6-7	135,66	0,0145	1,967	1,615	0	1,615
	7-8	87,08	0,0145	1,263			
	7-14	76,61	0,0145	1,111			
	1-7	487,72	0,0145	7,072			
8	7-8	87,08	0,0145	1,263	1,400	0	1,4
	8-9	106,08	0,0145	1,538			
	8-13	86,74	0,0145	1,258			
9	8-9	106,08	0,0145	1,538	1,818	0	1,818
	9-10	144,69	0,0145	2,098			
	9-12	53,88	0,0145	0,781			
	9-90	91,31	0,0145	1,324			
10	9-10	144,69	0,0145	2,098	1,500	0	1,5
	10-11	62,26	0,0145	0,903			
	10-89	128,99	0,0145	1,870			
11	10-11	62,26	0,0145	0,903	1,458	0	1,458
	11-12	138,84	0,0145	2,013			
12	11-12	138,84	0,0145	2,013	1,694	0	1,694
	12-13	94,84	0,0145	1,375			
	9-12	53,88	0,0145	0,781			

Tableau V.2 : calcul des débits nodaux (cas de pointe, suite) :

13	12-13	94,84	0,0145	1,375	1,316	0	1,316
	8-13	86,74	0,0145	1,258			
	13-14	108,56	0,0145	1,574			
14	13-14	108,56	0,0145	1,574	1,801	0	1,801
	14-15	139,79	0,0145	2,027			
	7-14	76,61	0,0145	1,111			
15	14-15	139,79	0,0145	2,027	1,656	0	1,656
	15-16	88,62	0,0145	1,285			
	15-38	129,25	0,0145	1,874			
	6-15	86,14	0,0145	1,249			
16	15-16	88,62	0,0145	1,285	1,227	0	1,227
	16-17	80,61	0,0145	1,169			
	16-37	113,59	0,0145	1,647			
	5-16	89,66	0,0145	1,300			
17	16-17	80,61	0,0145	1,169	1,247	0	1,247
	4-17	91,39	0,0145	1,325			
	17-18	85,26	0,0145	1,236			
18	18-19	239,12	0,0145	3,467	2,517	0	2,517
	18-36	108,11	0,0145	1,568			
	17-18	85,26	0,0145	1,236			
	3-18	93,25	0,0145	1,352			
19	19-35	124,67	0,0145	1,808	1,445	0	1,445
	19-33	74,65	0,0145	1,082			
	18-19	239,12	0,0145	3,467			
20	20-21	197,13	0,0145	2,858	2,225	0	2,225
	20-31	109,75	0,0145	1,591			
	2-20	155,68	0,0145	2,257			
21	21-22	234,82	0,0145	3,405	3,175	0	3,175
	21-30	203,10	0,0145	2,945			
	20-21	197,13	0,0145	2,858			
22	22-23	168,25	0,0145	2,440	3,857	0	3,857
	22-27	363,71	0,0145	5,274			
	21-22	234,82	0,0145	3,405			
23	23-24	89,50	0,0145	1,298	1,681	0	1,681
	23-26	142,32	0,0145	2,064			
	22-23	168,25	0,0145	2,440			
24	23-24	89,50	0,0145	1,298	1,681	0	1,681
	24-25	142,37	0,0145	2,064			

Tableau V.2 : calcul des débits nodaux (cas de pointe, suite) :

25	24-25	142,37	0,0145	2,064	1,717	0	1,717
	25-26	94,50	0,0145	1,370			
26	25-26	94,50	0,0145	1,370	1,187	0	1,187
	26-27	69,20	0,0145	1,003			
	23-26	142,32	0,0145	2,064			
27	27-28	194,67	0,0145	2,823	1,913	0	1,913
	26-27	69,20	0,0145	1,003			
	22-27	363,71	0,0145	5,274			
28	27-28	194,67	0,0145	2,823	2,953	0	2,953
	28-29	212,59	0,0145	3,083			
	28-29	240,67	0,0145	3,490			
29	28-29	212,59	0,0145	3,083	3,286	0	3,286
	28-29	240,67	0,0145	3,490			
	29-30	227,81	0,0145	3,303			
30	29-30	227,81	0,0145	3,303	3,532	0	3,532
	30-31	259,38	0,0145	3,761			
	21-30	203,10	0,0145	2,945			
31	30-31	259,38	0,0145	3,761	2,551	0	2,551
	31-32	92,44	0,0145	1,340			
	20-31	109,75	0,0145	1,591			
32	31-32	92,44	0,0145	1,340	1,325	0	1,325
	32-33	90,31	0,0145	1,309			
33	33-34	172,82	0,0145	2,506	1,908	0	1,908
	32-33	90,31	0,0145	1,309			
	19-33	74,65	0,0145	1,082			
34	33-34	172,82	0,0145	2,506	2,714	0	2,714
	34-35	201,53	0,0145	2,922			
	34-44	70,89	0,0145	1,028			
35	34-35	201,53	0,0145	2,922	3,529	0	3,529
	35-36	285,18	0,0145	4,135			
	35-43	73,82	0,0145	1,070			
	19-35	124,67	0,0145	1,808			
36	35-36	285,18	0,0145	4,135	3,256	0	3,256
	36-37	163,94	0,0145	2,377			
	36-42	65,70	0,0145	0,953			
	18-36	108,11	0,0145	1,568			

Tableau V.2 : calcul des débits nodaux (cas de pointe, suite) :

37	36-37	163,94	0,0145	2,377	1,835	0	1,835
	37-38	89,14	0,0145	1,292			
	37-41	60,54	0,0145	0,878			
	16-37	113,59	0,0145	1,647			
38	37-38	89,14	0,0145	1,292	1,743	0	1,743
	38-39	151,25	0,0145	2,193			
	15-38	129,25	0,0145	1,874			
39	38-39	151,25	0,0145	2,193	1,503	0	1,503
	39-40	56,11	0,0145	0,814			
40	39-40	56,11	0,0145	0,814	2,036	0	2,036
	40-41	224,68	0,0145	3,258			
41	40-41	224,68	0,0145	3,258	2,756	0	2,756
	41-53	155,52	0,0145	2,255			
	37-41	60,54	0,0145	0,878			
42	36-42	65,70	0,0145	0,953	2,087	0	2,087
	42-43	222,23	0,0145	3,222			
	42-51	75,59	0,0145	1,096			
43	42-43	222,23	0,0145	3,222	2,146	0	2,146
	43-50	73,75	0,0145	1,069			
	43-44	207,65	0,0145	3,011			
	35-43	73,82	0,0145	1,070			
44	43-44	207,65	0,0145	3,011	2,024	0	2,024
	44-48	71,59	0,0145	1,038			
	34-44	70,89	0,0145	1,028			
45	45-46	656,35	0,0145	9,517	5,652	0	5,652
46	46-47	123,23	0,0145	1,787	1,712	0	1,712
	46-84	112,94	0,0145	1,638			
	45-46	656,35	0,0145	9,517			
47	46-47	123,23	0,0145	1,787	1,400	0	1,4
	47-48	69,82	0,0145	1,012			
	47-85	107,34	0,0145	1,556			
48	47-48	69,82	0,0145	1,012	1,025	0	1,025
	44-48	71,59	0,0145	1,038			
	48-49	211,23	0,0145	3,063			
49	48-49	211,23	0,0145	3,063	1,766	0	1,766
	49-50	32,37	0,0145	0,469			
	49-52	226,89	0,0145	3,290			
	49-86	105,86	0,0145	1,535			

Tableau V.2 : calcul des débits nodaux (cas de pointe, suite) :

50	49-50	32,37	0,0145	0,469	1,921	0	1,921
	50-51	232,55	0,0145	3,372			
	43-50	73,75	0,0145	1,069			
51	50-51	232,55	0,0145	3,372	2,201	0	2,201
	51-52	71,03	0,0145	1,030			
	42-51	75,59	0,0145	1,096			
52	51-52	71,03	0,0145	1,030	1,527	0	1,527
	52-53	139,55	0,0145	2,023			
	49-52	226,89	0,0145	3,290			
53	52-53	139,55	0,0145	2,023	2,139	0	2,139
	41-53	155,52	0,0145	2,255			
	53-54	221,80	0,0145	3,216			
54	53-54	221,80	0,0145	3,216	9,838	0	9,838
	54-55	1135,21	0,0145	16,461			
	54-87	105,85	0,0145	1,535			
55	54-55	1135,21	0,0145	16,461	9,443	0	9,443
	55-56	167,25	0,0145	2,425			
	55-57	116,05	0,0145	1,683			
56	55-56	167,25	0,0145	2,425	2,201	0	2,201
	56-58	136,33	0,0145	1,977			
	56-57	77,51	0,0145	1,124			
57	56-57	77,51	0,0145	1,124	1,403	0	1,403
	55-57	116,05	0,0145	1,683			
	57-59	131,92	0,0145	1,913			
58	56-58	136,33	0,0145	1,977	1,665	0	1,665
	58-61	93,31	0,0145	1,353			
	58-59	93,31	0,0145	1,353			
59	58-59	93,31	0,0145	1,353	1,633	0	1,633
	57-59	131,92	0,0145	1,913			
	59-60	115,73	0,0145	1,678			
60	59-60	115,73	0,0145	1,678	1,432	0	1,432
	60-61	81,83	0,0145	1,186			
	60-62	73,87	0,0145	1,071			
61	60-61	81,83	0,0145	1,186	1,090	0	1,09
	61-63	68,56	0,0145	0,994			
	58-61	93,31	0,0145	1,353			
62	60-62	73,87	0,0145	1,071	1,005	0	1,005
	62-63	64,81	0,0145	0,940			

Tableau V.2 : calcul des débits nodaux (cas de pointe, suite) :

63	62-63	64,81	0,0145	0,940	0,967	0	0,967
	61-63	68,56	0,0145	0,994			
64	64-65	94,31	0,0145	1,367	1,029	0	1,029
	64-79	47,69	0,0145	0,691			
	64-80	466,17	0,0145	6,759			
65	64-65	94,31	0,0145	1,367	1,193	0	1,193
	65-66	70,21	0,0145	1,018			
	65-78	57,71	0,0145	0,837			
66	65-66	70,21	0,0145	1,018	0,995	0	0,995
	66-67	67,06	0,0145	0,972			
	66-77	62,45	0,0145	0,906			
67	66-67	67,06	0,0145	0,972	0,908	0	0,908
	67-68	58,13	0,0145	0,843			
	67-76	60,25	0,0145	0,874			
68	67-68	58,13	0,0145	0,843	0,827	0	0,827
	68-69	55,98	0,0145	0,812			
	68-75	61,43	0,0145	0,891			
69	68-69	55,98	0,0145	0,812	0,474	0	0,474
	69-74	9,42	0,0145	0,137			
	69-70	109,71	0,0145	1,591			
70	69-70	109,71	0,0145	1,591	1,198	0	1,198
	70-71	55,59	0,0145	0,806			
	70-73	10,03	0,0145	0,145			
71	70-71	55,59	0,0145	0,806	0,819	0	0,819
	71-72	57,36	0,0145	0,832			
	71-83	708,80	0,0145	10,278			
72	71-72	57,36	0,0145	0,832	0,864	0	0,864
	72-73	61,79	0,0145	0,896			
	72-82	239,83	0,0145	3,478			
73	72-73	61,79	0,0145	0,896	1,242	0	1,242
	73-74	109,50	0,0145	1,588			
	70-73	10,03	0,0145	0,145			
74	73-74	109,50	0,0145	1,588	2,492	0	2,492
	74-81	234,16	0,0145	3,395			
	69-74	9,42	0,0145	0,137			
	75-74	56,97	0,0145	0,826			

Tableau V.2 : calcul des débits nodaux (cas de pointe, suite) :

75	75-74	56,97	0,0145	0,826	0,827	0	0,827
	76-75	57,04	0,0145	0,827			
	68-75	61,43	0,0145	0,891			
76	76-75	57,04	0,0145	0,827	0,827	0	0,827
	76-75	57,04	0,0145	0,827			
	77-76	68,59	0,0145	0,995			
77	77-76	68,59	0,0145	0,995	0,950	0	0,95
	66-77	62,45	0,0145	0,906			
	78-77	69,77	0,0145	1,012			
78	78-77	69,77	0,0145	1,012	1,189	0	1,189
	79-78	94,25	0,0145	1,367			
	65-78	57,71	0,0145	0,837			
79	79-78	94,25	0,0145	1,367	1,029	0	1,029
	64-79	47,69	0,0145	0,691			
	79-80	225,11	0,0145	3,264			
80	79-80	225,11	0,0145	3,264	5,012	0	5,012
	64-80	466,17	0,0145	6,759			
	80-87	104,62	0,0145	1,517			
	81-80	347,20	0,0145	5,034			
81	81-80	347,20	0,0145	5,034	5,034	0	5,034
	81-80	347,20	0,0145	5,034			
	81-82	206,59	0,0145	2,996			
82	81-82	206,59	0,0145	2,996	2,255	0	2,255
	82-86	104,43	0,0145	1,514			
	82-83	437,22	0,0145	6,340			
	72-82	239,83	0,0145	3,478			
83	82-83	437,22	0,0145	6,340	3,840	0	3,84
	83-84	92,42	0,0145	1,340			
	83-88	98,64	0,0145	1,430			
	71-83	708,80	0,0145	10,278			
84	83-84	92,42	0,0145	1,340	1,563	0	1,563
	84-85	123,13	0,0145	1,785			
	46-84	112,94	0,0145	1,638			
85	84-85	123,13	0,0145	1,785	1,671	0	1,671
	47-85	107,34	0,0145	1,556			
	85-86	299,53	0,0145	4,343			

Tableau V.2 : calcul des débits nodaux (cas de pointe, suite et fin) :

86	85-86	299,53	0,0145	4,343	2,939	0	2,939
	49-86	105,86	0,0145	1,535			
	86-87	568,15	0,0145	8,238			
	82-86	104,43	0,0145	1,514			
87	86-87	568,15	0,0145	8,238	4,878	0	4,878
	80-87	104,62	0,0145	1,517			
	54-87	105,85	0,0145	1,535			
88	83-88	98,64	0,0145	1,430	1,650	0	1,65
89	10-89	128,99	0,0145	1,870	1,597	0	1,597
90	9-90	91,31	0,0145	1,324	0,662	0	0,662

Tableau V.3 : calcul des débits nodaux (cas de point+incendie) :

NEODE	TRANCON	LONGEURE(m)	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	0,5*Qr (l/s)	Qcon (l/s)	Qn (l/s)
1	1-2	126,47	0,0145	1,834	4,453	0	4,453
	1-7	487,72	0,0145	7,072			
2	1-2	126,47	0,0145	1,834	1,910	0	1,910
	2-3	137,01	0,0145	1,987			
	2-20	155,68	0,0145	2,257			
3	2-3	137,01	0,0145	1,987	1,566	0	1,566
	3-4	78,99	0,0145	1,145			
	3-18	93,25	0,0145	1,352			
4	3-4	78,99	0,0145	1,145	1,143	0	1,143
	4-5	78,70	0,0145	1,141			
	4-17	91,39	0,0145	1,325			
5	4-5	78,70	0,0145	1,141	1,233	0	1,233
	5-6	91,39	0,0145	1,325			
	5-16	89,66	0,0145	1,300			
6	5-6	91,39	0,0145	1,325	1,646	0	1,646
	6-7	135,66	0,0145	1,967			
	6-15	86,14	0,0145	1,249			
7	6-7	135,66	0,0145	1,967	1,615	0	1,615
	7-8	87,08	0,0145	1,263			
	7-14	76,61	0,0145	1,111			
	1-7	487,72	0,0145	7,072			
8	7-8	87,08	0,0145	1,263	1,400	0	1,4
	8-9	106,08	0,0145	1,538			
	8-13	86,74	0,0145	1,258			
9	8-9	106,08	0,0145	1,538	1,818	0	1,818
	9-10	144,69	0,0145	2,098			
	9-12	53,88	0,0145	0,781			
	9-90	91,31	0,0145	1,324			
10	9-10	144,69	0,0145	2,098	1,500	0	1,5
	10-11	62,26	0,0145	0,903			
	10-89	128,99	0,0145	1,870			
11	10-11	62,26	0,0145	0,903	1,458	0	1,458
	11-12	138,84	0,0145	2,013			
12	11-12	138,84	0,0145	2,013	1,694	0	1,694
	12-13	94,84	0,0145	1,375			
	9-12	53,88	0,0145	0,781			

Tableau V.3 : calcul des débits nodaux (cas de point+incendie, suite) :

13	12-13	94,84	0,0145	1,375	1,316	0	1,316
	8-13	86,74	0,0145	1,258			
	13-14	108,56	0,0145	1,574			
14	13-14	108,56	0,0145	1,574	1,801	0	1,801
	14-15	139,79	0,0145	2,027			
	7-14	76,61	0,0145	1,111			
15	14-15	139,79	0,0145	2,027	1,656	0	1,656
	15-16	88,62	0,0145	1,285			
	15-38	129,25	0,0145	1,874			
	6-15	86,14	0,0145	1,249			
16	15-16	88,62	0,0145	1,285	1,227	0	1,227
	16-17	80,61	0,0145	1,169			
	16-37	113,59	0,0145	1,647			
	5-16	89,66	0,0145	1,300			
17	16-17	80,61	0,0145	1,169	1,247	0	1,247
	4-17	91,39	0,0145	1,325			
	17-18	85,26	0,0145	1,236			
18	18-19	239,12	0,0145	3,467	2,517	0	2,517
	18-36	108,11	0,0145	1,568			
	17-18	85,26	0,0145	1,236			
	3-18	93,25	0,0145	1,352			
19	19-35	124,67	0,0145	1,808	1,445	0	1,445
	19-33	74,65	0,0145	1,082			
	18-19	239,12	0,0145	3,467			
20	20-21	197,13	0,0145	2,858	2,225	0	2,225
	20-31	109,75	0,0145	1,591			
	2-20	155,68	0,0145	2,257			
21	21-22	234,82	0,0145	3,405	3,175	0	3,175
	21-30	203,10	0,0145	2,945			
	20-21	197,13	0,0145	2,858			
22	22-23	168,25	0,0145	2,440	3,857	0	3,857
	22-27	363,71	0,0145	5,274			
	21-22	234,82	0,0145	3,405			
23	23-24	89,50	0,0145	1,298	1,681	0	1,681
	23-26	142,32	0,0145	2,064			
	22-23	168,25	0,0145	2,440			
24	23-24	89,50	0,0145	1,298	1,681	0	1,681
	24-25	142,37	0,0145	2,064			
25	24-25	142,37	0,0145	2,064	1,717	0	1,717
	25-26	94,50	0,0145	1,370			

Tableau V.3 : calcul des débits nodaux (cas de point+incendie, suite) :

26	25-26	94,50	0,0145	1,370	1,187	0	1,187
	26-27	69,20	0,0145	1,003			
	23-26	142,32	0,0145	2,064			
27	27-28	194,67	0,0145	2,823	1,913	0	1,913
	26-27	69,20	0,0145	1,003			
	22-27	363,71	0,0145	5,274			
28	27-28	194,67	0,0145	2,823	2,953	0	2,953
	28-29	212,59	0,0145	3,083			
	28-29	240,67	0,0145	3,490			
29	28-29	212,59	0,0145	3,083	3,286	0	3,286
	28-29	240,67	0,0145	3,490			
	29-30	227,81	0,0145	3,303			
30	29-30	227,81	0,0145	3,303	3,532	0	3,532
	30-31	259,38	0,0145	3,761			
	21-30	203,10	0,0145	2,945			
31	30-31	259,38	0,0145	3,761	2,551	0	2,551
	31-32	92,44	0,0145	1,340			
	20-31	109,75	0,0145	1,591			
32	31-32	92,44	0,0145	1,340	1,325	0	1,325
	32-33	90,31	0,0145	1,309			
33	33-34	172,82	0,0145	2,506	1,908	0	1,908
	32-33	90,31	0,0145	1,309			
	19-33	74,65	0,0145	1,082			
34	33-34	172,82	0,0145	2,506	2,714	0	2,714
	34-35	201,53	0,0145	2,922			
	34-44	70,89	0,0145	1,028			
35	34-35	201,53	0,0145	2,922	3,529	0	3,529
	35-36	285,18	0,0145	4,135			
	35-43	73,82	0,0145	1,070			
	19-35	124,67	0,0145	1,808			
36	35-36	285,18	0,0145	4,135	3,256	0	3,256
	36-37	163,94	0,0145	2,377			
	36-42	65,70	0,0145	0,953			
	18-36	108,11	0,0145	1,568			
37	36-37	163,94	0,0145	2,377	1,835	0	1,835
	37-38	89,14	0,0145	1,292			
	37-41	60,54	0,0145	0,878			
	16-37	113,59	0,0145	1,647			
38	37-38	89,14	0,0145	1,292	1,743	0	1,743
	38-39	151,25	0,0145	2,193			
	15-38	129,25	0,0145	1,874			

Tableau V.3 : calcul des débits nodaux (cas de point+incendie, suite) :

39	38-39	151,25	0,0145	2,193	1,503	0	1,503
	39-40	56,11	0,0145	0,814			
40	39-40	56,11	0,0145	0,814	2,036	0	2,036
	40-41	224,68	0,0145	3,258			
41	40-41	224,68	0,0145	3,258	2,756	0	2,756
	41-53	155,52	0,0145	2,255			
	37-41	60,54	0,0145	0,878			
42	36-42	65,70	0,0145	0,953	2,087	0	2,087
	42-43	222,23	0,0145	3,222			
	42-51	75,59	0,0145	1,096			
43	42-43	222,23	0,0145	3,222	2,146	0	2,146
	43-50	73,75	0,0145	1,069			
	43-44	207,65	0,0145	3,011			
	35-43	73,82	0,0145	1,070			
44	43-44	207,65	0,0145	3,011	2,024	0	2,024
	44-48	71,59	0,0145	1,038			
	34-44	70,89	0,0145	1,028			
45	45-46	656,35	0,0145	9,517	5,652	0	5,652
46	46-47	123,23	0,0145	1,787	1,712	0	1,712
	46-84	112,94	0,0145	1,638			
	45-46	656,35	0,0145	9,517			
47	46-47	123,23	0,0145	1,787	1,400	0	1,4
	47-48	69,82	0,0145	1,012			
	47-85	107,34	0,0145	1,556			
48	47-48	69,82	0,0145	1,012	1,025	0	1,025
	44-48	71,59	0,0145	1,038			
	48-49	211,23	0,0145	3,063			
49	48-49	211,23	0,0145	3,063	1,766	0	1,766
	49-50	32,37	0,0145	0,469			
	49-52	226,89	0,0145	3,290			
	49-86	105,86	0,0145	1,535			
50	49-50	32,37	0,0145	0,469	1,921	0	1,921
	50-51	232,55	0,0145	3,372			
	43-50	73,75	0,0145	1,069			
51	50-51	232,55	0,0145	3,372	2,201	0	2,201
	51-52	71,03	0,0145	1,030			
	42-51	75,59	0,0145	1,096			

Tableau V.3 : calcul des débits nodaux (cas de point+incendie, suite) :

52	51-52	71,03	0,0145	1,030	1,527	0	1,527
	52-53	139,55	0,0145	2,023			
	49-52	226,89	0,0145	3,290			
53	52-53	139,55	0,0145	2,023	2,139	0	2,139
	41-53	155,52	0,0145	2,255			
	53-54	221,80	0,0145	3,216			
54	53-54	221,80	0,0145	3,216	9,838	0	9,838
	54-55	1135,21	0,0145	16,461			
	54-87	105,85	0,0145	1,535			
55	54-55	1135,21	0,0145	16,461	9,443	0	9,443
	55-56	167,25	0,0145	2,425			
	55-57	116,05	0,0145	1,683			
56	55-56	167,25	0,0145	2,425	2,201	0	2,201
	56-58	136,33	0,0145	1,977			
	56-57	77,51	0,0145	1,124			
57	56-57	77,51	0,0145	1,124	1,403	0	1,403
	55-57	116,05	0,0145	1,683			
	57-59	131,92	0,0145	1,913			
58	56-58	136,33	0,0145	1,977	1,665	0	1,665
	58-61	93,31	0,0145	1,353			
	58-59	93,31	0,0145	1,353			
59	58-59	93,31	0,0145	1,353	1,633	0	1,633
	57-59	131,92	0,0145	1,913			
	59-60	115,73	0,0145	1,678			
60	59-60	115,73	0,0145	1,678	1,432	0	1,432
	60-61	81,83	0,0145	1,186			
	60-62	73,87	0,0145	1,071			
61	60-61	81,83	0,0145	1,186	1,090	0	1,09
	61-63	68,56	0,0145	0,994			
	58-61	93,31	0,0145	1,353			
62	60-62	73,87	0,0145	1,071	1,005	0	1,005
	62-63	64,81	0,0145	0,940			
63	62-63	64,81	0,0145	0,940	0,967	0	0,967
	61-63	68,56	0,0145	0,994			
64	64-65	94,31	0,0145	1,367	1,029	0	1,029
	64-79	47,69	0,0145	0,691			
	64-80	466,17	0,0145	6,759			
65	64-65	94,31	0,0145	1,367	1,193	17	18,193
	65-66	70,21	0,0145	1,018			
	65-78	57,71	0,0145	0,837			

Tableau V.3 : calcul des débits nodaux (cas de point+incendie, suite) :

66	65-66	70,21	0,0145	1,018	0,995	0	0,995
	66-67	67,06	0,0145	0,972			
	66-77	62,45	0,0145	0,906			
67	66-67	67,06	0,0145	0,972	0,908	0	0,908
	67-68	58,13	0,0145	0,843			
	67-76	60,25	0,0145	0,874			
68	67-68	58,13	0,0145	0,843	0,827	0	0,827
	68-69	55,98	0,0145	0,812			
	68-75	61,43	0,0145	0,891			
69	68-69	55,98	0,0145	0,812	0,474	0	0,474
	69-74	9,42	0,0145	0,137			
	69-70	109,71	0,0145	1,591			
70	69-70	109,71	0,0145	1,591	1,198	0	1,198
	70-71	55,59	0,0145	0,806			
	70-73	10,03	0,0145	0,145			
71	70-71	55,59	0,0145	0,806	0,819	0	0,819
	71-72	57,36	0,0145	0,832			
	71-83	708,80	0,0145	10,278			
72	71-72	57,36	0,0145	0,832	0,864	0	0,864
	72-73	61,79	0,0145	0,896			
	72-82	239,83	0,0145	3,478			
73	72-73	61,79	0,0145	0,896	1,242	0	1,242
	73-74	109,50	0,0145	1,588			
	70-73	10,03	0,0145	0,145			
74	73-74	109,50	0,0145	1,588	2,492	0	2,492
	74-81	234,16	0,0145	3,395			
	69-74	9,42	0,0145	0,137			
	75-74	56,97	0,0145	0,826			
75	75-74	56,97	0,0145	0,826	0,827	0	0,827
	76-75	57,04	0,0145	0,827			
	68-75	61,43	0,0145	0,891			
76	76-75	57,04	0,0145	0,827	0,827	0	0,827
	76-75	57,04	0,0145	0,827			
	77-76	68,59	0,0145	0,995			
77	77-76	68,59	0,0145	0,995	0,950	0	0,95
	66-77	62,45	0,0145	0,906			
	78-77	69,77	0,0145	1,012			
78	78-77	69,77	0,0145	1,012	1,189	0	1,189
	79-78	94,25	0,0145	1,367			
	65-78	57,71	0,0145	0,837			

Tableau V.3 : calcul des débits nodaux (cas de point+incendie, suite et fin) :

79	79-78	94,25	0,0145	1,367	1,029	0	1,029
	64-79	47,69	0,0145	0,691			
	79-80	225,11	0,0145	3,264			
80	79-80	225,11	0,0145	3,264	5,012	0	5,012
	64-80	466,17	0,0145	6,759			
	80-87	104,62	0,0145	1,517			
	81-80	347,20	0,0145	5,034			
81	81-80	347,20	0,0145	5,034	5,034	0	5,034
	81-80	347,20	0,0145	5,034			
	81-82	206,59	0,0145	2,996			
82	81-82	206,59	0,0145	2,996	2,255	0	2,255
	82-86	104,43	0,0145	1,514			
	82-83	437,22	0,0145	6,340			
	72-82	239,83	0,0145	3,478			
83	82-83	437,22	0,0145	6,340	3,840	0	3,84
	83-84	92,42	0,0145	1,340			
	83-88	98,64	0,0145	1,430			
	71-83	708,80	0,0145	10,278			
84	83-84	92,42	0,0145	1,340	1,563	0	1,563
	84-85	123,13	0,0145	1,785			
	46-84	112,94	0,0145	1,638			
85	84-85	123,13	0,0145	1,785	1,671	0	1,671
	47-85	107,34	0,0145	1,556			
	85-86	299,53	0,0145	4,343			
86	85-86	299,53	0,0145	4,343	2,939	0	2,939
	49-86	105,86	0,0145	1,535			
	86-87	568,15	0,0145	8,238			
	82-86	104,43	0,0145	1,514			
87	86-87	568,15	0,0145	8,238	4,878	0	4,878
	80-87	104,62	0,0145	1,517			
	54-87	105,85	0,0145	1,535			
88	83-88	98,64	0,0145	1,430	1,650	0	1,65
89	10-89	128,99	0,0145	1,870	1,597	0	1,597
90	9-90	91,31	0,0145	1,324	0,662	0	0,662

V.8 Détermination des diamètres du réseau :

Les conduites du réseau sont dimensionnées à partir des débits maximaux horaires.

Possédant les débits répartis préalablement, on peut choisir leurs diamètres avantageux correspondants (écoulement gravitaire), tout en respectant la fourchette de vitesse 0,5 ÷ 1,5 m/s jusqu'à 2m/s en cas de pointe plus incendie.

Tableau V.4 : détermination des diamètres avantageux du réseau :

N° du tronçon	tronçon	Q _{pointe}	Q _{pointe+in}	Q _{max}	Diamètre (ext)	Epaisseur	vitesse	
		l/s	l/s	l/s			mm	mm
1	1-2	143,188	151,688	151,688	315	12,1	2,156	2,284
2	1-7	143,188	151,688	151,688	315	12,1	2,156	2,284
3	2-3	70,639	74,889	74,889	315	12,1	1,063	1,127
4	2-20	70,639	74,889	74,889	315	12,1	1,063	1,127
5	3-4	34,536	36,661	36,661	200	7,7	1,290	1,370
6	3-18	34,536	36,661	36,661	200	7,7	1,290	1,370
7	4-5	16,696	17,759	17,759	160	6,2	0,976	1,038
8	4-17	16,696	17,759	17,759	160	6,2	0,976	1,038
9	5-6	7,731	8,263	8,263	110	4,2	0,953	1,019
10	5-16	7,731	8,263	8,263	110	4,2	0,953	1,019
11	6-7	3,042	3,308	3,308	75	3,6	0,842	0,916
12	6-15	3,042	3,308	3,308	75	3,6	0,842	0,916
13	7-8	72,307	76,69	76,69	315	12,1	1,089	1,155
14	7-14	72,307	76,69	76,69	315	12,1	1,089	1,155
15	8-9	35,453	37,645	37,645	200	7,7	1,324	1,406
16	8-13	35,453	37,645	37,645	200	7,7	1,324	1,406
17	9-10	14,986	17,582	17,582	160	6,2	0,876	1,027
18	9-12	14,986	17,582	17,582	160	6,2	0,876	1,027
19	9-90	0,662	0,662	0,662	50	2,4	0,413	0,413
20	10-11	10,292	14,485	14,485	125	4,8	0,984	1,385
21	10-89	1,597	1,597	1,597	50	2,4	0,995	0,995
22	11-12	8,834	13,027	13,027	125	4,8	0,844	1,245
23	12-13	22,126	28,915	28,915	200	7,7	0,827	1,080
24	13-14	56,263	65,244	65,244	300	9,6	0,908	1,053

Tableau V.4 : détermination des diamètres avantageux du réseau (suite) :

25	14-15	126,769	140,133	140,133	315	12,1	1,908	2,110
26	15-16	100	110	110	315	12,1	1,505	1,656
27	15-38	28,155	41,785	41,785	200	7,7	1,052	1,561
28	16-17	53,252	58,493	58,493	250	9,6	1,273	1,398
29	16-37	53,252	58,493	58,493	250	9,6	1,273	1,398
30	17-18	68,701	75,005	75,005	315	12,1	1,034	1,129
31	18-19	50,36	54,574	54,574	250	9,6	1,204	1,304
32	18-36	50,36	54,574	54,574	250	9,6	1,204	1,304
33	19-35	24,457	26,564	26,564	200	7,7	0,914	0,992
34	19-33	24,457	26,564	26,564	200	7,7	0,914	0,992
35	20-21	34,207	36,332	36,332	200	7,7	1,278	1,357
36	20-31	34,207	36,332	36,332	200	7,7	1,278	1,357
37	21-22	15,516	16,578	16,578	160	6,2	0,907	0,969
38	21-30	15,516	16,578	16,578	160	6,2	0,907	0,969
39	22-23	10	11	11	125	4,8	0,956	1,052
40	22-27	1,64	1,721	1,721	50	2,4	1,022	1,072
41	23-24	4,159	4,659	4,659	75	3,6	1,152	1,290
42	23-26	4,159	4,659	4,659	75	3,6	1,152	1,290
43	24-25	2,478	2,978	2,978	50	2,4	1,544	1,856
44	25-26	0,761	1,261	1,261	50	2,4	0,474	0,786
45	26-27	3,733	4,733	4,733	75	3,6	1,034	1,311
46	27-28	3,46	4,541	4,541	75	3,6	0,958	1,258
47	28-29	0,253	0,794	0,794	50	2,4	0,158	0,495
48	28-29	0,253	0,794	0,794	50	2,4	0,158	0,495
49	29-30	2,78	1,698	2,78	50	2,4	1,732	1,732
50	30-31	9,204	11,348	11,348	125	4,8	0,880	1,085
51	31-32	40,86	45,129	45,129	250	9,6	0,977	1,079
52	32-33	39,535	43,804	43,804	250	9,6	0,945	1,047
53	33-34	62,084	68,46	68,46	315	11,5	0,927	1,022
54	34-35	30,317	33,931	33,931	200	7,7	1,133	1,268
55	34-44	89,682	99,678	99,678	315	12,1	1,350	1,501
56	35-36	39,707	44,828	44,828	250	9,6	0,949	1,071
57	35-43	30,317	33,931	33,931	200	7,7	1,133	1,268
58	36-37	32,311	38,339	38,339	200	7,7	1,207	1,432

Tableau V.4 : détermination des diamètres avantageux du réseau (suite) :

59	36-42	39,707	44,828	44,828	250	9,6	0,949	1,071
60	37-38	13,206	20,021	20,021	160	6,2	0,772	1,170
61	37-41	32,311	38,339	38,339	200	7,7	1,207	1,432
62	38-39	13,206	20,021	20,021	160	6,2	0,772	1,170
63	39-40	11,703	18,518	18,518	160	6,2	0,684	1,082
64	40-41	9,667	16,482	16,482	160	6,2	0,565	0,963
65	41-53	39,222	52,065	52,065	250	9,6	0,937	1,244
66	42-43	18,81	21,37	21,37	160	6,2	1,099	1,249
67	42-51	18,81	21,37	21,37	160	6,2	1,099	1,249
68	43-50	90,81	101,982	101,982	315	12,1	1,367	1,535
69	43-44	43,829	48,827	48,827	250	9,6	1,047	1,167
70	44-48	40,829	48,827	48,827	250	9,6	0,976	1,167
71	45-46	5,652	5,652	5,652	75	3,6	1,565	1,565
72	46-47	9,251	11,25	11,25	125	4,8	0,884	1,075
73	46-84	1,887	3,886	3,886	75	3,6	0,523	1,076
74	47-48	19,902	23,901	23,901	160	6,2	1,163	1,397
75	47-85	9,251	11,25	11,25	125	4,8	0,884	1,075
76	48-49	19,902	23,901	23,901	160	6,2	1,163	1,397
77	49-50	44,444	50,03	50,03	250	9,6	1,062	1,196
78	49-52	29,763	33,836	33,836	200	7,7	1,112	1,264
79	49-86	92,343	106	106	315	12,1	1,390	1,596
80	50-51	44,444	50,03	50,03	250	9,6	1,062	1,196
81	51-52	61,053	69,199	69,199	315	11,5	0,912	1,033
82	52-53	29,763	33,836	33,836	200	7,7	1,112	1,264
83	53-54	66,846	83,762	83,762	315	12,1	1,006	1,261
84	54-55	28,504	36,962	36,962	200	7,7	1,065	1,381
85	54-87	28,504	36,962	36,962	200	7,7	1,065	1,381
86	55-56	9,53	13,759	13,759	125	4,8	0,911	1,315
87	55-57	9,53	13,759	13,759	125	4,8	0,911	1,315
88	56-58	3,664	5,779	5,779	75	3,6	1,015	1,600
89	56-57	3,664	5,779	5,779	75	3,6	1,015	1,600
90	57-59	11,791	18,135	18,135	160	6,2	0,689	1,060
91	58-61	7,074	12,365	12,365	125	4,8	0,676	1,182
92	58-59	5,075	8,251	8,251	110	4,2	0,626	1,018

Tableau V.4 : détermination des diamètres avantageux du réseau (suite) :

93	59-60	5,075	8,251	8,251	110	4,2	0,626	1,018
94	60-61	2,992	5,637	5,637	75	3,6	0,829	1,561
95	60-62	6,635	12,456	12,456	125	4,8	0,634	1,191
96	61-63	2,992	5,637	5,637	75	3,6	0,829	1,561
97	62-63	5,63	11,451	11,451	125	6	0,561	1,142
98	64-65	15,8	15,8	15,8	160	6,2	0,923	0,923
99	64-79	32,794	32,794	32,794	200	7,7	1,225	1,225
100	64-80	15,8	30,712	30,712	200	7,7	0,590	1,147
101	65-66	20,855	30,559	30,559	200	7,7	0,779	1,142
102	65-78	7,023	7,023	7,023	75	3,6	1,945	1,945
103	66-67	42,706	62,113	62,113	250	9,6	1,021	1,484
104	66-77	20,855	30,559	30,559	200	7,7	0,779	1,142
105	67-68	26,284	37,074	37,074	200	7,7	0,982	1,385
106	67-76	17,33	25,947	25,947	160	6,2	1,013	1,516
107	68-69	53,396	74,975	74,975	315	12,1	0,804	1,129
108	68-75	26,288	37,074	37,074	200	7,7	0,982	1,385
109	69-74	10,03	16,475	16,475	160	6,2	0,586	0,963
110	69-70	43,84	58,974	58,974	250	9,6	1,048	1,409
111	70-71	25,769	32,251	32,251	200	7,7	0,963	1,205
112	70-73	19,269	27,921	27,921	200	7,7	0,720	1,043
113	71-72	10,481	12,688	12,688	125	4,8	1,002	1,213
114	71-83	16,107	20,382	20,382	160	6,2	0,941	1,191
115	72-73	10,481	12,688	12,688	125	4,8	1,002	1,213
116	72-82	21,826	26,24	26,24	160	6,2	1,275	1,533
117	73-74	10,03	16,475	16,475	160	6,2	0,586	0,963
118	74-81	32,592	51,918	51,918	250	9,6	0,779	1,241
119	75-74	10,03	16,475	16,475	160	6,2	0,586	0,963
120	76-75	35,487	52,722	52,722	250	9,6	0,848	1,260
121	77-76	17,33	25,947	25,947	160	6,2	1,013	1,516
122	78-77	37,235	55,556	55,556	250	9,6	0,890	1,328
123	79-78	18,023	18,023	18,023	160	6,2	1,053	1,053
124	79-80	15,8	30,712	30,712	200	7,7	0,590	1,147
125	80-87	52,426	66,437	66,437	315	12,1	0,789	1,000
126	81-80	15,8	30,712	30,712	200	7,7	0,590	1,147

Tableau V.4 : détermination des diamètres avantageux du réseau (suite et fin) :

127	81-82	21,826	26,24	26,24	160	6,2	1,275	1,533
128	82-86	29,8	34,353	34,353	200	7,7	1,113	1,283
129	82-83	16,107	20,382	20,382	160	6,2	0,941	1,191
130	83-84	37,7	46,255	46,255	250	9,6	0,901	1,105
131	83-88	1,65	1,65	1,65	50	2,4	1,028	1,028
132	84-85	37,38	43,932	43,932	250	9,6	0,893	1,050
133	85-86	29,8	34,353	34,353	200	7,7	1,113	1,283
134	86-87	29,8	34,353	34,353	200	7,7	1,113	1,283

V.8.1 Calcul des paramètres hydrauliques par l'Epanet:

Pour le calcul des paramètres hydrauliques du réseau projeté, on a introduit les données nécessaires, pour les deux cas de fonctionnement :

- Cas de pointe.
- Cas de pointe plus incendie.

V.8.1.1 Présentation du logiciel de calcul Epanet :

Epanet est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitatif de l'eau dans les réseaux sous pression.

V.8.1.2 Etapes d'utilisation d'Epanet :

Les étapes de l'utilisation d'Epanet pour modéliser un système de distribution d'eau sont les suivant :

- Saisir les propriétés des éléments du réseau (nœuds et tronçons).
- Lancer une simulation hydraulique.
- visualiser les résultats de la simulation (sous forme de tableaux ou de schémas).

La perte de charge peut être calculée en utilisant la formule de Darcy Weisbach :

$$\Delta H = \frac{\lambda LV^2}{2gD} \dots\dots\dots(V - 4)$$

Avec :

ΔH : perte de charge.

V : vitesse de l'écoulement (m/s)

g : accélération de la pesanteur $g = 9.81 \text{ m/s}^2$

D : diamètre (m).

λ : Coefficient de frottement dépend du régime d'écoulement.

$$\lambda = f(\epsilon, D, Q).$$

ϵ : rugosité absolue (mm) de la conduite.

Remarque :

En prenant comme cotes de départ celle des radiers des réservoirs en ajoutant une pression = 0,5 pour que le logiciel puisse faire les simulations.

V.8.2 Les résultats de calcul hydraulique :

Les résultats de calcul hydraulique obtenus par l'Epanet sont représentés dans les tableaux et les schémas suivants :

Tableau V.5: Calcul des paramètres hydrauliques de la ville (Cas de pointe):

N°	Tronçon	Longueur(m)	Diamètre (mm)	Rugosité (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	P.D.C (m.c.e)
1	N1-N2	125,92	315	0,1	129,01	1,66	0,92
2	N2-N3	137,0129	250	0,1	92,86	1,89	1,72
3	N27-N28	194,6726	75	0,1	4,21	0,95	2,91
4	N28-N29	240,5229	50	0,1	0,61	0,31	0,74
5	N3-N4	78,9929	160	0,1	12,76	0,63	0,21
6	N4-N5	78,73	90	0,1	4,04	0,64	0,43
7	N5-N6	91,38	90	0,1	-1,83	0,29	0,12
8	N6-N7	137,23	75	0,1	-2,63	0,59	0,83
9	N7-N8	87,0759	110	0,1	8,59	0,9	0,73
10	N8-N9	106,8469	110	0,1	5,41	0,57	0,37
11	N9-N10	144,6869	90	0,1	2,41	0,38	0,31
12	N10-N11	62,25	50	0,1	-0,69	0,35	0,24
13	N11-N12	138,84	125	0,1	-2,15	0,17	0,05
14	N12-N13	94,84	110	0,1	-3,31	0,35	0,13
15	N13-N14	108,5675	90	0,1	-2,85	0,45	0,31
16	N14-N15	139,7874	315	0,1	38,29	0,49	0,10
17	N15-N16	88,6116	110	0,1	9,1	0,96	0,83
18	N16-N17	80,61	90	0,1	-4,18	0,66	0,47
19	N17-N18	85,26	125	0,1	2,15	0,18	0,03
20	N18-N19	239,1218	200	0,1	25,72	0,82	0,79
21	N2-N20	155,6793	200	0,1	34,25	1,09	0,89
22	N20-N21	197,1301	125	0,1	18,29	1,49	3,66
23	N21-N22	234,8185	160	0,1	16,25	0,81	1,00
24	N22-N23	168,2546	160	0,1	11,58	0,58	0,38
25	N23-N24	89,4957	90	0,1	2,51	0,39	0,20
26	N24-N25	142,37	50	0,1	0,83	0,42	0,77
27	N25-N26	94,44	75	0,1	-0,89	0,2	0,08
28	N26-N27	69,26	90	0,1	5,31	0,84	0,64
29	N28-N29	212,5922	50	0,1	0,65	0,33	0,74
30	N29-N30	227,8116	50	0,1	-2,03	1,03	6,61
31	N21-N30	100	90	0,1	-1,14	0,18	0,05
32	N30-N31	259,3775	110	0,1	-6,7	0,7	1,35
33	N31-N32	93,56	110	0,1	4,49	0,47	0,23
34	N32-N33	90,54	110	0,1	3,16	0,33	0,12
35	N1-N7	495,54	250	0,1	55,78	1,14	2,32
36	N33-N34	170,96	315	0,1	19,67	0,25	0,04
37	N19-N35	124,6687	200	0,1	5,85	0,19	0,03

Tableau V.5: Calcul des paramètres hydrauliques de la ville (Cas de pointe, suite):

38	N35-N36	225,18	200	0,1	-17,64	0,56	0,36
39	N36-N37	163,95	110	0,1	2,71	0,28	0,16
40	N37-N38	89,13	160	0,1	-19,51	0,97	0,54
41	N38-N39	151,18	110	0,1	5,43	0,57	0,53
42	N39-N40	56,08	90	0,1	3,92	0,62	0,29
43	N40-N41	224,68	110	0,1	1,89	0,2	0,11
44	N36-N42	65,78	250	0,1	28,85	0,59	0,09
45	N42-N43	222,34	160	0,1	12,85	0,64	0,60
46	N43-N44	207,52	90	0,1	1,01	0,16	0,09
47	N34-N44	70,88	200	0,1	28,19	0,9	0,28
48	N44-N48	71,59	160	0,1	27,18	1,35	0,81
49	N47-N48	69,81	125	0,1	19,4	1,58	1,45
50	N46-N47	123,24	110	0,1	9,7	1,02	1,30
51	N45-N46	654,15	75	0,1	5,65	1,28	17,13
52	N48-N49	211,23	110	0,1	6,76	0,71	1,12
53	N49-N50	32,43	125	0,1	-18,85	1,54	0,64
54	N50-N51	232,55	75	0,1	-2,35	0,53	1,16
55	N37-N41	60,5359	200	0,1	37,08	1,18	0,40
56	N51-N52	71,03	110	0,1	9,36	0,99	0,70
57	N52-N53	139,28	50	0,1	1,4	0,71	2,01
58	N53-N54	221,8	160	0,1	35,47	1,76	4,20
59	N54-N55	1135,213	125	0,1	20,84	1,7	27,10
60	N55-N56	167,2489	125	0,1	5,66	0,46	0,34
61	N55-N57	116,05	125	0,1	5,73	0,47	0,24
62	N57-N59	131,92	75	0,1	3,96	0,9	1,75
63	N59-N60	115,73	63	0,1	1,88	0,6	0,91
64	N60-N62	73,93	50	0,1	0,68	0,35	0,28
65	N62-N63	64,81	50	0,1	-0,32	0,16	0,06
66	N61-N63	68,5606	63	0,1	-1,29	0,41	0,27
67	N60-N61	81,77	50	0,1	-0,23	0,12	0,05
68	N58-N59	93,31	63	0,1	0,44	0,14	0,05
69	N56-N57	77,31	50	0,1	0,37	0,19	0,10
70	N56-N58	136,3312	75	0,1	3,84	0,87	1,71
71	N58-N61	133,8166	75	0,1	2,61	0,59	0,81
72	N64-N65	94,31	90	0,1	-0,29	0,05	0,001
73	N65-N66	70,15	90	0,1	-1,43	0,22	0,06
74	N66-N67	67,13	90	0,1	-2,41	0,38	0,14

Tableau V.5 : Calcul des paramètres hydrauliques de la ville (Cas de pointe, suite):

75	N67-N68	57,92	90	0,1	-3,24	0,51	0,21
76	N68-N69	56,47	110	0,1	-4,86	0,51	0,16
77	N69-N70	109,71	90	0,1	-5,12	0,8	0,94
78	N70-N71	54,53	90	0,1	-5,98	0,94	0,63
79	N71-N72	57,3	90	0,1	-4,32	0,68	0,36
80	N19-N33	74,65	200	0,1	-18,42	0,59	0,13
81	N74-N75	56,86	90	0,1	3,27	0,51	0,21
82	N75-N76	52,2	90	0,1	3,24	0,51	0,19
83	N76-N77	73,77	90	0,1	2,33	0,37	0,15
84	N77-N78	69,85	90	0,1	1,37	0,22	0,05
85	N78-N79	94,46	90	0,1	0,12	0,02	0,001
86	N64-N79	47,69	90	0,1	-0,58	0,09	0,01
87	N79-N80	225,52	90	0,1	-1,49	0,23	0,20
88	N80-N81	346,9	90	0,1	-1,88	0,3	0,46
89	N81-N82	206,47	90	0,1	-7,66	1,2	3,83
90	N82-N83	437,28	90	0,1	2,19	0,34	0,77
91	N72-N82	239,83	125	0,1	-12	0,98	1,98
92	N74-N81	233,81	90	0,1	0,75	0,12	0,06
93	N83-N84	92,49	90	0,1	-5,78	0,91	1,00
94	N46-N84	112,8	75	0,1	-2,34	0,53	0,56
95	N84-N85	122,95	90	0,1	-5	0,79	1,01
96	N47-N85	107,28	110	0,1	-8,3	0,87	0,84
97	N83-N88	98,63	75	0,1	1,65	0,37	0,26
98	N85-N86	299,23	90	0,1	1,62	0,25	0,31
99	N86-N87	568,15	90	0,1	4,86	0,76	4,44
100	N64-N80	734,7684	50	0,1	0,16	0,08	0,21
101	N80-N87	104,2	90	0,1	-4,78	0,75	0,79
102	N54-N87	105,78	90	0,1	-4,8	0,75	0,80
103	N82-N86	104,42	160	0,1	-24,1	1,2	0,94
104	N49-N86	105,69	160	0,1	-30,28	1,51	1,47
105	N43-N50	73,69	125	0,1	-18,42	1,5	1,39
106	N10-N89	128,7	50	0,1	1,6	0,81	2,38
107	N9-N90	91,31	50	0,1	0,66	0,34	0,33
108	N9-N12	53,87	75	0,1	-0,52	0,12	0,02
109	N8-N13	86,74	75	0,1	-1,78	0,4	0,26
110	N7-N14	76,61	200	0,1	-42,95	1,37	0,67
111	N6-N15	86,39	75	0,1	-0,85	0,19	0,07

Tableau V.5: Calcul des paramètres hydrauliques de la ville (Cas de pointe, suite et fin):

112	N5-N16	89,66	90	0,1	4,64	0,73	0,64
113	N4-N17	91,84	110	0,1	7,57	0,8	0,60
114	N3-N18	93,29	250	0,1	78,53	1,6	0,85
115	N65-N78	57,99	50	0,1	-0,06	0,03	0,01
116	N66-N77	62,45	50	0,1	0,01	0	0,01
117	N67-N76	57,09	50	0,1	-0,08	0,04	0,01
118	N68-N75	61,42	90	0,1	0,8	0,13	0,02
119	N72-N73	62,65	90	0,1	6,81	1,07	0,93
120	N73-N74	108,48	90	0,1	5,23	0,82	0,97
121	N70-N73	59,64	50	0,1	-0,33	0,17	0,06
122	N69-N74	61,76	50	0,1	-0,22	0,11	0,03
123	N49-N52	226,89	110	0,1	-6,44	0,68	1,10
124	N42-N51	75,64	125	0,1	13,92	1,13	0,83
125	N41-N53	155,45	160	0,1	36,21	1,8	3,06
126	N23-N26	142,32	110	0,1	7,39	0,78	0,89
127	N22-N27	363,71	50	0,1	0,81	0,41	1,91
128	N20-N31	109,7479	110	0,1	13,73	1,45	2,25
129	R-N1	776,61	200	0,1	189,25	6,02	12,36
130	N15-N38	129,05	200	0,1	26,68	0,85	0,46
131	N16-N37	113,53	200	0,1	16,7	0,53	0,17
132	N18-N36	108,1141	250	0,1	52,45	1,07	0,45
133	N35-N43	72,59	125	0,1	8,73	0,71	0,33
134	N71-N83	708,8	90	0,1	-2,48	0,39	1,57
135	N34-N35	201,53	200	0,1	-11,23	0,36	0,14

Tableau V.6: Calcul des paramètres hydrauliques de la ville (Cas de pointe+inc) :

N°	tronçon	Longueur(m)	Diamètre (mm)	Rugosité (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	P.D.C (m.c.e)
1	N1-N2	125,92	315	0,1	133,26	1,71	0,98
2	N2-N3	137,0129	315	0,1	94,88	1,22	0,55
3	N27-N28	194,6726	75	0,1	4,15	0,94	2,82
4	N28-N29	240,5229	50	0,1	0,58	0,29	0,68
5	N3-N4	78,9929	200	0,1	13,11	0,42	0,07
6	N4-N5	78,73	90	0,1	3,45	0,54	0,32
7	N5-N6	91,38	90	0,1	-3,39	0,53	0,36
8	N6-N7	137,23	75	0,1	-3,61	0,82	1,53
9	N7-N8	87,0759	75	0,1	5,68	1,29	2,30
10	N8-N9	106,8469	90	0,1	3,51	0,55	0,45
11	N9-N10	144,6869	90	0,1	2,29	0,36	0,28
12	N10-N11	62,25	50	0,1	-0,8	0,41	0,31
13	N11-N12	138,84	125	0,1	-2,26	0,18	0,05
14	N12-N13	94,84	110	0,1	-5,22	0,55	0,31
15	N13-N14	108,5675	90	0,1	-5,76	0,91	1,17
16	N14-N15	139,7874	315	0,1	50,07	0,64	0,17
17	N15-N16	88,6116	110	0,1	12,21	1,28	1,45
18	N16-N17	80,61	90	0,1	-4,25	0,67	0,49
19	N17-N18	85,26	125	0,1	3,02	0,25	0,05
20	N18-N19	239,1218	250	0,1	33,66	0,69	0,43
21	N2-N20	155,6793	250	0,1	36,47	0,74	0,33
22	N20-N21	197,1301	200	0,1	22,94	0,73	0,52
23	N21-N22	234,8185	160	0,1	16,18	0,8	0,99
24	N22-N23	168,2546	125	0,1	11,46	0,93	1,28
25	N23-N24	89,4957	90	0,1	2,5	0,39	0,20
26	N24-N25	142,37	50	0,1	0,81	0,41	0,75
27	N25-N26	94,5041	75	0,1	-0,9	0,2	0,08
28	N26-N27	69,26	90	0,1	6,06	0,95	0,82
29	N28-N29	212,5922	50	0,1	0,62	0,31	0,67
30	N29-N30	227,8116	50	0,1	-2,09	1,06	7,02
31	N21-N30	100	90	0,1	3,58	0,56	0,44
32	N30-N31	259,3775	110	0,1	-2,05	0,22	0,15
33	N31-N32	93,56	110	0,1	6,71	0,71	0,49
34	N32-N33	90,54	110	0,1	5,39	0,57	0,31
35	N1-N7	495,54	600	0,1	68,54	0,24	0,04
36	N33-N34	170,96	315	0,1	28,56	0,37	0,07

Tableau V.6: Calcul des paramètres hydrauliques de la ville (Cas de pointe+inc,suite) :

37	N19-N35	124,6687	200	0,1	7,14	0,23	0,04
38	N35-N36	225,18	200	0,1	-8,82	0,28	0,10
39	N36-N37	163,95	110	0,1	3,96	0,42	0,32
40	N37-N38	89,13	160	0,1	-26,23	1,3	0,94
41	N38-N39	151,18	110	0,1	6,8	0,72	0,81
42	N39-N40	56,08	90	0,1	5,3	0,83	0,52
43	N40-N41	224,68	110	0,1	3,26	0,34	0,31
44	N36-N42	65,78	250	0,1	31	0,63	0,10
45	N42-N43	222,34	160	0,1	14,27	0,71	0,74
46	N43-N44	207,52	90	0,1	1,84	0,29	0,27
47	N34-N44	70,88	160	0,1	28,75	1,43	0,90
48	N44-N48	71,59	160	0,1	28,57	1,42	0,89
49	N47-N48	69,81	125	0,1	20,6	1,68	1,63
50	N46-N47	123,24	110	0,1	10,22	1,08	1,43
51	N45-N46	654,15	90	0,1	5,65	0,89	6,80
52	N48-N49	211,23	110	0,1	6,95	0,73	1,18
53	N49-N50	32,43	125	0,1	-20,5	1,67	0,75
54	N50-N51	232,55	75	0,1	-2,62	0,59	1,42
55	N37-N41	60,5359	200	0,1	49,19	1,57	0,69
56	N51-N52	71,03	110	0,1	9,83	1,03	0,77
57	N52-N53	139,28	50	0,1	0,98	0,5	1,04
58	N53-N54	221,8	200	0,1	48,55	1,55	2,47
59	N54-N55	1135,2129	160	0,1	20,84	1,04	7,73
60	N55-N56	167,2489	125	0,1	5,66	0,46	0,34
61	N55-N57	116,05	125	0,1	5,73	0,47	0,24
62	N57-N59	131,92	75	0,1	3,96	0,9	1,75
63	N59-N60	115,73	63	0,1	1,88	0,6	0,91
64	N60-N62	73,93	50	0,1	0,69	0,35	0,28
65	N62-N63	64,81	50	0,1	-0,32	0,16	0,06
66	N61-N63	68,5606	63	0,1	-1,29	0,41	0,25
67	N60-N61	81,77	50	0,1	-0,23	0,12	0,05
68	N58-N59	93,31	63	0,1	0,44	0,14	0,05
69	N56-N57	77,31	50	0,1	0,37	0,19	0,10
70	N56-N58	136,3312	75	0,1	3,84	0,87	1,71
71	N58-N61	133,8166	75	0,1	2,61	0,59	0,81
72	N64-N65	94,31	90	0,1	7,6	1,19	1,72

Tableau V.6: Calcul des paramètres hydrauliques de la ville (Cas de pointe+inc,suite) :

73	N65-N66	70,15	90	0,1	-8,14	1,28	1,46
74	N66-N67	67,13	90	0,1	-7,61	1,2	1,23
75	N67-N68	57,92	90	0,1	-7,73	1,22	1,09
76	N68-N69	56,47	110	0,1	-11,83	1,25	0,87
77	N69-N70	109,71	90	0,1	-9,45	1,49	3,05
78	N70-N71	54,53	90	0,1	-9,1	1,43	1,41
79	N71-N72	57,3	90	0,1	-5,71	0,9	0,61
80	N19-N33	74,65	250	0,1	-25,08	0,51	0,08
81	N74-N75	56,86	50	0,1	3,44	1,75	4,55
82	N75-N76	52,2	90	0,1	5,89	0,93	0,59
83	N76-N77	73,77	90	0,1	4,28	0,67	0,45
84	N77-N78	69,85	90	0,1	1,8	0,28	0,09
85	N78-N79	94,46	90	0,1	-1,84	0,29	0,12
86	N64-N79	47,69	90	0,1	-7,41	1,16	0,83
87	N79-N80	225,52	90	0,1	-10,28	1,62	7,37
88	N80-N81	346,9	90	0,1	1,06	0,17	0,17
89	N81-N82	206,47	90	0,1	-8,57	1,35	4,75
90	N82-N83	437,28	90	0,1	2,76	0,43	1,19
91	N72-N82	239,83	110	0,1	-13,55	1,43	4,79
92	N74-N81	233,81	90	0,1	4,6	0,72	1,65
93	N83-N84	92,49	90	0,1	-6,93	1,09	1,42
94	N46-N84	112,8	75	0,1	-2,86	0,65	0,81
95	N84-N85	122,95	90	0,1	-5,64	0,89	1,27
96	N47-N85	107,28	110	0,1	-8,97	0,94	0,97
97	N83-N88	98,63	75	0,1	1,65	0,37	0,26
98	N85-N86	299,23	90	0,1	1,67	0,26	0,32
99	N86-N87	568,15	90	0,1	4,59	0,72	3,98
100	N64-N80	734,7684	50	0,1	1,22	0,62	8,19
101	N80-N87	104,2	125	0,1	-17,58	1,43	1,79
102	N54-N87	105,78	110	0,1	-17,87	1,88	3,60
103	N82-N86	104,42	160	0,1	-27,14	1,35	1,18
104	N49-N86	105,69	160	0,1	-33	1,64	1,74
105	N43-N50	73,69	125	0,1	-19,8	1,61	1,59
106	N10-N89	128,7	50	0,1	1,6	0,81	2,38
107	N9-N90	91,31	50	0,1	0,66	0,34	0,33
108	N9-N12	53,87	75	0,1	1,27	0,29	0,09

Tableau V.6: Calcul des paramètres hydrauliques de la ville (Cas de pointe+inc, suite et fin) :

109	N8-N13	86,74	75	0,1	-0,77	0,18	0,06
110	N7-N14	76,61	200	0,1	-57,63	1,83	1,19
111	N6-N15	86,39	75	0,1	-1,43	0,32	0,17
112	N5-N16	89,66	90	0,1	5,61	0,88	0,92
113	N4-N17	91,84	110	0,1	8,51	0,9	0,75
114	N3-N18	93,29	250	0,1	80,21	1,63	0,88
115	N65-N78	57,99	50	0,1	-2,46	1,25	2,43
116	N66-N77	62,45	50	0,1	-1,52	0,78	1,06
117	N67-N76	57,09	50	0,1	-0,78	0,4	0,28
118	N68-N75	61,42	90	0,1	3,27	0,51	0,23
119	N72-N73	62,65	90	0,1	6,98	1,1	0,97
120	N73-N74	108,48	90	0,1	4,18	0,66	0,64
121	N70-N73	59,64	50	0,1	-1,55	0,79	1,04
122	N69-N74	61,76	50	0,1	-2,85	1,45	3,45
123	N49-N52	226,89	110	0,1	-7,32	0,77	1,40
124	N42-N51	75,64	125	0,1	14,65	1,19	0,92
125	N41-N53	155,45	200	0,1	49,7	1,58	1,81
126	N23-N26	142,32	110	0,1	7,28	0,77	0,87
127	N22-N27	363,7062	50	0,1	0,87	0,44	2,15
128	N20-N31	109,7479	125	0,1	11,31	0,92	0,81
129	R-N1	776,61	315	0,1	206,25	6,57	14,52
130	N15-N38	129,05	200	0,1	34,77	1,11	0,76
131	N16-N37	113,53	200	0,1	20,84	0,66	0,25
132	N18-N36	108,1141	250	0,1	47,04	0,96	0,37
133	N35-N43	72,59	110	0,1	9,52	1	0,74
134	N71-N83	708,8	90	0,1	-4,21	0,66	4,21
135	N34-N35	100	110	0,1	2,91	0,31	0,11

Tableau V.7 : Calcul des pressions de service de la ville (cas de pointe) :

N°	Nœuds	Altitude(m)	Demande (l/s)	Pression (m.c.e)	Charge(m)
1	N1	52	4,45	41,38	93,38
2	N 2	46	1,91	46,46	92,46
3	N 3	45	1,57	45,74	90,74
4	N 4	46	1,14	44,53	90,53
5	N 5	45	1,23	45,09	90,09
6	N 6	42	1,65	48,21	90,21
7	N 7	41,5	1,62	49,55	91,05
8	N 8	43	1,4	47,32	90,32
9	N 9	44	1,82	45,95	89,95
10	N 10	45	1,5	44,64	89,64
11	N 11	39	1,46	50,88	89,88
12	N 12	40	1,69	49,93	89,93
13	N 13	38	1,32	52,06	90,06
14	N 14	36	1,8	54,38	90,38
15	N 15	37,5	1,66	52,78	90,28
16	N 16	38	1,23	51,45	89,45
17	N 17	38	1,25	51,92	89,92
18	N 18	38	2,52	51,89	89,89
19	N 19	39	1,45	50,1	89,1
20	N 20	65	2,22	26,57	91,57
21	N 21	71,5	3,17	16,41	87,91
22	N 22	80,5	3,86	6,42	86,92
23	N 23	87	1,68	0,46	86,54
24	N 24	90	1,68	3,66	86,34
25	N 25	86	1,72	0,43	85,57
26	N 26	82	1,19	3,65	85,65
27	N 27	80	1,91	5,01	85,01
28	N 28	65	2,95	17,1	82,1
29	N 29	60	3,29	21,35	81,35
30	N 30	57	3,53	30,97	87,97
31	N 31	58	2,55	31,32	89,32
32	N 32	57,5	1,33	31,59	89,09
33	N 33	48	1,91	40,97	88,97
34	N 34	44	2,71	44,94	88,94
35	N 35	45	3,53	44,08	89,08
36	N 36	44	3,26	45,44	89,44
37	N 37	42	1,84	47,28	89,28
38	N 38	40,5	1,74	49,32	89,82

Tableau V.7 : Calcul des pressions de service de la ville (cas de pointe, suite) :

39	N 39	39,7	1,5	49,59	89,29
40	N 40	37	2,04	52	89
41	N 41	39,7	2,76	49,18	88,88
42	N 42	43	2,09	46,35	89,35
43	N 43	43,7	2,15	45,05	88,75
44	N 44	42	2,02	46,66	88,66
45	N 45	55	5,65	12,97	67,97
46	N 46	40,5	1,71	44,6	85,1
47	N 47	40	1,4	46,4	86,4
48	N 48	39,9	1,02	47,95	87,85
49	N 49	39	1,77	47,73	86,73
50	N 50	40	1,92	47,36	87,36
51	N 51	39	2,2	49,52	88,52
52	N 52	34	1,53	53,82	87,82
53	N 53	30	2,14	55,82	85,82
54	N 54	29	9,84	52,62	81,62
55	N 55	12	9,44	42,52	54,52
56	N 56	12	2,2	42,18	54,18
57	N 57	15	1,4	39,28	54,28
58	N 58	12	1,66	40,48	52,48
59	N 59	16	1,63	36,53	52,53
60	N 60	17	1,43	34,62	51,62
61	N 61	12,5	1,09	39,16	51,66
62	N 62	17	1	34,34	51,34
63	N 63	14	0,97	37,4	51,4
64	N 64	5	1,03	74,82	79,82
65	N 65	5	1,19	74,82	79,82
66	N 66	5	1	74,88	79,88
67	N 67	5	0,91	75,02	80,02
68	N 68	5	0,83	75,23	80,23
69	N 69	5	0,47	75,39	80,39
70	N 70	5	1,2	76,34	81,34
71	N 71	5	0,82	76,97	81,97
72	N 72	8	0,86	74,33	82,33
73	N 73	9	1,24	72,4	81,4
74	N 74	8	2,49	72,43	80,43
75	N 75	7	0,83	73,22	80,22
76	N 76	8	0,83	72,03	80,03
77	N 77	7,5	0,95	72,38	79,88

Tableau V.7 : Calcul des pressions de service de la ville (cas de pointe, suite) :

78	N 78	6	1,19	73,83	79,83
79	N 79	7	1,03	72,83	79,83
80	N 80	18	5,01	62,02	80,02
81	N 81	20,5	5,03	59,99	80,49
82	N 82	21	2,26	63,31	84,31
83	N 83	25	3,84	58,54	83,54
84	N 84	33	1,56	51,54	84,54
85	N 85	32	1,67	53,56	85,56
86	N 86	31	2,94	54,25	85,25
87	N 87	23	4,88	57,81	80,81
88	N 88	27	1,65	56,29	83,29
89	N 89	65	1,6	22,27	87,27
90	N 90	62	0,66	27,62	89,62
	Réservoir	107	-189,25	110	217

Remarque : on voit que les valeurs des pressions sont plus grands donc on va mettre des vannes de régulateurs.

Tableau V.8 : Calcul des pressions de service de la ville (cas de pointe+inc) :

N°	Nœuds	Altitude(m)	Demande (l/s)	Charge(m)	Pression (m.c.e)
1	N1	52	4,45	70,49	18,49
2	N2	46	1,91	69,51	23,51
3	N3	45	1,57	68,95	23,95
4	N4	46	1,14	68,88	22,88
5	N5	45	1,23	68,56	23,56
6	N6	42	1,65	68,92	26,92
7	N7	41,5	1,62	70,44	28,94
8	N8	43	1,4	68,14	25,14
9	N9	44	1,82	67,69	23,69
10	N10	45	1,5	67,41	22,41
11	N11	39	1,46	67,72	28,72
12	N12	40	1,69	67,77	27,77
13	N13	38	1,32	68,08	30,08
14	N14	36	1,8	69,26	33,26
15	N15	37,5	1,66	69,09	31,59
16	N16	38	1,23	67,64	29,64
17	N17	38	1,25	68,13	30,13

Tableau V.8 : Calcul des pressions de service de la ville (cas de pointe+inc, suite) :

18	N18	38	2,52	68,07	30,07
19	N19	39	1,45	67,64	28,64
20	N20	65	2,22	69,18	4,18
21	N21	71,5	3,17	74,34	2,84
22	N22	80,5	3,86	93,33	12,83
23	N23	87	1,68	107,6	20,6
24	N24	90	1,68	113,81	23,81
25	N25	86	1,72	106,56	20,56
26	N26	82	1,19	98,47	16,47
27	N27	80	1,91	95,3	15,3
28	N28	65	2,95	65	3,12
29	N29	60	3,29	61,2	1,2
30	N30	57	3,53	68,22	11,22
31	N31	58	2,55	68,37	10,37
32	N32	48	1,91	67,57	19,57
33	N33	44	2,71	67,5	23,5
34	N34	45	3,53	67,61	22,61
35	N35	44	3,26	67,71	23,71
36	N36	42	1,84	67,39	25,39
37	N37	40,5	1,74	68,33	27,83
38	N38	39,7	1,5	67,52	27,82
39	N39	37	2,04	67	30
40	N40	39,7	2,76	66,7	27
41	N41	43	2,09	67,61	24,61
42	N42	43,7	2,15	66,87	23,17
43	N43	42	2,02	66,6	24,6
44	N44	55	5,65	55,85	0,85
45	N45	40,5	1,71	62,64	22,14
46	N46	40	1,4	64,08	24,08
47	N47	39,9	1,02	65,71	25,81
48	N48	39	1,77	64,52	25,52
49	N49	40	1,92	65,27	25,27
50	N50	39	2,2	66,69	27,69
51	N51	34	1,53	65,92	31,92
52	N52	30	2,14	64,88	34,88
53	N53	29	9,84	62,41	33,41
54	N54	12	9,44	54,68	42,68
55	N55	12	2,2	54,34	42,34

Tableau V.8 : Calcul des pressions de service de la ville (cas de pointe+inc, suite et fin) :

56	N56	15	1,4	54,44	39,44
57	N57	12	1,66	52,64	40,64
58	N58	17	1,43	51,78	34,78
59	N59	12,5	1,09	51,83	39,33
60	N60	17	1	51,5	34,5
61	N61	14	0,97	51,56	37,56
62	N62	16	1,63	52,69	36,69
63	N63	5	1,03	48,82	43,82
64	N64	5	18,19	47,1	42,1
65	N65	5	1	48,56	43,56
66	N66	5	0,91	49,79	44,79
67	N67	5	0,83	50,88	45,88
68	N68	5	0,47	51,75	46,75
69	N69	5	1,2	54,8	49,8
70	N70	5	0,82	56,2	51,2
71	N71	8	0,86	56,81	48,81
72	N72	8	2,49	55,2	47,2
73	N73	7	0,83	50,65	43,65
74	N74	8	0,83	50,07	42,07
75	N75	7,5	0,95	49,61	42,11
76	N76	6	1,19	49,53	43,53
77	N77	7	1,03	49,65	42,65
78	N78	18	5,01	57,02	39,02
79	N79	20,5	5,03	56,85	36,35
80	N80	21	2,26	61,6	40,6
81	N81	25	3,84	60,42	35,42
82	N82	33	1,56	61,83	28,83
83	N83	32	1,67	63,1	31,1
84	N84	31	2,94	62,78	31,78
85	N85	23	4,88	58,81	35,81
86	N86	27	1,65	60,16	33,16
87	N87	65	1,6	65,03	0,03
88	N88	62	0,66	67,36	5,36
89	N89	9	1,24	55,84	46,84
90	N90	57,5	1,33	67,88	10,38
	Réservoir	107	-206,25	217	110

Remarque : les schémas de simulation avec logiciel epanet sont représentés dans les annexes.

V.8.3 Analyse des résultats de calcul hydraulique :

V.8.3.1 dimensionnement de la conduite de distribution R-Nœud N °1 :

Nous avons choisi le PHED, comme matériau pour cette conduite d'adduction qui présente aussi une bonne caractéristique de point de vue dureté, étanchéité et résistance à la corrosion et faible rugosité.

L'expression de perte de charge s'écrit :

$$\Delta H_T = \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \dots\dots\dots(V - 5)$$

Avec :

K : coefficient de perte de charge

Q : débit journalier qui est de 0.2908m³/s

L : longueur de la conduite qui est de 777m

D : diamètre de la conduite

β : coefficient dépendant du régime d'écoulement

$\beta = 1,77$ pour le régime turbulent rugueux.

m : coefficient dépendant du type de matériau de la conduite

Tableau V.9: Caractéristiques des différents matériaux

Tuyau	K	m	β
Acier	0,00179 à 0,001735	5,1 à 5,3	1,9 à 2
Fonte	0,00179 à 0,001735	5,1 à 5,3	1,9 à 2
Amiante ciment	0,00118	4,89	1,85
Plastique	0,001052	4,774	1,77

Donc le diamètre est de :

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_R - C_{P1})}}$$

$$D = \sqrt[4.774]{\frac{0.001052 * 777 * (0.2908)^{1.77}}{(112 - 93,38)}} = 0,3286\text{m}$$

$$D_c = 328,67\text{mm}$$

$$D' \text{ où } : D_n = 315\text{mm}$$

➤ **Calcul de la vitesse :**

$$\text{On a : } V = \frac{4.Q_c}{\pi.D_{ec}^2}$$

$$\text{Avec : } D=315\text{mm} : V = \left[\frac{4 * q}{3.14 * D^2} \right] = \frac{4 * 0,2908}{3.14 * 0,315^2} = 3,73\text{m/s}$$

On remarque que la vitesse obtenue avec ce diamètre est très importante ; pour cela nous proposons d'augmenter la section pour réduire la vitesse d'écoulement.

On prend : D=400mm

$$\text{Vérification de la vitesse: } V = \left[\frac{4 * q}{3.14 * D^2} \right] = \frac{4 * 0,2908}{3.14 * 0,4^2} = 2,31\text{m/s}$$

On aussi remarque que la vitesse obtenue avec ce diamètre est très importante ; pour cela nous proposons d'augmenter la section pour réduire la vitesse d'écoulement.

On prend : D=500mm

$$\text{Vérification de la vitesse : } V = \left[\frac{4 * q}{3.14 * D^2} \right] = \frac{4 * 0,2908}{3.14 * 0,5^2} = 1,48\text{m/s}$$

Donc pour ce diamètre la vitesse est vérifiée.

Conclusion :

Les résultats de simulation du réseau de distribution projeté pour Bou-Ismaïl et alimenté depuis le réservoir R1500m³ aux cas de fonctionnement envisagés sont satisfaisants, notamment en termes de pression de services.

V.9 Equipement du réseau de distribution :

Le long d'une canalisation, différents organes accessoires sont installés pour :

- Assurer un bon écoulement.
- Régulariser les pressions et assurer les débits.
- Protéger les canalisations.
- Soutirer les débits.

Ces organes accessoires concernent essentiellement :

V.9.1 Les robinets vannes :

Ce sont des appareils de sectionnement leur rôle est de permettre l'isolement des tronçons du réseau de distribution lors de leur réparation et permettent aussi la régularisation des débits.

V.9.2 Poteaux d'incendie :

Ils doivent être raccordés sur des conduites capables d'assurer un débit de 17 l/s et une pression de 1 bar.

V.9.3 Les cônes :

Permettent le raccordement des conduites ayant des diamètres différents, ils peuvent être placés au niveau de l'emplacement des robinets vannes et d'autres accessoires.

V.9.4 Les Tés et les croix :

Permettent le raccordement des canalisations secondaires à la canalisation principale.

V.9.5 Les coudes :

Ce sont des pièces utilisées dans le cas de changement de la direction.

V.9.6 Robinets de décharge :

Ce sont des appareils que l'on place au niveau des points bas de la conduite en vue de vider celle-ci, dans le but d'éliminer les dépôts qui se sont formés ou dans le cas de réparation.

V.9.7 Les compteurs :

Le réseau de distribution nécessite l'emplacement des compteurs qui seront installés en des points adéquats, et servent l'évaluation du rendement du réseau de distribution et le contrôle de la consommation.

V.10 Equipement des conduites d'adduction :**V.10.1 Les ventouses :**

Le rôle des ventouses est d'évacuer l'air contenu dans la conduite au cours de son remplissage et lorsqu'elle est en service, quant l'air dissout dans l'eau est libéré et se cantonne aux points hauts du tracé : entraînant un gêne de l'écoulement.

Les ventouses seront donc prévues essentiellement aux points hauts de l'adduction. Notons qu'elles permettent également l'admission d'air dans la conduite pour son vidange en cas de besoin.

V.10.2 Les robinets de décharge :

Les robinets de décharges sont des robinets placés aux points bas du tracé, en vue de la vidange de la conduite.

V.10.3 Les vannes de sectionnement :

Dans certains cas, il devient nécessaire d'isoler quelques tronçons de l'adduction pour le besoin d'entretien ou de réparation, on trouve pour ceux-ci des vannes de sectionnement

Conclusion :

A travers ce chapitre nous avons dimensionné notre réseau en utilisant le logiciel EPANET. Il faut savoir que les diamètres utilisés pour notre réseau varient entre 50 mm et 315 mm et les pressions varient entre 8 m et 60 m.

CHAPITRE VI

ADDUCTION

VI.1 Introduction :

N'importe quel réseau d'alimentation en eau potable doit avoir une adduction, soit par pompage, soit gravitaire soit mixte. Et pour ces trois cas on a le facteur topographie qui rentre en jeu. Ce dernier nous oblige à placer certains accessoires :

Ventouse aux points hauts du tracé pour l'évacuation de l'air.

Vidange aux points bas.

Vanne de sectionnement pour éviter la vidange complète de la conduite, donc l'adduction permet d'éviter :

- Des dysfonctionnements (fontaine non alimentée),
- Les dégâts (surpression, dépressions...),
- L'entrée de polluants par fonctionnement,
- L'obstruction de l'adduction par sédimentation ou par bouchon d'air,
- Des coûts exagérés.

En vu de dimensionner cette conduite d'adduction nous prenons en considération deux aspects, l'un économique et l'autre technique.

VI.2 Choix du tracé (condition technique) : [7]

Pour le choix du tracé de la conduite de refoulement sera tenu compte de certain impératif que l'on s'efforcera dans la mesure du possible de respecter.

- Il est important de chercher un profil en long aussi régulier que possible pour éliminer les contres pentes.
- Dans le but d'économie du projet, le tracé doit être le plus court possible.
- Éviter le phénomène de cavitation qui peut engendrer les éclatements et vibrations de la canalisation au cours de la phase de surpression.
- Éviter les forêts, bois et zones marécageuses
- Éviter autant que possible la traversée des obstacles (routes, voies ferrées, canaux, oueds,...)

VI.3 Choix du type de tuyaux :

Le choix est établi sur des critères d'ordre technique à savoir le diamètre, la pression de service, condition de pose et sur des critères d'ordre économique qui englobent le prix de la fourniture et le transport.

Dans notre étude nous avons choisi des conduites en acier, qui sont plus économique que celle en fonte, vu les avantages qu'elles présentent :

- Ils sont disponibles sur le marché.
- Peuvent supporter des pressions importantes (3 à 20 bars).
- Économique sur le transport.
- Leur continuité et leur souplesse permettent d'opérer la mise en force de fouille de tronçon de grande longueur préalablement assemblée au dessous du sol dans les meilleures conditions d'exécution et de contrôle.
- Par leur élasticité s'adoptent aux reliefs plus au moins accidentés.
- Le seul inconvénient c'est le risque de la corrosion qui nécessite un revêtement intérieur.

VI.4 Conditions économique :

Du point de vue économique, la conduite de refoulement et de la station de pompage sont dépendantes c'est à dire que :

- Plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever plus la perte de charge sera grande d'où l'énergie dépensée sera importante.
- Les frais d'exploitation de la station de pompage sont décroissants quand le diamètre augmente, par suite la diminution des pertes de charge.

VI.4.1 Calcule du diamètre économique « D_{ec} » :

Notre étude consiste à déterminer le diamètre économique a partir de la station de pompage de la conduite projetée au réservoir R1 (1500 m³).

La distance entre la station de pompage de TEKTEKA et le réservoir R₁ est de 3320 m.

La détermination de ce diamètre se fait par le calcul technico-économique suivant des différentes étapes et qui sont les suivantes :

Une première étape consiste à déterminer le diamètre de la conduite à l'aide d'une formule donnant le diamètre de l'économique.

Parmi celles, on prend celle de BONIN qui permet d'éviter les dépôts dans la canalisation avec les vitesses on voisinant de 1.27 m/s.

Donc on aura :

$$D_{ec} = \sqrt{Q} \dots\dots\dots(VI - 1)$$

D : Diamètre de la conduite en mètre.

Q : Débit véhiculé en m³/s.

Avec : Q : (le débit transitant sur la conduite en m³/s).

$$Q = 6000m^3/j=0,069m^3/s.$$

D_{ec} = diamètre économique en (mm)

$$D'où : D_e = \sqrt{0.069} = 0,26352m \text{ -----} \blacktriangleright D_e=300 \text{ mm.}$$

VI.4.2 Calcul technico-économique :

VI.4.2.1 Les pertes de charges :

Le gradient de pertes de charge est déterminé à partir de la formule de DARCY-WEIBACH :

$$j = \frac{\lambda \cdot v^2}{2 \cdot g \cdot D} \dots\dots\dots(VI - 2)$$

Avec :

j : gradient des pertes de charge.

V : vitesse en (m/s)

G : accélération de la pesanteur g =9.81 (m/s²)

D : diamètre en (m)

λ : coefficient de frottement donné.

Soit :

Par la formule de COLEBROOK ou par NIKURADZE.

En régime turbulent rugueux ($Re > 560 \frac{D}{\epsilon}$), le coefficient de frottement est donné par la

formule de NIKURADZE.

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \ln \frac{\epsilon}{D})^{-2} \dots\dots\dots(VI-3)$$

En régime transitoire ($10 \frac{D}{\epsilon} \leq Re \leq 560 \frac{D}{\epsilon}$)

Le coefficient de frottement et donné par la formule de COLEBROOK

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -0.86 \ln \left(\frac{\epsilon}{3.7D} + \frac{2.51}{Re \sqrt{\lambda}} \right) \dots\dots\dots(VI - 4)$$

ϵ : rugosité en (m) (pour l'acier on prend $\epsilon=1\text{mm}$)

Re : nombre de REYNOLDS.

$$Re = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D \cdot \gamma} \dots\dots\dots(\text{VI - 5})$$

Q débit véhiculé en (m^3/s).

γ : viscosité cinématique de l'eau à 20°C

$$\gamma=10^{-6}(\text{m}^2/\text{s}) [1]$$

- **les pertes de charge linéaires** : sont déterminé par la formule suivante :

$$\Delta H_l = j \cdot L \dots\dots\dots (\text{VI-6})$$

- **Les pertes de charge singulières** : sont estimées à 15% de pertes charges linéaires

Donc :

$$\Delta H_s = 15\% \Delta H_l = 0.15 \Delta H_l = 0.15 j \cdot L$$

Donc :

$$\Delta H_T = \Delta H_l + \Delta H_s$$

Avec :

ΔH_T : pertes de charges totales

ΔH_l : pertes de charges linéaires

ΔH_s : pertes de charges singulières

L : longueur géométrique de la conduite de refoulement

On à : L = 3320 m

$$\text{Et : } \Delta H_T = \Delta H_l + 0.15 \Delta H_l = 1.15 \Delta H_l$$

$$\boxed{\Delta H_T = 1.15 \cdot \frac{\lambda V^2}{2g \cdot D} \cdot L = 0.15 L \cdot \frac{\lambda \cdot V^2}{2g \cdot D}}$$

D'où :

$$\Delta H_T = \frac{1.15 \cdot 3320 \cdot 0.027 \cdot (0,89)^2}{\pi \cdot 9.81 \cdot 0.3}$$

$$\boxed{\Delta H_T = 8,83 \text{ m}}$$

VI.4.2.2 Détermination de la hauteur manométrique totale :

La hauteur manométrique totale représente la somme de la hauteur géométrique (Hg), des pertes de charges totales (HT) et des pertes de charges à l'aspiration (ΔH_{asp})

Hg : égale à la différence de cote d'arrivée au réservoir et du cote d'aspiration.

$$H_g = C_{tp} - C_R + \Delta H_{asp} \dots\dots\dots (\text{VI-7})$$

Ctp : Cote de trop plein du réservoir R1 =207,08m.

CR : Cote de radier de la station de pompage =47m.

Donc :

$$H_g = 207,08 - 47 + 0,5 = 48,5 \text{ m}$$

$$H_g = 160,58 \text{ m}$$

On a la relation suivante pour calculer H_{MT}

$$H_{MT} = H_g + \Delta H_T$$

D'où :

$$H_{MT} = 160,58 + 8,83 = 169,41 \text{ m}$$

$$H_{MT} = 169,41 \text{ m.}$$

Le tableau suivant donne la hauteur manométrique totale

Tableau VI.1 : Détermination de la hauteur manométrique :

D (mm)	V (m/s)	λ	ΔH_L (m)	ΔH_t (m)	H_g (m)	$H_{M.T}$ (m)
300	0,98	0.0273	7,68	8,83	160,58	169,41
350	0.72	0.0262	6,64	7,64	160,58	168,22
500	0,35	0.0238	1,01	1,16	160,58	161,74

VI.4.2.3 Puissance absorbé par la pompe :

La puissance absorbée est donnée par la relation suivante

$$P = 3\sqrt{IV} \cos \varphi \text{ (Kw)} \dots \dots \dots \text{ (VI-8)}$$

Avec :

I : l'intensité du courant (A).

V : différence de potentiel(V).

VI.4.2.4 Calcul de l'énergie consommée annuellement par la pompe :

L'énergie consommée en une année est :

$$E = P.T.365 \text{ (kw.h)} \dots \dots \dots \text{ (VI-9)}$$

Avec :

E : énergie consommée exprimée en (kw) ;

T : nombre d'heure de pompage (dans notre cas en prend T = 20h) ;

P : puissance absorbée par la pompe en kw.

VI.4.2.5 Les frais d'exploitation :

$$F_e = E.e \text{ (DA)} \dots \dots \dots \text{(VI-10)}$$

VI.4.2.6 Frais d'annuité :

Nous supposons que le coût de la conduite de refoulement sera sur une période de 30 ans, ou taux d'actualisation de 8% c'est-à-dire :

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \dots \dots \dots \text{(VI - 11)}$$

Avec *i* : taux d'annuité = 8% (adopté en Algérie)

n : nombre d'année d'amortissement (n=30ans)

D'où
$$A = \frac{0.08}{(0.08 + 1)^{30} - 1} + 0.08$$

A = 0.09

Le tableau suivant donne les frais d'exploitations :

Tableau VI.2 : Détermination des frais d'exploitation :

D (mm)	H _{M.T} (m)	P (KW)	E (KW.h)	Prix d'exploitation (Da)
300	169,41	143,34	1046382	3139146
350	168,22	142,33	1039009	3117027
500	161,74	136,85	999005	2997015

VI.4.2.7 Frais d'amortissement :

$$F_a = L.pr.A \text{ (Da)} \dots \dots \dots \text{(VI-12)}$$

Avec :

L : Longueur totale de la conduite de refoulement (m).

Pr : Prix en mètre linéaire de la conduite de refoulement (Da).

Le tableau suivant représente le calcul des frais d'amortissement

Tableau VI.3 : Détermination du montant d'amortissement :

D (mm)	P.U ((Da)	L (m)	Prix de la conduite (Da)	A	Montants d'amortissement (Da)
300	2712	3320	9003840	0.09	810345,6
350	2950	3320	9794000	0.09	881460
500	3340	3320	11088800	0.09	997992

VI.4.2.8 Le bilan (prix total) :

$$P_t = F_c + F_a \text{ (Da)} \dots\dots\dots \text{ (VI-13)}$$

Le tableau suivant donne le bilan des frais :

Tableau VI.4 : Détermination du prix total(Bilan) :

Diamètre (mm)	Frais d'exploitation (Da)	Frais d'amortissement (Da)	Prix total (Da)
300	3139146	810345,6	3949491,6
350	3117027	881460	3998487
500	2997015	997992	3995007

Conclusion :

Le diamètre économique de la conduite d'adduction par refoulement est :

$$\text{Dec} = 500\text{mm.}$$

VI.5 Choix de type de pompe :

On utilise le logiciel'' **caprari**'' pour dimensionner la station de pompage. Les données à introduire sont donnés dans le tableau VI.21:

Tableau VI.5 : Caractéristiques de la station de pompage SP1 :

Stations	Côte	Côte	Diamètre	Longueur	Débit	HMT
	Départ (m)	d'arrivée (m)	Conduite mm	Conduite M	Nominal l/s	m
SP1	47	201,1	500	3320	69	161,74

Par suite nous aboutissons au dimensionnement suivant des pompes :

VI.5.1 Type de pompe:

PM 125/2C.

Pompe

- Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal
- Roues, diffuseurs et corps d'aspiratio : en fonte
- Corps de refoulement et corps d'étage : en fonte (PMS: en fonte sphéroïdale)

- Corps de refoulement avec pieds de support et orifice de refoulement tourné vers le haut ; corps d'aspiration à bouche orientable
- Arbre en acier inoxydable entièrement protégé par une douille en acier inoxydable. Double palier
- Roulements à billes largement dimensionnés pour supporter les charges radiales et axiales dans les deux sens
- Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement.

VI.5.2 Données techniques / Caractéristiques :

- Q: 250 m³/h
- H: 162m
- n. pôles: 2
- Fréquence: 50 Hz
- Triphasé: 3~
- Puissance moteur P₂ : 160 kW
- Tension: 400 V
- Diamètre refoulement: DN 125 64bar
- Raccord d'aspiration: DN150 25 bar

VI.5.3 Caractéristiques de la pompe d'après le logiciel « caprari » :

- Débit Q= 250m³/h
- Hauteur manométrique totale HMT=162m
- Le rendement $\eta = 76,3\%$.
- La puissance P=148 kW.
- NPSH_r=2,94m.
- La vitesse de rotation N=2900 tr/min
- Type de la pompe : **PM125/2C**.

Conclusion :

D'après le logiciel on a trouvé une seule pompe donc on installe une pompe Centrifuge multicellulaire à axe horizontal de type **PM125/2C** et une pompe de secoure.

VI.5.4 Courbes caractéristiques de la pompe :

Les courbes caractéristiques de la pompe sont données dans la figure VI-1 :

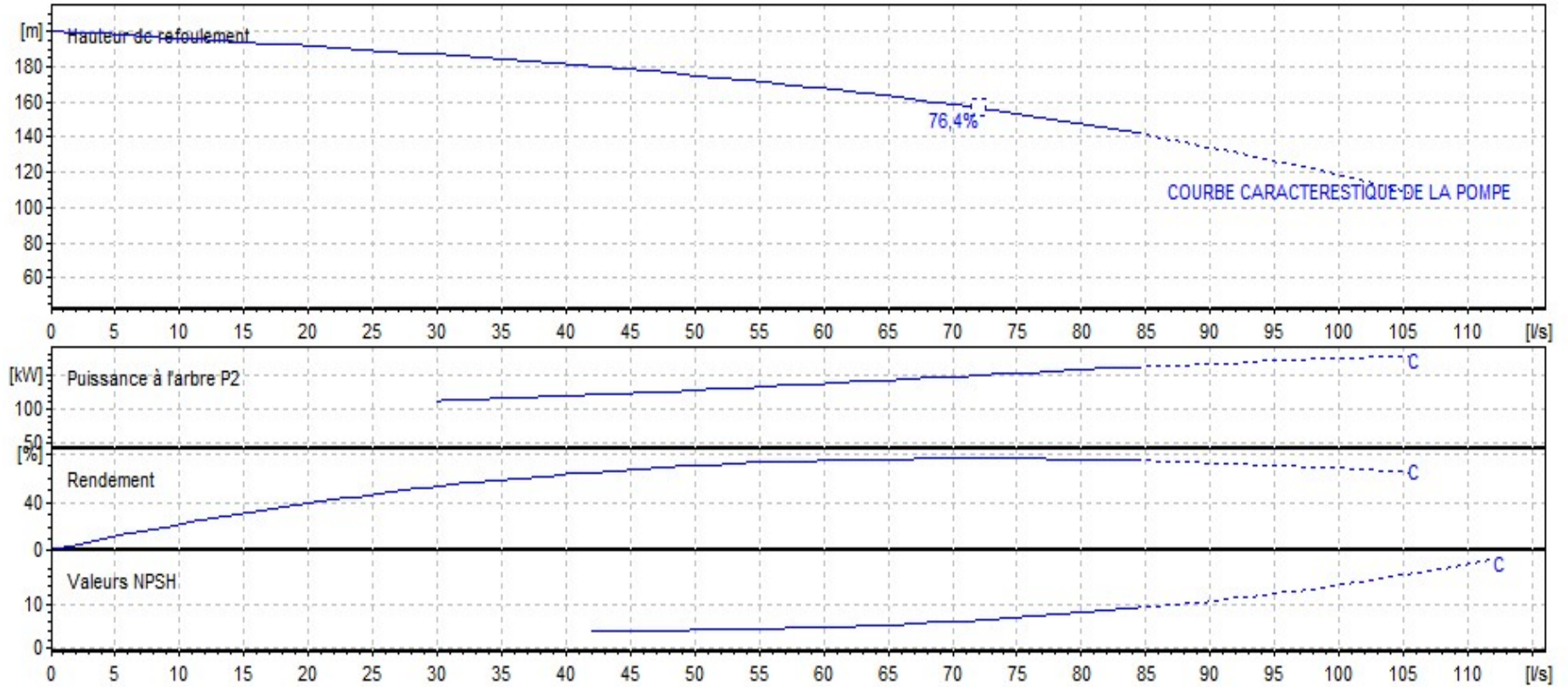


Figure VI.1 : Les courbes caractéristiques de la pompe.

VI.6 Détermination du point de fonctionnement pour la station de pompage SP :

La détermination du point de fonctionnement de la pompe est reflétée par la figure VI.2 :

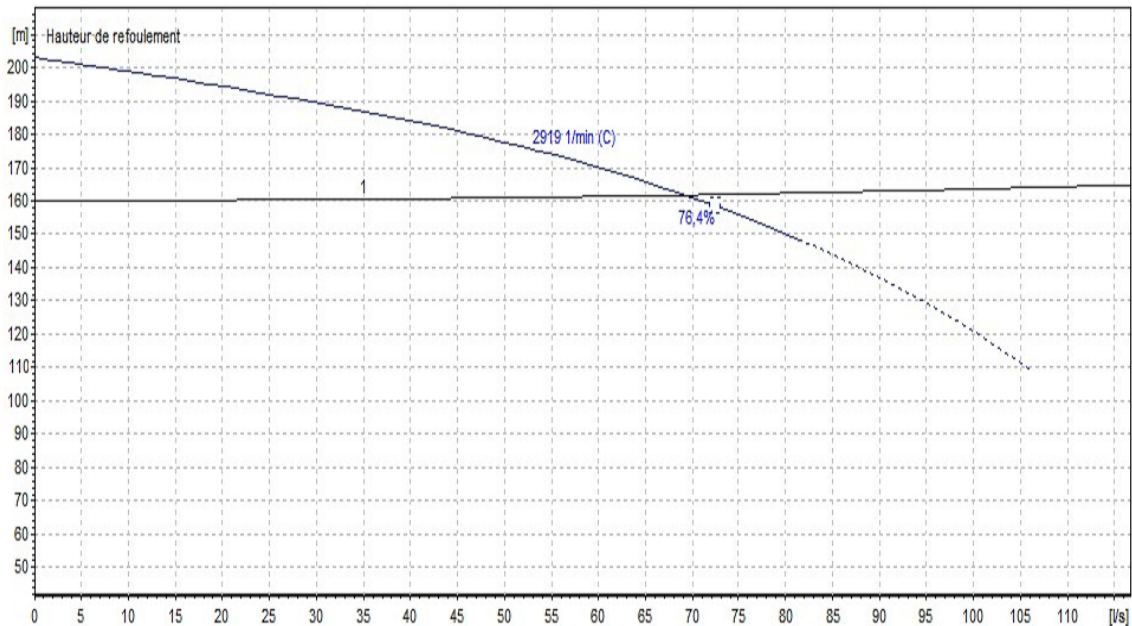


Figure VI.2 : Point de fonctionnement de la station de pompage.

Après qu'on a tracé les caractéristiques de la pompe SP1 on voit que le débit au point de fonctionnement est égal à celui demandé,

$$Q_P : \text{débit de point de fonctionnement} = 0,069 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_d : \text{débit demandé} = 0,069 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_P = Q_d$$

Par suite aucun mode de réglage ne sera utilisé.

VI.7 Etude de la cavitation:

Le phénomène de cavitation se manifeste lorsque la pression absolue de l'eau décroît du niveau de la bride d'aspiration jusqu'à un certain point à l'intérieur de la roue. En ce point la valeur de la tension du vapeur est atteinte.

La cavitation est occasionnée par un dégagement intense de gaz ou de vapeur dans le liquide en écoulement dans ce cas l'homogénéité du liquide est détruite, il se produit des chocs violents accompagnés des dimensions brutales de la hauteur créée et du rendement, pour éviter tous risques de la cavitation, la condition suivante doit être respectée.

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r$$

(NPSH)_d : charge net d'aspiration disponible (Net Positive Section Head).

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{W} - (H_{asp} + J_{asp} + H_v) \dots\dots\dots (VI-14)$$

$\frac{P_0}{W}$: Pression en mètre colonne d'eau en plan d'aspiration (m) ;

H_{asp} : Hauteur d'aspiration (m) ;

J_{asp} : Perte de charge à l'aspiration (m) ;

H_v : tension de vapeur (m).

Dans le (NPSH)_d s'identifie à la caractéristique de la conduite d'aspiration.

(NPSH)_r : charge absolue à l'entrée de la bride d'aspiration.

Le (NPSH)_r est une courbe expérimentale donnée par le constructeur. La cavitation n'apparaît que lorsque le point de fonctionnement de la pompe se situe à gauche de la zone d'intersection des courbes (NPSH)_r et (NPSH)_d

Nous avons :

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + 0,5$$

$$(NPSH)_d = \frac{P_{at}}{\varpi} - \frac{P_v}{\varpi} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g} - h_{adm}^{asp} = (NPSH)_r + 0,5$$

$$\Rightarrow h_{adm}^{asp} = \frac{P_{at}}{\varpi} - \frac{P_v}{\varpi} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g} - (NPSH)_r - 0,5$$

Donc :

La longueur d'aspiration $L_{aps} = 5$ m

En pose : la perte de charge linière = 4m dans un 1Km donc :

$$\sum h_{asp}^{lin} = \frac{5 * 4}{1000} = 0,02 \text{ m}$$

Et :

$$\sum h_p^{sing} = 0.1 * \sum h_p^{lin}$$

$$\sum h_p^{sing} = 0,01 * 0,02 = 0,0002 \text{ m}$$

$$\sum h_p^{asp} = 0,002 + 0,0002 = 0,0022 \text{ m}$$

$$V_{asp} = \frac{4.Q}{\pi.d.a^2} = \frac{4.0,069}{3,14.0,200^2} = 2,196 \text{ m/s}$$

$$\frac{V_{asp}^2}{2.g} = \frac{(2,196)^2}{2.9,81} = 0,245 \text{ m}$$

$$\frac{P_v}{\omega} = 0,24 \text{ à } 20^\circ \text{ c}$$

$$h_{adm}^{asp} = 10,33 - 0,24 - 0,0022 - 0,245 - 2,94 - 0,5 = 6,4m$$

Donc :

$$(NPSH)_d = 6,4m.$$

Donc :

$$(NPSH)_d = 6,4 \text{ m} > (NPSH)_r = 2,94m$$

Notre pompe est loin de risque de cavitation.

VI.8 Cas gravitaire:

La formule la plus utilisée pour le calcul de la perte de charge dans une conduite est celle de DARCY :

$$\Delta H = \frac{K' \cdot Q^\beta}{D^m} \cdot L \text{ (m)} \dots \dots \dots \text{(VI - 15)}$$

Telle que :

K', β, m : Coefficients dépendent du type de la tuyauterie et du régime d'écoulement.

Ces coefficients sont donnés dans le tableau (VI-6).

Q : débit véhiculé (m³/s) ;

L : longueur de la conduite gravitaire (m) ;

D : diamètre de la conduite (m) ;

Tableau VI.6: Coefficients K, m, β pour différents types du tuyau:

Tuyau	K'	m	β
Acier et fonte	0,00179 à 0,001735	5,1 à 5,3	1,9 à 2
Amiante-ciment	0,00118	4,89	1,85
Plastique	0,001052	4,772	2

Nous avons utilisé les conduites en acier, alors on prend les coefficients K=0,00179, m=5,3 et β=2.

VI.8.1 Dimensionnement de la conduite gravitaire (réservoir tampon 1500 m³-réservoir Sidi-Slimane 1000m³-réservoir de destrubition 2*1500m³):

Le calcul du tronçon (réservoir tampon 1500 m³ –réservoir de destrubition 2*1500m³) se fait de telle façon à ce que le tronçon doive véhiculer la totalité du débit

Puisque le tronçon travaille en gravitaire, il s'agit de déterminer le diamètre avantageux, la charge disponible est calculée en faisant la différence entre la cote du terrain de réservoir tampon

(capacité de 1000m^3 avec une cote de terrain naturel égale à 197m et la cote du trop plein du réservoir de Sidi-Slimane (cote de radier égale à 172m) avec une capacité de 1000m^3).

$$\Delta H = 192 - 172 = 20 \text{ m.}$$

$$Q = 69,44 \text{ L/s} = 0,069 \text{ m}^3/\text{s};$$

$$L = 1594 \text{ m.}$$

La formule de DARCY donne :

$$\Delta H = \frac{k' \cdot Q^\beta \cdot L}{D^m} \Rightarrow D = \sqrt[m]{\frac{k' \cdot Q^\beta}{\Delta H} \cdot L}$$

k', β, m : coefficients dépendant du type de matériau, et de régime d'écoulement.

Q : débit véhiculé (m^3/s) ;

L : longueur de la conduite (m) ;

D : diamètre de la conduite (m) ;

$$D = \sqrt[5,3]{\frac{0,00179 \cdot (0,069)^2 \cdot 1594}{20}} = 0,252 \text{ m}$$

On voit que le diamètre : ($250 < D < 300$) mm. Alors si on calcule les vitesses d'écoulement pour chaque diamètre :

▪ $D_N = 250$ mm:

$$V = \frac{4 \cdot Q}{3,14 \cdot D^2} = \frac{4 \cdot 0,069}{3,14 \cdot 0,250^2}$$

$$V = 1,4 \text{ m/s}$$

VI.8.2 Dimensionnement de la conduite gravitaire de réservoir Sidi-Slimane vers le réservoir de distribution ($2 \cdot 1500\text{m}^3$) :

$$\Delta H = 172 - 112 = 60 \text{ m.}$$

$$Q = 69,44 \text{ L/s} = 0,069 \text{ m}^3/\text{s};$$

$$L = 1240 \text{ m.}$$

La formule de DARCY donne :

$$\Delta H = \frac{k' \cdot Q^\beta \cdot L}{D^m} \Rightarrow D = \sqrt[m]{\frac{k' \cdot Q^\beta}{\Delta H} \cdot L}$$

$$D = \sqrt[5,3]{\frac{0,00179 \cdot (0,069)^2 \cdot 1240}{60}} = 0,195m$$

On voit que le diamètre : (150 < D < 200) mm. Alors si on calcul les vitesses d'écoulement pour chaque diamètre :

- $D_N = 150$ mm:

$$V = \frac{4 \cdot Q}{3,14 \cdot D^2} = \frac{4 \cdot 0,069}{3,14 \cdot 0,150^2}$$

$$V = 3,9m/s.$$

- $D_N = 200$ mm:

$$V = \frac{4 \cdot Q}{3,14 \cdot D^2} = \frac{4 \cdot 0,069}{3,14 \cdot 0,200^2}$$

$$V = 2,19m/s.$$

- $D_N = 250$ mm:

$$V = \frac{4 \cdot Q}{3,14 \cdot D^2} = \frac{4 \cdot 0,069}{3,14 \cdot 0,250^2}$$

$$V = 1,4m/s.$$

VI.9 Accessoires et pièces spéciales :

Le long d'une canalisation divers accessoires et pièces spéciales sont installés pour :

- Assurer un bon écoulement ;
- Régulariser les pressions et mesurer les débits ;
- Protéger les canalisations.

Les décharges servent à protéger les conduites. Elles sont placées aux points bas et sont constituées d'une canalisation piquée sur la génératrice inférieure, aboutissant à un regard maçonnerie.

VI.9.1 Les ventouses:

Elles sont installées aux points hauts du réseau d'adduction, les ventouses ont plusieurs fonctions :

- De chasser en permanence l'air contenu dans les conduites (pour pas gêner l'écoulement et pas corroder la conduite).
- Chasser l'air à grands débits au cours des opérations de remplissage des conduites.
- De laisser pénétrer l'air à grand débit lors de vidange involontaire de la conduite afin d'éviter la mise en dépression.
- Limiter la dépression et lutter contre le coup de bélier.

Les ventouses sont en deux types:

Si $d \geq 400\text{mm}$: on a ventouse avec deux orifices.

Si $d < 400\text{mm}$: on a ventouse avec un seul orifice.

Ils sont installés à la génératrice supérieure d'un tuyau et d'un robinet et elles sont distancées de 500m entre elle (si la longueur de la conduite est plus de 1km).

Le dimensionnement des ventouses se fait en prenant en compte deux paramètres :

- La pression de fonctionnement.
- La taille de la ventouse déterminée par celle du circuit d'évacuation de l'air dépend lui-même de débit d'air qui doit être chassé au introduit dans la conduite.
- Et comme notre conduite est très long on réalise chaque 500 m un regard comporte un robinet de vidange, robinet vanne de sectionnement, et une ventouse.

VI.9.2 Les Robinets:**VI.9.2.1 Robinet vanne :**

Se sont des appareils de sectionnement utilisés pour les cas de manœuvres lentes pour les gros diamètres. Généralement ce Robinet vanne est utilisé pour faciliter l'ouverture, si celui-ci se trouve entre deux biefs (amont sous pression, aval vide). Seront placés à la fin de chaque tronçon, ce sont

des vannes dites à fermeture lente, leur manœuvre n'apporte généralement pas de perturbations sensibles dans le réseau (vanne de sectionnement).

VI.9.2 Vanne papillon:

Les robinets à papillon sont également prévues sur la ligne de notre adduction en vue de faciliter les réparations, on éventuelle ces robinets à papillons seront installées avec les vidanges. Ces appareils permettent une fermeture beaucoup plus rapide que les robinets ordinaires.

VI.9.3 Les pièces spéciales:

Clapet anti-retour, cônes, tés, coudes, vannes à flotteur,.....

Toutes les pièces spéciales sont fabriquées à la demande du maître de l'œuvre.

VI.9.4 Les joints des conduites:

Les joints effectués sont :

Ou bien le raccordement effectuer par mâle et femelle avec un anneau de joint en caoutchouc.

VI.9.5 Les clapets :

Les clapets ont un rôle d'empêcher le retour de l'eau en sens contraire de l'écoulement prévu ils sont places , au niveau de la station de pompage , château d'eau.



Vanne papillon



Robinet soupape



Vanne opercule



Ventouse



Soupape anti béliér



Soupape de décharge

Figure VI.4: Divers accessoires.

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons étudié l'adduction de la zone d'étude ; cette dernière est caractérisée par un tracé :

Adduction par refoulement à partir du point de station de pompage de tekteka vers le Premier réservoir tampon (1000m^3) puis on a une adduction gravitaire de réservoir tampon vers le réservoir de distribution de capacité égal à 3000 m^3 .

On a déterminé le diamètre économique pour cette adduction mixte (refoulement et gravitaire) :

- Partie refoulement à l'aide des formules de diamètre économique.
- Partie gravitaire à l'aide de formule de darcy.

À l'aide du logiciel « **caprari** » on a déterminé la pompe adéquate à cette adduction (partie refoulement).

CHAPITRE VII

COUP DE BELIER

VII.1 Définition :

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

- Arrêt brutal d'un ou de plusieurs groupes électropompes, alimentant une conduite de refoulement débutant en un réservoir.
- Démarrage d'une pompe.
- Fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement.

Les conduites de refoulement doivent toujours être examinées du point de vue protection contre les coups de bélier. Il en sera de même pour les conduites d'adduction dont le débit se trouve réglé à l'aval par un robinet vanne.

Les caractéristiques d'ouverture et de fermeture de ce robinet vanne sont connues.

VII.2 Les risques dus aux coups de bélier : [1]

En pratique les risques dus au coup de bélier sont importants:

VII.2.1 Risque de forte pression :

Les surpressions dues aux coups de bélier peuvent être engendrées au plus de la pression initiale si leur somme dépasse la pression maximale admissible de la conduite il peut y avoir fissuration de cette dernière et dislocation des joints.

VII.2.2 Pression négative :

Cette pression peut apparaître soit après une forte surpression, soit à la suite d'un arrêt instantané d'une pompe si cette pression devient inférieure à -10 m.c.e il se produit une poche de cavitation. Des conséquences néfastes peuvent être créées dans la conduite à la suite de cette pression négative, telle que l'implosion de la conduite, l'aspiration des joints et le décollement de l'enduit de protection interne.

VII.2.3 Fatigues des conduites :

Le passage successif d'une surpression à une dépression et inversement peut provoquer la fatigue des conduites ; ce phénomène est très compliqué dans le cas où les conduites sont enterrées.

VII.3 Moyens de protection contre le coup de bélier : [2]

Les appareils anti-bélier devront avoir pour effet :

- De limiter la dépression.
- De limiter la surpression.

Les appareils les plus utilisés sont les suivants :

- Les volants d'inertie qui interviennent dans la protection contre les dépressions.
- Les soupapes de décharge qui interviennent dans la protection des surpressions.
- Les réservoirs d'air et les cheminées d'équilibre qui interviennent à la fois dans la protection contre les dépressions et les surpressions.

VII.3.1 Les volants d'inertie :

Le volant d'inertie calé sur l'arbre du groupe constitue l'un de ces moyens grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale.

Le volant d'inertie la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble donc de diminuer l'intensité du coup de bélier.

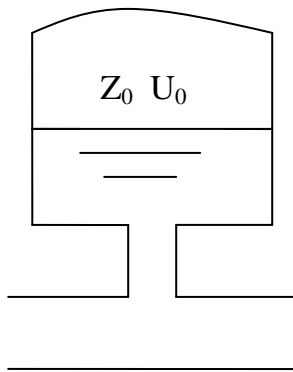
VII.3.2 Les soupapes de décharge :

Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement qui par sa compression obture en exploitation normale un orifice placé sur le conduit au point à protéger.

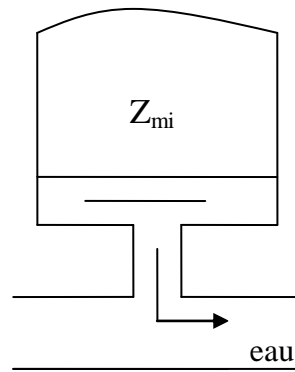
VII.3.3 Les réservoirs d'air :

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

Marche normal



Fin de la dépression



Fin de la suppression

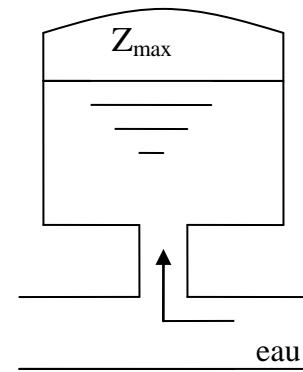


Figure VII.1 : Variation du volume d'air au cours des phases de fonctionnement du réservoir.

VII.3.4 Les cheminées d'équilibre :

A la place d'un réservoir d'air sous pression il peut être établi à la station de pompage un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre cette cheminée jouera le même rôle mais dans le cas de hauteurs de refoulement même moyennes on arrive rapidement à des ouvrages d'art importants puisque l'eau s'élèvera déjà en régime normal à la hauteur géométrique augmentée des pertes des charges.

Dans ce projet, on proposera le moyen de protection comme étant le réservoir d'air.

VII.4 Analyse physique du phénomène du coup de bélier : [2]

Survient l'arrêt brusque où instantané quatre phases peuvent être envisagées :

VII.4.1 Phase 01 :

Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir à une vitesse où célérité désignée par "c". Si la distance entre la pompe et le réservoir est L et le temps mis par cette onde pour atteindre le réservoir est $\frac{L}{c}$. Au bout de ce temps la conduite est en dépression sur toute la longueur.

VII.4.2 Phase 02 :

Par suite de son élasticité la conduite reprend son diamètre primitif et cela de proche en proche .l'eau revient alors dans la conduite et au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{c}$ C'est-à-dire à $\frac{2L}{c}$ depuis l'origine du phénomène toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de la pompe qui entre temps s'est fermé.

VII.4.3 Phase 03 :

En raison de cet arrêt la première tranche en contact avec le clapet va se trouver comprimée entraînant une dilatation de la conduite .Au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{c}$ c'est-à-dire à $\frac{3L}{c}$ depuis l'origine toute la conduite sera dilatée avec une eau sur pressée immobile.

VII.4.5 Phase 04 :

Grâce à l'élasticité de la conduite celle-ci agissant à la manière d'un ressort reprend de proche en proche à partir du réservoir et en allant vers la pompe, son diamètre primitif.

Les tranches d'eau successives reprenant leurs dimensions premières au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{c}$ c'est-à-dire à $\frac{4L}{c}$ depuis l'origine nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe.

La période du mouvement est donc.

VII.5 Calcul de la célérité d'ondes :

Le type de matériau et l'acier, la célérité est calculée par la formule suivante (**SALAH. B**) :

$$c = \frac{(K / \rho)^{1/2}}{\left(1 + \frac{K 2a(1 - \nu_m^2)(1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2)aE_s + E_m e_m (1 - \nu_s)}\right)^{1/2}} \dots\dots\dots \text{(VII-1)}$$

Avec :

- K : Coefficient d'élasticité de l'eau ; $k = 2.07 \cdot 10^9$ Pascal.
- ρ : Masse volumique de l'eau ; $\rho = 1000 \text{kg} / \text{m}^3$
- E_m : module de Young du matériau de la conduite ; $E_m = 2 \cdot 10^{11}$ pour l'acier.
- E_s : module de Young du sol ; $E_m = 2 \cdot 10^8$ Pascal.
- ν_m : coefficient de poisson du matériau. $\nu_m = 0.3$ pour l'acier.
- ν_s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite. $\nu_s = 0.33$

e_m : Epaisseur de la conduite (m), on prend dans notre cas $e_m = 0.0116m$ pour l'acier.

a : rayon intérieur de la conduite (m).

Remarque : concernant les caractéristiques des matériaux et de sol, voir respectivement les tableaux (III, IV) en Annexe.

VII.5.1 Valeur numérique du coup de bélier :

Le coup de bélier est étudié pour les deux cas : Cas de la fermeture brusque :

T : inférieur à $\frac{2L}{c}$

La valeur numérique du coup de bélier :

$$B = \frac{cV_0}{g} \text{ (m)} \dots\dots\dots \text{ (VII-2)}$$

Où:

V : vitesse moyenne d'écoulement (m/s).

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

VII.5.1.2 Cas de la fermeture lente :

Elle est caractérisée par un temps de fermeture supérieure à $\frac{2L}{c}$ c'est-à-dire supérieure à un aller

et retour d'onde la valeur du coup de bélier est donné par la formule de **MICHAUD**

$$b = \frac{2LV_0}{gT} \text{ (m)} \dots\dots\dots \text{ (VII-3)}$$

L : la longueur de la conduite (m).

Remarque :

La formule de **MECHAUD** n'est valable que pour une loi de fermeture correspondant à une variation linéaire du débit loi qui est rarement réalisée en pratique.

Pour les conduites de refoulement, il est possible d'avoir comme valeur de la pression dans une conduite :

Cas de la surpression :

$$H_{\max} = Hg + \frac{cV_0}{g} \text{ (m)} \dots\dots\dots \text{ (VII-4)}$$

Cas de la dépression :

$$H_{\min} = Hg - \frac{cV_0}{g} \text{ (m)} \dots\dots\dots \text{ (VII-5)}$$

VII.6 Méthodes de calcul du réservoir d'air :

VII.6.1 Méthode de VIBERT :[2]

En faisant abstraction des pertes de charges dans la conduite de refoulement et en considérant le phénomène comme une oscillation en masse, on arrive à un calcul simplifié.

En plus il est supposé que le dispositif, ne comporte pas d'organe d'étranglement, VIBERT arrive à une expression qui donne le volume d'air (U_0) contenu dans le réservoir sous un régime de marche à la vitesse (v_0).

$$U_0 = \frac{v_0}{2gH_0} \times \frac{LS}{f\left(\frac{H}{H_0}\right)} \quad (m) \dots\dots\dots (VII-6)$$

D'où :

- U_0 : volume d'air (m^3) ;
- V_0 : vitesse initiale de l'écoulement (m/s) ;
- L : longueur de la conduite de refoulement (m) ;
- S : section de la conduite de refoulement (m^2) ;
- H_0 : hauteur de pression absolue dans le réservoir en régime permanent (m) ;
- H : hauteur de pression dans le réservoir après fonctionnement de phénomène transitoire (m).

Tel que:

$$f\left(\frac{H}{H_0}\right) = \frac{H_0}{H_{min}} - 1 - \log\left(\frac{H_0}{H_{min}}\right) \dots\dots\dots (VII - 7)$$

On utilise cette méthode dans la partie refoulement.

VII.6.2 Méthode de BERGERON : [2]

C'est une méthode grapho-analytique, on fixe au préalable le volume initial du réservoir d'air, et son dispositif d'étranglement. Cette méthode consiste à déterminer par approximations successives la vitesse de l'eau dans la conduite de refoulement au niveau du réservoir d'air, l'intervalle du temps est pris égal à un aller et retour de l'onde.

En partant d'une vitesse prise arbitrairement " V_f " comme vitesse finale de l'eau dans l'intervalle du temps considère, on calcul successivement à la fin de chaque intervalle du temps, la pression dans le réservoir puis celle en aval de l'étranglement et en aval du diaphragme fictif représentant des p.d.c dans la conduite, on vérifie alors en menant ainsi une horizontale passant par la valeur de pression finale que cette droite coupe (c/g.S) au droite de

" V1_f" choisie si on, les calculs seront fait avec une autre vitesse finale " V2_f", en calculant la vitesse moyenne dans chaque intervalle par la formule :

$$V_{mi} = \frac{V_{fi} - V_{fi-1}}{2} \text{ (m/s)} \dots\dots\dots \text{(V - 8)}$$

La formule du volume d'aire est donnée par :

$$\Delta U_i = S \cdot V_{mi} \cdot t_i$$

S : section de la conduite de refoulement (m) ;

Le volume d'aire dans la cloche est :

$$U_i = U_{i-1} \pm \Delta U_i \dots\dots\dots \text{(VII - 9)}$$

La nouvelle pression dans le réservoir sera exprimée en admettant que al détente du fluide s'effectue conformément à la loi de POISSON :

$$Z_i = Z_0 \cdot \left(\frac{U_0}{U_i} \right)^{1,4} \text{ (m)} \dots\dots\dots \text{(VII - 10)}$$

Avec : $Z_0 = (H_0 - h_0) + 10 \text{ (m)} \dots\dots\dots \text{(VII - 11)}$

D'où :

H₀ : hauteur géométrique de refoulement au droite de la prise anti-bélier(m) ;

h₀ : hauteur d'eau entre l'axe de la conduite et le plan d'eau dans le réservoir d'air en régime normal (m) ;

VII.6.3 Méthode de PEUCH et MEUNIER :

L'étude comparative faite par MM. PEUCH et MEUNIER sur tous les abaqués existants montre que tous les résultats sont compris dans une fourchette de 10%. Cette précision est suffisante pour faire un dimensionnement industriel et nous choisirons la méthode la plus simple à appliquer.

La méthode de PEUCH et MEUNIER utilise trois nombres adimensionnels qui sont :

K : qui caractérise les pertes de charge ;

A : qui caractérise la conduite de refoulement

B : qui caractérise le volume d'air du réservoir anti-bélier.

Tq:

$$K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0} \dots\dots\dots(VII - 12)$$

$$A = \frac{cV_0}{g.H} \dots\dots\dots(VII - 13)$$

$$B = \frac{V_0^2}{g.H_{abs}} \times \frac{L.S}{U_0} \dots\dots\dots(VII - 14)$$

- c : célérité d'onde de choc (m/s) ;
- V₀ : vitesse d'écoulement en régime permanent (m/s) ;
- H₀ : pression statique absolue = Hg+10 (m) ;
- H_{abs} : la pression de service absolue tel que :

$$H_{abs} = Hg + \sum \Delta h + 10 = HMT + 10 \text{ (m)} \dots\dots\dots (VII-15)$$

- L : longueur total de la conduite de refoulement (m) ;
- S : section de la conduite de refoulement (m) ;
- U₀ : volume d'air initial (m³)
- g : accélération de pesanteur (m/s²).

Ayant calculé K et A, nous superposerons la famille de courbe B au profil en long de la conduite, et nous choisirons la courbe qui laisse au moins une sécurité de 3m de pression absolue au-dessus du point le plus défavorable du profil ; a valeur de B permet de calculer U₀ sera ainsi déterminé.

VII.7 Calcul du volume de réservoir d'air station de pompage de tekteka ver le réservoir de 1500m³ (partie refoulement) :

Tableau VII.1 : caractéristiques de la conduite

Q (m ³ /s)	DN (mm)	V ₀ (m/s)	Lref (m)	e (mm)	Hg (m)	Hmt (m)
0,069	500	0,35	3320	11,6	160,1	161,74

Calcul de la célérité "c" :

$$c = \frac{(2,07 * 10^9 / 1000)^{1/2}}{\left(1 + \frac{2,07 * 10^9 * 2 * 0,4884(1 - 0,3^2)(1 - 0,33)}{(1 - 0,3^2) * 0,4884 * 2 * 10^{11} + 2 * 10^8 * 0,0119(1 - 0,33)}\right)^{1/2}} = 1428,87 \text{ m/s.}$$

Remarque :

Le coup de bélier peut être négatif (cas de dépression) ou positif (cas de surpression), selon la circonstance du phénomène transitoire.

Signalons aussi que, le phénomène transitoire du coup de bélier est souvent fréquent aux stations de pompage.

Toute fois, nous avons jugé utile, pour notre cas qui est relativement gravitaire, de mettre en place un moyen de protection convenable à notre installation, qui permet rigoureusement de minimiser, le phénomène transitoire et par conséquent, le phénomène transitoire sera minimisé.

Le calcul est basé sur l'abaque de **VIBERT** qui donne le volume U_0 de l'air contenu dans la cloche sous un régime de marche à la vitesse V_0 .

En marche normale les caractéristiques de l'air dans le réservoir sont données par Z_0 , Z_{min} et Z_{max} .

Z_0 : pression absolue (hauteur géométrique de refoulement +10 m).

Z_{min} : pression absolue relative à la dépression.

Z_{max} : pression absolue relative à la surpression.

$$\frac{cV_0}{g} = \frac{1428,87.0,35}{9.81} = 50,97\text{m.}$$

L'expression donnant U_0 est la suivante :

$$U_0 = \frac{V_0^2}{2gZ_0} \cdot \frac{LS}{f(Z/Z_0)} \dots\dots\dots (VII-16)$$

Avec:

U_0 : volume de l'air en m^3 .

V_0 : Vitesse d'écoulement m /s.

L : longueur de la conduite en m.

S : section de la conduite en m^2 .

Pour notre cas : $S=0.178\text{m}^2$.

La charge tenant compte du coup de bélier :

$$H_g + \frac{cV_0}{g} = 211,07\text{m.}$$

La charge statique absolue :

$$Z_0 = H_g + 10 = 170,1 \text{ m.}$$

La charge maximale absolue : (la surpression)

$$Z_{\max} = Hg + \frac{cV_0}{g} + 10 = 211,07 \text{ m.}$$

$$\frac{Z_{\max}}{Z_0} = \frac{211,07}{170,1} = 1,24$$

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2g} = 0,006$$

$$\frac{h_0}{Z_0} = \frac{0,006}{170,1} = 0,000049 \approx 5 \cdot 10^{-5}.$$

A l'aide de l'abaque de **VIBERT** :

$$\frac{Z_{\max}}{Z_0} = 1,248 ; \quad \frac{h_0}{Z_0} = 5 \cdot 10^{-5} ;$$

On trouve que:

$$\frac{U_0}{LS} = 2,2 \cdot 10^{-3}$$

$$\Rightarrow U_0 = LS \cdot 2,2 \cdot 10^{-3} = 3320 \cdot 0,178 \cdot 2,2 \cdot 10^{-3} = 1,3 \text{ m}^3$$

Et la dépression sera:

$$\frac{Z_{\min}}{Z_0} = 0,81$$

$$\Rightarrow Z_{\min} = 137,8 \text{ m}$$

$$\text{On a : } U_0 Z_0 = U_{\max} Z_{\min}$$

$$\Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0 Z_0}{Z_{\min}} = \frac{1,3 \cdot 170,1}{137,8} = 1,6 \text{ m}^3$$

En tenant compte de la sécurité : $U_f = 1600 \text{ litres}$.

Remarque :

On a choisi la méthode de **VIBERT** pour les raisons suivantes :

- C'est une méthode graphique simplifiée de détermination du volume d'air.
- Valables pour les petites installations.
- Abstraction des pertes de charge dans la conduite.
- Non prise en compte de l'organe d'étranglement.

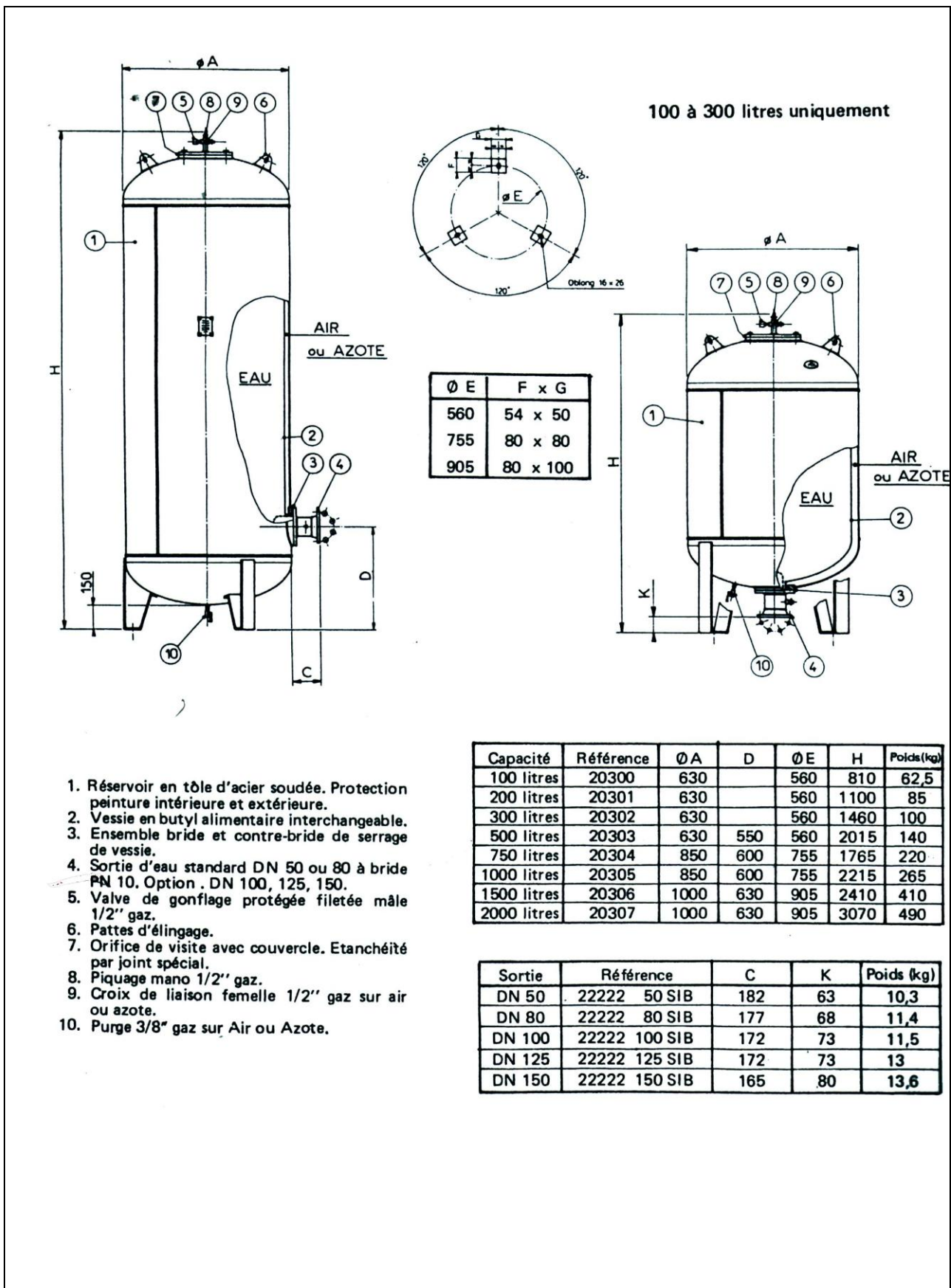


Figure VII.3 : le type du réservoir anti-bélier à choisir.

VII.8 Moyen de protection pour la partie gravitaire :

VII.8.1 Cas de L'arrêt brusque d'une vanne placée en aval d'une conduite :

Dans le cas de l'arrêt brusque d'une vanne placée en aval d'une conduite, la manoeuvre de cette dernière entraîne une surpression au voisinage de la vanne semblable à celle observée à l'étape 3 du cas précédent. Le phénomène suit alors les étapes 4, 1, et 2.

Au bout du temps $t = L/C$ serait engendrée dans le réservoir une onde d'équilibre qui se propagerait jusqu'à la vanne, où elle arriverait dans le temps $t = 2L/C$ (Phase 4).

À ce moment-là prendrait naissance une onde de dépression, qui atteindrait le réservoir dans le temps $t = 3L/C$ (phase 1), suivie d'une onde d'équilibre, qui atteindrait la vanne dans le temps $t = 4L/C$ semblable à la phase 2, et le phénomène recommencerait s'il n'y n'avait pas de frottement.

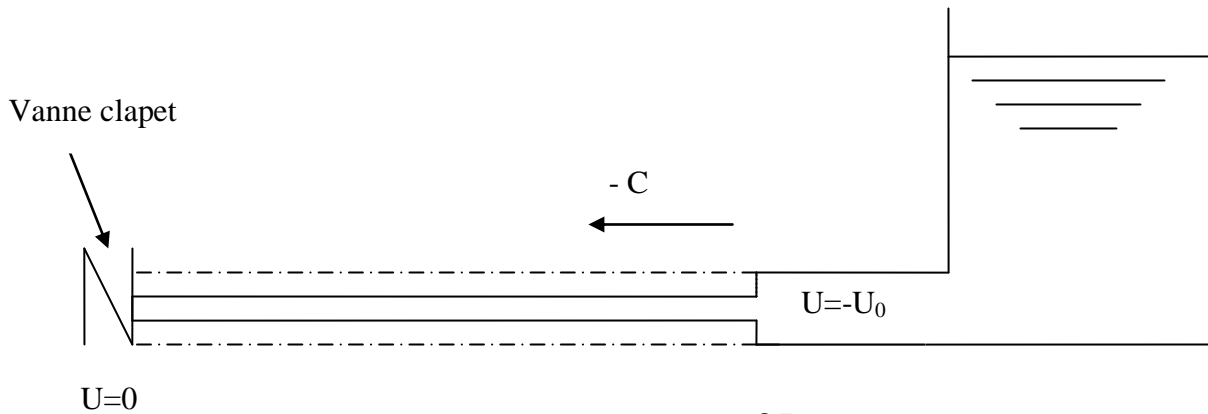


Figure VII.4 : Phase 2, $t = \frac{2L}{C}$

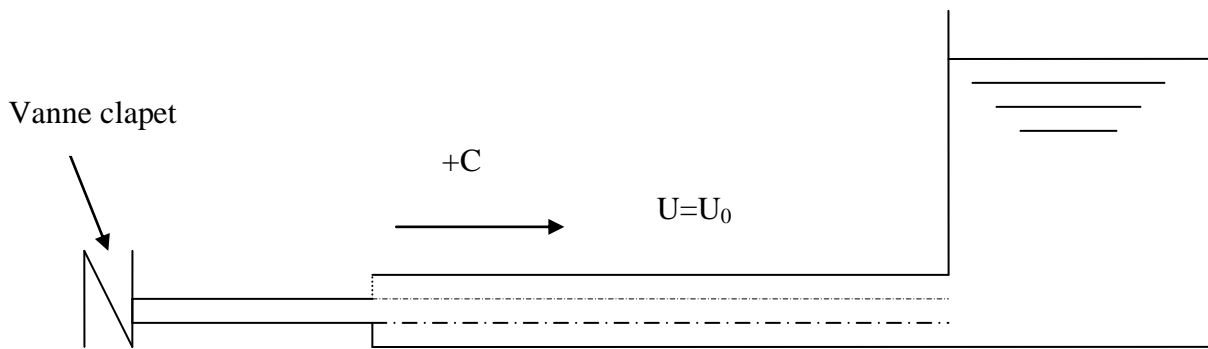


Figure VII.5 : Phase 1, $t = \frac{L}{C}$

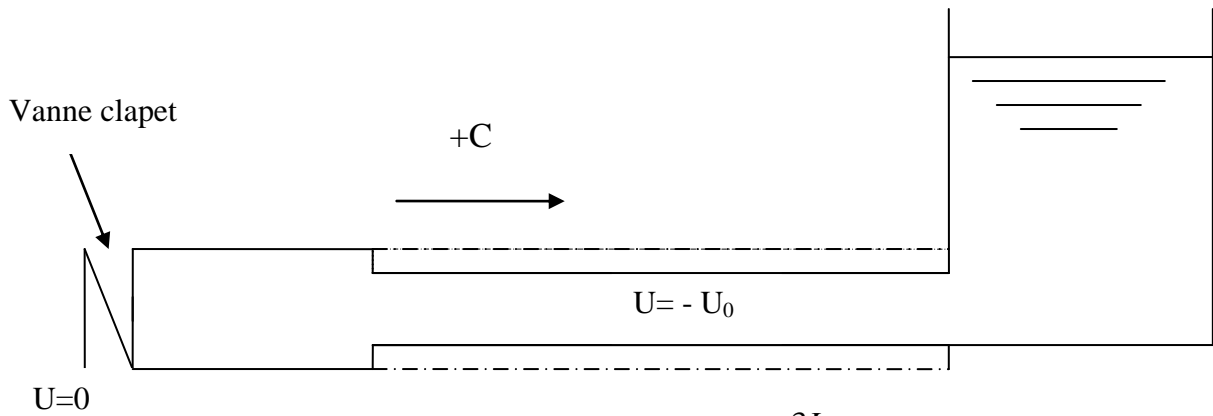


Figure VII.6 : Phase 3, $t = \frac{3L}{C}$

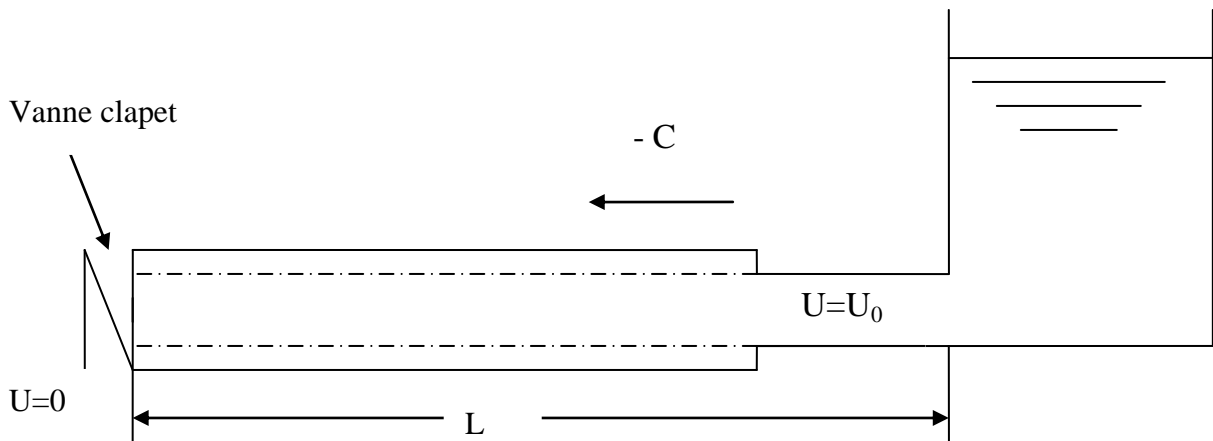


Figure VII.7 : Phase 4, $t = \frac{4L}{C}$

Dans le cas de notre projet, nous avons une adduction gravitaire, donc le coup de bélier peut se produire lors d’une fermeture brusque de la vanne, en aval du bache, donc pour protéger la canalisation contre ce phénomène, on doit trouver un moyen de protection adéquat qui assurerait le bon fonctionnement du système.

Organe de régulation :

On entend par organe de régulation ; les robinets vanne, ils permettent de régulariser le débit qui transit dans une canalisation.

Au passage de ces organes, même s’ils sont complètement ouverts, la veine liquide subit une contraction qui cause des pertes de charge, ces dernières sont généralement calculées par la formule suivante :

$$j = k \cdot \frac{U^2}{2.g} \dots\dots\dots (V-17)$$

Tel que :

K : Coefficient de perte de charge.

Le coefficient « K » varie avec le degré d'ouverture du robinet vanne et avec les caractéristiques de l'appareil, dans notre cas on choisi de réguler la canalisation par un robinet vanne à opercule.

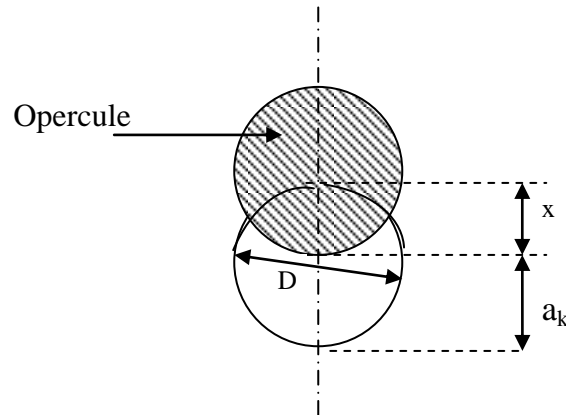


Figure VII.8: Vanne à opercule

X = Course de l'opercule.

Les caractéristiques de la vanne à opercule seront représentées dans le tableau N. V-4

Tableau VII.2 : Coefficient de perte de charge en fonction de l'ouverture d'un robinet vanne à opercule

x	1/8	2/8	3/8	4/8	5/8	6/8	7/8	8/8
K	0,07	0,26	0,81	2,06	5,52	17,00	97,80	0,00

VII.8.2 Détermination du temps de fermeture

VII.8.2.1 Réservoir tampon (1500m³) ver réservoir de sidi-Slimane (1000m³)

Dans ce qui suit nous allons déterminer le temps de fermeture de la vanne, pour le quel la surpression maximum sera inférieur au coup de bélier. En fonction du temps de fermeture et du temps d'aller retour de l'onde de surpression « θ »,

Où :
$$\theta = \frac{2 * L}{c}$$

Tableau VII.3: caractéristiques de la conduite :

Q (m ³ /s)	D _N (mm)	L (m)	e (mm)
0.069	250	1594	7,7

Calcul de la célérité "c" :

$$c = \frac{(2,07 * 10^9 / 1000)^{1/2}}{\left(1 + \frac{2,07 * 10^9 * 2 * 0,2423(1 - 0,3^2)(1 - 0,33)}{(1 - 0,3^2) * 0,2423 * 2 * 10^{11} + 2 * 10^8 * 0,0077(1 - 0,33)}\right)^{1/2}} = 1470,35 \text{ m/s.}$$

$$e = 7,7; \quad d = 250 \text{ mm;}$$

$$c = 1470,35 \text{ m/s.}$$

$$\frac{2.L}{C} = 2,16 \text{ s.}$$

Après ce calcul, et pour protéger notre conduite contre le phénomène du coup de bélier on doit choisir un robinet vanne de telle façon à ce que le temps de fermeture de ce robinet vanne "t" soit:

$$t > \frac{2.L}{C} \quad \text{c.à.d: } t > 2,58 \text{ s.}$$

VII.8.2.2 Réservoir Sidi-Slimane (1000m³) ver le réservoir de distribution (2*1500m³) :

Tableau VII.4: caractéristiques de la conduite :

Q (m ³ /s)	D _N (mm)	L (m)	e (mm)
0.069	250	1240	7,7

Calcul de la célérité "c" :

$$c = \frac{(2,07 * 10^9 / 1000)^{1/2}}{\left(1 + \frac{2,07 * 10^9 * 2 * 0,2423(1 - 0,3^2)(1 - 0,33)}{(1 - 0,3^2) * 0,2423 * 2 * 10^{11} + 2 * 10^8 * 0,0077(1 - 0,33)}\right)^{1/2}} = 1470,35 \text{ m/s.}$$

$$e = 7,7; \quad d = 250 \text{ mm;}$$

$$c = 1470,35 \text{ m/s.}$$

$$\frac{2.L}{C} = 1,68 \text{ s.}$$

Après ce calcul, et pour protéger notre conduite contre le phénomène du coup de bélier on doit choisir un robinet vanne de telle façon à ce que le temps de fermeture de ce robinet vanne "t"

$$\text{soit: } t \succ \frac{2.L}{C} \quad \text{c.à.d: } t \succ 2s.$$

Conclusion

A travers ce chapitre, nous avons vu la description physique du phénomène du coup de bélier, et en fin les causes qui produisent le phénomène.

Pour éviter et limiter un peu le risque du coup de bélier sur la conduite de refoulement, il faut bien dimensionner le réservoir anti- bélier, ainsi que le dimensionnement correct de la conduite de refoulement c'est à dire :

Tenir compte de la valeur majeure du coup de bélier.

CHAPITRE VIII

ORGANISATION DE CHANTIER

VIII.1 Introduction :

L'organisation d'un chantier consiste à déterminer et coordonner la mise en œuvre des moyennes nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possibles les travaux d'exécution.

Les étapes des différents travaux sur des chantiers de réalisation pour un réseau d'A.E.P sont :

- Implantation du tracé des tranchées sur le terrain.
- Excavation des tranchées.
- Pose des conduites.
- Epreuve de joint et de canalisation.
- Remblaiement des tranchées.

VIII.2 Implantation du tracé des tranchées sur le terrain :**VIII.2.1 Matérialisation de l'axe :**

On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en ligne droite et espacés de 50m. On effectue ce travail en mesurant sur le plan leurs distances par des repères fixés où des bornes. La direction des axes et leurs extrémités sont ainsi bien déterminées.

VIII.2.2 Nivellement :

Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux ou plusieurs points situés sur une pente uniforme. Le nivellement a pour but de définir le relief d'un terrain en fixant l'altitude d'un certain nombre de points toutes les côtes sont données par rapport à un niveau de base appelé plan de comparaison, lorsque le terrain compte des obstacles on procède au nivellement par cheminement et par un simple calcul. On détermine la hauteur de chaque point ainsi que la profondeur de tranchée en ce point.

VIII.3 Excavation des tranchées :

L'excavation sera réalisée mécaniquement, la profondeur minimale de la tranchée à excaver atteint 1 m pour :

- Garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.
- Ne pas gêner le travail de la terre (exploitation).
- Protéger la canalisation contre le gel.

La largeur de la tranchée doit être tel qu'un homme puisse travailler sans difficulté, elle augmente avec les diamètres des conduites à mettre en place.

L'excavation des tranchées s'effectue par tronçon successive en commençant par les points hauts pour assurer s'il y lieu l'écoulement naturel des eaux d'infiltrations.

Donc l'excavation nécessite la détermination de plusieurs paramètres tels que :

- La profondeur de la tranchée (H_{tr}).
- La largeur de la tranchée (b).
- Distance de la mise de cavalière.

VIII.3.1 La profondeur (H_{tr}) :

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite .Elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D + h + h_s$$

H_{tr} : profondeur de la tranchée (m).

D : diamètre de la conduite (m).

h : hauteur de la génératrice supérieur de la conduite à la surface du sol.

On prend : $h=1$ m.

h_s : épaisseur du lit de pose (sable) : $h_s = 0,1$ m.

$$H_{tr} = 1 + 0,1 + D$$

Donc

$$H_{tr} = 1,1 + D \quad (\text{m}).$$

VIII.3.2 Largeur de la tranchée :

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite on laisse 30cm d'espace de chaque côté de la conduite.

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

b : largeur de la tranchée (m).

D : diamètre de la conduite (m).

VIII.3.3 Choix du coefficient du talus :

Pour garder la stabilité du talus de la tranchée durant les travaux de pose des conduites on définit le coefficient du talus, qui est en fonction de la profondeur de la tranchée et de la nature du sol.

Tableau VIII.1 : choix du coefficient du talus

sols	profondeur de la tranchée	
	jusqu'à 1,5 m	jusqu'à 3m
sable	m=0,5	m=1
limon sableux	m=0,25	m=0,67
limon argileux	m=0	m=0,5

Dans notre cas le sol est limon argileux, d'où le coefficient de talus $m = 0$.

VIII.3.4 Distance de la mise du cavalier :

a) Section transversale de la tranchée (S_{tr}) :

$$S_{tr} = H_{tr} \times b + m \times H_{tr}^2$$

Comme $m = 0$ on aura $S_{tr} = H_{tr} \times b$

Pour le calcul on prend le plus grand diamètre qui est de 250m.

$$H_{tr} = 1,1 + 0,25 = 1,35\text{m.}$$

$$b = 0,25 + 0,6 = 0,85\text{m.}$$

$$\text{D'où } S_{tr} = 1,35 \times 0,85 = 1,15\text{m}^2.$$

b) Section du cavalier (S_c) :

Elle est donnée par la relation suivante : $S_c = S_{tr} \times K_f$

Avec :

S_{tr} : section transversale de la tranchée (m^2).

K_f : coefficient qui dépend de la nature de sol.

Tableau VIII.2 : Coefficient de foisonnement

Type de sol	k_f
sable, matériaux fins	1,08-1,17
Limon argileux	1,14-1,28
Argileux	1,25-1,3

Puisque notre sol est limon argileux on prend $K_f = 1,2$.

$$S_c = 1,15 \times 1,2 = 1,38 \text{ m}^2.$$

c) hauteur du cavalier (H_c) :

$$\text{On a : } S_c = \frac{B \times H_c}{2}$$

Avec : B : largeur du cavalier (m).

H_c : hauteur du cavalier (m).

$$B = \frac{2 \times S_c}{H_c} \quad (1).$$

$$\text{Et } m = \frac{B}{2H_c}$$

Avec :

m : talus du sol de cavalier $m = 1,5$.

$$B = 2mH_c \quad (2)$$

$$\text{De (1) et (2)} \quad H_c = \sqrt{\frac{S_c}{m}}$$

$$H_c = \sqrt{\frac{1,38}{1,5}} = 0,96m$$

d) Distance de la mise du cavalier (A) :

C'est la distance qui sépare l'axe de la tranchée à celui du cavalier. Elle est donnée par la

$$\text{formule suivante : } A = \frac{b}{2} + L + \frac{B}{2} + mH_c$$

$$\text{Puisque } m = 0, \text{ Alors : } A = \frac{b}{2} + L + \frac{B}{2}$$

Avec :

L : longueur de la berme en (m) varie entre 2 et 3m.

$$\frac{B}{2} = H_c \times m = 0,96 \times 1,5 = 1,44m$$

AN :

$$A = 0,85/2 + 2 + 1,44 = 4,54m.$$

VIII.3.5 Choix de l'excavateur et le procédé d'excavation :

Comme il a été mentionné précédemment, l'excavation sera réalisée mécaniquement alors le choix de l'engin (pelle mécanique équipée en rétro ou en butée) se base sur leur champ d'application et l'exigence du chantier.

VIII.3.5.1 Pelle équipée en rétro :

Les aptitudes de la pelle en rétro sont :

- Creuser en dessous de la surface d'appui à son niveau.
- Peut excaver dans la direction de la machine.
- Creuser avec grande précision et rapidité des tranchées à talus verticaux.

VIII.3.5.2 Pelle équipée en butée :

Les caractéristiques de la pelle en butée sont :

- Excavation en hauteur au dessus de l'assise de la machine.
- Ramassage des matériaux.

Connaissant la nature des travaux demandés et comparant le champ d'application ainsi que les caractéristiques de chacune des deux types de pelle, on opte pour une pelle équipée en rétro pour atteindre un rendement optimal de la pelle choisie. Celle ci doit satisfaire les conditions ci-dessous :

- Rayon de déchargement $R_{déch} \geq A$.
- Hauteur de chargement $H_{ch} \geq H_{tr\ max}$.
- Hauteur de déchargement $H_{déch} \geq H_c$.
- Largeur du godet $b_g \leq b_{min}$.

Le calcul pour déterminer les caractéristiques de la pelle est représenté dans le tableau suivant :

Tableau VIII.3 : Paramètres pour la détermination de la pelle :

D	L	b	H_{tr}	S_{tr}	S_c	H_c	A	V_i=S_{tr}×L
mm	m	m	m	m²	m²	m	m	m³
315	433,89	0,92	1,415	1,30	1,56	1,01	3,97	564,1
250	670,85	0,85	1,35	1,15	1,38	0,96	3,86	771,41
200	1593,72	0,8	1,3	1,04	1,25	0,91	3,77	1657,46
160	809,73	0,76	1,26	0,96	1,15	0,88	3,69	777,34
125	1055,91	0,725	1,225	0,89	1,07	0,84	3,63	939,75
110	2200,11	0,71	1,21	0,86	1,03	0,83	3,60	1892,09
90	6200,15	0,69	1,19	0,82	0,99	0,81	3,56	5084,12
75	1500,14	0,675	1,175	0,79	0,95	0,80	3,53	1185,11
50	2858,29	0,65	1,15	0,74	0,88	0,76	3,46	2115,13
V_T								14986,53

Remarque : $A_{max} = 3,97$ m

$H_{tr\ max} = 1,42$ m

$H_{c\ max} = 1,01$ m

$b_{min} = 0,65$ m

On connaissant les paramètres (A, H_{tr} , H_c et b), pour notre cas l'excavateur sera une pelle mécanique équipée en rétro à roues pneumatiques dont les caractéristiques sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.4 : Capacité du godet en fonction du volume de terrassement :

volume du terrassement par une pelle (m^3)	≤ 10000	≥ 10000	> 20000	> 100000
capacité du godet (m^3)	0,25-0,35	0,5-0,65	1-1,25	1,5

Comme le volume total est inférieur à $20000 m^3$, on choisit une pelle de capacité du godet $1 m^3$.

VIII.3.5.3 Rendement d'exploitation de la pelle choisie :

Le rendement de la pelle est donné par la relation :

$$R_p = \frac{3600 \times q \times K_R \times K_t}{T_c \times K_f} \quad (m^3/h)$$

Avec :

q : capacité du godet = $1 m^3$.

K_R : coefficient de remplissage du godet $K_R = 0,8-0,9$ on prend $K_R = 0,8$

K_t : coefficient d'utilisation du temps dépend de la nature du sol et de l'habilité du conducteur :

$$K_t = 0,7 \div 0,9 \text{ prenons } K_t = 0,8.$$

K_f : coefficient de foisonnement du sol : $K_f = 1,2$.

T_c : la durée d'un cycle de remplissage du godet

$$T_c = (15-30) \text{ s, on prend } T_c = 20 \text{ s.}$$

$$R_p = \frac{3600 \times 1 \times 0,8 \times 0,8}{20 \times 1,2} = 96 m^3/h$$

Si on prend une durée de travail de 8 heures par jour :

$$R_p = 768 m^3/j.$$

VIII.3.5.4 Calcul du temps d'exécution :

Connaissant le volume de terre à excaver et le rendement de l'engin, le temps d'exploitation sera :

$$T = \frac{V}{R_p} \quad (\text{Heure})$$

V : volume du sol excavé (m^3)

$$T = \frac{14986,46}{768} = 19 \text{ jours.}$$

VI.4/ Aménagement du lit de pose des conduites :

Avant la pose de la conduite on procède aux opérations suivantes :

- Eliminer les grosses pierres sur les côtes de la tranchée.
- Respecter les côtes du profil en long.
- Nivelier soigneusement le fond de la tranchée pour que la pression soit constante entre les points de changement de pente prévue.
- Etablir en suite le niveau du fond de la fouille en confectionnant un lit de pose bien donnée avec la terre meuble du sable.

Le volume total du sable pour le lit de pose est calculé d'après le tableau suivant :

Tableau VIII.5 : Volume total du lit de sable :

D	L	b	S=0,1×b	Vs=S×L
mm	m	m	m²	m³
315	433,89	0,92	0,092	39,91
250	670,85	0,85	0,085	57,02
200	1593,72	0,8	0,08	127,49
160	809,73	0,76	0,076	61,53
125	1055,91	0,725	0,0725	76,55
110	2200,11	0,71	0,071	156,20
90	6200,15	0,69	0,069	427,81
75	1500,14	0,675	0,0675	101,25
50	2858,29	0,65	0,065	185,78
V_T				1233,54

VIII.4 Pose de conduite :

Avant la descente des conduites en fouille on procède à un triage des conduites de façon à écarter celles qui ont subi des chocs, fissuration, ...etc. Après cela, les conduites seront posées lentement à l'aide d'un pose tube dans la fond de fouille. Cette pose s'effectuera par tronçon successif, à chaque arrêt de la pose on bouche les extrémités du tronçon de la conduite.

VIII.5 Epreuve de joint et de la canalisation :

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement, on l'effectue à l'aide d'une pompe d'essai qui consiste au remplissage en eau de la conduite sous une pression de 1,5 fois La pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement.

Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0,2 bar.

VIII.6 Remblaiement des tranchées :

Une fois les épreuves réussies, la mise en place du remblai est effectuée à l'aide d'un bulldozer.

Le volume total du remblai donné par la relation suivante :

$$V_r = V_d - V_c - V_s \quad (m^3)$$

Ou : V_d : volume des déblais ;

V_c : volume occupé par les conduites.

V_s : volume du lit du sable.

Tableau VIII.6 : Volume total du remblai :

D	L	V_d	V_c	V_s	V_r
mm	m	m³	m³	m³	m³
315	433,89	564,1	33,80	39,91	490,39
250	670,85	771,41	32,91	57,02	681,48
200	1593,72	1657,46	50,04	127,49	1479,93
160	809,73	777,34	16,27	61,53	699,54
125	1055,91	939,75	12,95	76,55	850,25
110	2200,11	1892,09	20,90	156,20	1714,99
90	6200,15	5084,12	39,42	427,81	4616,89
75	1500,14	1185,11	6,62	101,25	1077,24
50	2858,29	2115,13	5,61	185,78	1923,74
V_T		14986,53	218,53	1233,54	13534,46

Choix du bulldozer :

Le choix du bulldozer se fait en fonction de la capacité du godet de l'excavateur. Le bulldozer est utilisé pour le remblaiement de la tranchée après la pose des conduites.

Tableau VIII.7 : Choix du bulldozer en fonction de la capacité du godet :

Capacité du godet de la pelle (m ³)	0,3-0,65	0,75-1,0	1,25-1,5	2,0-3,0
Classe du bulldozer d'après la puissance du tracteur (KW)	40-60	70-118	120-140	150-300

Pour une capacité du godet de la pelle égale à 1m^3 , nous prenons un bulldozer ayant les caractéristiques suivantes :

- Puissance $P_b = 70\text{ KW}$.
- Largeur de la lame : $b_L = (2\div 3)\text{ m}$.
- Hauteur de la lame : $H_L = (1\div 1,5)\text{ m}$.

CHAPITRE IX

PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL

IX.1 Introduction :

Les accidents du travail et les problèmes qui en découlent ont une grande importance sur les plans financiers ; production et surtout humain.

L'essentiel objectif de la sécurité d'un travail sera donc la diminution de la fréquence et la gravité des accidents dans les chantiers

Durant chaque phase de la réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable, le risque de produire un accident est éventuellement ouvert, soit dans la phase des travaux de terrassement, soit dans la réalisation des travaux de bétonnage, soit dans les installations électriques ou des installations sous pressions, soit après la finition du projet (travaux d'entretien des pompes, des installations, etc.)

IX.2 Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique :

Généralement les accidents de travail imputables à des conditions dangereuses et actions dangereuses sont causés par deux facteurs :

IX.2.1 Facteurs humains : [8]

- Manque de contrôle et négligence
- La fatigue des travailleurs, agent de maîtrise et les responsables.
- Encombrement dans les différentes phases d'exécution des travaux
- Erreurs de jugement ou de raisonnement.
- Importance durant les différentes phases de réalisation.
- Suivre un rythme de travail inadapté.

IX.2.2 Facteurs matériels : [8]

- Outillage, engins, et machines de travail.
- Nature des matériaux mis en œuvre.
- La difficulté posée lors de l'exécution du travail.
- Les installations mécaniques et électriques.

IX.3 Liste des conditions dangereuses : [8]

- Installations non protégées.
- Installations mal protégées.
- Outillages, engins et machines en mauvais état.
- Protection individuelle inexistante.
- Défaut dans la conception, dans la construction.

- Matières défectueuses.
- Stockage irrationnel.
- Mauvaise disposition des lieux.
- Eclairages défectueux
- Facteurs d'ambiance impropres.
- Conditions climatiques défavorables.

IX.4 Liste des actions dangereuses : [8]

- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Intervenir sans précaution sur des installations sous pression, sous tension.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Neutraliser les dispositifs de sécurités.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- Mauvaise utilisation d'un outillage ou engin.
- Importance durant les opérations de stockage.
- Adopter une position peu sûre.
- Travailler dans une altitude inappropriée.
- Suivre un rythme de travail inadapté.
- Plaisanter ou se quereller.

IX.5 Mesure préventives pour éviter les causes des accidents :**IX.5.1 protection collective :****a-Engin de levage :**

La grue, pipelayers et d'autres engins par leurs précisions et possibilités de manutention variées constituent le poste de travail ou la sécurité n'admet pas la moindre négligence, alors le technicien responsable veillera à :

- affecter des personnels compétents.
- Remblayer le plus rapidement possible les pentes de talus, des fouilles longeant la voie, dès que l'ouvrage sort de la terre.
- Procéder aux vérifications périodiques des engins selon la notice du constructeur.
- Délimiter une zone de sécurité autour des engins de levage et en particulier à éviter tout stationnement sous une charge levée.

b- Equipement de mise en œuvre du béton :

Pour cet équipement vu son rôle important, le responsable en ce poste doit mettre en évidence les points suivants :

- Orientation rationnelle de la bétonnière.
- Implantation sérieuse et précise de tout équipement (silo, goulettes...etc.)
- Affectation rigoureuse du personnel aux commandes des points clés d'une installation moderne.
- Application stricte des règlements de sécurité.

c- Appareillages électriques :

Pour éviter les risques des appareils électriques, il faut absolument proscrire le bricolage car une ligne ou une installation électrique ne doit pas être placée que par des électriciens qualifiés.

IX.5.2 Autres protections :

- Toute tranchée creusée en agglomération ou sur route sera protégée par une clôture visiblement signalée de jour comme de nuit (chutes de personnes et d'engins).
- Eliminer les surcharges en bordures des fouilles.
- Les travailleurs oeuvrent à la pioche ou à la pelle sont tenus à laisser une distance suffisante entre eux.

IX.5.3 Protection individuelle :

Les dispositifs de protection individuelle (casque, gant, chaussures, lunettes protectrices,...etc.) sont indispensables pour la protection contre les dangers pendant l'exercice de certaines professions.

CHAPITRE X

GESTION ET EXPLOITATION

X.1 Introduction :

La gestion d'un système d'alimentation en eau potable nécessite d'accomplir avec rigueur un ensemble de tâches et de mettre l'accent sur les procédés à respecter afin d'assurer le bon fonctionnement du réseau d'alimentation en eau potable et de garantir l'ensemble des besoins, en tenant compte de tous les usagers, dans les bonnes conditions de quantité, de pression et de qualité.

Donc gérer c'est d'effectuer des opérations qui permettent de conserver le potentiel du matériel et d'assurer la continuité et la qualité de la production telle que la maintenance, l'entretien et la bonne exploitation des ouvrages et des équipements, bien gérer c'est rassurer cette opération au coût global minimum.

X.2 But de la gestion :

La gestion des réseaux d'alimentation en eau potable a pour objet d'assurer :

- La pérennité des ouvrages par des options de conservation.
- L'entretien courant des réseaux et des ouvrages mécaniques par des interventions de nettoyage, de dépannage et de maintenance.
- L'exploitation par la régulation des débits et la synchronisation, relevage, traitement, stockage et distribution.

X.3 Gestion et exploitation des ouvrages de stockage :

Les réservoirs sont des ouvrages de stockage dont la durée de vie est généralement longue (50 ans au minimum).

Les problèmes d'exploitation ou d'entretiens qui concernent les réservoirs trouvent le plus souvent leur origine dans les insuffisances au niveau de la construction et d'équipements.

X.3.1 Equipements du réservoir :

Le tableau ci-dessous fournit une liste des équipements susceptibles d'être installés dans un réservoir :

Tableau X : Equipements du réservoir

Fonction	Equipements
Hydraulique	<ul style="list-style-type: none"> - Clapet - Equipements de trop plein - Vidange - Siphon pour réserve incendie - Canalisation de liaison - Compteur - Clapet à rentrée d'air - Purgeur d'air
Exploitation	<ul style="list-style-type: none"> - Niveau - Poste de livraison électrique - Débit - Télécommande - Equipements de télétransmission
Nettoyage	<ul style="list-style-type: none"> - Trappes de visite pour les personnels et le matériel - Equipements spéciaux pour le nettoyage - Pompe d'alimentation en eau
Entretien	<ul style="list-style-type: none"> - Appareils de manutention - Joints de montage - Eclairage

X.3.2 Aspects liés à l'exploitation des réservoirs :[5]

Les réservoirs sont des ouvrages qui nécessitent des interventions régulières (opérations courante de surveillance, entretien et nettoyage) où occasionnelle (réparation).

Ils doivent être conçus pour permettre ces interventions avec le maximum de facilité et de sécurité.

Parmi les opérations de contrôle et d'inspection sur les ouvrages de stockage on cite :

X.3.2.1 Contrôle hebdomadaire :

- État de propreté, porte, fenêtre et accès, étanchéité de la fermeture.
- Aération, obstruction et détérioration des grilles de protection.
- Turbidité de l'eau.

X.3.2.2 Contrôle semestriel :

- État de l'ouvrage, fissuration.
- Trop plein et vidange, fonctionnement des clapets, nettoyage et écoulement d'eau dans la conduite de drainage.
- Contrôle de l'appareillage de mesure.

X.3.2.3 Nettoyage :

Les opérations de nettoyage et de désinfection des réservoirs comportent des diverses phases, comme le décapage des dépôts et rinçage des parois des poteaux et du radier avec un jet sous pression, on prend soin de ne pas détériorer les revêtements éventuels.

X.4 Gestion et exploitation des réseaux :[5]

Afin d'assurer une bonne gestion du réseau d'adduction et de distribution, il faut que ce dernier soit bien conçu en respectant les diverses normes et les conditions de pose des conduites, et d'équiper le réseau de différents organes et accessoires en adaptant les matériaux aux appropriés qui facilitera sa gestion et son entretien.

X.4.1 Prévention, contrôle et surveillance de la qualité d'eau :

Le maintien de la qualité de l'eau pendant sa distribution nécessite un suivi de contrôle et de prévention ; il est indispensable de procéder à des analyses périodiques sur la majorité du réseau pour obtenir une cartographie de la qualité sur les paramètres tels que : le chlore, la bactériologie, la turbidité.

X.4.2 La surveillance et l'entretien courant :

La garantie d'une maintenance contenue comporte les activités d'inspection, d'entretiens et de remise en état, est l'une des tâches les plus importantes dans le cadre de la gestion d'un réseau.

Pour l'exploitation, la première tâche est de suivre le fonctionnement des adductions et de réseau ; cette surveillance systématique s'appuiera sur les observations faites lors de l'entretien courant des ouvrages et sur l'interprétation des opérations faites à l'occasion des travaux de réparations.

X.4.3 Les actions de réduction des pertes d'eau :

Elles portent généralement en priorité sur la recherche de fuite du réseau et sur le comptage.

X.4.3.1 La recherche systématique des fuites :

La fuite engendre des vibrations acoustiques, ces dernières ont une fréquence audible variable de 100 à 3500 Hz, et se propagent avec une atténuation plus ou moins rapide le long de la conduite et dans le sol.

Les méthodes employées depuis très longtemps pour rechercher des fuites consistent à écouter et analyser les bruits captés au niveau de la conduite ou du sol.

a) Les amplificateurs mécaniques :

Ils sont composés d'une tige métallique servant de capteur d'une membrane vibrante et d'une cloche métallique formant caisse de résonance reliée à une paire d'écouteurs, ces écouteurs isolant partiellement des bruits transmis par l'air.

b) Les amplificateurs électriques :

ces appareils sont identiques aux précédents dans leur principe, mais le capteur est constitué d'un microphone. Ce sont les appareils les plus utilisés actuellement.

X.4.3.2 Le comptage :

Pour l'exploitation rationnelle d'un système d'AEP, il est impératif de connaître avec précision les volumes d'eau en différents points des installations (au prélèvement, de traitement et de distribution...).

Le choix du compteur est basé sur les critères suivants : le débit, le diamètre, la précision, la fiabilité et la pression de service.

X.4.4 Rendement du réseau :

Le rendement du réseau de distribution d'eau potable mesure l'écart entre le volume entrant dans le réseau et les volumes consommés ou facturés.

Donc c'est un élément important pour le gestionnaire de service et il doit lui porter une attention constante.

X.4.5 La lutte contre le vieillissement des conduites :

Le vieillissement d'une conduite correspond à sa dégradation dans le temps, celui-ci est due, soit au mauvais fonctionnement hydraulique du réseau (chute de pression, chute de rendement du réseau et coupure), soit à d'autres dommages (dégradation de la qualité de l'eau, déstabilisation et inondation des lits de pose).

Conclusion :

Les premières dispositions sont bien entendu à prendre en amont de la conception et de l'adaptation des équipements nécessaires pour chaque système (captage, adduction, stockage et distribution) ainsi, les mesures et les actions portant en priorité sur la détection des fuites et la maîtrise de captage.

La remise en œuvre d'une organisation d'exploitation et de maintenance efficace tout en assurant l'amélioration du niveau de formation et de compétence du personnel est conseillée pour toutes les structures de gestion. Elle permet l'amélioration de la sécurité et le fonctionnement du système, la réduction des pertes d'eau, l'amélioration de la qualité d'exécution des travaux, le prolongement de la durée de vie des équipements et des installations, la réduction voir même l'élimination des risques de contamination.

Conclusion générale :

A travers cette étude, nous avons présenté en premier lieu un aperçu général sur les problèmes que contient le système d'alimentation en eau potable de la ville de Bou-Ismaïl. Dans ce cadre nous avons cité quelques anomalies existantes au niveau des adductions, de la station de reprise, des ouvrages de stockage et du réseau de distribution.

Les remèdes contre ces insuffisances s'impose à quelques recommandations :

- La rénovation du réseau de distribution de la ville.
- L'alimentation de celui-ci depuis le réservoir existant de 1500m³ de Capacité.
- La substitution de la conduite d'adduction de ce dernier.

Cependant, le réseau de distribution d'extension, ne contiendra aucun changement en termes de sections, du fait qu'il est toujours en mesure de satisfaire les besoins actuels et futurs en débit et en pression, ainsi qu'en stockage.

En dernier lieu, et pour mieux gérer notre réseau, on a cité les notions de gestion, d'exploitation et les opérations d'entretien à effectuer sur les différents ouvrages.

Bibliographie

- [1] DUPONT.A : Exercices et projet.
Editions Eyrolles 1980.
- [2] DUPONT.A : Hydraulique urbaine
Tome I et II.
Editions Eyrolles Paris 1988.
- [3] E. IVANOV: Organisation de la construction d'un
Système du projet de distribution de l'eau.
ENSH 1985
- [4] J. BONIN : Aide-mémoire d'Hydraulique urbaine.
Editions Eyrolles Paris 1982.
- [5] Lyonnaise des eaux : Mémento du Gestionnaire de l'AEP et
L'assainissement.
Tome 1
- [6] MICHEM A. MOREL : Exercices de mécanique des fluides
Tome 2
Edition Chihab-Eyrolles

ANNEXES

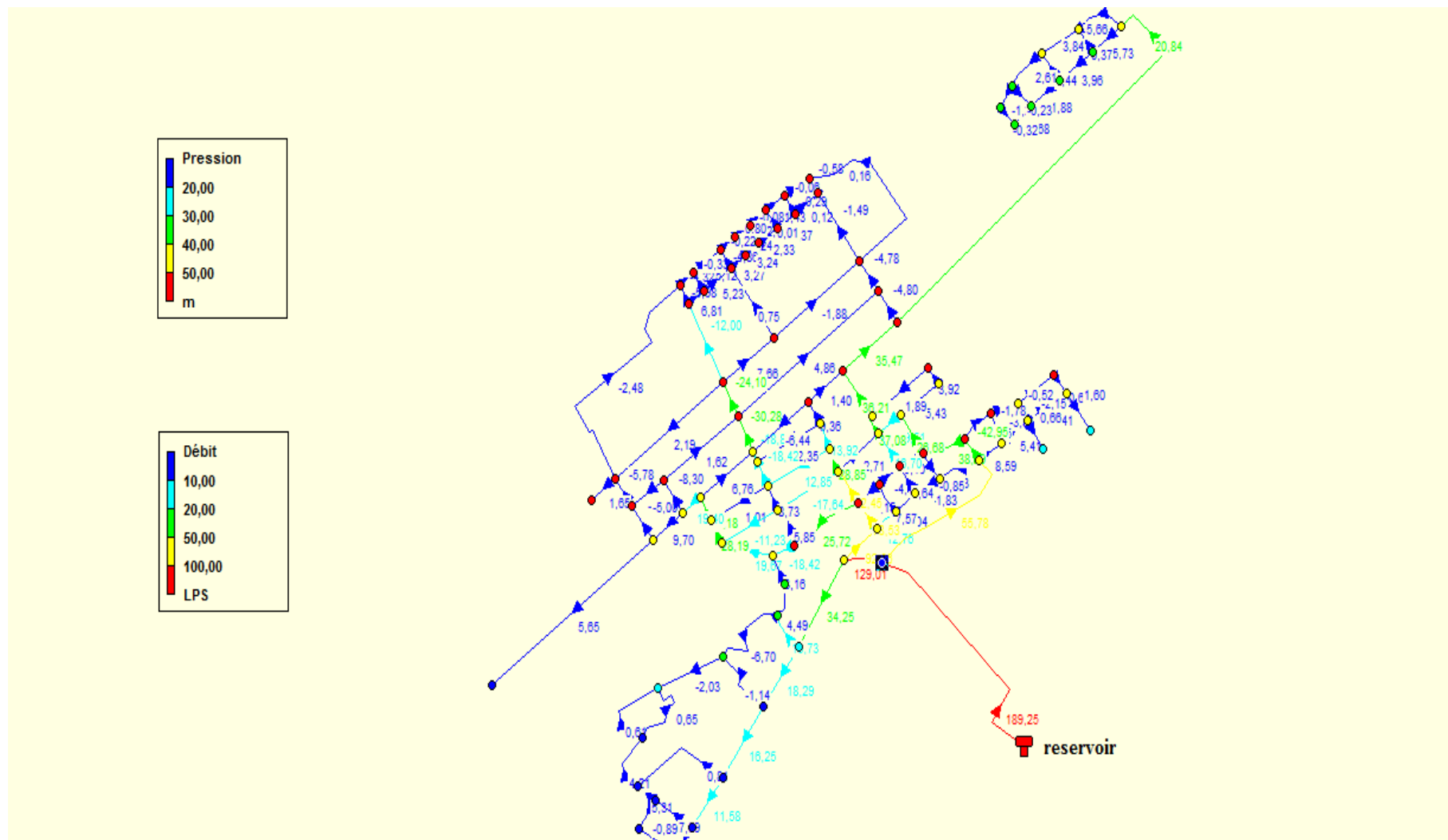


Figure 1: Répartition réelle des débits de Bou-Ismaïl (cas de pointe).

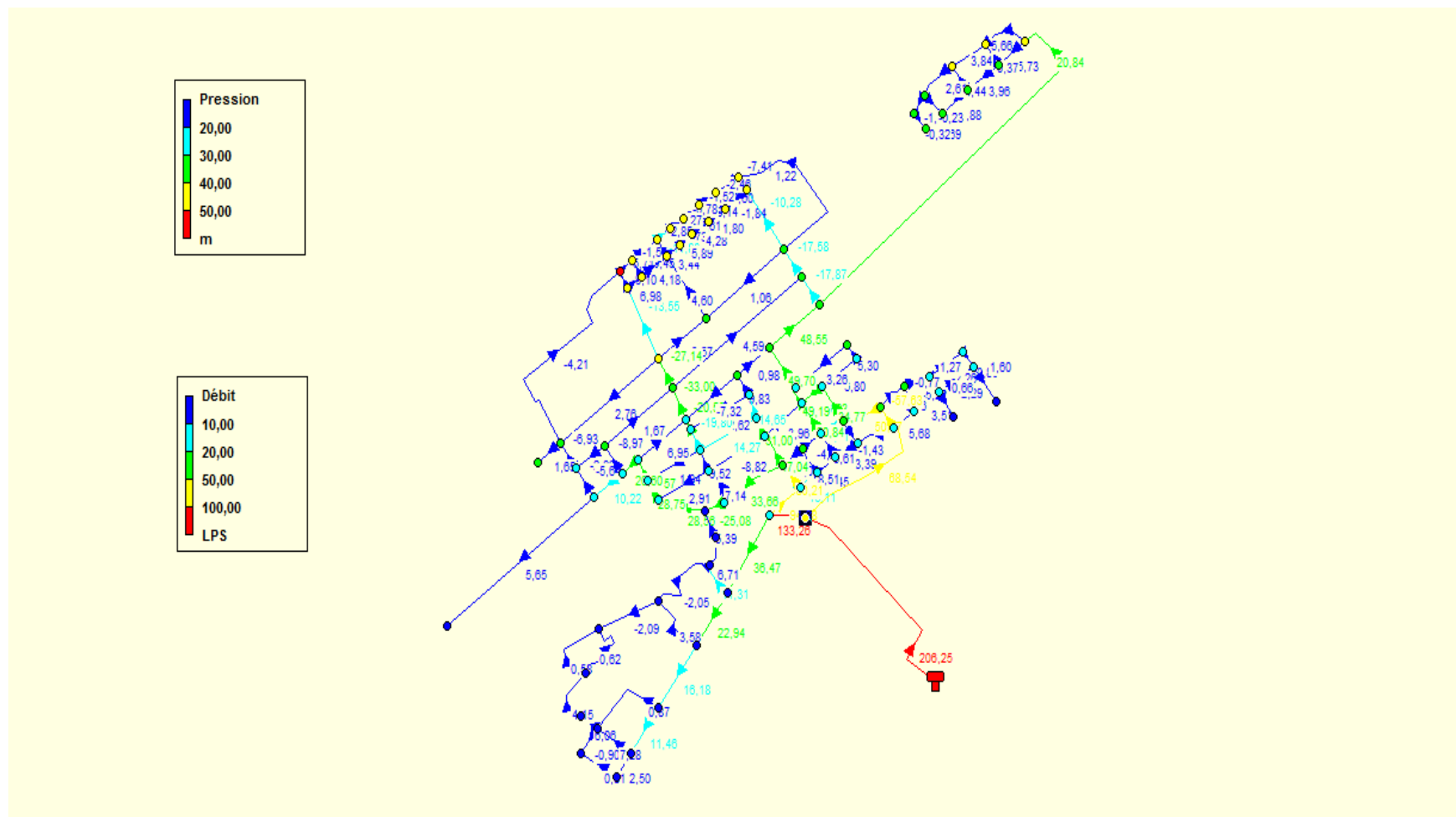


Figure 2: Répartition réelle des débits de Bou-Ismaïl (cas de pointe+inc).

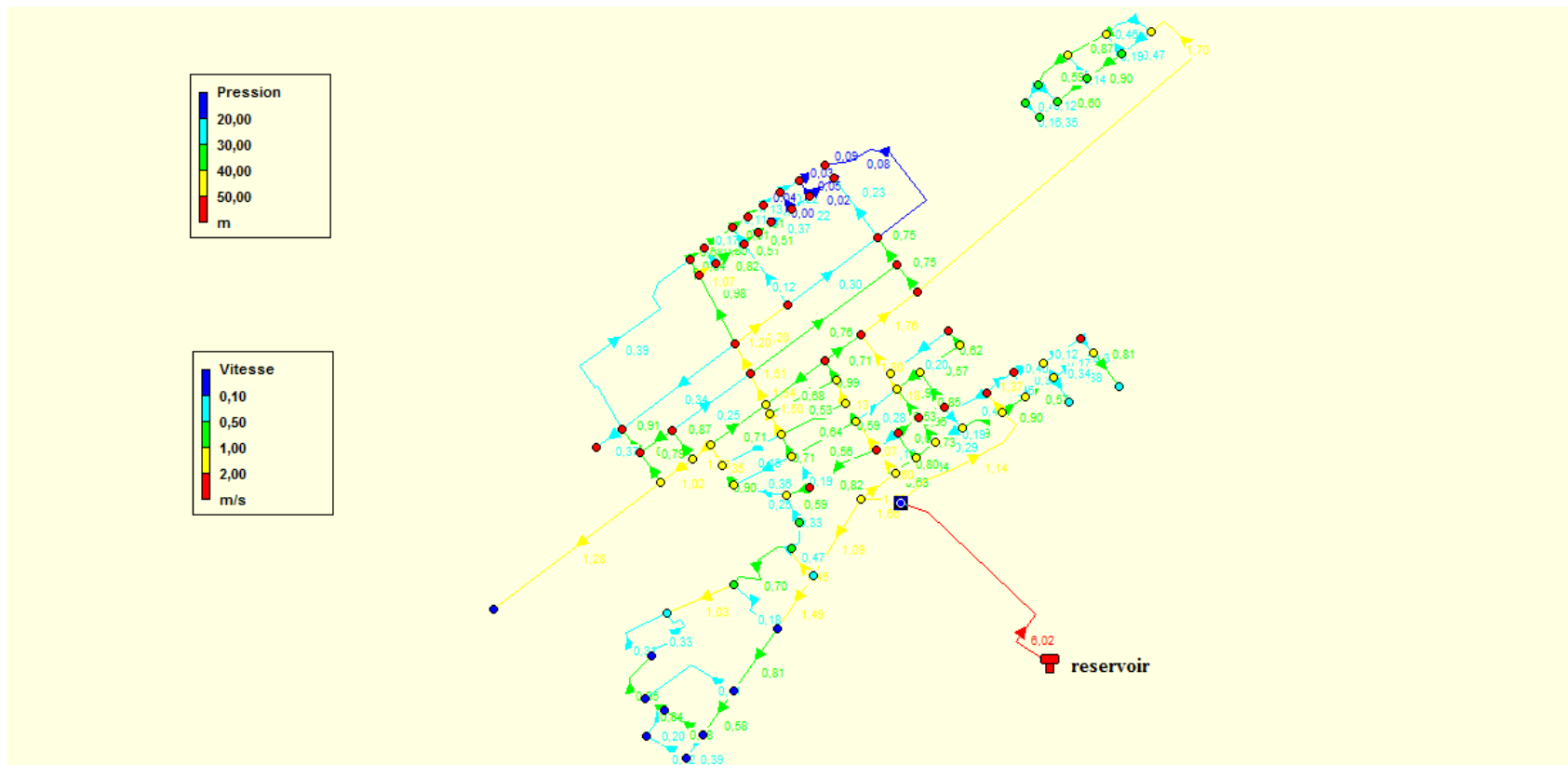


Figure 3 :Les pressions et les vitesses du réseau projeté de Bou-Ismaïl (cas de pointe)

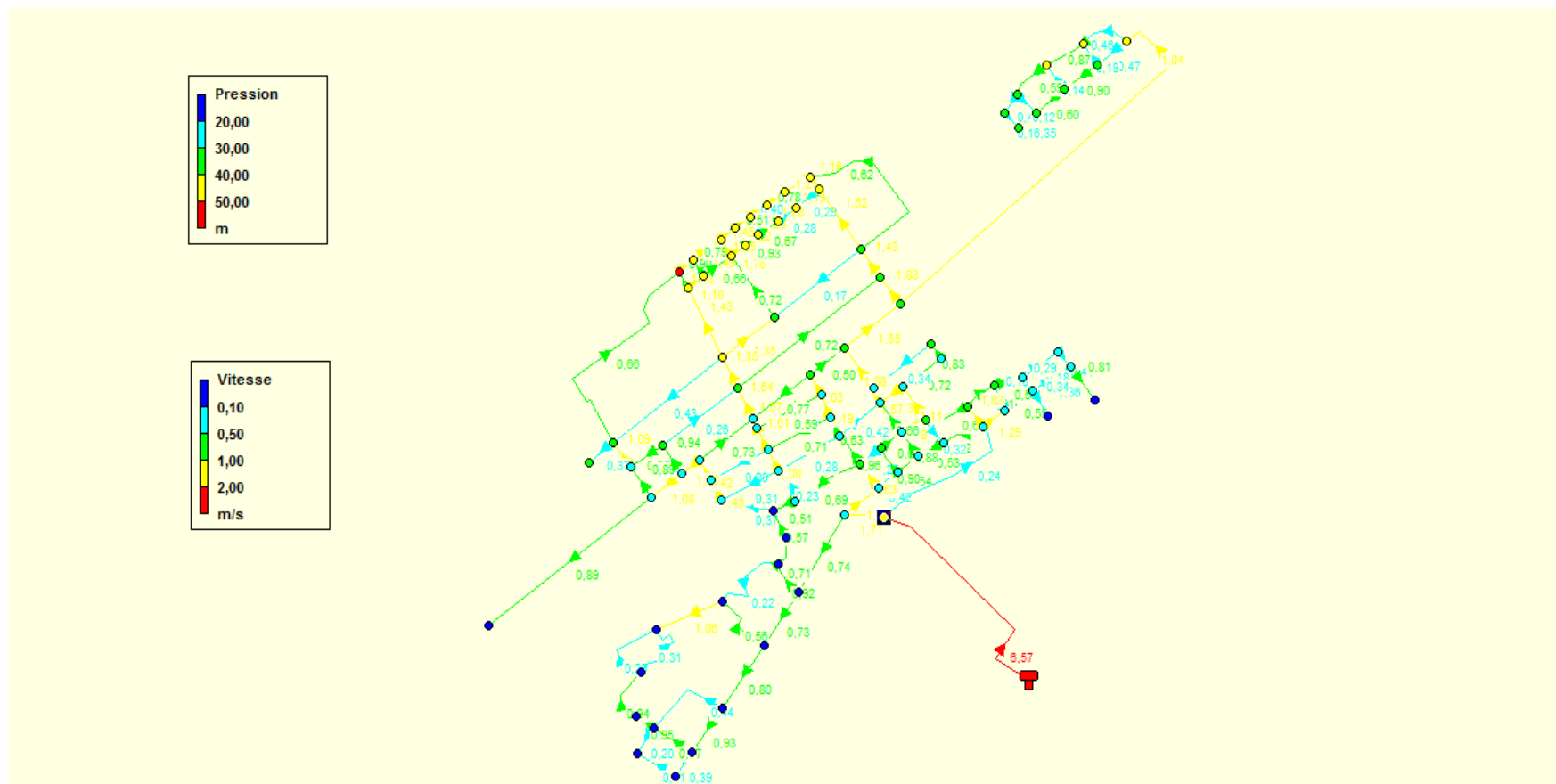


Figure 4 : Les pressions et les vitesses du réseau projeté de Bou-Ismail (cas de pointe+inc).

ANNEXE I :

TUBE PEHD EAU POTABLE (PN06):

Référence	Désignation	Diamètre Ext en MM	Épaisseur en MM	Diamètre Int en MM	Q en l/s pour	
					V=0,5 m/s	V= 1 m/s
11 002 0201	Tube PEHD	20	2.0	16	0.10	0.20
11 002 0251	Tube PEHD	25	2.0	21	0.17	0.35
11 002 0321	Tube PEHD	32	2.0	28	0.31	0.62
11 002 0401	Tube PEHD	40	2.0	36	0.51	1.02
11 002 0501	Tube PEHD	50	2.4	45.2	0.80	1.60
11 002 0631	Tube PEHD	63	3.0	57	1.28	2.55
11 002 0751	Tube PEHD	75	3.6	67.8	1.81	3.61
11 006 0901	Tube PEHD	90	3.5	83	2.71	5.41
11 006 1101	Tube PEHD	110	4.2	101.6	4.05	8.11
11 006 1251	Tube PEHD	125	4.8	115.4	5.23	10.46
11 006 1601	Tube PEHD	160	6.2	147.6	8.56	17.11
11 006 2001	Tube PEHD	200	7.7	184.6	13.38	26.76
11 006 2501	Tube PEHD	250	9.6	230.8	20.92	41.84
11 006 3151	Tube PEHD	315	12.1	290.8	33.21	66.42
11 006 4001	Tube PEHD	400	15.3	369.4	53.59	107.17
11 006 5001	Tube PEHD	500	19.1	461.8	83.75	167.49
11 002 6301	Tube PEHD	630	33.1	563.8	124.83	249.65

Source : STPM CHIALI

ANNEXE I :

TUBE PEHD EAU POTABLE (PN10) :

Référence	Désignation	Diamètre Ext en MM	Épaisseur en MM	Diamètre Int en MM	Q en l/s pour	
					V=0,5 m/s	V= 1 m/s
11 003 0161	Tube PEHD	16	-----			
11 003 0201	Tube PEHD	20	2.0	16	0.10	0.20
11 003 0251	Tube PEHD	25	2.0	21	0.17	0.35
11 003 0321	Tube PEHD	32	2.4	27.2	0.29	0.58
11 003 0401	Tube PEHD	40	3.0	34	0.45	0.91
11 003 0501	Tube PEHD	50	3.7	42.6	0.71	1.43
11 003 0631	Tube PEHD	63	4.7	53.6	1.13	2.26
11 003 0751	Tube PEHD	75	5.6	63.8	1.60	3.20
11 007 0901	Tube PEHD	90	5.4	79.2	2.46	4.93
11 007 1101	Tube PEHD	110	6.6	96.8	3.68	7.36
11 007 1251	Tube PEHD	125	7.4	110.2	4.77	9.54
11 007 1601	Tube PEHD	160	9.5	141	7.81	15.61
11 007 2001	Tube PEHD	200	11.9	176.2	12.19	24.38
11 007 2501	Tube PEHD	250	14.8	220.4	19.08	38.15
11 007 3151	Tube PEHD	315	18.7	277.6	30.26	60.52
11 007 4001	Tube PEHD	400	23.7	352.6	48.82	97.65
11 007 5001	Tube PEHD	500	29.7	440.6	76.23	152.47
11 003 6301	Tube PEHD	630	51.2	527.6	109.31	218.62

Source : STPM CHIALI

ANNEXE II :

**TABLEAU II : MODULES D'ELASTICITE ET COEFFICIENT DE POISSON DES MATERIAUX
(MEUNIER)**

MATERIAUX	MODULE D'ÉLASTICITÉ (YOUNG) EN PASCAL	COEFFICIENT DE POISSON Y
PVC	3.10^9	0.3
ACIER	2.10^{11}	0.46 -0.5
FONTE	1.10^{11}	0.3
AMIANTE CIMENT	$2.28.10^{10}$	0.3
PEHD	$1.2.10^9$	0.45-0.5
PELD	2.10^8	0.45-0.5
BETON	1 A 5.10^{10}	0.15
ROCHE NON CONSOLIDE	3 A 4.10^9	0.33

**TABLEAU III : COEFFICIENT DE POISSON POUR DIFFERENT TYPES DE SOLDES MATERIAUX
(NONCLERC Q, P₄₇)**

MATERIAU DE REMBLAIS	COEFFICIENT DE POISSON Y
TERRE VEGETALE PARTIELLEMENT COMPACTE (HUMIDE)	0.33
TERRE VEGETALE SATUREE	0.37
MATERIAU DE REMBLAYAGE GRANULEUX, INCOHERENT	0.33
MATERIAU DE REMBLAYAGE, CAILLOUTEUX SABLEUX	0.33
MATERIAU DE REMBLAYAGE, GLAISEUX HUMIDE	0.33
ARGILE JAUNE, HUMIDE, PARTICULIEREMENT COMPACTE	0.33

ARGILE JAUNE OU GLAISE SATURE	0.37
SABLE ARGILEUX SATURE	0.35
SABLE SEC	0.33
SABLE	0.33
REMBLAIS ARGILO LIMONEUX	0.33

ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR

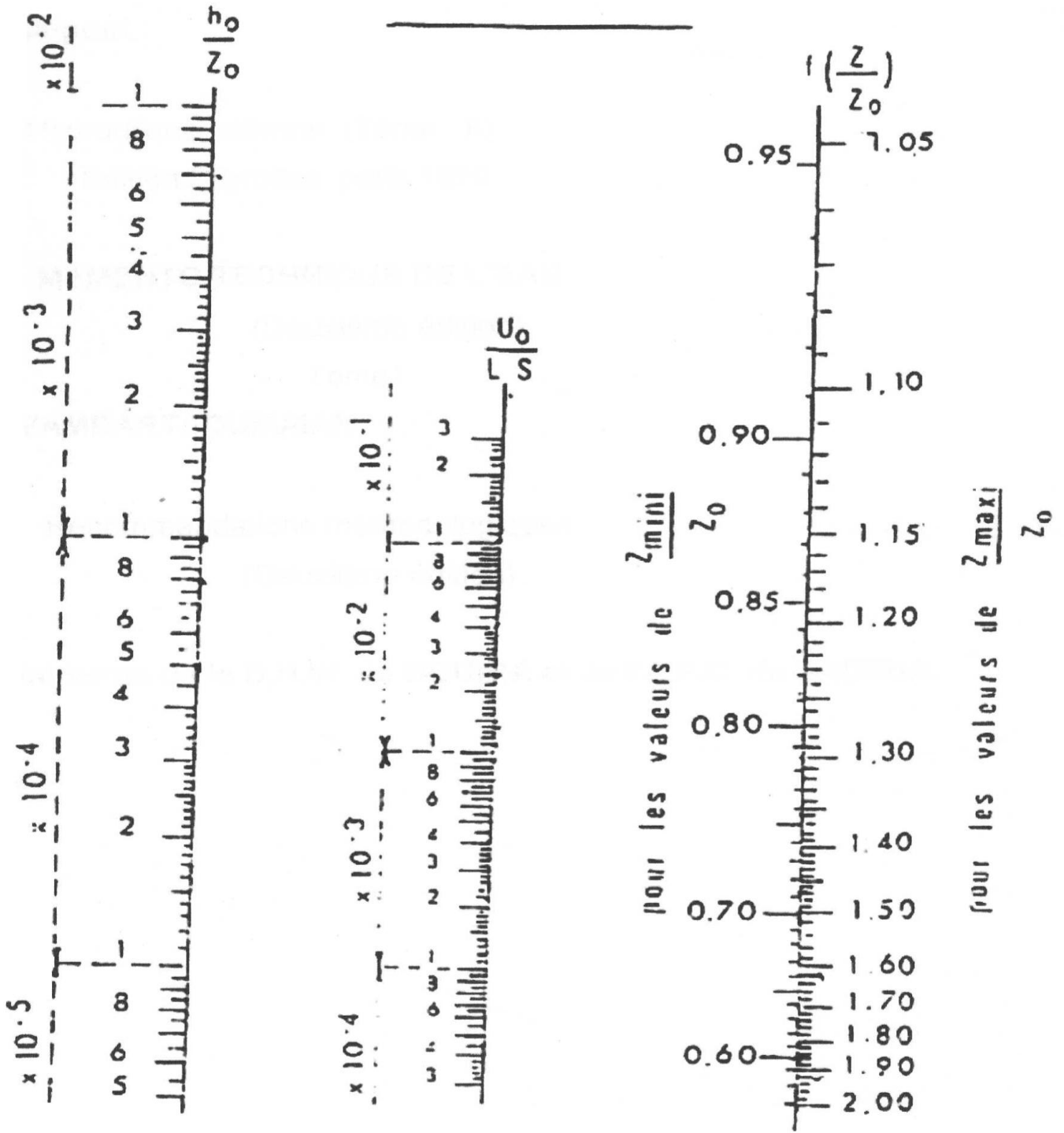


PLANCHE XXVII