

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 l'adduction mixte gravitaire-refoulement reliant le réservoir de 30000m³ au réservoir de 2000m³ (w. Tipaza).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0035-12

APA Citation (توثيق APA):

Bouam, Nabila (2012). Etude de l'adduction mixte gravitaire-refoulement reliant le réservoir de 30000m³ au réservoir de 2000m³ (w. Tipaza)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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، مقالات، دوريات، 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

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

Option : Conception des Systèmes d'Alimentation en Eau Potable

THEME :

**ETUDE DE L'ADDUCTION MIXTE GRAVITAIRE-
REFOULEMENT RELIANT LE RESERVOIR DE 30000m³AU
RESERVOIR DE 2000m³ (W.TIPAZA)**

Présenté par :

M^{elle} BOUAM NABILA

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

M^r O.KHODJET-KESBA

M C.A

Président

M^r Y. DERNOUNI

M A.A

Examineur

M^{me} L. TAFAT

M A.A

Examinatrice

M^r R. KERID

M A.B

Examineur

M^r M. BELALI

M A.B

Examineur

M^r B. SALAH

Professeur

Promoteur

Septembre- 2012

REMERCIEMENTS

Au terme de ce travail. Il m'est agréable d'exprimer mes sincères remerciements et ma profonde gratitude à M^r. SALAH BOUALEM de m'avoir encadré. Je lui exprime ma reconnaissance pour ses précieux conseils qui m'ont guidé dans la réalisation de ce mémoire de fin d'étude.

J'adresse également mes sincères remerciements à :

M^r O.KHODJET-KESBA qui m'a fait l'honneur de présider mon jury.

Aux membres de jury : - M^r Y. DERNOUNI
- M^{me} L. TAFAT
- M^r R. KERID
- M^r M. BELALI

qui me font l'honneur d'apprécier et de juger ce travail.

BOUAM NABILA.

DEDICACES

Spécialement à mes parents et mon frère Seif Eddine et ma sœur Asma et à tous ceux qui me sont chers.

BOUAM NABILA

ملخص

إن هذا المشروع يتضمن سبع بلديات ممونة حاليا بواسطة أحواض باطنية, هذا التموين مزود بواسطة نظام مختلط. إن التطور و النمو الديموغرافي و الصحي لهذه البلديات لأفق سنة 2040 م لن يتمكن من إعطاء كمية التدفق المطلوبة في الوقت مما يؤدي إلى عجز .

نهدف من خلال عملنا هذا إلى تعزيز هذا النظام المتعلق بتحليه مياه البحر بفوكة نحو خزان ذو سعة 30000 متر مكعب حسب فرضية أن هذه الأخيرة تؤمن العجز في هذا الأفق .

RESUME

Dans ce projet, Sept communes sont alimentées actuellement par des champs de captages. Cette alimentation est assurée par un système d'adductions mixte. L'extension, l'évolution démographique et le développement sanitaire de ces communes, pour l'horizon 2040, montrent que ce système se trouvera dans l'incapacité d'assurer le débit exigé en cette période. Il en résulte donc un déficit. Dans ce travail, notre objectif consiste en un renforcement de ce système à partir de la station de dessalement d'eau de mer de Fouka via un réservoir de volume 30000 m³ dans l'hypothèse que cette dernière assurera ce déficit prévu à cet horizon.

ABSTRACT

In this project, seven municipalities are currently powered by fields of catchments. This power is supplied by a mixed system of conveyances. The extension, demographic and health development of these common, for 2040, show that this system will not be able to provide the throughput required at this time. In this work, our aim is a strengthening of this system from the desalination of sea water through a tank of Fouka volume of 30000 m³ in the hypothesis that this deficit will last at this horizon.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE1 : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE	
1.1- Introduction	2
1.2-Limites administratives de la zone d'étude	2
1.3-Climat	2
1.4- Température	2
1.5- précipitations mensuelles et annuelles	3
1.6- humidité	3
1.7-Géologie de la zone d'étude	4
1.8- Activités	4
1.8.1- tourisme	4
1.8.2- Industrie	4
1.9- Ressources en eau dans la zone d'étude	4
1.9.1- Ressources en eau souterraines	4
1.9.2 -Ressources en eau conventionnelles	4
1.10- Réseau de distribution et adduction	5
1.10.1-Chaiba	5
1.10.2-Koléa	7
1.10.3- Fouka	8
1.10.4-Douaouda	9
1.10.5- Bou Ismail	9
1.10.6- Khemisti	11
1.10.7- Bouharoun	11

1.11- Population	12
1.11.1- Population domestique	12
1.11.2-La population saisonnière	13
1.11.3- pole universitaire	14
1.12-Dotation	14
1.13- Conclusion	14

CHAPITRE 2 : LES BESIIONS EN EAU POTABLE DES AGGLOMERATIONS CONCERNEES

2.1- Introduction	15
2.2- Evolution de la population	15
2.3-Estimation des besoins en eau potable futurs	15
2.3.1 -Estimation des besoins moyens domestiques pour l’horizon 2040	16
2.3.2 -Estimation des besoins moyens touristiques pour l’horizon 2040	16
2.3.3 -Estimation des besoins moyens administratifs pour l’horizon 2040	17
2.3.4-Estimation des besoins moyens en eau d’incendie	17
2.3.5 -Estimation des besoins moyens scolaires et universitaires pour l’horizon 2040	17
2.3.6- pertes	18
2.3.7 -Estimation des besoins moyens totaux des communes pour l’horizon d’étude	18
2.4- Variations de la consommation journalière	19
2.4 .1- Coefficient maximale journalière	19
2.4.2-Coefficient minimal journalier	19
2.5 - Variations de la consommation horaire	20
2.5.1- Coefficient maximal horaire	20
2.5.2- Coefficient minimal horaire	20
2.5.3- Débit moyen horaire	20
2.5.4 - Consommation en eau par tranche horaire	21

2.6- Calcul de déficit	22
2.7- Conclusion	23

CHAPITRE3 : L'ADDUCTION D'EAU POTABLE PROJETEES

3.1-Introduction	24
3.2-Principe du choix du tracé	24
3.3- Schéma de la variante de renforcement	24
3.4-Choix du matériau de la conduite d'adduction	28
3.4.1-Fonte ductile	28
3.4.2-Polyéthylène de haute densité	28
3.5- Dimensionnement de l'adduction de renforcement	29
3.5.1-Détermination des longueurs et les débits de dimensionnement des différents tronçons	29
3.5.2-Les cotes des différents points	30
3.5.3- Calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement	30
3.5.3.1- Calcul des pertes de charge linéaire	31
3.5.3.2-Pertes de charges singulières	32
3.5.3.3-Hauteur manométrique totale	32
3.5.3.4 -Puissance absorbée par la pompe	32
3.5.3.5-Energie consommée par la pompe	32
3.5.3.6-Frais d'exploitation	32
3.5.3.7- Frais d'amortissement	32
3.5.4-Calcul des diamètres avantageux des tronçons gravitaires du projet	33
3.5.5-Le calcul hydraulique	34
3.5.5.1-Tronçon RT reliant le réservoir de volume 30000m ³ au point A	34
3.5.5.2-Tronçon RT gravitaire reliant le réservoir de volume 30000m ³ au point B	34
3.5.5.3-Tronçon entre le point de piquage 1 et le point C (P1-C)	35

3.5.5.4 -Tronçon entre la station de pompage1(SP1) et le point D	36
3.5.5.5-Tronçon reliant les points D et E	38
3.5.5.6-Tronçon reliant le point de piquage 3 au point F	39
3.5.5.7 -Tronçon reliant le point de piquage 4 au point G	40
3.5.5.8-Tronçon reliant la station de pompage 2(SP2) au point H	41
3.5.5.9-Tronçon reliant les points H et I	42
3.5.5.10- détermination des pressions	43
3.6-Conclusion	43

CHAPITRE4 : RESERVOIRS ET STATIONS DE POMPAGE

4.1-Introduction	44
4.2-Présentation des réservoirs existants	44
4.3- Equipements du réservoir	44
4.4- Calcul de la capacité des réservoirs d'alimentation	45
4 .4.1-La méthode analytique	45
4 .4.2-Méthode graphique	46
4.5- Dimensionnement des réservoirs	46
4.5.1-Réservoirs de stockage	46
4.5.2-Forme des réservoirs de stockage	48
4.5.3- Dimensionnement des réservoirs tampons	50
4.5.4-Bâches de reprise pour différentes stations de pompage	51
4.6-Choix du nombre et de type de pompes	52
4.6.1- Critère de choix du type de pompe	53
4.6.2- Critère de choix du nombre de pompe	53
4.7-conclusion	57

CHAPITRE 5 : PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER

5.1-Introduction	56
5.2- protection des conduites contre le coup de bélier	56
5.2.1-Définition	56
5.2.2- Les causes du coup de bélier	56
5.2.3-Amplitude des coups de bélier	57
5.2.4- Les conséquences du coup de bélier	57
5.2.5-Analyse physique du phénomène	58
5.2.6-Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier	60
5.2.7- Principe de fonctionnement du réservoir anti-bélier	61
5.2.8-Règles diverses pour la protection contre le coup de bélier	61
5.2.9- Calcul des réservoirs d'air	62
5.2.9.1-Dimensionnement de réservoir d'air	63
5.2.9.2- Détails du réservoir d'air	64
5.2.9.3- Caractéristiques finales du réservoir d'air	65
5.2.9.4- Installation du réservoir d'air	65
5.2.10-Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier	66
5.3-Conclusion	69

CHAPITRE6 : POSE DE CANALISATION ET ACCESSOIRES DU RESEAU D'ADDUCTIONS

6.1- Introduction	70
6.2- Pose des canalisations	70
6.2.1- Le Principe de pose des canalisations	70
6.2.2- Pose de canalisation en pente	71
6.2.3- Traversée de la voie express	71

6.2.4-Cas d'un terrain agressif	71
6.2.5- Essais de pression et d'étanchéité d'adduction	71
6.2.6- La mise en eau des adductions	72
6.3-Accessoires	72
6.3.1- Vannes de sectionnement	72
6.3.2-Robinet à flotteur	73
6.3.3- Ventouses	73
6.3.4-Vidange	74
6.3.5- By-pass	74
6.3.6- Moyens anti-bélier	74
6.3.7-Crépines	74
6.3.8-Déversoirs de trop plein	74
6.3.9- Joints de raccordement	75
6.3.10-Organes de mesure	75
6.3.11-Organes de raccordement	76
6.4-Conclusion	77

CHAPITRE 7 : ORGANISATION DE CHANTIER, PROTECTION ET SECURITE DU TRAVAIL

Introduction	78
7.1-Organisation de chantier	78
7.1.1- Introduction	78
7.1.2- Excavation des tranchées	78
7.1.2.1- Enlèvement de la couche végétale	78
7.1.2.2-Le déblai	78
7.1.3- Le volume des remblais	81
7.1.4- Le compactage	82

7.1.5- La durée d'excavation	83
7.1.6- Devis des travaux	84
7.2- Protection et sécurité de travail	84
7.2.1 -Les causes des accidents de travail dans un chantier	84
7.2.2- la prévention	85
7.2.2.1- Les partenaires de la prévention	85
7.2.2.2- Prévention technique	85
Conclusion	87
CONCLUSION GENERALE	88
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	89

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE 1 : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Tableau 1.1 : répartition mensuelle des températures.	3
Tableau 1.2 : pluie annuelle moyenne.	3
Tableau 1.3 : répartition mensuelle des pluies.	3
Tableau 1.4 : humidité relative.	3
Tableau 1.5 : forages qui alimentent la commune de Chaiba.	6
Tableau 1.6: caractéristiques des forages qui alimentent la commune de Koléa.	7
Tableau 1.7 : caractéristiques des forages qui alimentent la commune de Bou Ismail.	10
Tableau 1.8 : population de la zone d'étude selon le recensement 2008.	13
Tableau 1.9 : infrastructures touristiques de la zone d'étude.	13

CHAPITRE 2 : LES BESOINS EN EAU POTABLE DES AGGLOMERATIONS CONCERNEES

Tableau 2.1 : Evolution de la population des agglomérations.	15
Tableau 2.2: Estimation des besoins moyens domestiques pour l'horizon 2040.	16
Tableau 2.3 : Estimation des Besoins moyens touristiques pour l'horizon d'étude 2040.	17
Tableau 2.4 : Estimation des Besoins moyens administratifs pour l'horizon 2040.	17
Tableau 2.5: Estimation des Besoins moyens scolaires pour l'horizon 2040.	18
Tableau 2.6: Estimation des Besoins moyens totaux en eau pour l'horizon 2040.	18
Tableau 2.7 : les consommations maximales et minimales journalières à l'horizon 2040.	19
Tableau 2.8: Calcul de la consommation maximale et minimale horaires pour l'ensemble des agglomérations.	20
Tableau 2.9 : Variation des débits horaires pour l'horizon 2040 pour l'ensemble des agglomérations.	21
Tableau 2.10: déficit des communes de la zone d'étude pour l'horizon de calcul 2040.	22

CHAPITRE3 : L'ADDUCTION D'EAU POTABLE PROJETEES

Tableau 3.1: Les longueurs et les débits des différents tronçons de l'adduction.	29
Tableau 3.2: Les cotes des différents points de l'adduction.	30
Tableau 3.3: Variation journalière des tarifs de l'énergie.	32
Tableau 3.4: Coefficients K' , m , β , pour des tuyaux en fonte.	33
Tableau 3.5: Calcul de la Hauteur manométrique totale (Hmt) de la station de pompage 1.	37
Tableau 3.6: Calcul de frais d'exploitation de la station de pompage 1.	37
Tableau 3.7: Calcul des frais d'amortissement de la station de pompage 1.	37
Tableau 3.8: Bilan des frais d'exploitation et d'investissement de la station de pompage 1.	38
Tableau 3.9: Calcul de la Hauteur manométrique totale (Hmt) de la station de pompage 2.	41
Tableau 3.10: Calcul de frais d'exploitation de la station de pompage 2.	42
Tableau 3.11: Calcul des frais d'amortissement de la station de pompage 2.	42
Tableau 3.12: Bilan des frais d'exploitation et d'investissement de la station de pompage 2.	42
Tableau 3.13: Diamètres avantageux des tronçons gravitaires.	43
Tableau 3.14: les pressions au niveau des piquages sur l'adduction.	43

CHAPITRE4 : RESERVOIRS ET STATIONS DE POMPAGE

Tableau 4.1 : réservoirs existants alimentés par l'ancien tracé suivi.	45
Tableau 4.2 : Récapitulation de calcul des réservoirs pour l'horizon 2040.	49
Tableau 4.3: Tableau donnant les dimensions des réservoirs de stockage.	50
Tableau 4.4: Caractéristiques des pompes de la station de pompage 1 en fonction de leur nombre.	54
Tableau 4.5: Caractéristiques des pompes de la station de pompage 2 en fonction de leur nombre.	55

CHAPITRE 5 : PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER

Tableau 5.1: Les caractéristiques de la conduite de refoulement.	65
Tableau 5.2: Calcul de célérité d'onde de la conduite de refoulement.	65
Tableau 5.3: Calcul de volume de réservoir d'air.	65
Tableau 5.4 : les dimensions du réservoir d'air.	66
Tableau 5.5: Les caractéristiques de la conduite gravitaire.	67
Tableau 5.6: tableau récapitulatif des calculs concernant la fermeture de la vanne.	69

CHAPITRE 7 : ORGANISATION DE CHANTIER, PROTECTION ET SECURITE DU TRAVAIL

Tableau 7.1: calcul du volume du déblai.	81
Tableau 7.2 : Capacité du godet en fonction du volume de terrassement.	81
Tableau 7.3: calcul du volume du remblai.	83
Tableau 7.4 : Devis des différents travaux de pose de conduite.	85

LISTE DE FIGURES

Figure3.1 : schéma synoptique de la variante de renforcement.	27
Figure5.1 : étapes d'un cycle de variation de pression.	58
Figure5.2 : planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE	65
Figure 5.3 : schéma d'installation du réservoir d'air.	66
Figure 5.4 : graphe représentant la loi de manœuvre.	69
Figure 6.1 : schéma représentant la mise en eau.	73
Figure7.1 : réseau à nœuds représentant les travaux sur chantier.	84

LISTE DES ANNEXES

Annexe 1 : répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.

Annexe 2 : tableau du prix du mètre linéaire des conduites en fonte ductile d'après entreprise chinoise KouG.c.

Annexe 3 : détermination des capacités des réservoirs d'alimentation.

Annexe 4 : courbes caractéristiques des pompes choisies pour le refoulement.

Annexe 5 : Abaque de VIBERT.

Annexe 6 : les caractéristiques des conduites en fonte ductile.

LISTE DES PLANCHES

Planche N 01: Tracé de la variante du renforcement projetée à partir du plan de masse.

Planche N02 : Profil en long de l'adduction gravitaire (réservoir tampon 2 de volume 2000m³-réservoir 800m³ de Bouharoun).

Planche N03 : Profil en long de l'adduction de refoulement (station de pompage 2-réservoir tampon 2 de volume 2000m³).

Planche N04 : Schéma synoptique de l'adduction de renforcement projetée.

Planche N05 : Accessoires de l'adduction du renforcement.

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

L'eau potable est une ressource limitée, coûteuse à produire et à distribuer. Par conséquent, il devient urgent de trouver des moyens d'économiser, de réutiliser et de recycler l'eau et surtout développer des méthodes et des technologies afin d'améliorer la gestion des ressources en eau.

La population augmente rapidement et les besoins en eau alimentaires, industrielles et agricoles sont de plus en plus élevés avec le temps. Certes, la mobilisation de la ressource en eau n'a jamais cessé de progresser, mais cette croissance est insuffisante et inférieure à celle de la demande, entraînant un écart entre le volume demandé et le volume offert par les services de l'eau.

L'adduction d'eau est un des services indispensables pour le développement d'une société dont le fonctionnement efficace de ce service est d'une importance primordiale pour permettre leur croissance et une réalisation significative de leurs plans et objectifs.

Donc, en raison de la balance déficitaire qui caractérise la wilaya de Tipaza, et vu nécessiter de rechercher de nouvelles ressources et veillant à la protection des ressources existantes.

La station de dessalement est réalisée pour répondre qualitativement et quantitativement aux besoins croissants conformément aux plans du développement national et aux souhaits des populations des communes Est de la wilaya de Tipaza vont de Douaouda à Bouharoun.

Dans ce mémoire de fin d'étude nous allons accéder à l'étude de l'adduction en eau potable à partir du réservoir de volume 30000m^3 qui est alimenté à partir de la station de dessalement de Fouka avec un débit de $120000\text{ m}^3/\text{j}$ dont les $60000\text{m}^3/\text{j}$ sont destinées pour l'alimentation en eau potable des communes Est de la wilaya de Tipaza, afin de combler le déficit. A travers cette étude, nous allons d'abord examiner la situation actuelle des agglomérations qui seront desservies en eau potable par la suite aborder leurs besoins en eau futurs (horizon 2040) et proposer une variante de réseau pour leur satisfaction en eau potable.

Chapitre -1-

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Chapitre -1-

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

1.1- Introduction

Ce chapitre portera sur la description générale de la zone d'étude en envisageant sa situation géographique, géologique, climatique et surtout hydraulique.

Les ressources en eaux mobilisées ne suffisent pas à satisfaire les besoins actuels de la dite zone d'étude qui est composée de sept communes à savoir : Douaouda ,Fouka, Chaiba, Koléa, BouIsmaïl,Khemisti,Bouharoun .

Le projet du renforcement de l'alimentation en eau potable de la zone d'étude à partir de la station de dessalement de Fouka via le réservoir de relais de volume 30000m³ Hai Mouaz situé dans la commune de Koléa concerne le déficit actuel en eau potable des communes à l'horizon 2040.

1.2- Limites administratives de la zone d'étude

Cette zone, située dans la partie Est de la wilaya de Tipaza, fait partie d'un ensemble urbain constitué de plusieurs agglomérations entre la commune de Bouharoun à l'Ouest et la commune de Douaouda à l'Est.

La zone d'étude est située à l'ouest de la capitale, dont elle est entourée :

Au Nord par la mer méditerranée.

A l'Est par la wilaya d'Alger.

A l'Ouest par la commune d'Ain Tagourait et Attatba.

Au sud par la wilaya de Blida.

1.3-Climat

Le climat de la zone d'étude est de type méditerranéen entre subaride et humide, avec deux tendances bioclimatiques avec une pluviométrie moyenne de 675mm par an et une température minimale de 9.3°C liées à la topographie, à la mer et à la végétation.

1.4- Température :

La zone d'étude est une zone côtière, la température mensuelle moyenne varie entre 13.07°C et 27.13°C.

Les mois les plus chauds sont juillet et Aout. Les températures moyennes varient de 25 °C à 27°C, les mois les plus froids sont enregistrés de décembre à Février, la moyenne inférieure à 15°C.

La répartition mensuelle des températures est donnée dans le tableau 1.1 suivant :

Tableau 1.1 : répartition mensuelle des températures

Mois	jan	fev	mars	avr	mai	juin	juil	aout	sept	oct	nov	dec
T°C	13.07	13.07	14.87	16.9	19.07	22.77	25.93	27.13	24.13	22.4	16.93	14.43

Source : DHW (Tipaza)

1.5- précipitations mensuelles et annuelles

La pluie annuelle moyenne dans la région est comprise entre 300 et 800 mm.

Tableau 1.2 : pluie annuelle moyenne

Année	1993	1994	1996	2003	2004	2005
P annuel (mm)	391	508	808	760	848	738

Source : DHW (Tipaza)

La répartition mensuelle des pluies est donnée dans le tableau 1.3 suivant :

Tableau 1.3 : répartition mensuelle des pluies

Mois	jan	fev	mars	avr	mai	juin	juil	aout	sept	oct	nov	dec
P mens (mm)	157	116	52.7	51	51.7	6.3	1	1	23.7	51.3	142	134

Source : DHW (Tipaza)

1.6- humidité

L'humidité relative de la région est très importante, dont la valeur d'humidité relative mensuelle moyenne est de 68%.

Tableau 1.4 : humidité relative

Mois	jan	fev	mars	avr	mai	juin	juil	aout	sept	oct	nov	dec
Humidité relative%	69	68	75	63	66	71	76	71	65	62	64	64

Source : DHW (Tipaza)

1.7-Géologie de la zone d'étude

Du point de vue lithostragraphique, notre région d'étude est formée par des terrains exclusivement sédimentaires.

Les terrains sont essentiellement gréseux d'âge Calabrien recouverts par des argiles ou du sable peu épaisses d'âge quaternaire provenant de l'altération des grés.

En allant vers l'Est, les formations changent de faciès, elles deviennent purement marneuses (plus de 2 m d'épaisseur) avec localement quelques affleurements gréseux. Ces marnes sont d'âge Pliocène.

L'oued Mazafran, présente des méandres importants et des parois abrupts, donc il est encore en évolution géodynamique. Le lit de l'oued est relativement étroit 30-40m, d'une profondeur de 5 à 6m. Il est comblé de matériaux graveleux sableux. Les rives de l'oued sont constituées d'argiles sableux de couleur brune claire à gris cendré.

1.8- Activités

1.8.1- tourisme

Un patrimoine culturel de renommée permet à la wilaya d'émerger en tant que pôle d'excellence touristique national, voire international.

Conformément aux objectifs et directives du SDAT, il a été proposé la création de 5 pôles touristiques suivant les spécificités naturelles à chaque région.

1.8.2- Industrie

Les 7 communes qui sont appelées à être alimentées par notre adduction projetée ne sont pas dotées de la catégorie industrielle.

1.9- Ressources en eau dans la zone d'étude

1.9.1- Ressources en eau souterraines

Ces ressources souterraines sont exploitées par :

-la nappe de la Mitidja :

Le Champ captant Koléa

Le Champ captant Berbessa

Le Champ captant Tektaka

Le Champ captant Lac Halloula.

Le Champ captant de Mazafran(oued Mazafran).

1.9.2 -Ressources en eau conventionnelles

La zone d'étude dispose de deux ouvrages de dessalement de l'eau de mer.

-unité de dessalement de Bou Ismail (5000m³/j)

-station de dessalement de Fouka :

La station de dessalement de l'eau de mer de Fouka est bâtie à Fouka marine. L'usine a une capacité de 120000m³/j et sera destinée à renforcer et sécuriser les systèmes d'AEP d'Alger, notamment la zone cotière ouest, et la partie Est de la wilaya de Tipaza.

Les données les plus importantes concernant cette station sont :

-la capacité de production est de $120000\text{m}^3/\text{j}$, en continu 24/24h, avec un procédé d'osmose inverse de dessalement

-L'eau dessalée est chlorée à la sortie avec un dosage de 0.6ppm.

-la remise de l'eau est faite à partir d'une station de pompage, équipée de groupes électropompes à vitesse variable, capables de fournir la production nominale de $120000\text{m}^3/\text{j}$ à une pression inférieure à 24bars.

-la conduite d'adduction en refoulement sortant de la Station de dessalement d'eau de mer est en acier, aboutissant à la chambre de répartition, d'où partent deux conduites en fonte ductile.

- la première d'un diamètre de 900 mm arrive au réservoir Hai Mouaz de volume 30000m^3 construit implanté à une cote de terrain 228m à coté d'un réservoir de tête existant alimentant certaines communes de la wilaya de Tipaza,

- la deuxième conduite d'un diamètre de 900mm implantée parallèlement au chemin menant vers maktaa Kheira . Elle traverse l'oued Mazafran pour rejoindre les deux réservoirs Sahel de volume ($2*30000\text{m}^3$).Ce dernier joue le rôle aussi d'un réservoir de tête pour alimenter Zéralda et Ain Beniane.

1.10- Réseau de distribution et adduction

1.10.1-Chaiba

1.10.1.1- Ressources en eaux

La commune est alimentée par les eaux souterraines à partir des forages (champs captants de Berbessa et Tektaka).

Les caractéristiques des forages en exploitation sont récapitulées dans le tableau 1.5 ci-dessous

Tableau 1.5 : forages qui alimentent la commune de Chaiba

nappe	Caractéristiques des forages					
	Diam (mm)	prof (m)	Débit max (l/s)	Niveau statique (m)	Débit exp (l/s)	Calage pompe (m)
Nappe	492		25		25	
Alluvionnaire du quaternaire d'oued Mazafran	492	150	30	48.1	25	
	492	145	30	45.13	12	102
	492	145	30	47.1	20	112
	492	160	28	47	20	90
	492	200	30	52	20	98
		125	30	15	56	
		160	25	20	54	

Source DHW(Tipaza)

1.10.1.2-Adductions et réservoirs

-Un piquage est effectué sur une conduite de refoulement de 200mm de diamètre en PEHD (SP Berbessa- Château d'eau Chaig) vers les réservoirs de volume (2*500) m³ situés à une cote de terrain 193m pour l'alimentation de chef lieu de Chaiba.

- Une conduite de refoulement reliant la station de pompage Tektakaet le réservoir tampon Drimini, alimente le réservoir de volume de 250m³ situé à une cote de terrain de 85m et de là vers l'agglomération secondaire de Chaiba.

-Une conduite de refoulement de diamètre 300mm en acier à partir des forages F3et F4 vers deux réservoirs de volume (500m³) : le premier est situé à une cote de terrain 85 m et le deuxième à une cote de terrain 74m qui desservent les localités de Berbessa .

-Une conduite gravitaire de 300mm de diamètre en acier relie le réservoir de volume de 500m³ situé à une cote de terrain 175mau réservoir de volume 500m³ situé à une cote de terrain 85m.

-château d'eau de Chaig d'une capacité de 1000m³ situé à une cote de terrain 195m qui Alimente une partie de la commue de chaiba.

1.10.2-Koléa

1.10.2.1 Ressources en eaux

La commune de Koléa est alimentée par les eaux souterraines du champ captant de Berbessa et celui de Koléa. Les caractéristiques des forages en exploitation sont récapitulées dans le tableau 1.6.

Tableau 1.6: caractéristiques des forages qui alimentent la commune de Koléa

commune	Nom du forage	nappe	Caractéristiques des forages					
			Diam (mm)	prof (m)	Débit max (l/s)	Niveau statique (m)	Débit exp (l/s)	Calage pompe (m)
Koléa	F7	Nappe	492	130	30	20	30	80
	F8	Alluvionnaire d'oued Mazafran	492	140	30	23	20	80
	F10		492	85	30	29	25	65
	F11		492	114	30	29	22	65
	F12		492	185	35	36,66	25	98
	F14		492	136	35	45,58	20	108
	F13		200	153	8		6	105
	F15		492	136	30	51,89	20	94
	F16		492	120	30	45,12	20	97
	F17		492	138	40	57,91	30	90
	F18			126	30	59	20	

Source DHW(Tipaza)

1.10.2.2- Adductions et réservoirs

-Une conduite de refoulement de 500mm de diamètre en fonte ductile relie le champ captant de Koléa et le réservoir de volume $2*2500m^3$ situé à une cote de terrain 229m (Hai Billal).

- Une conduite gravitaire de 300mm de diamètre en acier qui relie le réservoir de volume $2*2500\text{m}^3$ et le réservoir de volume $(2000+1250)\text{m}^3$ d'une cote de terrain 187m pour l'alimentation du chef lieu Koléa+Fouka,Hai Billel+Fidh Achour.

1.10.3- Fouka

1.10.3.1-Ressources en eaux

La commune est alimentée par les eaux souterraines à partir des forages situés dans le champ captant de Berbessa et celui de Koléa.

1.10.3.2 Adductions et réservoirs

Le système d'adductions est composé de :

- Une adduction gravitaire de 200mm de diamètre reliant le château d'eau Chaig de volume 1000m^3 au réservoir Bendoumi Ali de volume $(1000+500)\text{m}^3$ d'une cote de terrain de 122m pour l'alimentation de chef lieu de Fouka.

-Une adduction gravitaire de 150mm de diamètre en acier reliant le réservoir BendoumiAli de volume $(1000+500)\text{m}^3$ situé à une cote de terrain de 172m au réservoir Abdelkader (500m^3) d'une cote de terrain 165m pour l'alimentation de chef lieu de Fouka.

-Une adduction gravitaire de 150mm de diamètre qui relie le réservoir de Sidi Abdelkader de volume (500m^3) situé à une cote de terrain de 106m au réservoir de Fouka marine de volume (250m^3) d'une cote de terrain de 54m pour l'alimentation de l'agglomération secondaire de fouka marine.

-Une adduction gravitaire commune de 300mm de diamètre en PEHD reliant :

- le réservoir Hai Billal-Koléa de volume $(2000+1250)\text{m}^3$ au réservoir Rami Amokrane de volume $(1000+500)\text{m}^3$ d'une cote de terrain 153m pour l'alimentation de chef lieu de Fouka.

-le réservoir Hai Billal-Koléa de volume $(2000+1250)\text{m}^3$ au réservoir Ali Amaride volume $(2*500)\text{m}^3$ d'une cote de terrain 186m pour l'alimentation aussi de chef lieu de Fouka.

1.10.4-Douaouda

1.10.4.1 -Ressources en eaux

La commune est alimentée par les eaux souterraines à partir de la station de pompage de Douaouda située près de l'oued Mazafran, cette station reçoit les eaux refoulées de champ captant de Mazafran.

1.10.4.2- Adductions et réservoirs

Le système d'adductions est composé de :

- d'une conduite de refoulement de 300mm de diamètre en fonte ductile à partir de la station de pompage Mazafran aux réservoirs de volume $1000+500\text{m}^3$ situé à une cote de terrain de 192m situés dans la cité nouvelle pour l'alimentation de chef lieu de Douaouda.

- d'une conduite gravitaire de 150mm de diamètre en acier à partir des réservoirs de volume $1000+500\text{m}^3$ situé à une cote de terrain de 178m au réservoir de volume 200m^3 situé à une cote de terrain de 140m pour l'alimentation aussi de chef lieu de Douaouda.

-d'une conduite gravitaire de 300mm de diamètre à partir des réservoirs de volume $1000+500\text{m}^3$ au château d'eau de volume 50m^3 situé à une cote de terrain de 118m situé au centre ville pour l'alimentation de la mosquée+école.

-d'une conduite gravitaire de 150mm de diamètre en acier à partir de réservoir de volume 200m^3 aux réservoirs de volume $2*500\text{m}^3$ d'une cote de terrain 192m situés à Douaouda marine pour l'alimentation de l'agglomération secondaire de Douaouda marine.

1.10.5- Bou Ismail

1.10.5.1- Ressources en eaux

La commune est alimentée à partir des forages situés dans le champ captant Tektaka. L'alimentation en eau potable de la commune est renforcée par l'unité de dessalement de l'eau de mer de Bousmail. Les caractéristiques des forages en exploitation sont récapitulées dans le tableau 1.7 ci-dessous

Chapitre -1- PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Tableau 1.7 : caractéristiques des forages qui alimentent la commune de Bou Ismail

commune	Nom du forage	nappe	Caractéristique des forages					
			Diam (mm)	prof (m)	Débit max (l/s)	niveau statique (m)	Débit EXP (l/s)	Calage pompe (m)
Bou Ismail	TK2	Nappe	492	180	27	19	20	104
	TK3	Alluvionnaire du quaternaire d'oued Mazafran	492	135	30	16	26	62
	TK4		492	133	20	15	15	
	TK6		492	135	20		11	
	TK8 Bis		492	94	30	23	30	
	TK5 Bis		492	138	12		24	
	F3 Lac Halloula		Nappe	492	165	30	42,5	
	F4 Lac Halloula	Alluvionnaire du quaternaire d'oued Mazafran	492	180	25	42,5	20	
	F5 Lac Halloula		492	160	25	37,1	20	
	F6 Lac Halloula		492	171	25	41,98	20	
	F7		492	115	20	45	15	90

Source DHW(Tipaza)

1.10.5.2- Adductions et réservoirs

- Une conduite de refoulement de 500mm de diamètre relie la station de pompage de Tektaka au réservoir tampon de volume 2000m³ d'une cote de terrain 214m et le réservoir tampon de volume 1500 m³ d'une cote de terrain 197m.

-Une conduite gravitaire sortant du réservoir Drimini de volume 2000 m³ alimente le réservoir de Sidi Slimane de volume 1000 m³ d'une cote de terrain 214m, le réservoir Haouch Saboun de volume 500 m³ d'une cote de terrain 184m ,et le réservoir Béni Derdjine de volume 250 m³ d'une cote de terrain 164m .

-Une conduite de refoulement de 300mm de diamètre à partir de la station de pompage de la Station de désalement d'eau de mer de Bou Imail vers le réservoir OFLA de volume 2*1500 m³ d'une cote de terrain 106m .

-Une conduite gravitaire alimente le réservoir Source Nedjar de volume 2*250 m³ à partir de réservoir OFLA de volume 2*1500 m³ afin d'alimenter les localités des douars avoisinants.

1.10.6- Khemisti

1.10.6.1- Ressources en eaux

La commune de Khemisti est alimentée à partir des forages situés dans les champs captants Tektaka et Lac Halloula.

1.10.6.2- Adductions et réservoirs

-le Réservoir Abane Ramdane de volume 1000 m³ d'une cote de terrain 176m est alimenté par une conduite depuis le réservoir tampon Saidia de volume 1000 m³ d'une cote de terrain 262m (commune de Ain Tagourait) et par une conduite provenant du système Tektaka(réservoir tampon Drimini commune de Bou Ismail).

-le réservoir Athmane Tolba de volume 250 m³ est alimenté par une conduite de refoulement depuis la station de reprise Athmane Tolba.

-le réservoir Smara de volume 1000 m³ d'une cote de terrain de 81m est alimenté par une conduite provenant du système Tektaka (réservoir tampon Drimini commune de Bou Ismail).

-le réservoir Hai Nedjer de volume 150m³ d'une cote de terrain de 152m est alimenté par le système Halloula(réservoir tampon Saidia commune de Ain Tagourait).

1.10.7- Bouharoun

1.10.7.1-Ressources en eaux

La commune est alimentée à partir des forages situés dans le champ captant de Halloula.

1.10.7.2- Adductions et réservoirs

-le réservoir tampon Hai Nedjer de volume 500 m^3 d'une cote de terrain de 167m est alimenté par une conduite gravitaire depuis le réservoir tampon Saidia de volume 1000 m^3 situé à une cote de terrain de 262m

-les deux réservoir de volume 250 m^3 chacun (104 logements) d'une cote de terrain de 63m et (La Fermette) d'une cote de terrain de 55m sont alimentés par un piquage sur la conduite alimentant le réservoir de Bouharoun de volume 1000 m^3 d'une cote de terrain de 76m pour l'alimentation de chef lieu de Bouharoun.

-le réservoir de volume 1000 m^3 est alimenté à partir du réservoir tampon de Hai Nedjer de volume 500 m^3 .

1.11- Population

1.11.1- Population domestique

La tendance de l'agglomération a connu une forte progression, qui est de l'ordre 80% en moyenne, la population agglomérée et le taux d'agglomération à travers les 7 communes sont donnés dans le tableau 1.8

Chapitre -1- PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Tableau 1.8 : population de la zone d'étude selon le recensement 2008

Commune	Disposition	Population (habitants)
Douaouda	Chef lieu	17049
	Zone éparsé	4772
	Totale commune	21821
Bou Ismail	Chef lieu	37261
	Zone éparsé	8069
	Totale commune	45330
Koléa	Chef lieu	55040
	Zone éparsé	3410
	Totale commune	58450
chaiba	Chef lieu	18198
	Zone éparsé	1200
	Totale commune	19398
Fouka	Chef lieu	43441
	Zone éparsé	4464
	Totale commune	47905
Khemisti	Chef lieu	15273
	Zone éparsé	-
	Totale commune	15273
Bouharoun	Chef lieu	8140
	Zone éparsé	2171
	Totale commune	10311
totale		218488

Source DHW(Tipaza)

1.11.2-La population saisonnière

Les communes de la zone d'étude sont à vocation touristique dont les infrastructures sont représentées dans le tableau 1.9 suivant :

Tableau 1.9 : infrastructures touristiques de la zone d'étude

commune	Infrastructures de jeunesse	Centres de vacances	Hotels	campings
Douaouda	50 lits	450 lits	158 lits	264 lits
Bou Ismail	1529lits	200lits	/	/

Source DHW(Tipaza)

1.11.3- pole universitaire

Le pole universitaire de Koléa comprend 5500 étudiants et une résidence universitaire de 2750lits.

1.12-Dotation

Dans ce projet, nous fixons la dotation qui est la quantité d'eau moyenne consommée par chaque usager à l'horizon 2040 à :

-une dotation domestique varie de 180l /hab/j à 220l /hab/j.

- une dotation saisonnière : Hôtels : 200l/lit/j -infrastructure de jeunesse, centre de vacances et camping : 100l/personne/j

-une dotation de pole universitaire et l'éducation : 10 l/élève/j-résidence universitaire : 200l/lit/j.

1.13- Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons recensé les différentes caractéristiques des communes concernées par le projet. Ces caractéristiques concernent beaucoup plus le système d'adduction d'eau potable. Ce chapitre nous servira de base pour le calcul des besoins en eau des dites communes ainsi que le réseau d'adduction pour leur desserte.

Chapitre -2-

LES BESOINS EN EAU POTABLE DES AGGLOMERATIONS CONCENEES

Chapitre -2-
LES BESOINS EN EAU POTABLE
DES AGGLOMERATIONS CONCENEES

2.1- Introduction

Dans ce chapitre, nous déterminons les besoins en eau potable nécessaires et suffisants pour les agglomérations concernées par le projet, à la suite d'une estimation de leurs populations pour l'horizon fixé à 2040. Ces besoins nous servent de base pour la détermination des débits nécessaires au dimensionnement des ouvrages formant le système d'alimentation à projeter, appelé à leurs garantir les besoins en eau potable.

2.2- Evolution de la population

Le nombre d'habitants des communes concernées par l'étude varie d'une localité à une autre, dont il est estimé à 218488 habitants au total en 2008selon le recensement de la population et de l'habitat RGPH.

Le taux d'accroissement moyen est de 1.6%. D'après l'Office National des Statistique (ONS) et la Direction de la Planification et de l'Aménagement (DPAT) de la wilaya de Tipaza,

L'évolution démographique des communes de la zone d'étude à différents horizons est représentée dans le tableau 2.1 :

Tableau 2.1 : Evolution de la population des agglomérations

Commune	2008	2020	2030	2040
Douaouda	21821	26400	32309	38619
Bou Ismail	45330	54842	67118	80226
Koléa	58450	70715	86544	103446
Chaiba	19398	23468	28722	34331
Fouka	47905	57957	70930	84783
Khemisti	15273	18478	22614	27030
Bouharoun	10311	12475	15267	18249
Nombre total d'hab	218488	264335	323504	386684

A l'horizon 2040, le nombre total d'habitants des communes concernées par le projet sera donc de 386684 habitants.

2.3-Estimation des besoins en eau potable futurs

Dans ces communes nous avons distingué plusieurs catégories de besoins en eau potable à savoir :

- Les besoins domestiques.
- Les besoins administratifs.
- Les besoins scolaires.
- Les besoins d'incendie.
- Les besoins touristiques.

Chapitre -2- LES BESOINS EN EAU POTABLE DES AGGLOMERATIONS

Nous déterminons la consommation moyenne journalière, pour chaque type de besoins ainsi énumérés. Cette consommation moyenne journalière est définie comme étant le produit de la dotation moyenne journalière fixée par le nombre de consommateurs, d'où :

$$= \frac{\text{---} \times}{\text{---}} \quad [\text{m}^3/\text{j}] \quad (2.1)$$

Avec :

$Q_{\text{moy},j}$: consommation moyenne journalière d'eau potable en m^3/j .

Dot : dotation journalière pour chaque usager formant le type de consommateur

N_i : nombre d'usagers

. Il est donc nécessairement utile d'évaluer ces besoins pour les habitants à cet horizon pour un dimensionnement adéquat du système d'alimentation en eau potable.

2.3.1 -Estimation des besoins moyens domestiques pour l'horizon 2040

Les besoins domestiques sont évalués à la base des dotations choisies en fonction du nombre d'habitants selon la bibliographie (Tableau 2.2).

Tableau 2.2: Estimation des besoins moyens domestiques pour l'horizon 2040

commune	Besoins moyens domestiques (m^3/j) 2040	
	Dotation (l/j/hab)	
Douaouda	180	6951,42
Bou Ismail	200	16045,20
Koléa	220	22758,12
Chaiba	180	6179,58
Fouka	200	16956,60
Khemisti	180	4865,40
Bouharoun	180	3284,82
total		77041,14

Source : A.Dupont , *Hydraulique urbaine*, 1979 [1]

2.3.2 -Estimation des besoins moyens touristiques pour l'horizon 2040

Selon les statistiques, Les besoins touristiques, estimés d'une façon forfaitaire concernent uniquement deux villes. (Tableau 2.3).

Chapitre -2- LES BESOINS EN EAU POTABLE DES AGGLOMERATIONS

Tableau 2.3 : Estimation des Besoins moyens touristiques pour l'horizon d'étude 2040

Besoins moyens en eau potable touristiques (m ³ /j)					
commune	Infrastructures de jeunesse	Centres de vacances	Hôtels	campings	Total
Douaouda	5	45	31,6	26,4	108
Bou Ismail	152,9	20	/	/	172,9
total	157,9	65	31,6	26,4	280,9

2.3.3 -Estimation des besoins moyens administratifs pour l'horizon 2040

Les besoins administratifs sont traités classiquement comme majoration des besoins moyens domestiques. Ils sont reliés directement à l'importance de la population agglomérée. (Tableau 2.4)

Tableau 2.4 : Estimation des Besoins moyens administratifs pour l'horizon 2040

commune	Pourcentages de majoration	Besoins moyens administratifs (m ³ /j)
Douaouda	21%	1459,79
Bou Ismail	27%	4332,20
Koléa	29%	6599,85
Chaiba	20%	1235,91
Fouka	28%	4747,84
Khemisti	18%	875,77
Bouharoun	13%	427,02
total		19678,38

Source : DHW (Tipaza)

2.3.4-Estimation des besoins moyens en eau d'incendie

L'effectif industriel est inexistant dans notre zone d'étude, de ce fait Les besoins en eau pour l'incendie sont fixés avec un débit minimum concentré de 17l/s (61,2m³/j) qui existe déjà dans chaque réservoir selon nos constatations.

2.3.5 -Estimation des besoins moyens scolaires et universitaires pour l'horizon 2040

Les besoins moyens en eau pour les établissements scolaires se trouvant dans les communes concernées par l'étude sont donnés d'une façon estimative, dans l'hypothèse d'un externat (tableau 2.5)

Chapitre -2- LES BESOINS EN EAU POTABLE DES AGGLOMERATIONS

Tableau 2.5: Estimation des Besoins moyens scolaires pour l'horizon 2040

commune	Nombre d'élèves	Nombre d'élèves	Nombre d'élèves	Nombre d'élèves	Nombre d'élèves	Nombre d'élèves	Dotation (l/élève/j)	Besoins scolaires (m ³ /j)
	Ecoles primaires	CEM	lycée	Centre de recherche	Institut national	total		
Douaouda	1600	600	500	/	/	2700	10	27
Bou Ismail	6000	2000	600	200	1000	9800	10	98
Koléa Pôle univ Résidence univ	9500	3000	1200	/	/	13700	10	137
						5500	10	55
						2750	200	550
Chaiba	1200	500	/	/	/	1700	10	17
Fouka	10000	3000	9000	/	/	22000	10	220
khemisti	1861	1548	/	/	/	3409	10	34,09
bouharoun	1064	701	518	/	/	2283	10	22,83
Total	31225	11349	11818	200	1000	23842		1160,92

2.3.6- pertes

Les pertes d'eau du réseau de distribution sont loin d'être négligeables. D'une façon estimative elles atteignent 20% de la consommation moyenne journalière en fonction de l'état du réseau. *Source DHW(Tipaza)*

2.3.7 -Estimation des besoins moyens totaux des communes pour l'horizon d'étude

Les besoins moyens totaux sont récapitulés dans le tableau 2.6

Tableau 2.6: Estimation des Besoins moyens totaux en eau pour l'horizon 2040

commune	Besoins domestiques (m ³ /j)	Besoins administratifs (m ³ /j)	Besoins touristiques (m ³ /j)	Besoins scolaires (m ³ /j)	Besoins d'incendie (m ³ /j)	Pertes dans le réseau	total
Douaouda	6951,42	1459,79	108	27	61,2	1721,48	10328,88
Bou Ismail	16045,2	4332,20	172,9	98	61,2	4141,90	24851,40
Koléa	22758,12	6599,85		742	61,2	6032,23	36193,40
Chaiba	6179,58	1235,91		17	61,2	1498,73	8992,38
Fouka	16956,6	4747,84		220	61,2	4397,12	26382,72
Khemisti	4865,4	875,77		34,09	61,2	1167,29	7003,74
Bouharon	3284,82	427,02		22,83	61,2	759,17	4555,02
total	77041,14	19678,38	280,9	1160,92	428,4	19717,92	118307,54

2.4- Variations de la consommation journalière

Dans notre cas, nous supposons par hypothèse que les agglomérations concernées par l'étude présentent les mêmes habitudes et régime de consommation.

2.4.1- Coefficient maximale journalière

Elle est définie par le coefficient d'irrégularité journalière maximale ($K_{max,j}$) qui est le rapport de la consommation maximale journalière à la consommation moyenne journalière.

$$K_{max,j} = \frac{Q_{max,j}}{Q_{moy,j}} \quad (2.2)$$

Ce coefficient varie entre 1.1 et 1.3

Ce coefficient fixé à 1.2 nous permet de savoir de combien de fois le débit maximum journalier dépasse le débit moyen journalier.

2.4.2-Coefficient minimal journalier

Ce coefficient d'irrégularité de la consommation minimale journalière ($K_{min,j}$) est déterminé comme étant le rapport de la consommation minimale journalière et la consommation moyenne journalière

$$K_{min,j} = \frac{Q_{min,j}}{Q_{moy,j}} \quad (2.3)$$

Il nous indique de combien de fois la consommation minimale journalière est inférieure à la consommation moyenne journalière. Il est variable entre 0.7et 0.9. Ces variations de consommation sont représentées dans le tableau 2.7

Tableau 2.7 : les consommations maximales et minimales journalières à l'horizon 2040

commune	$Q_{moy,j}(m^3/j)$	$K_{min,j}$	$Q_{min,j}(m^3/j)$	$K_{max,j}$	$Q_{max,j}(m^3/j)$
Douaouda	10328,88	0,8	8263,10	1,2	12394,66
Boulsmail	24851,4	0,8	19881,12	1,2	29821,68
Koléa	36193,4	0,8	28954,72	1,2	43432,08
Chaiba	8992,38	0,8	7193,90	1,2	10790,86
Fouka	26382,72	0,8	21106,18	1,2	31659,26
Khemisti	7003,74	0,8	5602,99	1,2	8404,49
Bouharoun	4555,02	0,8	3644,02	1,2	5466,02
total	118307,54		94646,03		141969,05

2.5 - Variations de la consommation horaire

2.5.1- Coefficient maximal horaire

La consommation maximale horaire est représentée par le coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{\max,h}$) montrant l'augmentation de la consommation horaire durant une journée. Il tient compte de l'accroissement de la population ainsi que du degré de 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 :

$$K_{\max,h} = \alpha_{\max} \cdot \beta_{\max} \quad (2.4)$$

Avec :

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

β_{\max} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population, fixé à 1.03 pour notre cas.

Ainsi nous obtenons : $K_{\max,h} = 1.34$

2.5.2- Coefficient minimal horaire

La consommation minimale horaire est définie à partir du coefficient d'irrégularité minimale horaire $K_{\min,h}$ donné comme suit :

$$K_{\min,h} = \alpha_{\min} \cdot \beta_{\min} \quad (2.5)$$

Avec :

α_{\min} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, variable entre 0,4 à 0,6. Pour notre cas $\alpha_{\min} = 0,6$.

β_{\min} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population pris égal à 0.85

nous obtenons ainsi : $K_{\min,h} = 0,51$

2.5.3- Débit moyen horaire

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy},h} = \frac{Q_{\max,j}}{24} \quad (m^3 / h) \quad (2.6)$$

Avec :

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

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

Chapitre -2- LES BESOINS EN EAU POTABLE DES AGGLOMERATIONS

Tableau 2.8: Calcul de la consommation maximale et minimale horaires pour l'ensemble des agglomérations.

Horizon	Q _{moy, h} [m ³ /h]	K _{min, h}	Q _{min, h} [m ³ /h]	K _{max, h}	Q _{max, h} [m ³ /h]
2040	5915,37	0,51	3016,84	1,34	7926,60

2.5.4 - Consommation en eau par tranche horaire

Selon les statistiques le régime de consommation horaire est en fonction de la population. Le régime ainsi choisi (2^{ème} colonne du tableau 2.9) englobe les sept communes concernées par l'étude.

Tableau 2.9 : Variation des débits horaires pour l'horizon 2040 pour l'ensemble des agglomérations

Heures	Consommation totale Q _{max,j} =141969,05m ³ /j		Consommation cumulée	
	(%)	(m ³ /h)	(%)	(m ³ /h)
00-01	3	4259,07	3	4259,07
01-02	3,2	4543,01	6,2	8802,08
02-03	2,5	3549,23	8,7	12351,31
03-04	2,6	3691,20	11,3	16042,50
04-05	3,5	4968,92	14,8	21011,42
05-06	4,1	5820,73	18,9	26832,15
06-07	4,5	6388,61	23,4	33220,76
07-08	4,9	6956,48	28,3	40177,24
08-09	4,9	6956,48	33,2	47133,72
09-10	5,6	7950,27	38,8	55083,99
10-11	4,8	6814,51	43,6	61898,51
11-12	4,7	6672,55	48,3	68571,05
12-13	4,4	6246,64	52,7	74817,69
13-14	4,1	5820,73	56,8	80638,42
14-15	4,2	5962,70	61	86601,12
15-16	4,4	6246,64	65,4	92847,76
16-17	4,3	6104,67	69,7	98952,43
17-18	4,1	5820,73	73,8	104773,16
18-19	4,5	6388,61	78,3	111161,77
19-20	4,5	6388,61	82,8	117550,37
20-21	4,5	6388,61	87,3	123938,98
21-22	4,8	6814,51	92,1	130753,50
22-23	4,6	6530,58	96,7	137284,07
23-24	3,3	4684,98	100	141969,05
	100	141969,05		

2.6- Calcul de déficit

Selon les données recueillies du projet, les ressources disponibles estimées en 2011 sont représentées ci dessous. Dans l'hypothèse d'une in variation, ces ressources ne pourront combler les besoins en eau potable à l'horizon d'étude 2040 dont les déficits sont représentés dans le tableau 2.10.

Tableau 2.10: déficit des communes de la zone d'étude pour l'horizon de calcul 2040

commune	Ressources disponibles 2011 (m ³ /j)	Déficit 2040 (m ³ /j)
Douaouda	4240	8154,66
Bou Ismail	6747	23074,68
Koléa	8100	35332,08
Chaiba	2500	8290,86
Fouka	7700	23959,26
Khemisti	1604	6800,49
Bouharoun	1800	3666,02
TOTAL	32691	109278,05

Selon la Direction de l'Hydraulique de la wilaya, le taux de fuite est estimé à 30% du débit maximum journalier sur l'adduction qui doit desservir les agglomérations sus citées c.-à-d :

$$= 1,3 \times \sum = 1,3 \times 109278,05 = 142061,47 \text{ —}$$

$$: = 39461,52 \text{ —}$$

Remarque :

La station de dessalement qui débite un débit de 60 000m³/j ne peut combler le déficit à l'horizon d'étude 2040 donc nous proposons une extension de cette dernière dans le futur afin de satisfaire les besoins en eau potable des agglomérations concernées par l'étude.

2.7- Conclusion

A la base des données du chapitre 1, Ce chapitre nous a permis d'évaluer les besoins en eau potable de toutes les agglomérations concernées par l'étude. Néanmoins il a été constaté qu'il en résulte un déficit en eau potable entre la consommation maximale évaluée en 2040 et les ressources disponibles qui sont la station de dessalement. Ainsi pour y remédier à ce problème nous préconisons une extension de la station de dessalement et proposer un renforcement de l'adduction pour subvenir aux besoins en eau potable de ces agglomérations.

Chapitre -3-

L'ADDUCTION D'EAU POTABLE PROJETEE

Chapitre –3 –

L'ADDUCTION D'EAU POTABLE PROJETEE

3.1-Introduction

L'acheminement de l'eau potable vers les agglomérations doit se faire par adduction, soit en refoulement, soit gravitaire, soit mixte ceci en fonction du relief. Tout projet d'adduction demande l'étude du choix de tracé le plus technique et le plus économique. Dans notre projet, nous nous intéressons beaucoup plus sur l'étude technique qui, dans certains cas prime sur l'étude économique, vu que l'adduction est de type mixte imposée par le relief. Rappelons le que cette adduction n'est qu'un renforcement de l'adduction déjà existante et qui doit transiter un débit complémentaire déjà déterminé auparavant.

3.2-Principe du choix du tracé

Vu les contraintes topographiques et les obstacles naturels rencontrés, le tracé opté nous contraint à suivre celui de l'adduction existante. Ce choix a pour avantage l'application facile de l'avarie pour mieux sécuriser le système d'adduction en cas de panne. Dans tous les cas, ce tracé ainsi retenu répond aux principaux critères qui sont les suivants :

- Distance la plus courte entre deux points à desservir, mais utilisation préférentielle d'un tracé longeant une voie de circulation existante (éventuellement une piste).
- Eviter le passage par des points hauts nécessitant davantage le pompage.
- Condition, de poses à priori plus faciles en absence d'une topographie plus précise et de données géotechniques.
- Conditions d'accès aisées (travaux, entretien, surveillance).

3.3- Schéma de la variante de renforcement

-la variante choisie pour l'adduction de renforcement englobe différentes propositions à savoir :

Première proposition : Tronçon reliant le réservoir Mouaz de volume 30 000m³ au réservoir (1000+800) m³ et le réservoir 800m³ de Bouharoun . (Voir chapitre 4).

Le système est constitué d'un réseau de conduites jusqu'aux réservoirs de volume (1000+800) m³ (point F) implanté à une cote de terrain de 197m NGA et un réservoir de volume 800 m³ à Bouharoun(point I) implanté à une cote de terrain de 166m NGA) la station de pompage sera projetée à une cote de terrain déterminée selon les conditions hydrauliques (débit, pression).Le tracé de l'adduction de renforcement représente un réseau mixte d'une longueur de 18241ml.

Deuxième proposition : -Tronçon reliant le réservoir Mouaz au réservoir tampon1

D'une longueur de 6956ml, le tracé de ce tronçon partant du réservoir 30 000m³ implanté à une cote de terrain de 228m suit le tracé de la conduite de diamètre 400mm en Poly éthylène (PE) récemment réalisée. Ce tracé suit en grande partie le tronçon du nouveau chemin de la wilaya pour éviter de passer par des terrains agricoles, urbanisés et privés.

Dans le schéma de variante, la commune de Douaouda sera desservie à partir d'un piquage P1 à proximité 234m du réservoir de volume 30 000m³. Le tracé, d'une longueur de 1572ml, longera en grande partie une piste existante jusqu'aux réservoirs projetées (point B) de volume (1000+700)m³ implanté à une cote de terrain de 192m NGA.

A partir du point P1 et à une distance de 2964m, une conduite d'une longueur de 521ml est branchée en un point P2, prévue pour l'alimentation en eau potable des réservoirs projetées de volume (1000+800)m³ (point C) implantés dans la commune de Fouka à une cote de terrain 186m NGA.

La station de pompage sera implantée à une cote de terrain de 176m NGA (implantée à coté du piquage P2 c.à.d. à une cote piézométrique 189.76m) pour refouler à un réservoir tampon1 (point D) appelé à être projeté et implanté à une cote de terrain de 300m NGA pour assurer l'écoulement gravitaire à l'aval.

Troisième proposition : Tronçon reliant le réservoir tampon1 au piquage 4

La longueur de ce tronçon est de 4143ml. A partir du réservoir tampon1 (point D) à une distance de 2000m la conduite d'adduction suit le tracé de la conduite existante de diamètre 400mm. Une conduite d'une longueur de 56ml est branchée en un point P3 qui servira pour raccorder les réservoirs existants de volume 2*500 m³ de Chaiba (point E) implanté à une cote de terrain de 193m NGA. Après quoi, le tracé de la conduite longe le chemin de wilaya 129 jusqu'au point de bifurcation P4 d'une distance de 2143m et de là vers deux départs séparés :

- Piquage 4 au réservoirs projetés de volume (1000+800)m³ (point F) implanté à une cote de terrain de 197m d'une longueur de 164ml.

- Piquage 4 au réservoir de bouharoun appelé à être projeté (point I).

Quatrième proposition : Tronçon reliant le piquage 4 au réservoir de volume 800m³

*Piquage 4 au réservoirs de volume 2*750m³ de Khemisti (point G)*

A partir du point P4 et à une distance de 2014m, une conduite d'une longueur de 37.6ml est branchée en un point P5, prévue pour l'alimentation en eau potable des réservoirs projetés de volume 2*750m³ implantés dans la commune de Khemisti (point G) à une cote de terrain de 186m NGA. L'écoulement dans ce tronçon est assuré gravitairement

Piquage5 au réservoir tampon 2 appelé à être projeté (point H)

La charge ne suffit pas pour assurer l'écoulement gravitaire dans le tronçon P5-réservoir projeté de Bouharoun(point I) donc elle nécessite l'emplacement d'une station de pompage2 sera implantée à une cote de terrain de 174m (implanté à coté du piquage P5 c.à.d. à une cote piézométrique de 189.72m) pour refouler à un réservoir tampon2(point H) implanté à une cote de terrain de 210m pour assurer l'écoulement gravitaire jusqu'au réservoir projeté de Bouharoun(point I).

Tronçon reliant le réservoir tampon 2 au réservoir de volume 800m³

Le réservoir tampon 2(point H) alimente gravitairement un réservoir projeté de volume 800m³ de Bouharoun(point I) implanté à une cote de terrain de 166m NGA afin d'assurer l'alimentation en eau potable de cette commune Le tracé longe en grande partie le chemin de wilaya129 et croise le tracé de la future voie express avant d'atteindre le site du réservoir.

Cinquième proposition :-Système Mouaz de volume 30 000m³au réservoirs projetées de kolea

Les réservoirs projetés de volumes (2000+600)m³ désignés pour l'alimentation de la commune de koléa (point A) distant de 50 m à partir du réservoir tampon 30 000m³et qui seront implantés à une cote de terrain de 215m NGA .

Remarque :

Le tracé techniquement retenu est celui qui suit en général le chemin de la wilaya, c'est –à-dire le tracé déjà existant. Ce tracé évite les terrains privés (agricoles), l'urbanisme, les points hauts à cause de terrain accidenté, les divers infrastructures qui caractérisent les différents localités.

Chapitre –3 -L'ADDUCTION D'EAU POTABLE PROJETEE

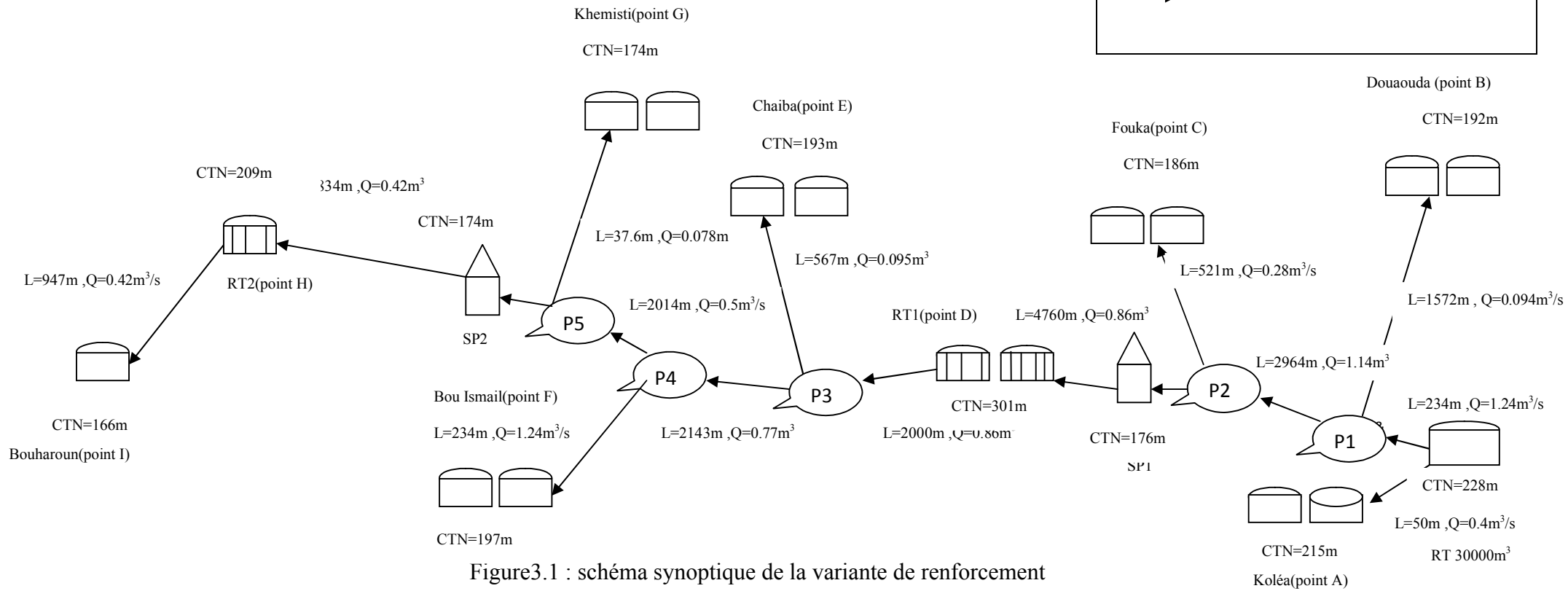
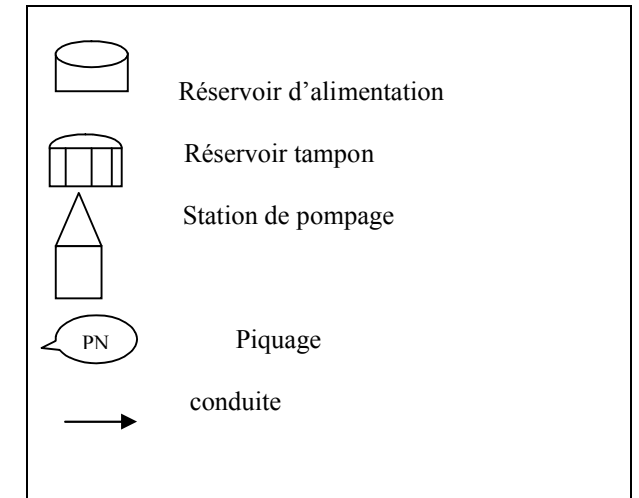


Figure3.1 : schéma synoptique de la variante de renforcement

3.4-Choix du matériau de la conduite d'adduction

Les matériaux susceptibles d'être utilisés pour les conduites sont comme suit :

3.4.1-Fonte ductile

La fonte est un alliage de fer, carbone et autres matières. la structure du carbone dans l'alliage lui donne une grande résistance aux chocs.

Les tuyaux en fonte ductile pour l'alimentation en eau potable ont un revêtement intérieur en mortier de ciment pour une surface hydraulique lisse et une protection contre la corrosion, et d'autre part un revêtement extérieur comportant une couche de zinc métallique, recouverte d'une couche de finition de produits bitumineux dont ils possèdent une très grande sécurité mécanique et facilité de transport et de mise en œuvre. Ces tuyaux ne nécessitent pas d'équipement spécialisés pour la pose. les pertes de charge sont faibles à l'état neuf.

Les classes de la pression standard sont de 4 à 25 bars extensibles à 32 bars.

Les joints sont normalement à cloche, avec une bonne tolérance pour la déflexion, ce qui permet de réduire le nombre de coudes pour les grands rayons de courbure. En option non-standard, les joints peuvent être verrouillant, ce qui rend la conduite résistante à la traction. Les liaisons aux pièces spéciales sont parfois à joints cloches, plus souvent à brides.

En cas de vide intérieur en régime transitoire, il ya risque d'aspiration des joints pouvant nécessiter des réparations coûteuses.

3.4.2-Polyéthylène de haute densité

Les tuyaux en PE sont disponibles en tourets pour les diamètres extérieurs jusqu'à 110mm. Pour les diamètres supérieurs, les tubes sont en longueurs de 6 ou 12 ml dont ils ont une bonne flexibilité. Ils s'adaptent bien au terrain et, en raison d'une part, du faible nombre de raccordements, insensible à la corrosion, une tendance à s'écraser légèrement sous propre poids pendant l'entreposage, surtout si plusieurs épaisseurs sont superposées.

Les classes de pression standard sont de 10 à 16 bars pour les diamètres allant de 20 à 63mm. des fabricants en Algérie proposent des tubes en PEHD 20 bars pour une gamme de diamètre allant de 90 à 500mm.

Les raccordements se font par joints mécaniques ou par électro soudage pour les diamètres allant de 20 à 63mm utilisés couramment pour les branchements. Pour les diamètres supérieurs, les raccordements se font par électro soudage ou par soudage bout à bout (appelé soudage au miroir).

Sur le plan financier, les tuyaux PE offrent un réel avantage comparativement aux autres matériaux pour les diamètres inférieurs à 160mm. Au delà de ce diamètre, la fonte est moins chère.

Le choix des différentes conduites se fait en fonction de :

- Diamètre.
- Pressions supportées.
- Les conditions d’installation.
- Les revêtements.
- La disponibilité.
- Du prix unitaire.
- Du type de sol.

Etant donné les avantages des tuyaux en fonte tant sur le plan technique que financier, ce matériau est adopté, comme solution de base pour le dimensionnement de l’adduction.

3.5- Dimensionnement de l’adduction de renforcement

3.5.1-Détermination des longueurs et les débits de dimensionnement des différents tronçons

Les différentes longueurs et les débits sont présentés dans le tableau 3.1 suivant

Tableau 3.1: Les longueurs et les débits des différents tronçons de l’adduction.

Trançon		Débits (l/s)	Longueur (m)
RT-A	Réservoir de volume 30 000m ³ au piquage vers les réservoirs projetés de koléa(point A)	400	50
RT-P1	Réservoir de volume 30 000m ³ au piquage P2	1240	234
P1-B	Du piquage P1 au réservoir de Douaouda(point B)	94	1572
P1-P2	Du piquage P1 au piquage P2	1140	2964
P2-C	Du piquage P2 au réservoir de Fouka(point C)	280	521
SP1-D	Station de pompage 1 au réservoir tampon projeté 1 (point D)	860	3760
D-P3	Du réservoir tampon projeté 1 (point D) au piquage 3	860	2000
P3-E	Du piquage 3 au réservoir de Chaiba(point E)	95	567
P3-P4	Du piquage 3 au piquage 4	770	2413
P4-F	Du piquage 4 au réservoir de Bou Ismail(point F)	270	164
P4-P5	Du piquage 4 au piquage 5	510	2014
P5-G	Du piquage 5 au réservoir de Khemisti(point G)	78	37
SP2-H	Station de pompage 2 au réservoir tampon projeté 2 (point H)	420	1834
H-I	Du réservoir tampon projeté 2(H) au réservoir projeté de bouharoun(point I)	420	947

3.5.2-*Les cotes des différents points*

Les cotes des différents points de notre adduction sont données dans le tableau3.2 ci-après:

Tableau 3.2: *Les cotes des différents points de l’adduction*

points	Cotes du terrain naturel(m)
RT 30000m ³	228
A	215
P1	202
B	192
P2	177
C	186
SP1	176
D	301
P3	191
E	193
P4	194
F	197
P5	175
SP2	174
G	174
H	210
I	166

3.5.3- *Calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement*

Nous utilisons généralement deux méthodes, selon l’importance du projet :

-Petits projets

Nous appliquons la formule de Vibert, valable pour les petits et moyens Diamètres nominaux, et les longueurs faibles :

$$D = 1.456 \times \sqrt[3]{\frac{Q \cdot L}{f \cdot e}} \quad (3.1)$$

Où

D : diamètre économique

f: prix de la conduite posée en DA/kg

Q : débit en m³/s

$$n = \frac{e}{L}$$

e : prix du kWh en DA.

Le coefficient 1,456 tient compte d’un taux d’amortissement de 8% pendant 50 ans.

-Grands projets

Pour les grandes longueurs et les diamètres importants, il faut effectuer une étude économique détaillée.

Le diamètre retenu sera celui correspondant à un coût annuel minimal (amortissement de l'investissement+ frais de pompage).

En plus des pertes de charge, il convient par conséquent de vérifier sa compatibilité avec les phénomènes éventuels de :

- coups de bélier,
- cavitation,
- abrasion.

Dans notre cas, pour le calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement, nous choisissons une gamme de diamètres parmi lesquels nous opterons pour celui qui présentera les frais les moins élevés. L'application des formules de Bresse et Bonin citées ci-dessous ne nous donne qu'une idée approximative (diamètre calculé) sur les diamètres économiques vus les longueurs importantes des adductions du fait de l'influence des pertes de charge.

Le diamètre de première approximation est donné comme suit :

-Formule de Bresse

$$D = 1,5 \sqrt[5]{\frac{Q L}{g H}} \quad (3.2)$$

-Formule de Bonnin

$$D = \sqrt[5]{\frac{Q L}{g H}} \quad (3.3)$$

Q: débit à élever en m³/s.

3.5.3.1- Calcul des pertes de charge linéaire :

La formule universelle de Darcy Weisbach donne :

$$\Delta H_l = I * L = \lambda \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} \quad (3.4)$$

Ou bien tenant compte du débit

$$\Delta H_l = \frac{8\lambda L}{\Pi^2 D^5} \frac{Q^2}{g} \quad (3.5)$$

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

ΔH_l : Pertes de charge linéaires en (m)

Le coefficient de frottement λ est donné par la formule de Nikuradsé

Avec : ε est La rugosité absolue, qui est déterminée en mesurant l'épaisseur de rugosité des parois du tuyau.

$$\varepsilon = \varepsilon_0 + \alpha T \quad (3.6)$$

ε_0 : rugosité absolue des tuyaux neufs, égale à 0,8mm

α : vieillissement déterminé à partir de l'abaque de « Peter-Lamont»

$\alpha = 0,027$ mm/an

T: temps de service, T=28 ans.

Alors, $\varepsilon = 0,8 + 0,027 * 28 = 1.6$ mm.

3.5.3.2-Pertes de charges singulières :

Pour le dimensionnement des adductions les singularités sont estimées entre 10% et 15 % des pertes de charge linéaires.

Pour notre cas nous prenons $\Delta H_s = 0,10 * \Delta H_l$ (3.8)

3.5.3.3-Hauteur manométrique totale :

Nous pouvons écrire

$$= \epsilon + \Delta H + \Delta H \quad (3.9)$$

3.5.3.4 -Puissance absorbée par la pompe :

C'est la puissance fournie à la pompe, définie comme suit:

$$P = \frac{g * Q * Hmt}{\eta} \quad (3.10)$$

Avec : η : rendement de la pompe en (%)

Q: débit refoulé par la pompe en m³/s)

g: pesanteur (9.81 m/s²)

3.5.3.5-Energie consommée par la pompe :

$$E = P * t * 365 \text{ [KWH]}$$

(3.11)

Avec : t: c'est le temps de pompage par jour en (heure); dans notre cas nous fixons t =22h

P: puissance de la pompe en (KW)

3.5.3.6-Frais d'exploitation :

Les frais d'exploitation sont définis par la formule suivante:

$$F_{ex} = E * e \text{ [DA]} \quad (3.12)$$

Avec :E: énergie consommée par la pompe en (KwH))

e: prix unitaire d'un KwH imposé par la Sonelgaz.

Tableau 3.3: Variation journalière des tarifs de l'énergie.

Périodes	Horaires	Nombre d'heure	Prix du KWh d'énergie
		(H)	(DA)
Heures pleines	06h-17h	11	1,615
Heures de pointes	17h-21h	4	7,267
Heures creuses	21h-06h	9	0,853

$$Donc : e = \frac{1,615 * 11 + 7,267 * 4 + 0,853 * 9}{24} \Rightarrow e = 2,27DA$$

3.5.3.7- Frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement sont donnés par la formule suivante:

$$F_{am} = P_{rc} * A \text{ [DA]} \quad (3.13)$$

Avec :P_{rc}: prix de la conduite en (DA)

A: Amortissement annuel. Il est donné par la formule suivante:

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (3.14)$$

Avec : i: Taux d'annuité annuel, i = 8%

n: nombre d'années d'amortissement, n = 30ans

$$A = \frac{0,08}{(0,08+1)^{30} - 1} + 0,08 = 0,089 = 8,9 \%$$

Les prix du mètre linéaire des conduites de la fonte ductile sont donnés à l’annexe(2).

3.5.4-Calcul des diamètres avantageux des tronçons gravitaires du projet

Le calcul se fait avec la formule Darcy-Weisbakh

$$\Delta H_d = \frac{K' * L * Q^\beta}{D_{av}^m} \quad (3.15)$$

$$= \frac{\Delta}{\Sigma} \quad (3.16)$$

ΔH_d : charge disponible totale (m)

K' : coefficient de perte de charge

L : Distance entre le réservoir et le point concerné par l’alimentation.

Q : Débit demandé (m³/s)

D_{av} : Diamètre avantageux de la conduite qui sera calculé (m)

β : Exposant tenant compte du régime d’écoulement

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

I moy: gradient hydraulique moyen en (m/m)

Selon le type de matériau les coefficients K' , m et β sont donnés dans le tableau suivant

Tableau 3.4: Coefficients K' , m , β , pour des tuyaux en fonte

Tuyau	K'	m	β
fonte	0,00179 - 0,001735	5,1 - 5,3	1,9 - 2

Nous déduisons alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_d}} \quad (3.17)$$

Pour notre étude, nous prenons : $K' = 0,001735$; $\beta = 2$; $m = 5,2$.

3.5.5-Le calcul hydraulique :

3.5.5.1-Tronçon RT reliant le réservoir de volume 30000m³ au point A

-nous calculons la charge disponible ΔH_d entre le réservoir Tampon de volume 30 000m³ et les réservoirs de Koléa (point A) :

$C_{RT} > C_A$ (écoulement gravitaire)

$$\Delta H_d = C_{RT} - C_A$$

Avec:

C_{RT} : Cote du radier du réservoir tampon.

C_A : Cote du trop plein du point A (réservoir de koléa)

$$\Delta H_d = 227 - 218 = 9\text{m}$$

-L : distance entre le réservoir et le point A qui est de 50m

Nous obtenons :

$$D_{av} = \frac{5.2 \cdot 0.001735 \cdot 50 \cdot (0.4)^2}{9} = 300\text{mm}$$

Nous plaçons deux conduites de 300mm de diamètre en parallèle avec une vitesse de $V_1 = V_2 = 2.8\text{m/s}$

3.5.5.2-Tronçon RT gravitaire reliant le réservoir de volume 30000m³ au point B

La charge disponible entre ce réservoir Tampon et le point B représentant les réservoirs de Douaouda est de :

$$\Delta H_d = C_{RT} - C_B$$

Avec:

C_{RT} : Cote du radier du réservoir tampon qui est de 227 m

C_B : Cote du trop plein du point B (réservoirs de Douaouda) qui est de 195 m

$$\Delta H_d = 227 - 195 = 32\text{m}$$

L : Distance entre le réservoir et le point B qui est de 1806m qui comprend les tronçons reliant le réservoir 30000m³ au P1 et P1 au point B

$$= \frac{\Delta H_d}{L} = 0.017$$

$$D = \frac{5.2 \cdot 0.001735 \cdot 1806 \cdot (0.4)^2}{0.017} = 700\text{mm}$$

Avec une vitesse de $V=3.2\text{m/s}$ et une perte de charge de :

$$\Delta H = \frac{0.001735 * 234 * (1.24)^2}{(0.7)^{5.2}} = 4\text{m}$$

Dont $L=234\text{m}$ c'est la distance entre le réservoir 30000m^3 et le point P1

La cote piézométrique au point « 1 » sera :

$$C_{p_{P1}} = C_{RT} - \Delta H = 227 - 4 = 223\text{m}$$

La cote piézométrique au point « 1 » est supérieure à celle du point « B » ce qui donne une charge disponible de : $\Delta H_d = C_{p_{P1}} - C_B = 223 - 195 = 28\text{m}$, pour un diamètre de

$$= \frac{0.001735 * 234 * (1.24)^2}{(0.7)^{5.2}} = 250\text{mm}$$

Avec une vitesse $V=1.92\text{m/s}$

Dont $L=1572\text{m}$ c'est la distance entre le point P1 et le point B

3.5.5.3-Tronçon entre le point de piquage 1 et le point C (P1-C)

- la charge disponible $\Delta H_d = C_{p_{P1}} - C_C$ entre le piquage P1 et les réservoirs de Fouka (point C) est de 34 m avec

$C_{p_{P1}}$: Cote piézométrique au piquage P1 qui est de 223 m

C_C : Cote du trop plein du point C (réservoir de Fouka) qui est 189 m

La longueur totale entre le point 1 et le point C qui est de $\sum L_i = 2964 + 521 = 3485\text{m}$, engendre un gradient de perte de charge moyen de :

L : Distance entre le réservoir et le point B qui est de 3485m qui comprend les tronçons reliant le point P1 au point P2 et point P2 au point C

$$= \frac{34}{3485} = 0.0097$$

Pour un diamètre de

$$D = \frac{0.001735 * (1.14)}{0.0097} = 755\text{mm}$$

-Calculons la perte de charge donnée par le diamètre calculé, nous optons:

$$\Delta H = \frac{0.001735 * 2964 * (1.14)^2}{(0.755)^{5.2}} = 28.82\text{m}$$

-nous plaçons deux conduites en série et les longueurs sont calculées en écrivant :

$\Delta H_t = k' Q^\beta \left(\frac{L_1}{D_1^5} + \frac{L_2}{D_2^5} \right)$ donc $28.82 = 0.001735 * (1.14)^2 \left(\frac{L_1}{D_1^5} + \frac{L_2}{D_2^5} \right)$, nous optons à
 ($D_1=800\text{mm}$, $L_1=1934\text{m}$, $V_1=2.26\text{m/s}$), ($D_2=700\text{mm}$, $L_2=1030\text{m}$, $V_2=2.96\text{m/s}$).

X: longueur de la conduite de plus grand diamètre (800mm) à partir du point P1.

Dont $L=2964\text{m}$ c'est la distance entre le point P1 et le point P2

$$\Delta H_t = K' \left(\frac{L_1}{D_1^5} + \frac{L_2}{D_2^5} \right) = 0.001735 * (1.14)^2 \left(\frac{L_1}{D_1^5} + \frac{L_2}{D_2^5} \right) = 28.82\text{m}$$

$$CP_{P2} = CP_{P1} - \Delta H = 223 - 28.82 = 194.18\text{m}$$

CP_{P2} : Cote piézométrique au piquage P1 qui est de 194.18 m

$CP_{P2} > CC$ (Ecoulement gravitaire)

$$\Delta H_d = CP_{P2} - C_C = 194.18 - 189 = 5.18\text{m}$$

$$= \frac{0.001735 * 521 * (0.28)^2}{(0.438)^{5.2}} = 438$$

-Calculons la perte de charge donnée par le diamètre calculé, nous optons:

$$\Delta H = \frac{0.001735 * 521 * (0.28)^2}{(0.438)^{5.2}} = 0.3\text{m}$$

-nous plaçons deux conduites en série et les longueurs sont calculées en écrivant :

$0.3 = 0.001735 * (0.28)^2 \left(\frac{L_1}{D_1^5} + \frac{L_2}{D_2^5} \right)$, nous optons à

($D_1=500\text{mm}$, $L_1=287\text{m}$, $V_1=1.43\text{m/s}$), ($D_2=400\text{mm}$, $L_2=234\text{m}$, $V_2=2.23\text{m/s}$)

X: longueur de la conduite de plus grand diamètre (500mm) à partir du point P2.

Dont $L=521\text{m}$ c'est la distance entre le point P2 et le point C

3.5.5.4 -Tronçon entre la station de pompage1(SP1) et le point D

L'adduction de refoulement doit transiter un débit $Q = 0.86 \text{ m}^3/\text{s}$ sur une distance $L = 3760 \text{ m}$, sous une hauteur géométrique entre la cote de la station de pompage 1 et la cote de radier du réservoir tampon1 de : $H_g = 300 - 194.18 = 105.82 \text{ m}$

Les différents calculs, pour la détermination de diamètre économique sont résumés dans les tableaux 3.5, 3.6, 3.7 et 3.8 suivants

Tableau3.5: Calcul de la Hauteur manométrique totale(Hmt)de la station de pompage1

Diamètre (mm)	V (m/s)	λ	j (m/m)	L (m)	Perte de charge linéaire $\Delta H(m)$	Perte de charge totale $\Delta H_t(m)$	Hauteur géométrique Hg	H _{MT} (m)
800	1,71	0.02525	0,005	3760	17,85	19,64	105,82	125,46
900	1,35	0.02446	0,003	3760	9,59	10,55	105,82	116,37
1000	1,10	0.02378	0,001	3760	5,51	6,06	105,82	111,88
1100	0,91	0.02319	0,001	3760	3,34	3,67	105,82	109,49
1200	0,76	0.02319	0,001	3760	2,11	2,32	105,82	108,14
1400	0,56	0.02267	0,000	3760	0,94	1,03	105,82	106,85
1500	0,49	0.02179	0,0002	3760	0,65	0,72	105,82	106,54
1600	0,43	0.02142	0,0001	3760	0,47	0,51	105,82	106,33

Tableau 3.6: Calcul de frais d'exploitation de la station de pompage1

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E 10 ⁷ (KWh)	F _{exploit} 10 ⁶ (DA)
800	3474,53	2,79	63,33
900	3223,01	2,58	58,74
1000	3098,52	2,48	56,48
1100	3032,33	2,43	55,27
1200	2995,01	2,40	54,59
1400	2959,31	2,37	53,94
1500	2950,62	2,36	53,78
1600	2944,90	2,36	53,67

Tableau 3.7: Calcul des frais d'amortissement de la station de pompage1

Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	Prix total (DA) 10 ⁸	F _{amortissement} 10 ⁶ (DA)
800	31719	3760	1,19	10,61
900	35664	3760	1,34	11,93
1000	39609	3760	1,48	13,25
1100	43554	3760	1,63	14,57
1200	47499	3760	1,78	15,90
1400	55389	3760	2,08	18,54
1500	59334	3760	2,23	19,86
1600	63279	3760	2,37	21,18

Tableau3.8: Bilan des frais d’exploitation et d’investissement de la station de pompage1

Diamètre (mm)	F investissement10 ⁶ (DA)	F exploitations10 ⁶ (DA)	Bilan (10 ⁶ DA)
800	10,61	63,33	73,95
900	11,93	58,74	70,68
1000	13,25	56,48	69,73
1100	14,57	55,27	69,85
1200	15,90	54,59	70,49
1400	18,54	53,94	72,48
1500	19,86	53,78	73,64
1600	21,18	53,67	74,86

-Le diamètre économique du tronçon de refoulement reliant la station(SP1) au (point D) est de D=1000mm avec une vitesse d’écoulement de V=1.1m/s.

3.5.5.5-Tronçon reliant les points D et E

- la charge disponible en ces deux points est de $\Delta H_d=C_D-C_E=300-196=104m$, entre le réservoir Tampon projeté1 (point D) et les réservoirs de Chaiba(point E).

Avec :

C_D : Cote du radier du réservoir tampon projeté1 qui est de 300 m

C_E : Cote du trop plein du point E(réservoir de Chaiba) qui est de 196 m

L : Distance entre le point D et le point E qui est de 2056m qui comprend les tronçons reliant le point D au P3 et P3 au point E

$$\lambda = 0.051$$

Pour un diamètre de : $D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q \cdot \lambda \cdot L}{\pi \cdot V^5}} = 500mm$

-nous plaçons deux conduites en parallèle avec une vitesse de: V=2.19m/s ce qui engendre une perte de charge de:

$$\Delta H = \frac{0.001735 \cdot 2000 \cdot (0.86)^2}{(0.5)^{5.2}} = 94,34m$$

Dont L=2000m c’est la distance entre le point D et le point P3

D’où la cote piézométrique au point “3”

$$C_{P3} = C_D - \Delta H = 300 - 94.34 = 205.66 \text{ m}$$

$C_{P3} > C_E$ (Ecoulement gravitaire)

$$\begin{aligned} \Delta H_d &= C_{P3} - C_E = 205.66 - 196 = 9.66 \text{ m} \\ &= \frac{0.001735 * 56 * (0.095)}{9.66} = 167 \end{aligned}$$

-nous plaçons deux conduites en série en gardant la même perte de charge qui est égale à 9.66m et delà les longueurs sont calculées en écrivant :

$$28.82 = 0.001735 * (0.095)^2 \left(\frac{L_1}{D_1^5} + \frac{L_2}{D_2^5} \right), \text{ nous optons à}$$

$$(D_1 = 200 \text{ mm}, L_1 = 33 \text{ m}, V_1 = V_2 = 1.5 \text{ m/s}), (D_2 = 150 \text{ mm}, L_2 = 23 \text{ m}, V_1 = V_2 = 2.7 \text{ m/s})$$

X: longueur de la conduite de plus grand diamètre (200mm) à partir du point P3.

Dont $L = 56 \text{ m}$ c'est la distance entre le point P3 et le point E

3.5.5.6-Tronçon reliant le point de piquage 3 au point F

-Calcul de la charge disponible $\Delta H_d = C_{P3} - C_F$ entre le piquage 3 et les réservoirs de Bou Ismail (point F)

Avec:

C_{P3} : Cote piézométrique au point P3 qui est de 205,66 m

C_F : Cote du trop plein du point F (réservoir de Bou Ismail) qui est de 200 m

Nous obtenons : $\Delta H_d = 205.66 - 200 = 5.66 \text{ m}$

L : Distance entre le point 3 et le point F qui est de 2307m qui comprend les tronçons reliant le point P3 au P4 et P4 au point F

$$= \frac{5.66}{0.001735 * (0.07)^2} = 0.0025$$

Pour un diamètre de :

$$D = \sqrt[5]{\frac{0.001735 * 2143 * (0.77)^2}{0.0025}} = 843 \text{ mm}$$

Calculons la perte de charge donnée par le diamètre calculé, nous optons:

$$\Delta H = \frac{0.001735 * 2143 * (0.77)^2}{(0.843)^{5.2}} = 5.36 \text{ m}$$

-nous plaçons deux conduites en série et les longueurs sont calculées en écrivant :

$$5.36 = 0.001735 * (0.07)^2 \left(\frac{L_1}{D_1^5} + \frac{L_2}{D_2^5} \right), \text{ nous optons à}$$

$$(D_1 = 900 \text{ mm}, L_1 = 1117 \text{ m}, V_1 = 1.21 \text{ m/s}), (D_2 = 800 \text{ mm}, L_2 = 1026 \text{ m}, V_2 = 1.53 \text{ m/s})$$

X: longueur de la conduite de plus grand diamètre (900mm) à partir du point P3.

Dont L=2143m c'est la distance entre le point P3 et le point P4

Ainsi la cote piézométrique au point 4 sera de :

$$CP_{P4} = CP_{P3} - \Delta H = 205.66 - 5.36 = 200.3m$$

$CP_{P4} > C_F$: Ecoulement gravitaire sous une charge disponible de :

$\Delta H_d = CP_{P4} - C_F = 200.3 - 200 = 0.3m$ pour un diamètre de:

$$= \frac{0.3}{0.001735 * 2014 * (0.5)^2} = 600mm$$

Et une vitesse de : $V = 0.95m/s$

Dont L=164m c'est la distance entre le point P4 et le point F

3.5.5.7 -Tronçon reliant le point de piquage 4 au point G

-Calcul de la charge disponible $\Delta H_d = CP_{P4} - C_G$ entre le piquage 4 et les réservoirs de Khemisti. (Point G)

Avec:

CP_{P4} : Cote piézométrique au point p4 qui est de 200.3 m

C_G : Cote du trop plein du point G(réservoir de Khemisti) qui est de 178 m

$$\Delta H_d = 200.3 - 178 = 22.3m$$

L : Distance entre le point P4 et le point G qui est de 2051.6m qui comprend les tronçons reliant le point P4 au P5 et P5 au point G

$$= \frac{22.3}{2051.6} = 0.011$$

Sous un diamètre de :

$$D = \frac{22.3}{0.001735 * 2014 * (0.5)^2} = 537mm$$

-Nous normalisons avec un diamètre ($D = 600mm$, $V = 1.77m/s$) pour diminuer la perte de charge et augmenter la pression. Nous obtenons une perte de charge de :

$$\Delta H = \frac{0.001735 * 2014 * (0.5)^2}{(0.6)^{5.2}} = 12.44m$$

Dont L=2014m c'est la distance entre le point P4 et le point P5

Par conséquent la cote piézométrique au point 5 sera :

Chapitre –3 -L'ADDUCTION D'EAU POTABLE PROJETEE

$$CP_{P5}=CP_{P4} - \Delta H = 200.3 - 12.44 = 187,86m$$

La cote piézométrique au point 5 est supérieure à celle du point G : ce qui engendre une charge disponible de : $\Delta H_d=CP_{P5}-C_G=187.86-178=9.86m$: ce qui donne un diamètre de :

$$= \sqrt{\frac{4 \cdot Q \cdot \lambda \cdot L}{\pi \cdot V^5}} = 143mm$$

Nous plaçons deux conduites en parallèle de diamètre chacune $D=150mm$ avec une vitesse de $2.2m/s$.

Dont $L=37.6m$ c'est la distance entre le point P5 et le point G

3.5.5.8-Tronçon reliant la station de pompage 2(SP2) au point H

Le débit refoulé est de $Q = 0.42 \text{ m}^3/s$ sur une distance de $L = 1834 \text{ m}$ sous une hauteur géométrique entre la cote de la station de pompage 2 et la cote de radier du réservoir tampon 2 qui est de $H_g = 209-187.86=21.14m$.

Pour le calcul économique, nous proposons une gamme de diamètres normalisés (tableaux 3.9, 3.10, 3.11, 3.12)

Tableau 3.9: Calcul de la Hauteur manométrique totale (Hmt) de la station de pompage 2

Diamètre (mm)	V (m/s)	λ	j (m/m)	L (m)	Perte de charge linéaire ΔH (m)	Perte de charge totale ΔH_t (m)	Hauteur géométrique H_g (m)	Hmt (m)
400	3,34	0.03082	0,044	1834	80,53	88,58	21,14	109,72
500	2,14	0.02884	0,013	1834	24,69	27,16	21,14	48,30
600	1,49	0.02736	0,005	1834	9,42	10,36	21,14	31,50
700	1,09	0.02620	0,002	1834	4,17	4,59	21,14	25,73
800	0,84	0.02525	0,001	1834	2,06	2,27	21,14	23,41
900	0,66	0.02446	0,001	1834	1,11	1,22	21,14	22,36
1000	0,54	0.02378	0,0003	1834	0,64	0,70	21,14	21,84
1100	0,44	0.02319	0,0002	1834	0,39	0,42	21,14	21,56

Tableau 3.10: Calcul des frais d’exploitation de la station de pompage2

Diamètre en (m)	P (K Watt)	E 10 ⁷ (KWh)	F _{exploit} 10 ⁶ (DA)
400	3038,69	2,44	55,38
500	1337,80	1,07	24,38
600	872,34	0,70	15,90
700	712,56	0,57	12,98
800	648,30	0,52	11,81
900	619,25	0,49	11,28
1000	604,87	0,48	11,02
1100	597,22	0,47	10,88

Tableau 3.11: Calcul des frais d’amortissement de la station de pompage2

Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	Prix total 10 ⁷ (DA)	F _{amortissement} 10 ⁶ (DA)
400	6126	1834	1,12	1,00
500	8215	1834	1,50	1,34
600	10569	1834	1,93	1,73
700	12769	1834	2,34	2,08
800	31719	1834	5,81	5,18
900	35664	1834	6,54	5,82
1000	39609	1834	7,26	6,47
1100	43554	1834	7,98	7,11

Tableau3.12: Bilan des frais d’exploitation et d’investissement de la station de pompage2

Diamètre (mm)	F _{investissement} 10 ⁶ (DA)	F _{exploitations} 10 ⁶ (DA)	Bilan (10 ⁶ DA)
400	1,00	55,38	56,39
500	1,34	24,38	25,73
600	1,73	15,90	17,63
700	2,08	12,98	15,07
800	5,18	11,81	16,99
900	5,82	11,28	17,11
1000	6,47	11,02	17,49
1100	7,11	10,88	18,00

Nous remarquons que le diamètre économique du tronçon de refoulement (SP2 – point H) est : D=700mm avec une vitesse d’écoulement de V=1.09m/s.

3.5.5.9-Tronçon reliant les points H et I

- la charge disponible $\Delta H_d = C_H - C_I$
entre point H et le réservoir de Bouharoun(point I)

La cote piézométrique au point H est supérieure à celle au point I : ce qui engendre un écoulement gravitaire avec :

CH: Cote du radier du réservoir tampon 2(point H) qui est de 209 m.

C_I: Cote du trop plein du point I(réservoir de Bouharoun) qui est de 169 m

$$D'où : \Delta H_d = 209 - 169 = 40m$$

-La longueur du tronçon est de L= 947m pour un diamètre de

$$D_{av} = \sqrt{\frac{L \cdot Q}{V}} = 400mm$$

Pour une vitesse de : V=3.3m/s

-Les résultats sont récapitulés dans le tableau 3.13 suivant

Tableau 3.13: Diamètres avantageux des tronçons gravitaires

Tronçon	L (m)	Q (m ³ /s)	ΔHt (m)	Diamètre DN (mm)	V (m/s)
RT-A	50	0.4	7	2*300	2.8
RT-P1	234	1.24	4	700	3.2
P1-B	1572	0.094	28	250	1.92
P1-P2	2964	1.14	28.82	700	2.96
				800	2.26
P2-C	521	0.28	4.18	500	1.43
				400	2.23
D-P3	2000	0.86	95	2*500	2.19
P3-E	56	0.095	9	2*150	2.7
				2*200	1.5
P3-P4	2413	0.77	5.36	800	1.53
				900	1.21
P4-F	164	0.27	0.3	600	0.95
P4-P5	2014	0.5	12.44	600	1.77
P5-G	37.6	0.078	9.86	150	2.2
H-I	947	0.42	40	400	3.3

3.5.5.10- détermination des pressions

-les pressions au niveau des piquages de l’adduction sont données dans le tableau 3.14

Tableau 3.14: les pressions au niveau des piquages sur l’adduction

Piquages	Cote de terrain (m)	Cote piézométrique(m)	Pression(m)
P1	202	223	21
P2	177	194.18	17.18
P3	191	205.66	14.66
P4	193	200.3	7.3
P5	175	187.86	12.86

3.6-Conclusion

A travers ce chapitre nous avons pu faire le dimensionnement de notre réseau d'adductions, nous avons opté pour un réseau mixte qui répond à la marge souhaitée. Pour les vitesses nous avons obtenu des valeurs qui se situent entre 0.73 à 3.3m/s et cela pour éviter l'accumulation des dépôts. Certains tronçons sont en série pour utiliser adéquatement la charge disponible, d'autres sont en parallèle du fait d'un débit important. Le tracé présente quelques obstacles artificiels, notamment les infrastructures telles que les routes qui vont exiger une pose de canalisation plus particulière.

Chapitre -4-

RESERVOIRS ET STATIONS DE POMPAGE

Chapitre –4 –

RESERVOIRS ET STATIONS DE POMPAGE

4.1-Introduction

Dans la cadre de notre projet d’adduction, les réservoirs de stockage représentent un élément indispensable pour l’acheminement de l’eau recueilli à partir du réservoir tampon 30000m³ vers les consommateurs. Donc le but de ce chapitre est de déterminer les volumes de stockage nécessaires et les vérifier de telle façon qu’on assure le meilleur fonctionnement du réseau.

L’identification d’une pompe est de déterminer ses caractéristiques à savoir le débit refoulé, la hauteur d’élévation, la puissance absorbée et le rendement. Ces caractéristiques, sont fournies par le constructeur, dans ce travail nous choisissons le nombre de pompe qui convient le mieux pour chaque station.

4.2-Présentation des réservoirs existants

Dans cette étude nous essayons d’implanter de nouveaux réservoirs des communes concernées par le renforcement en suivant l’ancien tracé qui alimente les réservoirs existants représentés dans le tableau 4.1 suivant

Tableau4.1 : réservoirs existants alimentés par l’ancien tracé suivi

commune	Réservoirs existants (m ³)
Douaouda	2*500
Fouka	2*500
Koléa	Pas de réservoir
Chaïba	2*500
Boulsmail	1500
Khemisti	1000
Bouharoun	Pas de réservoir

4.3- Equipements du réservoir

A la suite des visites effectuées sur les réservoirs, de forme circulaire, nous avons constaté que ces derniers sont équipés convenablement au point de vue tuyauterie et robinetterie à savoir :

4.3.1- Conduite d’arrivée ou d’alimentation

Au niveau de toutes les cuves de ces réservoirs, cette conduite arrive par le bas ou par le fond, ou en siphon noyé à l’opposé de la conduite de départ.

4.3.2- Conduite de départ ou de distribution

Il a été constaté que le départ des conduites de distribution s'effectue à environ 20 cm au-dessus du radier en vue d'éviter d'introduire dans la distribution des boues ou des sables qui éventuellement pourraient se décompter dans la cuve.

4.3.3- Conduite de trop-plein

Les conduites de trop plein sont de type horizontal à l'exception des réservoirs de volume important. Vu la consommation importante, cette conduite fonctionne rarement et déverse vers le milieu naturel.

4.3.4- Conduite de vidange

Chaque réservoir est dotée d'une conduite de vidange munie d'un robinet vanne. Nous avons pu constater que cette conduite est raccordée à la conduite de trop plein et déverse vers le milieu naturel.

4.3.5- Conduite by-pass

Cette conduite existe au niveau de tous les réservoirs unique. C'est pour assurer la continuité de la distribution en cas d'éventuelles opérations effectuées au niveau des cuves.

4.3.6-Matérialisation de la réserve d'incendie

Le système à deux prises est couramment rencontré dans les réservoirs que nous avons visités. C'est le système le plus pratique. Quelques réservoirs sont dotés du système à siphon.

4.4- Calcul de la capacité des réservoirs d'alimentation

Dans notre cas, pour calculer la capacité d'un réservoir nous devons tenir compte des variations à l'entrée comme à la sortie, du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont, et de la variabilité de la demande.

La capacité du réservoir est déterminée en fonction du débit d'apport et celui de sortie augmenté éventuellement de la réserve incendie. Deux méthodes peuvent être appliquées :

-La méthode analytique.

-La méthode graphique.

4.4.1-La méthode analytique

La méthode analytique consiste à calculer, pour chaque heure de la journée, le résidu dans le réservoir. Le volume de régulation sera :

$$V_r = \frac{a * Q_{\max,j}}{100} \quad (\text{m}^3) \quad (4.1)$$

V_r : capacité résiduelle (m^3),

a: fraction horaire du débit maximum journalier (%).

Q_{max} : La consommation maximale journalière (m^3/j).

Le volume total est déterminé en ajoutant le volume d'incendie au volume de régulation :

$$V_T = V_r + V_{inc} \quad (4.2)$$

V_T : capacité totale du réservoir (m^3).

V_{inc} : volume d'incendie estimé à $120 m^3$.

4.4.2-Méthode graphique

Cette méthode est basée sur le traçage des courbes de la consommation maximale journalière et celle caractérisant l'apport de la station de pompage; en additionnant en valeur absolue les écarts de deux extremums $|V|^+ |V|^-$ de la courbe de consommation par rapport à celle d'apport, nous obtenons le résidu maximal journalier.

Donc :

$$R_{max} = |V|^+ |V|^- \quad (\%)$$

Le volume de régulation V_r est calculé comme suit :

$$V_r = \frac{Q_{max.j} * R_{max}}{100} \quad (m^3) \quad (4.3)$$

le volume total sera : $V_t = V_r + V_{inc}$.

Les réservoirs de stockage du réseau d'adduction constituent les réservoirs de tête des réseaux de distribution des différentes localités à desservir.

4.5- Dimensionnement des réservoirs

Pour déterminer la capacité du réservoir nous utilisons la méthode analytique dans notre projet

4.5.1-Réservoirs de stockage

4.5.1.1- Réservoir de Douaouda :

Pour cette agglomération nous avons déduit un déficit de $8154.66 m^3/j$ (voir chapitre 2). Ce qui nous permet de déterminer le volume résiduel et par la suite total. (Voir l'annexe 3-3)

-Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{\dots * \dots}{\dots}$ $V_r = 1562.43m^3$

-Le volume total sera : $V_t = 1562.43 + 120$ $V_t = 1682.43m^3$

4.5.1.2- Réservoir de Koléa:

Cette agglomération comptabilise un déficit de 35332 ,08 m³/j ce qui lui correspond un volume total voir l'annexe 3-1)

-Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{\dots * \dots}{\dots}$ $V_r = 2461.23m^3$

-Le volume total sera : $V_t = 2461.23+ 120$ $V_t = 2581.23m^3$

4.5.1.3- Réservoir de Chaiba:

Cette agglomération comptabilise un déficit de 8290,86 m³/j ce qui lui correspond un volume total voir l'annexe 3-3)

-Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{\dots * \dots}{\dots}$ $V_r = 1588.53m^3$

-La capacité totale sera : $V_t = 1588.53+ 120$ $V_t = 1708.53m^3$

4.5.1.4- Réservoir de Bou Ismail:

L'agglomération de Bou Ismail comptabilise un déficit de 23074,68 m³/j ce qui lui correspond un volume total voir l'annexe 3-1)

-Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{\dots * \dots}{\dots}$ $V_r = 1607.38m^3$

-La capacité totale sera : $V_t = 1607.38+ 120$ $V_t = 1727.38m^3$

4.5.1.5- Réservoir de Fouka:

Pour l'agglomération de Fouka, son déficit est de 23959,26 m³/j ce qui lui correspond un volume de (voir l'annexe 3-1) :

-Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{\dots * \dots}{\dots}$ $V_r = 1669m^3$

-La capacité totale sera : $V_t = 1669+ 120$ $V_t = 1789m^3$

4.5.1.6- Réservoir de Khemisti:

De même que pour l'agglomération de Khemisti qui compte un déficit de 6800,49 m³/j, son volume sera (voir l'annexe 3-3) :

-Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{\dots * \dots}{\dots}$ $V_r = 1302.97m^3$

-La capacité totale sera : $V_t = 1302.97 + 120$ $V_t = 1422.97\text{m}^3$

4.5.1.7- Réservoir de Bouharoun:

Pour un déficit de $3366,02 \text{ m}^3/\text{j}$, le volume d'eau pour cette agglomération sera de (voir l'annexe 3-3) :

-Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{\dots * \dots}{\dots}$ $V_r = 644.93\text{m}^3$

-La capacité totale sera : $V_t = 1588.53 + 120$ $V_t = 764.93\text{m}^3$

-Les capacités des réservoirs existants de certaines communes ne suffisent pas pour le stockage, ce qui nécessite une projection des réservoirs à coté des réservoirs existants qui seront alimentés à partir des piquages au niveau de l'adduction renforcée qui se fait selon le tracé de cette dernière.

- les résultats sont récapitulés dans le tableau 4.2.

Tableau 4.2 : Récapitulation de calcul des réservoirs pour l'horizon 2040.

Réservoirs	Volume totales des réservoirs (m ³)	Réservoirs projetés (m ³)
Douaouda	1682.43	1000+700
Koléa	2581.23	2000+600
Chaiba	1708.53	1000+700
Boulsmail	1727.38	1000+800
Fouka	1789	1000+800
Khemisti	1422.97	2*750
Bouharoun	764.93	800

4.5.2-Forme des réservoirs de stockage

Ce qui concerne la forme des réservoirs de stockage, nous optons pour la forme circulaire.

-La hauteur totale du réservoir :

$$H = h + R \tag{4.4}$$

R: marge de sécurité

h: hauteur de la cuve du réservoir

-Le diamètre D de la cuve est :

$$D = \frac{\sqrt{V_n}}{\pi \times h} \quad (4.5)$$

Avec une hauteur de la réserve d'incendie de :

$$h = \frac{H}{10} \quad (4.6)$$

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau 4.3 :

Tableau 4.3: Tableau donnant les dimensions des réservoirs de stockage.

Réservoirs	V _n (m ³)	h (m)	H (m)	D (m)	S (m ²)	h _{inc} (m)	CTN(m)
Douaouda	1000	3	3,5	19	285.71	0.42	192
	700	3	3.5	16	200	0.60	
koléa	2000	5	5,5	21	346.19	0.35	215
	600	3	3.5	15	176.63	0.68	215
Fouka	1000	3	3,5	19	285.71	0.42	186
	800	3	3.5	17	228.57	0.55	
Chaiba	1000	3	3,5	19	285.71	0.42	193
	700	3	3.5	16	200	0.60	
Bou Ismail	1000	3	3,5	19	285.71	0.42	197
	800	3	3.5	17	228.57	0.55	
Khemisti	750	3	3,5	16.5	214.29	0.60	186
	750	3	3.5	16.5	214.29	0.60	
Bouharoun	800	3	3,5	17	228,57	0,53	166

Remarque :

Les cotes de terrains des réservoirs projetés sont celles des réservoirs existants puisqu'ils seront jumelés fixées selon le tracé de l'adduction de renforcement qui correspond à un tracé le plus économique.

4.5.3- Dimensionnement des réservoirs tampons

Le réservoir tampon est un réservoir de régulation. Son but principal est d'assurer en premier lieu la commande automatique des groupes de la station de pompage. Il permet aussi de garantir un volume ou une réserve de sécurité pour la mise en charge de la conduite gravitaire. Ce réservoir est calculé pour le stockage de l'eau pendant les vingt deux heures de fonctionnement de la station de pompage et sa restitution progressive pendant les deux heures de son arrêt (vidange directe).

a- Le volume de réservoir tampon 1

-Le premier réservoir tampon relie la conduite de refoulement venant de la station de pompage 1 et la conduite gravitaire qui alimente les réservoirs de Chaiba.

-Le volume de ce réservoir tampon 1 sera déterminé selon la formule suivante:

$$V = \frac{Q_{tr} \cdot t}{2} \quad (4.7)$$

Avec :

Q_{tr} : débit transité (Q_{tr}=3108.98m³/h) qui représente le débit qui sort de la station de pompage 1

t : le temps de stockage (t = 2heures) le « t » c'est également le temps de vannage du robinet placé à l'extrémité de la conduite gravitaire :

A.N :

$$V = \frac{3108.98 \cdot 2}{2} = 3108.98 \text{ m}^3$$

Nous optons pour deux réservoirs jumelés de capacité égale a 1600 m³ situé chacun à une altitude de 301m qui représente le point le plus haut dans la région suivant le tracé qui est le plus économique.

b-La hauteur totale des deux réservoirs jumelés tampon 1

En plus de la hauteur utile optimale d'eau dans la cuve qui est de 4 m, il faut prévoir un espace appelé revanche ou matelas d'air d'une épaisseur variant de 0,20 à 1m, au dessus du plan d'eau. D'après la relation (4.4), nous prenons une hauteur totale H=4,5 m pour une revanche de 0.5 m : ce qui donne pour chaque réservoir tampon.

$$H = h + R = 4,5 \text{ m}$$

Le diamètre D de la cuve sera de :

$$D = \sqrt{\frac{4 * V_n}{\pi * H}} \quad (4.8)$$

$$D = \sqrt{\frac{4 * 1600}{\pi * 4.5}} = 21m$$

V_n : capacité normalisée du réservoir (m^3),

c-Le volume de réservoir tampon2

Le deuxième réservoir tampon relie la conduite de refoulement venant de la station de pompage 2et la conduite gravitaire qui alimente le réservoir de Bouharoun.

Avec un même raisonnement qu'auparavant, nous obtenons :

Pour un débit Q transité de $Q_{tr}=1518.73m^3/h$, et un temps de 2 heures, un volume de :

$$V = \frac{Q * t}{1} = 1518.73m^3$$

Nous optons à un réservoir de capacité chacun égale $2000 m^3$ situés à une altitude de 210m.

La hauteur totale du réservoir est fixée à $H = 6 + 0,5$ soit $H=6.5$ m, ce qui donne un diamètre de 20 m.

4.5.4-Bâches de reprise pour différentes stations de pompage

Pour toutes les stations de pompage, l'alimentation des pompes en eau se fait à partir d'une bache de reprise à surface libre. La bache de reprise se situe à un niveau plus élevé que celui de l'axe des pompes afin de se mettre à l'abri d'éventuels problèmes d'amorçage et de cavitation.

Le volume de la bache de reprise est déterminé selon la formule suivante :

$$V_{bache} = \frac{Q_{max,j} * T}{1} \quad (4.9)$$

Avec :

$Q_{max,j}$: débit maximal journalier total.

T : le temps de fonctionnement de la station de pompage ($T= 22h$)

t : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge ($t=0,25h$)

a - Dimensions de la bache de la station de pompage (SP1) :

La station de pompage (SP1) calée à une cote de terrain de 176m alimente le réservoir RT1 implanté à une cote de terrain de 301m Le débit entrant à la station de pompage (SP1) est de 74615.47m³/j.

Alors le volume de la bache de (SP1) est déterminé par la relation suivante:

$$V_{\text{bache}} = \frac{Q \times t}{3600} = 847,90 \text{ m}^3$$

Nous choisirons un volume normalisé de 850 m³.

En proposant une hauteur optimale de 5 m d'eau, nous obtenons une section choisie comme carré de coté 13 m.

b-Dimensions de la bache de la station de pompage (SP2) :

La station de pompage (SP2) calée à une cote de terrain de 174m alimente le réservoir tampon RT2 implanté à une cote de terrain de 210m. Le débit entrant à la station de pompage (SP2) est de 36449.42m³/j.

Le volume de la bache de reprise (SP2) ainsi déduit pour un temps de fonctionnement de 22 h sera :

$$V_{\text{bache}} = \frac{Q \times t}{3600} = 414,20 \text{ m}^3$$

Pour un volume normalisé de 450 m³.

De même pour une hauteur optimale totale prise égale à 5 m, nous obtenons une section carrée de coté 9,5 m.

4.6-Choix du nombre et de type de pompes

La station de pompage doit être équipée d'un nombre suffisant de pompes assurant le débit demandé tel que : $N = n_p + n_{ps}$

Avec :

N : nombre de pompes installées

n_{ps} : nombre de pompe de secours.

n_p : nombre de pompe de fonctionnement

Le nombre de pompes de secours varie suivant le nombre total des pompes installées.

Compte tenu des exigences d'exploitation, il est conseillé de projeter le minimum de groupes possible dans la station, ce qui rendra les dimensions de la station plus raisonnables et le fonctionnement des pompes se fait avec souplesse.

4.6.1- Critère de choix du type de pompe

Les pompes choisies doivent répondre aux conditions suivantes :

- être d'un poids minimum possible.
- présenter une forme peu encombrante.
- répondre aux normes de construction de la station de pompage la plus économique.
- la pompe choisie doit être de préférence de production nationale
- doit être facile à l'entretien.

4.6.2- Critère de choix du nombre de pompe

Le choix du nombre de pompes repose sur les critères suivants:

- Rechercher un investissement minimal du nombre de pompes sans perdre le point de vue la sécurité de fonctionnement.
- Assurer la hauteur et le débit calculé.
- Assurer le rendement maximal de la pompe.
- NPSH minimale.
- Puissance minimale.

a-Station de pompage1 (SP1 -Réservoir tampon1):

Pour le choix du type de pompe dans notre cas, nous utilisons le catalogue Pompe Monocellulaires (pompe à double flux) [2], il nous permet de déterminer les caractéristiques de différentes pompes en fonction du débit et de la hauteur manométrique voulue.

Nous avons besoin de refouler un débit total d'eau de 860 l/s sur une hauteur manométrique de 111.88m.

Tableau 4.4: Caractéristiques des pompes de la station de pompage1 en fonction de leur nombre

Nombre de pompe	$Q_{cal}(m^3/h)$	Hmt(m)	Pompe choisie	n (tr/mn)	$\eta(\%)$	P(KW)	$(NPSH)_r$ (m)
1	3109	111.88	/	/	/	/	/
2	1554.5	111.88	/	/	/	/	/
3	1036.3	111.88	/	/	/	/	/
5	622	111.88	MPE200N1	2960	79	250	10

Avec :

$N(\text{pompe})$: Nombre de pompes.

Q_{cal} : Le débit de la pompe.

H_{mt} : La hauteur manométrique totale de la pompe

n : Vitesse de rotation.

η : Le rendement de la pompe.

P : La puissance absorbée par la pompe.

$(\text{NPSH})_r$: C'est une donnée fournie par le constructeur de la pompe.

Résultats du choix de pompes

Vu les paramètres hydrauliques avantageux qu'elle présente nous optons pour cinq nombres de pompes. Il faut équiper la station par sept groupes électropompes à axe horizontal en parallèle (cinq fonctionnent et deux autres de secours).

Les groupes électropompes sont de séries MPE200N1 (pompes à double flux) sachant que chaque groupe refoule un débit de $622 \text{ m}^3/\text{h}$.(voir annexe 4)

b-Station de pompage2 (SP2 -Réservoir tampon2):

Pour le choix du type de pompe dans notre cas, nous utilisons le catalogue Pompe Monocellulaires (pompe à double flux) [2].

Nous avons besoin de refouler un débit total d'eaux de 420 l/s sur une hauteur de 25.73m

Tableau 4.5: Caractéristiques des pompes de la station de pompage2 en fonction de leur nombre

Nombre de pompe	$Q_{\text{cal}}(\text{m}^3/\text{h})$	$H_{\text{mt}}(\text{m})$	Pompe choisie	n (tr/mn)	$\eta(\%)$	$P(\text{KW})$	$(\text{NPSH})_r$ (m)
1	1512	25.73	MP 400N1	1450	81	142.5	4.8

Résultats de choix de pompes

Vu les paramètres hydrauliques avantageux qu'elle présente nous optons pour cinq nombres de pompes.

La pompe est de type MP400 N1 (pompes à double flux) sachant que la pompe refoule un débit de $1512 \text{ m}^3/\text{h}$.(voir annexe 4)

Il faut équiper la station par deux pompes monocellulaire à double flux (une fonctionnent et la deuxième est de secours).

4.7-conclusion

La détermination de la capacité des réservoirs d'alimentation nous permet de savoir s'il y a intérêt de projeter un réservoir ou non, néanmoins deux réservoirs tampons de capacité respectivement RT1 de volume 3200m^3 et RT2 de volume 2000m^3 devront être projetés afin d'assurer un écoulement gravitaire dans certaines parties de l'adduction et la projection de deux bâches d'aspiration dont la première est de volume de 850m^3 et la deuxième de volume de 450m^3 .

Vu la variation de la hauteur manométrique appelée et du débit demandé, les groupes électropompes des deux stations de pompage sont de caractéristiques hydro-électriques différentes.

Chapitre -5-

PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE
COUP DE BELIER

Chapitre -5-

PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER

5.1-Introduction

Les changements du régime d'écoulement d'un fluide contenu à l'intérieur d'une conduite entraînent souvent de brusques variations de pression. Ces écarts seront plus importants si le fluide est un liquide et si la modification du débit a été brutale. Par rapport au régime permanent, les pressions peuvent atteindre des valeurs excessives.

La protection contre le régime transitoire doit être effectuée pour les canalisations en contact avec la terre et fonctionnent en refoulement ou en charge à écoulement gravitaire, dans le cadre de ce chapitre, Nous allons étudier d'une manière succincte ce phénomène, son comportement physique, les risques qu'il présente, les moyens de protections et enfin un dimensionnement du réservoir d'air et l'application de la loi de manœuvre pour certains tronçons de notre réseau.

5.2-protection des conduites contre le coup de bélier

5.2.1-Définition

Le coup de bélier étant un cas particulier du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites entre deux régimes permanents.

On entend aussi sous le terme « coup de bélier » un écoulement non permanent du liquide accompagné de variations pratiquement sensibles de la pression qui peuvent devenir dangereuses pour la tuyauterie. Ces variations résultent d'une perturbation des conditions permanentes d'écoulement.

C'est le nom que nous le donnons à une onde de choc hydraulique, lorsqu'un liquide non compressible comme l'eau, est stoppé net dans une canalisation. Autrement dit, c'est l'arrêt brutal de la circulation de l'eau.

5.2.2- Les causes du coup de bélier

La perturbation du régime d'écoulement dans un système hydraulique en charge survient lorsqu'il y a modification des conditions aux limites. Il y a différentes conditions aux limites qui peuvent induire le phénomène transitoire, celles qui requièrent le plus souvent une analyse sont :

- L'ouverture ou la fermeture instantanée ou trop rapide, qu'elles soient accidentelles ou non d'une vanne de sectionnement dans des canalisations en charge.
- Démarrage ou arrêt de pompes.
- Action des pompes à fonctionnement cyclique.
- Action d'une pompe à vitesse variable.
- Disjonction des pompes à la suite d'une coupure d'électricité.
- Variation rapide du niveau d'eau dans le réservoir.
- Vague à l'intérieur d'un réservoir.

- Mise en service (remplissage) ou vidange d'un système d'A.E.P. (réseau de distribution ou ligne adduction)
- Présence de poches d'air dans une conduite.
- Déséquilibre du régulateur de vitesse des turbines.
- Changement de la demande de puissance des turbines.
- Vibration des roues des pompes.
- Vibration des accessoires déformable tels que les vannes.
- Instabilité du courant du au phénomène de vortex.

5.2.3-Amplitude des coups de bélier

L'amplitude maximale des coups de bélier, H , en absence de protection, est donnée par la formule d'Allievi (comptée à partir du niveau statique) : $\Delta h = c \times \Delta V_0 / g$

Avec c : célérité des ondes, ΔV_0 : variation de vitesse et Δh : surpression en mce.

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

La valeur maximale des coups de bélier est ainsi directement proportionnelle, d'une part à la variation de vitesse et d'autre part à la célérité des ondes (elles-mêmes dépendantes du type de matériaux de la conduite). Par ailleurs, plus la conduite est longue, plus celle-ci sera sensible au coup de bélier.

Dans le cas de manœuvre lente ($T > 2 L/c$), l'amplitude des coups de bélier est toujours proportionnelle à la variation de vitesse, mais inversement proportionnelle au temps de coupure du débit (ou au temps de manœuvre des équipements).

D'une manière générale, plus la vitesse d'écoulement est faible, moins important est le coup de bélier.

5.2.4- Les conséquences du coup de bélier [4]

Lorsque il se produit pour une raison ou pour une autre une variation temporelle et spatiale des caractéristiques hydrauliques, par accélération ou par décélération, d'un écoulement en régime permanent de liquide dans une conduite forcée, cela induirait un transfert d'énergie entre l'énergie cinétique et celle de pression (potentielle) pour chercher à atteindre un nouveau équilibre, en tenant compte des pertes d'énergies et sans enfreindre le principe de conservation de l'énergie, il se produit alors des actions néfastes qui peuvent causer des dégâts conséquents sur le système hydraulique, ces actions se résument en :

5.2.4.1- La surpression :

A l'issue de la fermeture brusque d'une vanne ou à la suite d'une dépression due à l'arrêt d'une pompe, il se produit la formation d'une onde de surpression qui se propage le long de la conduite. Cette surpression peut atteindre plusieurs fois la valeur de la pression en fonctionnement normal et provoquer la rupture de la canalisation (si la contrainte ainsi créée dépasse la contrainte admissible de la conduite), d'importants dégâts au niveau des raccords (déboîtement) ou encore la détérioration des accessoires (compteurs, manomètres...)

5.2.4.2- La dépression :

Le coup de bélier provoqué à la suite de l'arrêt d'une pompe ou de l'ouverture rapide d'une vanne, crée une onde de dépression qui se propage le long de la conduite en donnant des pressions nettement inférieures à la pression de la conduite, et si ces pressions venaient à prendre des valeurs inférieures à la pression atmosphérique (<1bar, le vide) en certaines sections (particulièrement les points hauts), il y aurait cavitation aux endroits correspondants. Ces poches d'air ainsi formées ne constituent pas un grave danger en elles mêmes pour les conduites. Généralement les tuyaux utilisés résistent bien au vide sauf cas exceptionnel, il y aurait alors un aplatissement de la conduite voire la rupture. Le vide créé posera problème en agissant sur l'étanchéité de la conduite, et ce en aspirant les joints et en détériorant le revêtement intérieur de cette dernière. Dans ce cas il y aurait risque d'entrée d'eau parasité qu'elle soit polluée ou non.

5.2.4.3- Fatigue de la canalisation

La succession de surpression et de dépression provoque la fatigue de la conduite (détérioration du matériau la constituant) ce qui donnerait naissance à des fissurations et par la suite tout simplement la rupture de la canalisation.

5.2.5-Analyse physique du phénomène

Considérons donc un système, analogue à une situation de refoulement, où l'eau coule à une vitesse V_0 pour alimenter un réservoir dont le niveau est gardé constant. Le phénomène peut être décrit en quatre phases.

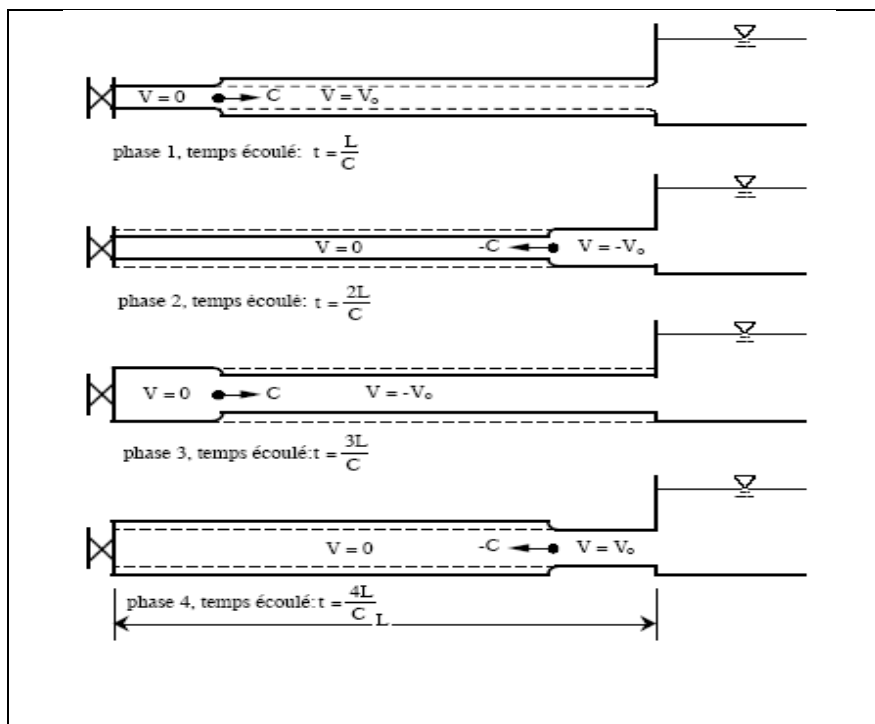


Figure 5.1 : étapes d'un cycle de variation de pression.

1) Au temps, $t = 0$, la vanne située à l'amont du système est fermée immédiatement et à proximité de la vanne, la vitesse d'écoulement s'annule, donc l'énergie cinétique fait de même et doit être compensée par un gain d'énergie potentielle, sous forme d'une dépression puisque le mouvement initial de l'eau a tendance à tirer sur la partie de la colonne d'eau qui est immobile. Cette énergie de dépression se traduit mécaniquement par une énergie de déformation qui tend à réduire le diamètre de la conduite. Ce phénomène se poursuit jusqu'à ce que toute la conduite soit mise en compression ce qui prend un temps égal au rapport de la longueur 'L', sur la célérité de l'onde de déformation 'C'

2) Lorsque l'onde de dépression atteint le réservoir. Celle-ci se dissipe puisqu'il règne à cet endroit une pression constante. A ce moment précis, plus rien ne retient la mise en compression de la conduite et elle commence à reprendre sa forme à proximité du réservoir. L'augmentation de volume ainsi créée. Entraîne le remplissage de la conduite à une vitesse équivalente à la vitesse initiale du fluide puisque la déformation initiale de la conduite est directement liée à cette dernière. Ce phénomène a la même durée que celle de l'étape précédente.

3) Au moment où toute la conduite a repris sa forme, la vitesse de l'eau doit s'annuler en frappant la vanne fermée. Encore une fois, on doit avoir transformation de l'énergie cinétique en énergie potentielle par contre, cette fois, l'énergie de pression est positive puisque l'inertie de l'eau tend à comprimer la partie immobile de la colonne d'eau. Cette surpression met en tension la conduite qui se dilate. La vitesse de l'onde de déformation 'c' étant constante, la durée de cette étape est identique à celle des précédentes.

4) Le surplus d'eau dû à l'augmentation du volume de la conduite commence à s'évacuer près du réservoir à une vitesse V_0 de façon à ce que la conduite reprenne son diamètre initial. A la fin de cette étape, toute la conduite aura retrouvé les conditions initiales et l'étape (1) pourra recommencer.

Ce cycle de période $T = 4L/c$ se répéterait indéfiniment, s'il n'y avait pas de frottement. Les effets du frottement agissent essentiellement sur l'amortissement de l'amplitude de la variation de pression. Le cas que nous venons d'étudier, est typique d'une installation de refoulement car il commence par une dépression à l'amont du système. Toutefois, un autre cas critique est à considérer, celui de la conduite forcée ou de l'adduction gravitaire. Dans cette configuration la manœuvre d'une vanne à l'aval du système 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.

5.2.6-Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier

En présence d'une station de pompage, il est plus difficile de contrôler l'ampleur du phénomène étant donné que l'arrêt des pompes peut se produire subitement, par suite d'une interruption du courant qui alimente les moteurs électriques.

Ils existent différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier :

- ballon hydropneumatique (cas d'une dépression en aval d'une station de pompage),
- soupape anti-bélier (cas d'une surpression à l'aspiration d'un sur presseur),
- volant d'inertie (cas d'une conduite de faible longueur),
- cheminée d'équilibre (cas de faible hauteur manométrique de refoulement),
- clapet d'aspiration auxiliaire (cas d'une bêche d'aspiration en charge sur la pompe),
- clapet en by-pass des pompes (cas d'un sur presseur notamment en irrigation),
- réservoir à régulation d'air automatique (cas d'un refoulement en assainissement),
- clapet d'entrée d'air (cas de faible hauteur géométrique en assainissement).

Une protection combinée avec plusieurs dispositifs peut permettre une optimisation des équipements.

Les dispositifs de protection sont spécifiques pour une sollicitation donnée, les plus courants sont :

5.2.6.1-Volant d'inertie

L'utilisation d'un volant d'inertie monté sur l'arbre du groupe électropompe peut permettre l'augmentation du temps d'arrêt. Economiquement, cette solution n'est viable que pour des conduites de refoulement de quelques centaines de mètres : de plus grandes conduites nécessiteraient des volants de taille exagérée ou impliqueraient des appels d'intensité de courant lors des phases de démarrage trop importants.

La deuxième famille de solutions se compose principalement de dispositifs tels que les cheminées d'équilibre et les réservoirs à air.

5.2.6.2-Réservoir à air comprimé

Un réservoir à air comprimé est un réservoir fermé dont la partie supérieure contient de l'air sous pression et la partie inférieure un certain volume d'eau. Ainsi, lors d'un arrêt des pompes (par exemple), le réservoir se décomprime et fournit de l'eau à la conduite, réduisant l'abaissement de pression dû au coup de bélier. Lorsque le sens de l'écoulement s'inverse, l'air du réservoir se comprime permettant ainsi de stocker un volume d'eau.

Remarque

Parmi tous ces antis béliers, nous avons remarqué que le réservoir d'air anti bélier est le meilleur, grâce à quelques avantages qu'il présente :

- Intervient dans la protection contre la dépression et la surpression.
- Simple à l'installer et facilement contrôlable.
- Choisi, pour les moyennes et grandes hauteurs de refoulement.

Les conduites de refoulements seront protégées par des réservoirs d'air anti bélier.

5.2.7- Principe de fonctionnement du réservoir anti-bélier

En fonctionnement normal la pression de la conduite s'équilibre avec celle de l'air dans le réservoir. A la fermeture brusque d'une vanne ou à l'occasion d'une disjonction électrique, il se crée alternativement une surpression et une dépression.

Au moment de dépression, la pression de l'air dans le réservoir chasse l'eau vers la conduite pour combler cette baisse de pression. Quand la vitesse devient nulle, l'onde revient en arrière, et la conduite reprend progressivement, par élasticité sa forme normale.

La première tranche arrêtée par le clapet, qui se trouve en principe fermé, sera comprimée par les tranches suivantes. Il se crée une surpression qui progresse du clapet vers le réservoir. Et le mouvement reprend encore.

Au moyen d'une tuyère (ou d'une diaphragme) disposé sur le tuyau de raccordement conduite- réservoir d'air, l'énergie de l'eau est dissipée par perte de charge et l'on obtient un amortissement par compression de l'air dans le réservoir.

En conséquence, il convient de bien dimensionné le réservoir d'air en fonction des caractéristiques hydraulique et technique de l'installation, tout en évitant les dépenses inutiles par un sur dimensionnement.

5.2.8-Règles diverses pour la protection contre le coup de bélier

5.2.8.1- Règles 1 : Pression minimale admissible

En présence d'eau potable ou d'eau destinée à la consommation humaine (avant traitement), aucune dépression de la conduite n'est admise. La pression intérieure de la conduite doit être supérieure à la pression extérieure (niveau maxi de la nappe ou des inondations). Dans le cas de l'assainissement, la dépression maximale admissible pour les conduites est de 5 mce (en absence d'indication du fournisseur de la conduite).

5.2.8.2- Règles 2 : Maintenance

La maintenance régulière des équipements de protection est indispensable. Lors d'une opération de maintenance sur un appareil de protection anti-bélier, la station de pompage n'est plus protégée, elle est alors indisponible. Un fonctionnement en mode dégradé de l'installation (à débit réduit) est souvent possible mais nécessite une étude préalable (cas des

relevages d'eaux usées avec arrivée permanente d'effluents). Dans certains cas, notamment en zone urbaine, les équipements de protection sont doublés ou dédoublés.

Des moyens de vidange des organes de protection sont à prévoir avec, en assainissement, la récupération des eaux usées.

5.2.8.3-Règles 3 : Positionnement des dispositifs de protection

Les dispositifs de protection doivent être au plus près de la conduite à protéger pour éviter tout retard lié au temps de réponse. Le raccordement sera conçu avec le minimum de perte de charge, les robinets d'isolement à passage intégral de type robinet-vanne seront à ce titre préféré aux robinets à papillon. L'accès et les moyens de levage (pour maintenance et/ou remplacement) sont à prévoir.

5.2.8.4-Règles 4 : Recommandations diverses

- Pour la fourniture d'eau potable, les matériaux constitutifs des dispositifs de protection doivent être conformes à la réglementation.
- Les équipements exposés au gel doivent comporter une protection spécifique.
- Les compresseurs d'air doivent refouler de l'air non pollué.
- Les temporisations de redémarrage des pompes suite à une disjonction doivent être adaptées au temps d'amortissement des régimes transitoires.
- Une prise de pression pour la vérification de l'efficacité de la protection est à prévoir.
- Dans le cas de l'installation d'un surpresseur en aval d'un disconnecteur, la conduite d'aspiration peut être soumise à une pression supérieure à la pression de l'alimentation en eau.

5.2.9- Calcul des réservoirs d'air

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air.

Comme méthode de calcul, on distingue :

Méthode de Vibert

La méthode de VIBERT donne de bons résultats pour les petites installations et risque de donner des volumes de réservoirs d'air, important dans le cas de grandes installations.

Méthode de Bergeron

La méthode de BERGERON est la plus répandue, elle donne de bons résultats que ça soit pour les petites ou pour les grandes installations.

5.2.9.1-Dimensionnement de réservoir d'air

Nous calculerons la célérité d'onde à l'aide de la formule améliorée par SALAH B pour les conduites enterrées :

$$c = \frac{1}{\frac{1}{K} + \frac{1}{E_m} \left(\frac{1-\nu_m}{a} + \frac{1-\nu_s}{e_m} \right)} \quad (5.1)$$

Avec :

K : Coefficient d'élasticité de l'eau ; $K = 2,07 \times 10^9$ Pascal

ρ : Masse volumique de l'eau ; $\rho = 1000$ kg / m³

E_m : module de Young du matériau de la conduite ; $E_m = 1 \times 10^{11}$ pour la fonte

E_s : module de Young du sol ; $E_s = 2 \times 10^8$ Pascal

ν_m : coefficient de poisson du matériau. $\nu_m = 0,3$ (fonte)

ν_s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite. $\nu_s = 0,33$

e_m : Epaisseur de la conduite (m). $e_m = 0,0135$ m pour la fonte (DN1000)

a : rayon intérieur de la conduite (m).

$$H + \frac{C \times V}{g} [m] \quad (5.2)$$

V_0 : vitesse moyenne de refoulement en (m/s).

g : l'accélération de la pesanteur (m/s²).

H_g : la hauteur géométrique (m).

La charge statique absolue:

$$Z_0 : H_g + 10 [m] \quad (5.3)$$

La charge maximale absolue:

$$Z = H + \frac{C \times V}{g} + 10 [m] \quad (5.4)$$

On a:

$$h = \frac{Z}{c} \Rightarrow \left. \begin{array}{l} \text{---} \\ \text{---} \\ \text{---} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{Z}{c}, \text{--- voir (Annexe 5)}$$

A partir de $\frac{Z}{c}$, L et S, on tire U_0 , donc :

$$U \times Z = U_0 \times Z \Rightarrow U = \frac{U_0}{Z}$$

Avec U_{max} est le volume du réservoir d'air en (m³).

Application :

Les données de base :

Les caractéristiques de la conduite de refoulement sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau 5.1: Les caractéristiques de la conduite de refoulement

Station de pompage	Type de matériau	D (mm)	S (m ²)	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
SP1	Fonte	1000	0.785	1.1	3760	105.82

Calcul de la célérité d'onde C :

Les résultats trouvés pour le calcul de la célérité d'onde 'c' sont regroupés dans le tableau suivant

Tableau 5.2: Calcul de célérité d'onde de la conduite de refoulement

Station de pompage	K (Pa)	P (kg/m ³)	a (m)	v _m	v _s	E _s (Pa)	E _m (Pa)	e _m (m)	C (m/s)
SP2	2,07×10 ⁹	1000	0,5	0,3	0,33	2×10 ⁸	1×10 ¹¹	0.0135	949.14

Calcul de la capacité de réservoir d'air :

Les résultats trouvés pour le calcul de volume de réservoir d'air sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau 5.3: Calcul de volume de réservoir d'air

Station de pompage	Z ₀ (m)	Z _{max} (m)	V ₀ (m/s)	g (m/s ²)	h ₀ (m)	$\frac{h}{\dots}$	$\frac{\dots}{\times}$	$\frac{\dots}{\dots}$	U ₀ (litres)	U _{max} (litres)
SP1	115.82	222.25	1,1	9,81	0.0617	5.32×10 ⁻⁴	3.5×10 ⁻³	0.59	10330.6	17609.49

5.2.9.2- Détails du réservoir d'air

L'encombrement du réservoir d'air auquel nous avons opté est donné dans la figure suivante.

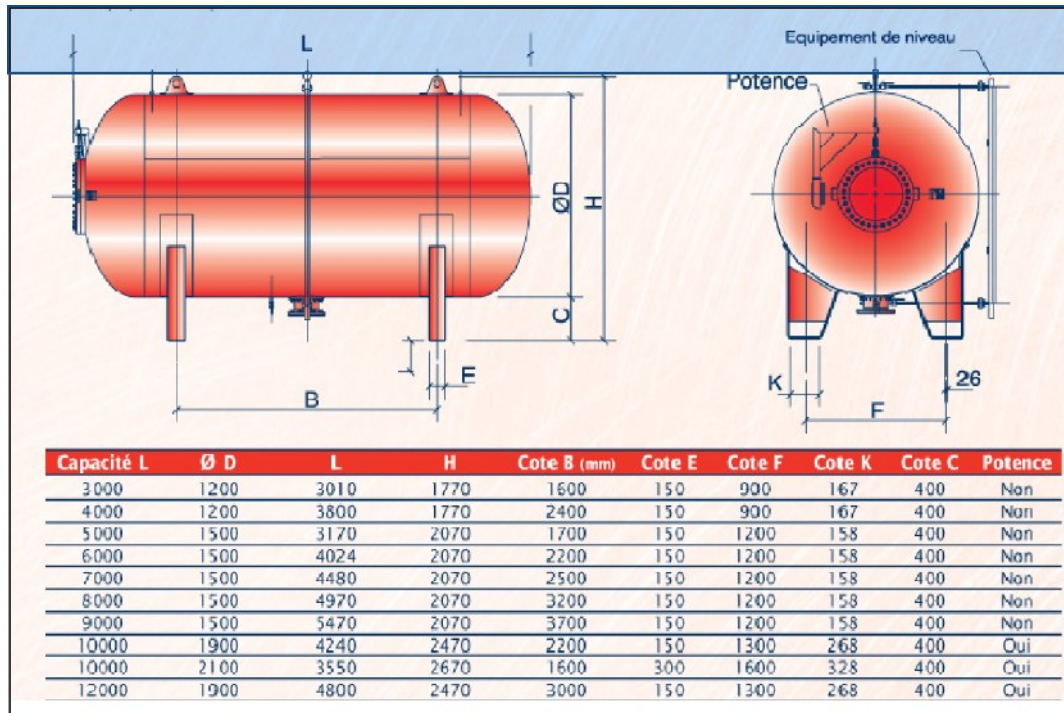


Figure 5.2: Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE

5.2.9.3- Caractéristiques finales du réservoir d'air

D'après la figure (5.2), divisons U_{max} par les volumes normalisés des réservoirs d'air existants dont les dimensions de réservoir d'air sont représentées dans le tableau 5.4 suivant :

Tableau 5.4: Les dimensions du réservoir d'air

$V_{normalisé}$ (litre)	D (mm)	L (mm)	H (mm)	B (mm)	E (mm)	F (mm)	K (mm)	C (mm)
12000	1900	4800	2470	3000	150	1300	268	400
6000	1500	4024	2070	2200	150	1200	158	400

5.2.9.4- Installation du réservoir d'air

Vu ses dimensions, le réservoir d'air sera installé à l'extérieur du bâtiment de la station de pompage afin de réduire l'encombrement à l'intérieur de la salle des machines et de gagner sur son génie civil.

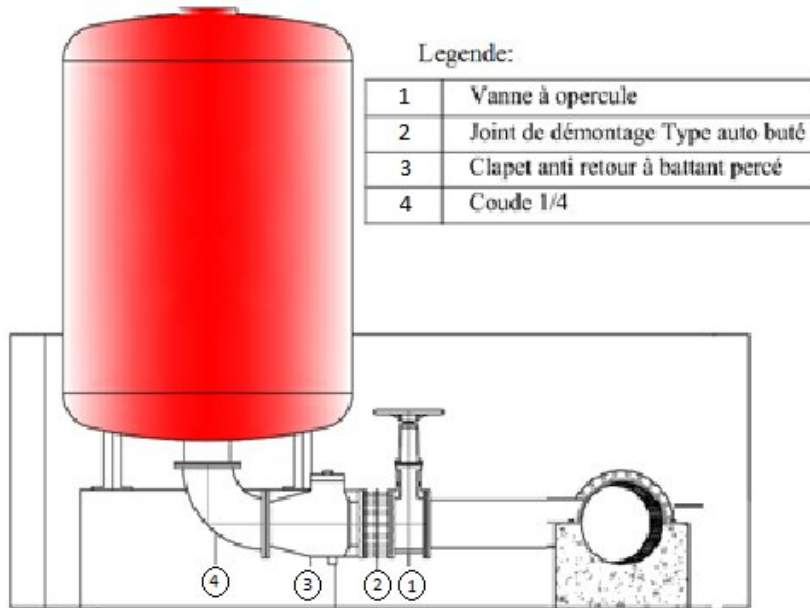


Figure 5.3: Schéma d'installation du réservoir d'air

Pour assurer la protection de la station de pompage contre le coup de bélier nous allons installer des réservoirs d'air selon le catalogue hydrofort CHARLATTE [3] à savoir :

SP1 : 1 réservoir d'air de capacité 12000 litres,

1 réservoir d'air de capacité 6000 litres.

Les deux réservoirs d'air sont placés l'un à coté de l'autre au pré de la station de pompage.

5.2.10-Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier

Tout comme les conduites en refoulement, les conduites gravitaires sont elles aussi menacées par les effets néfastes du coup de bélier. La compression de l'eau est transmise à la conduite et le coup de bélier est né. La conduite se dilate et le phénomène transitoire se propage instantanément sur toute la conduite via une onde de célérité c et alors cette déformation se propage à l'amont de la conduite constituant un danger pour la conduite.

Pour la protection de la conduite gravitaire contre le phénomène du coup de bélier, la seule protection consiste en l'étude de la loi de fermeture de la vanne sur cette conduite.

Nous allons calculer les pressions en proximité de la vanne au cours la première seconde.

Application

Tableau 5.5: Les caractéristiques de la conduite gravitaire

conduite	D(mm)	e (mm)	L(m)	V_0 (m/s)	h_0 (m)	T_c (seconde)
RT30000m ³ -P 1	700	10.8	234	3.2	36	02

Le calcul

-La célérité d'onde de surpression est :

$$= \frac{\dots}{\dots} = 987,22 \text{m/s}$$

L'onde réfléchit atteint la vanne au bout d'une durée de temps :

$$= \text{---}(5.5)$$

$$A.N = \frac{*}{.} = 0.5 \text{ secondes}$$

Avec la valeur de c nous déterminons :

$$\frac{\Delta}{\text{---}} = \text{---} \times \frac{\Delta}{\text{---}}(5.6)$$

$$A.N \frac{\Delta}{\text{---}} = \frac{. * .}{. *} \times \frac{\Delta}{\text{---}}$$

$$\frac{\Delta h}{h_0} = 8.9452 \times \frac{\Delta v}{\text{---}}$$

-Nous admettons que la vanne reste immobile et entièrement ouverte pendant 0.2secondes et qu'à la fin de cette fraction de temps elle prend brusquement la position de $\Delta_v / \Delta_{v0} = 0.85$

$$\text{Pour } t/t_c = 0.2 \text{ on a en appel de } \frac{\Delta}{\text{---}} = \frac{\Delta}{\Delta} \left(\frac{\Delta}{\Delta} \right)^{1/2} (5.7)$$

$$\frac{\Delta}{\text{---}} = 0.85 \left(\frac{\Delta}{\text{---}} \right)^{1/2}$$

En éliminant $\Delta h/h_0$, entre (5.6) et (5.7), on obtient une équation de seconde degré dont on tire :

$$\frac{\Delta}{\text{---}} = 0.0332 \frac{\Delta}{\text{---}} = 0.2972$$

Ces valeurs sont inscrites dans les rubriques y correspondantes du tableau 5.6 et permettent de calculer les valeurs y correspondantes de V/V_0 et de h/h_0

Pour t/t_c l'équation (5.7) devient :

$$0.9681 - \frac{\Delta}{\text{---}} = 0.60 \left(0.2976 + \frac{\Delta}{\text{---}} \right)^{1/2}$$

Soit, en éliminant $\Delta V / V_0$ entre cette dernière équation et (5.6) :

$$0.9681 - \frac{\Delta}{\text{---}} = 0.60 \left(0.2976 + \frac{\Delta}{\text{---}} \right)^{1/2}$$

Le tableau se complète suivant le procédé ci-dessus exposé jusqu'à l'instant $t = t_c = 0.5$ secondes

Ou la vanne achève son mouvement de fermeture. L'accroissement $\Delta h/h_0$, correspondant à cette dernière étape de fermeture est celui qui est nécessaire à ce que le dernier résidu de vitesse se résidu à zéro, soit :

$$\Delta h/h_0 = 8.9452 * 0.2000 = 1.7890$$

Pour $t/t_c = 1.2$ l'onde de pression engendrée à l'instant $t/t_c = 0.2$ réfléchi par l'extrémité amont de la conduite atteint la vanne en y occasionnant un décroissement de la hauteur piézométrique :

$$-2\Delta h/h_0 = -0.5944$$

D'une manière analogue pour $t/t_c = 1.4$ ce décroissement sera ect... les dites ondes réfléchies continuent à réduire la hauteur piézométrique jusqu'à $h/h_0 = 0$ pour $t/t_c = 2$ Les résultats de calcul sont rapportés au tableau suivant

Tableau 5.6: tableau récapitulatif des calculs concernant la fermeture de la vanne

T	t/t_c	A_v/ A_{v0}	$\Delta v/ v_0$	$\Delta h/ h_0$	v/ v_0	h/ h_0	P(bar)
0,0	0,0	1,0	0,0000	0,0000	1,0000	1,0000	3,5316
0,1	0,2	0,85	0,0332	0,2972	0,9681	1,2972	4,5812
0,2	0,4	0,60	0,0950	0,8498	0,8792	2,1470	7,5823
0,3	0,6	0,35	0,1878	1,6800	0,6847	3,8270	13,5154
0,4	0,8	0,10	0,4092	3,6606	0,2736	7,4876	26,4432
0,5	1,0	0,00	0,2000	1,7890	0,0000	9,2766	32,7612
0,6	1,2	0,00	0,0000	-0,5944	0,0000	8,6822	30,6621
0,7	1,4	0,00	0,0000	-1,6996	0,0000	6,9826	24,6598
0,8	1,6	0,00	0,0000	-3,3600	0,0000	3,6226	12,7935
0,9	1,8	0,00	0,0000	-7,3212	0,0000	-3,6986	-13,0619
1,0	2,0	0,00	0,0000	-3,5780	0,0000	-7,2766	-25,6980

Le graphe représenté dans la figure 5.4 montre l'application de la loi de manœuvre (fermeture de la vanne)

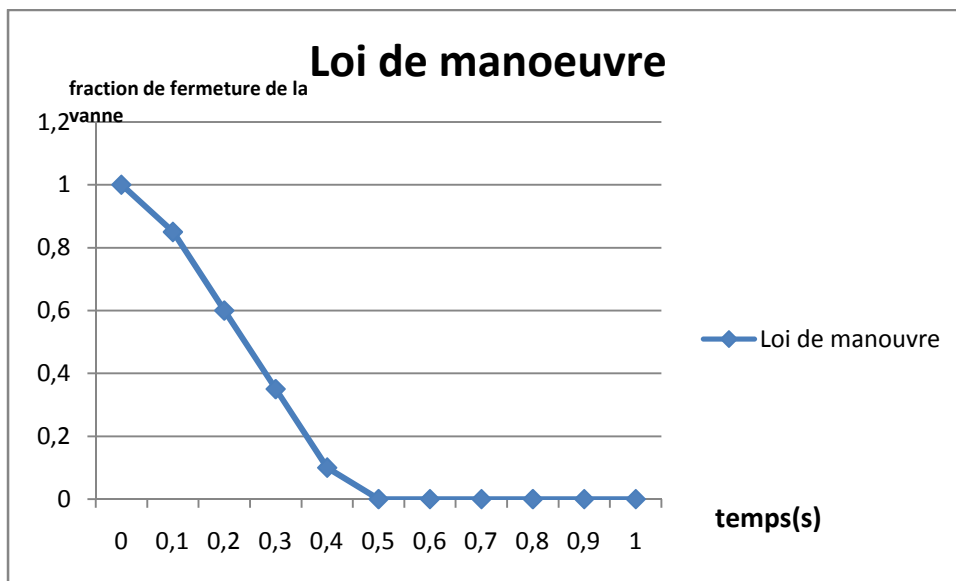


Figure 5.4: graphe représentant la loi de manoeuvre (fermeture de la vanne)

Fermeture lente d'une vanne

Lorsque la durée de la fermeture est longue que $t_r = 2L/c$ les ondes réfléchies peuvent retourner à la vanne avant que celle-ci, soit complètement fermée et y réduire l'accroissement de la pression.

5.3-Conclusion

A travers ce chapitre nous avons vu comment évoluer un régime transitoire après une rupture d'une pompe, ainsi que la description physique du phénomène du coup de bélier et en fin nous avons vu comment calculer la surpression dans une conduite mixte dont :

- dimensionner le réservoir d'air par la méthode de Vibert dans une conduite de refoulement.
- utiliser la loi de manœuvre dans une conduite gravitaire.

Nous avons choisi la méthode de Vibert pour les raisons suivantes :

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

Chapitre -6-

POSE DE CANALISATION ET ACCESSOIRES
DU RESEAU D'ADDUCTIONS

Chapitre –6 - POSE DE CANALISATION ET ACCESSOIRES

DU RESEAU D'ADDUCTIONS

Chapitre –6 –

POSE DE CANALISATION ET ACCESSOIRES

DU RESEAU D'ADDUCTIONS

6.1- Introduction

La pose de canalisation représente une étape très importante pour la stabilité de celle-ci qui devra s'abriter pendant des années. Selon le tracé choisi qui suit l'itinéraire de tracé déjà existant puisqu'il s'agit d'un renforcement et, dans le but de sécuriser le système (avarie), nous allons prendre en considération tous les cas qui pourront se présenter dans notre projet afin d'éclairer à l'entreprise tous les obstacles qui risquent d'être confrontés pour mieux les gérer par la suite. Le sol est en général ordinaire et ne nécessite pas de gros œuvres malgré l'existence des pentes et des contre pentes plus ou moins importantes.

6.2- Pose des canalisations

6.2.1- Le Principe de pose des canalisations

La manutention des tuyaux de toute espèce doit se faire avec les plus grandes précautions.

Les tuyaux sont posés directement sur le sol ou dans le fond des tranchées, il convient d'éviter de les rouler sur les pierres ou en sol rocheux, sans avoir constitué au préalable, des chemins de roulement.

Tout tuyau qu'aurait subi une fausse manœuvre doit être considéré comme suspect et ne peut être posé qu'avec une nouvelle vérification.

Au moment de leur mise en place, les tuyaux de toute espèce sont examinés (présence de fissures) et soigneusement débarrassés de tous corps étrangers qui pourraient y avoir été introduits.

Les tuyaux sont présentés bien dans le prolongement les uns des autres en facilitant leur alignement au moyen de cales provisoires qui sont également disposées aux changements de direction. Ces cales sont constituées à l'aide de mottes de terre bien tassées ou de coins en bois. Le calage provisoire au moyen de pierres est rigoureusement interdit

La profondeur de la tranchée sera suffisante pour obtenir la couverture minimum exigée. En terrain meuble, les tuyaux seront posés directement sur le fond de la tranchée soigneusement préparé. En terrain dur, les tuyaux seront posés sur un lit de pose de matériaux (sable).

DU RESEAU D'ADDUCTIONS

6.2.2- Pose de canalisation en pente

La zone d'étude représente un terrain accidenté suivant certains tronçons du tracé de l'adduction de renforcement par exemple du réservoir tampon1 au piquage 3. Au-delà d'une certaine pente, les frottements entre la canalisation et les terres sont insuffisants pour maintenir la conduite. Il convient alors d'équilibrer la composante axiale de gravité par l'utilisation de butées d'ancrage ou de joints verrouillés, les deux techniques pouvant être associées.

Par simplification, nous retiendrons qu'il convient d'ancrer une conduite lorsque la déclivité dépasse :

- 20 % pour une conduite aérienne,
- 25 % pour une conduite enterrée.

La pose en pente d'une canalisation en fonte ductile peut être faite de deux façons :

- en réalisant des massifs en béton pour chaque tuyau,
- en réalisant un massif en béton en tête de tronçon verrouillé.

6.2.3- Traversée de la voie express

Au niveau de la traversée de la voie express avant d'arriver au réservoir de Bouharoun, la conduite est en fonte ductile protégée dans un fourreau en béton armé, repose sur un lit de sable de 30cm, de part et d'autre de la traversée un regard pour le raccordement des conduites est projeté.

6.2.4-Cas d'un terrain agressif

Notre adduction de renforcement passe par des terrains agressifs puisque notre zone d'étude est côtière. Et c'est pour ça nous devons protéger notre adduction qui est en fonte ductile.

La protection des conduites enterrées en fonte, contre les phénomènes de corrosion, est à réaliser par une manche en film de polyéthylène lorsqu'il y a présence de sulfures, de sulfates ou de chlorures.

La manche en polyéthylène d'une certaine ampleur drape la canalisation et doit la plaquer au maximum. La totalité du pli, dont l'extrémité est toujours dirigée vers le bas, se situe dans la partie supérieure de la canalisation. La manche est maintenue par des bandes adhésives ou des colliers souples à agrafage automatique à raison de 4 par tuyau. Les manches successives sont posées avec un recouvrement minimal de 0,30m.

6.2.5- Essais de pression et d'étanchéité d'adduction

Toute conduite à écoulement en charge subit des essais de pression et en conséquence d'étanchéité .le principe est le même pour les adductions en charge par refoulement ou en gravitaire, néanmoins les normes de pression diffèrent. En refoulement, la pression d'essai est de l'ordre de 1.8 fois la pression de service et de 1,5 fois la pression en cas gravitaire.

DU RESEAU D'ADDUCTIONS

Mode opératoire :

La conduite, soit en refoulement ou en gravitaire, est sectionnée en tronçons d'une longueur environ de 100 m par les robinets de sectionnement dotés de by pass et vidange (voir accessoires). Le remplissage en eau se fait progressivement (1/10 du débit de fonctionnement) pour chaque tronçon isolé à ses deux extrémités par les robinets jusqu'à atteindre la pression voulue en fonction des cas. Pour la bonne étanchéité, nous attendons environ 30 mn, la variation de la pression ne doit pas dépasser 0,1 bar. Nous devons vérifier l'étanchéité au niveau des joints surtout.

6.2.6- La mise en eau des adductions

La mise en eau doit se faire tronçon par tronçon avec un débit fractionné (1/10) de façon progressive. Cette technique permet de protéger les appareils accessoires contre les chocs provoqués par l'eau (surtout les ventouses). Une fois le tronçon rempli, nous passons au remplissage du 2^{ème} tronçon en série à travers le by-pass reliant les deux tronçons en court-circuitant le robinet vanne qui reste fermé. et Ainsi de suite.

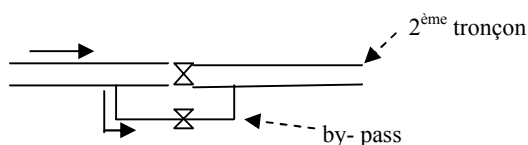


Figure 6.1 : schéma représentant la mise en eau

La gestion des équipements d'approvisionnement en eau potable doit être déléguée à un concessionnaire responsable du fonctionnement, de l'entretien courant et préventif, de la maintenance, du renouvellement, de la gestion technique et de la gestion financière.

6.3-Accessoires

Les accessoires sont comme suit :

6.3.1- Vannes de sectionnement

Elles sont nécessaires pour l'exploitation du système de transfert et permettent d'en isoler une partie pour l'intervention sans arrêter totalement l'alimentation.

Il est prévu d'installer des vannes de sectionnement intermédiaires tous les 200 à 300 m du fait des diamètres importants.

Pour des raisons d'exploitation et de facilité de la fermeture, les vannes de diamètre supérieur ou égal à 250mm seront associées à un by-pass pour permettre la remise en eau progressive qui sera placée le long de l'adduction de renforcement puisque elle représente des diamètres importants.

Elles permettent également de maîtriser les écoulements dans le réseau, donc de mieux gérer celui-ci. Il existe plusieurs types de vannes qui satisfont à des besoins variés. :

DU RESEAU D'ADDUCTIONS

- *Les vannes d'isolement* : permettent d'isoler certains tronçons que nous voulons inspecter, réparer ou entretenir. Nous distinguons deux types : les robinets à papillon pour les conduites de gros diamètres et les robinets-vannes pour les conduites de petits diamètres. Nous allons les placer au niveau de chaque départ du tronçon de l'adduction d'eau potable.

- *Les vannes à clapets de non-retour* : permettent de diriger l'écoulement dans un seul sens. Elles sont installées sur les conduites de refoulement.

Remarque :

Dans notre cas, nous prévoyons d'installer:

-Les vannes à clapets de non-retour à la sortie de chaque pompe, sur chaque conduite d'arrivée des réservoirs, sur la conduite d'aspiration de chaque pompe.

-Les vannes d'isolement de type papillon sur chaque conduite de départ du réservoir pour éviter sa vidange accidentelle.

6.3.2-Robinet à flotteur

Situé à l'extrémité de la conduite d'arrivée dans les réservoirs. Il permet d'arrêter ou d'activer leur alimentation. La commande est transmise par flotteur ou par la pression hydrostatique entre le réservoir et la station de pompage

Il sert à régler la tranche d'eau sur laquelle nous voulons travailler.

Remarque :

Pour notre cas, nous prévoyons des robinets à flotteur dans :

-La bêche d'aspiration de la station de pompage.

-L'alimentation des réservoirs.

6.3.3- Ventouses

Ce sont des appareils de dégazage mis en place aux points hauts de la canalisation et servant à l'évacuation de l'air occlus. L'air, compressible, est le pire ennemi des installations. Les bouchons d'air se compriment et décompressent créant des pressions qui varient sans cesse. Les sous-pressions sont souvent plus dévastatrices que les surpressions. Si l'on ne prévoit pas d'entrée d'air lorsque l'on vide les tuyaux, cela engendre un phénomène qui engendre des déformations et dégradations importantes des tuyaux. Nous injectons donc de l'air par les ventouses dans notre cas:

a)à tous les points les plus hauts

b) à tous les points hauts intermédiaires

c) sur des grandes longueurs en montée ou descente (Installation tout les 800m)

d) après les pompes

DU RESEAU D'ADDUCTIONS

6.3.4-Vidange

Les vidanges ont pour fonction d'évacuer l'eau à partir de la conduite lors de l'entretien ou en cas de problème, elles sont prévues:

-A tous points bas du profil de la conduite.

-D'un coté ou de part et d'autre des vannes de sectionnement, la ou la fermeture de celles-ci crée un point bas.

Remarque :

Etant donné que la station de pompage est située dans le même site un réseau de protection contre l'incendie peut être projeté.

6.3.5- By-pass

Le by-pass est utilisé pour :

-Faciliter la manœuvre de la vanne à fermeture lente.

-Remplir à débit réduit, la conduite avant sa mise en service.

-Relier la conduite d'arrivée à la conduite de départ du réservoir.

Dans notre cas, les by-pass sont placés parallèlement aux vannes de sectionnement se trouvant le long de la conduite gravitaire et de refoulement pour remplir les deux premiers rôles, et à l'intérieur de la chambre de vannes pour remplir le troisième rôle

6.3.6- Moyens anti-bélier

Les différents moyens de protection anti-bélier sont principalement :

Les réservoirs d'air : ils protègent les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions, il est le meilleur remède contre le coup de bélier.

Remarque :

Dans notre projet, la protection contre le coup de bélier est détaillée dans le chapitre5.

6.3.7-Crépines

La crépine évite l'entrée des corps solides dans la pompe, elle est constituée par un cylindre perforé qui refuse le passage à des objets.

Il est à noter qu'une crépine doit toujours être entièrement immergée pour éviter les rentrées d'air (une marge suffisante doit être prévue pour le vortex) et éloignée d'environ 0,5m du fond du puisard.

6.3.8-Déversoirs de trop plein

Dans certains cas lorsque le débit d'apport est important, nous avons intérêt à transformer l'extrémité supérieure de la conduite de trop plein en forme d'entonnoir dimensionné et Ça se trouve au niveau des conduites de trop plain des réservoirs tampons RT1 et RT2 alimentées respectivement par la station de pompage 1et la station de pompage 2.

DU RESEAU D'ADDUCTIONS

6.3.9- Joints de raccordement

Les tuyaux sont assemblés par des joints non verrouillés, verrouillés ou à brides. Les joints verrouillés permettent une auto butée des canalisations, évitant des massifs en béton lourds, encombrants et longs à réaliser. Les joints les plus couramment utilisés sont:

- le joint express (verrouillé ou non),
- le joint standard (verrouillé ou non),
- les joints automatiques verrouillés,
- le joint à brides (fixe ou orientable).

Les joints modernes sont verrouillés grâce à des bagues de joint en élastomère comportant des inserts métalliques. De même, le joint proprement dit, qui se place entre les brides, est actuellement en élastomère garni d'inserts métalliques pour éviter le fluage à la compression lors du serrage.

Selon les diamètres et les types de joints, une certaine déviation est admise à la pose variant de 1 à 5°.

6.3.10-Organes de mesure

a-Mesure de débit :

Les différents dispositifs de mesure sont :

- Le diaphragme
- Le venturi
- La tuyère

La pression différentielle est convertie en débit volumique, à l'aide de coefficients de conversion, selon le type de débitmètre manométrique utilisé et le diamètre de la conduite.

b-Mesure de pression :

Les appareils utilisés pour la mesure de pression sont :

Manomètres à aiguilles

Dans les manomètres à aiguille, le mouvement est transmis à l'aiguille soit par un secteur denté soit par un levier soit par une membrane. L'avantage de cette transmission est la facilité d'étalonnage et son inconvénient réside dans usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des vibrations.

Manomètres à soufflet

Ce sont des manomètres dont l'organe actif est un élément élastique en forme de soufflet. Sous l'effet de la pression, le soufflet se déforme dans la direction axiale. Les manomètres à soufflet présentent l'avantage d'éliminer le danger de gel et leur inconvénient réside dans leur sensibilité aux vibrations et au sur-chauffage.

DU RESEAU D'ADDUCTIONS

6.3.11-Organes de raccordement

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

- La déviation d'une partie d'écoulement,
- L'introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire ou son soutirage,
- Le changement de diamètre de la conduite,
- Le montage et le démontage des accessoires,
- Le changement de direction de la conduite.

a- Coudes

Les coudes sont des accessoires utiles surtout pour les réseaux maillé et ramifié, lorsque la conduite change de direction. Généralement, les coudes sont maintenus par des massifs de butées, convenablement dimensionnés.

Nous distinguons des coudes à deux emboîtements ou bien à emboîtements et à bout lisse ; les deux types de coude se présentent avec un angle α de : $\frac{1}{4}$ (90°), $\frac{1}{8}$ (45°), $\frac{1}{16}$ ($22^\circ 30'$), $\frac{1}{32}$ ($11^\circ 15'$).

b- Cônes

Les cônes sont utilisés pour relier deux conduites de diamètres différents comme on les rencontre aussi à l'entrée et à la sortie des pompes. On distingue :

- Les cônes à deux emboîtements,
- Les cônes à deux brides,
- Les cônes à emboîtement et bride.

c-Tés

Les tés sont utilisés dans le but de soutirer un débit d'une canalisation ou d'ajouter un débit complémentaire. Ils sont rencontrés au niveau des réseaux maillés, ramifiés et des canalisations d'adduction en cas de piquage.

Les tés se présentent soit à trois emboîtements, soit à deux emboîtements et brides.

d-Joints de démontage

En pratique, nous rencontrons des manchons à bouts lisses des deux extrémités, à deux emboîtements, à emboîtement et bout lisse, à deux brides, à bride et bout lisse, à emboîtement et bride, nous les rencontrons surtout au niveau des montages des appareils accessoires (vannes, clapet...) et au niveau de certains joints.

6.4-Conclusion

Dans ce chapitre deux étapes ont été abordées, la pose de canalisation et l'emplacement des accessoires. Le tracé des adductions choisi techniquement nous a permis d'avoir une pose de canalisation avec moins de contraintes et d'obstacles et également moins de surprofondeurs. Afin de faciliter l'accès et la gestion de ces adductions, le tracé retenu est en bordure des chemins et routes. Les accessoires énumérés dans ce chapitre sont nécessairement utiles pour le bon fonctionnement de ces adductions. Ils contribuent à leur bonne gestion et la sécurité du système vu que les diamètres et les débits sont importants. Néanmoins ces appareils accessoires exigent une fréquence d'entretien adéquate en fonction de la qualité de l'eau véhiculé et les pressions engendrées.

Chapitre -7-

ORGANISATION DE CHANTIER,
PROTECTION ET SECURITE DU TRAVAIL

Chapitre -7- ORGANISATION DE CHANTIER,
PROTECTION ET SECURITE DU TRAVAIL

Chapitre -7-

ORGANISATION DE CHANTIER,
PROTECTION ET SECURITE DU TRAVAIL

Introduction

L'objet fondamental de ce chapitre, est d'apporter une contribution à l'organisation des travaux, qualifiant les choix des engins et de successions des tâches qui influent sur le coût du projet et son délai d'exécution et envisager la protection et sécurité du travail a une importance non négligeable tant du point de vue économique que social. Au cours des dix dernières années, le nombre des accidents du travail dus au matériel et engins de terrassement a été réduit de moitié

7.1-Organisation de chantier

7.1.1- Introduction

L'organisation de chantier représente une étape très importante dont elle est caractérisée par les étapes suivantes :

7.1.2- Excavation des tranchées

Cette opération se divise en deux étapes

7.1.2.1- Enlèvement de la couche végétale

Pour la réalisation de cette opération, nous optons pour un bulldozer ou un angledozer.

7.1.2.2-Le déblai

Selon les caractéristiques du terrain, le déblai sera réalisé mécaniquement. La profondeur minimale de la tranchée à excaver doit atteindre 1 m pour les raisons suivantes :

-Pour garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.

-Pour protéger la canalisation contre le gel.

La largeur de la tranchée doit être grande pour qu'un homme puisse travailler sans difficulté et elle augmente avec les diamètres des conduites à mettre en place.

L'excavation des tranchées s'effectue par tronçon successif en commençant par les points hauts pour assurer s'il y a 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 »

Chapitre -7- ORGANISATION DE CHANTIER,
PROTECTION ET SECURITE DU TRAVAIL

Pour la réalisation de cette opération, nous optons pour une pelle mécanique.

a-La profondeur de la tranchée

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite.

Elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr}=D+h+h_1 \quad (7.1)$$

Avec :

H_{tr} : profondeur de la tranchée (m).

D : diamètre de la conduite (m).

h : hauteur de la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol.

Nous prenons : $h=1$ m.

h_1 : épaisseur du lit de pose de sable $h_1 = 0,15$ m.

D'où :

$$H_{tr} = 1,15 + D \quad (7.2)$$

b- Largeur de la tranchée

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite .nous laissons 30 cm d'espace de chaque côté de la conduite.

$$b = D + 0,6 \text{ m} \quad (7.3)$$

c- Volume à excaver

$$V_D=S_t.L = (b.H_{tr}).L \quad (7.4)$$

Avec :

V_D : Volume du déblai (m^3)

S_t : La section de tranchée (m^2).

L : La longueur de tranchée (m).

Chapitre -7- ORGANISATION DE CHANTIER,
PROTECTION ET SECURITE DU TRAVAIL

Les calculs des déblais sont récapitulés dans le tableau 7.1 suivant

Tableau 7.1: calcul du volume du déblai

D (mm)	L (m)	b (m)	H _{tr} (m)	S _t (m ²)	V _D (m ³)
300	50	0,9	1,45	1,31	65,25
300	50	0,9	1,45	1,31	65,25
700	234	1,3	1,85	2,41	562,77
250	1572	0,85	1,4	1,19	1870,68
700	1030	1,3	1,85	2,41	2477,15
800	1934	1,4	1,95	2,73	5279,82
500	287	1,1	1,65	1,82	520,91
400	234	1	1,55	1,55	362,70
500	2000	1,1	1,65	1,82	3630,00
500	2000	1,1	1,65	1,82	3630,00
150	23	0,75	1,3	0,98	22,43
150	23	0,75	1,3	0,98	22,43
200	34	0,8	1,35	1,08	36,72
200	34	0,8	1,35	1,08	36,72
800	1026	1,4	1,95	2,73	2800,98
900	1117	1,5	2,05	3,08	3434,78
600	164	1,2	1,75	2,10	344,40
600	2014	1,2	1,75	2,10	4229,40
150	37,6	0,75	1,3	0,98	36,66
400	947	1	1,55	1,55	1467,85
1000	3760	1,6	2,15	3,44	12934,40
700	1834	1,3	1,85	2,41	4410,77
Volume total					48242,05

D'après ce tableau, le volume total du déblai est de 48242,05 m³.

d-Détermination de la capacité du godet

A travers ce volume calculé, nous déterminons la capacité du godet pour notre pelle.

Tableau 7.2 : Capacité du godet en fonction du volume de terrassement

volume du terrassement par une pelle (m ³)	≤10000	≥10000	>20000	>100000
capacité du godet (m3)	0.25-0.35	0.5-0.65	1-1.25	1.5

Chapitre -7- ORGANISATION DE CHANTIER,
PROTECTION ET SECURITE DU TRAVAIL

Comme le volume total est supérieur à 100000 m^3 , nous optons pour une pelle avec une capacité du gobet égale à 1.5 m^3 .

e- Rendement d'exploitation de la pelle choisie

Le rendement de la pelle est donné par la relation :

$$R_p = \frac{3600 \times q \times K_R \times K_t}{T_c \times K_f} \quad (\text{m}^3/\text{h})$$

Avec :

q : capacité du gobet 1.5 m^3 .

K_R : coefficient de remplissage du gobet $K_R = 0,8 - 0,9$, nous prenons $K_R = 0,8$

K_t : coefficient d'utilisation du temps dépend de la nature du sol et de l'habilité du Conducteur: $K_t = 0,7 - 0,9$ 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 gobet $T_c = (15-30) \text{ s}$, nous prenons $T_c = 20 \text{ s}$.

$$\text{AN : } R_p = \frac{3600 \times 1.5 \times 0,8 \times 0,8}{20 \times 1,2} = 144 \text{ m}^3 / \text{h}$$

Si nous prenons une durée de travail de 8 heures par jour $R_p = 1152 \text{ m}^3/\text{j}$.

7.1.3- Le volume des remblais

Le volume des remblais est : $V_R = S_R \cdot L$ (7.5)

La surface de remblai est : $S_R = S_D - S_c - S_s$ (7.6)

Avec :

S_D : surface du déblai (m^2)

S_c : surface de la conduite (m^2)

S_s : surface du lit de sable (m^2).

Chapitre -7- ORGANISATION DE CHANTIER,
PROTECTION ET SECURITE DU TRAVAIL

Les calculs du volume de remblai sont récapitulés dans le tableau 7.3 suivant

Tableau 7.3: calcul du volume du remblai.

D (mm)	L (m)	S _c (m ²)	S _s (m ²)	S _D (m ²)	S _R (m ²)	V _R (m ³)
300	50	0,07	0,14	1,31	1,10	54,97
300	50	0,07	0,14	1,31	1,10	54,97
700	234	0,38	0,20	2,41	1,83	427,13
250	1572	0,05	0,13	1,19	1,01	1593,12
700	1030	0,38	0,20	2,41	1,83	1880,11
800	1934	0,50	0,21	2,73	2,02	3902,04
500	287	0,20	0,17	1,82	1,45	417,23
400	234	0,13	0,15	1,55	1,27	298,21
500	2000	0,20	0,17	1,82	1,45	2907,50
500	2000	0,20	0,17	1,82	1,45	2907,50
150	23	0,02	0,11	0,98	0,84	19,43
150	23	0,02	0,11	0,98	0,84	19,43
200	34	0,03	0,12	1,08	0,93	31,57
200	34	0,03	0,12	1,08	0,93	31,57
800	1026	0,50	0,21	2,73	2,02	2070,06
900	1117	0,64	0,23	3,08	2,21	2473,21
600	164	0,28	0,18	2,10	1,64	268,53
600	2014	0,28	0,18	2,10	1,64	3297,72
150	37,6	0,02	0,11	0,98	0,84	31,77
400	947	0,13	0,15	1,55	1,27	1206,86
1000	3760	0,79	0,24	3,44	2,42	9080,40
700	1834	0,38	0,20	2,41	1,83	3347,69
Volume total						36321,02

D'après ce tableau, le volume total du remblai est de 36321,02m³.

Pour la réalisation de cette opération, nous optons pour un bulldozer ou un angledozer.

7.1.4- Le compactage

Le compactage ou tassement des sols est l'augmentation de leur densité apparente résultant de l'application d'une charge sur ces derniers.

Pour cette opération nous utilisons un compacteur à rouleau lisse.

Chapitre -7- ORGANISATION DE CHANTIER,
PROTECTION ET SECURITE DU TRAVAIL

7.1.5- La durée d'excavation

Connaissant le volume de terre à excaver et le rendement de l'engin le temps d'exploitation sera :

$$T = \frac{V}{R_p} = \text{jours} \quad (7.7)$$

V : volume du sol excavé (m³).

R_p : capacité du godet en jour (m³/jour)

AN : $T = \frac{48242,05}{1152} = 42 \text{ jours} = 1 \text{ mois et } 12 \text{ jours}$

Elaboration du réseau selon la méthode CPM

Les principales taches sont:

- Excavation de la tranchée - Ex
- Lit de sable - LS
- pose de conduite - PC
- Remblais – R
- Compactage – C

Donc le réseau a nœud de ces tache est représenté comme suit :

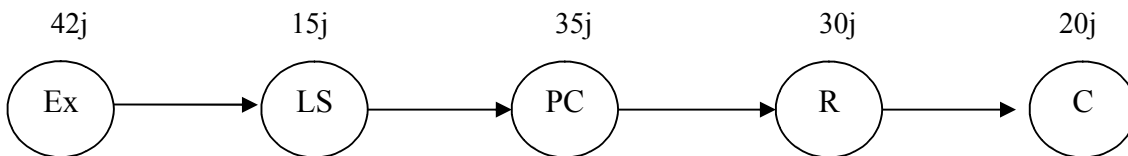


Figure7.1 : réseau à nœuds représentant les travaux sur chantier

Remarque :

La durée totale du projet est de 142 jours, cette durée peut être diminuée si on utilise plusieurs engins en même temps.

Chapitre -7- ORGANISATION DE CHANTIER,
PROTECTION ET SECURITE DU TRAVAIL

7.1.6- Devis des travaux

Le tableau 7.4 récapitule le devis de différents travaux

Tableau 7.4 : Devis des différents travaux de pose de conduite.

Désignation de travaux	unité	Prix unitaire DA	Volume des travaux	Montant DA
Les déblais	m ³	300	48242,05	14472615
Le lit de sable	m ³	150	3887,48	583122
Les conduites	ml	20600	7517	154850200
Les remblais	m ³	300	36321,02	10896306
Total				180802243

Remarque

Le coût total du projet est de 180802243DA

7.2-Protection et sécurité de travail

7.2.1 -Les causes des accidents de travail dans un chantier [5]

Les causes fréquentes des accidents travail sont :

- Mauvaise conception des engins
- Catachèse : utilisation d'une machine en dehors de ses limites ou de l'usage pour lequel il est prévu
- Contraintes de la tâche, rendement
- Défaut d'organisation générale du travail
- Manque d'information sur l'état du système
- Facteurs liés au groupe : le taux d'accident de travail peut être considéré comme un indice de tension entre le personnel et l'entreprise
- Défaut de formation technique

Durant chaque phase de la réalisation d'un projet en 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)

Chapitre -7- ORGANISATION DE CHANTIER,
PROTECTION ET SECURITE DU TRAVAIL

7.2.2- la prévention

7.2.2.1- Les partenaires de la prévention

a- Dans l'entreprise

- Le chef d'entreprise est le seul responsable de la sécurité
- Le service médical : médecin du travail, infirmières du travail, technicien hygiène et sécurité
- Le service de sécurité dans les grandes entreprises.
- Le comité d'entreprise et les délégués du personnel.

b- En dehors de l'entreprise

- Le service de prévention
- Les comités techniques régionaux qui ont un pouvoir financier,
- Les instituts de médecine du travail et les consultations de pathologie professionnelle
- L'inspection du travail,
- Certains organismes agréés par le ministère du travail.

7.2.2.2- Prévention technique

a- Prévention collective

Les moyens possibles sont nombreux :

- Prévention.
- Entretien des engins
- Contrôle et certification de conformité des engins.
- La signalisation dans l'entreprise doit être évidente et connue de tous, utilisation des couleurs de sécurité (rouge, orange, vert), isolement des zones dangereuses (barrières, écrans, cartons).
- Contrôle régulier du fonctionnement et entretien des systèmes de sécurité.
- Amélioration des techniques de travail.
- Amélioration des ambiances de travail (éclairage, bruit, empoussièrement, ambiance thermique)
- Contrôle des matériaux.
- Affichage des consignes de sécurité et du règlement intérieur de l'entreprise.

b- Prévention individuelle

Elle ne supprime pas le risque mais elle permet au travailleur de le connaître, de l'éviter ou de s'en protéger. Elle repose sur la formation et les protections individuelles.

Chapitre -7- ORGANISATION DE CHANTIER, PROTECTION ET SECURITE DU TRAVAIL

c-Prévention médicale

Examen clinique, éventuels examens complémentaires :

Le médecin du travail doit s'attacher à dépister les contre-indications médicales à certains postes lors de la visite d'embauche et des visites systématiques, comme par exemple :

- postes dangereux comportant un risque pour le salarié avec une législation particulière.
- poste de sécurité avec risque pour le travailleur ou pour les autres salariés, recherche d'épilepsie, diabète, problème cardiaque, examen psychotechnique...

En aucun cas, le médecin du travail ne doit accepter un risque grave pour le travailleur lui-même et pour son entourage.

Information du salarié par le médecin du Travail :

Elle porte :

- sur les risques encourus et les précautions à prendre. Cette information doit précéder la prise de poste et être renouvelée régulièrement à chaque visite médicale ou lors de la visite des lieux de travail.
- sur les résultats des analyses biologiques de surveillance, lors de l'exposition à des risques particuliers (plomb, benzène, rayonnements ionisants). Le salarié doit être également informé des mesures de prévention et des contrôles effectués dans les locaux de travail.

d- Prévention pour les conducteurs d'engin :

- Lire la notice d'utilisation de l'engin.
- Déterminer l'ordre des opérations en respectant les plans et cahiers des charges.
- Contrôler la machine avant et après démarrage.
- Adapter l'équilibre de l'engin et la tâche (creuser, saisir, lever, pousser, charger).
- Déblayer le terrain.
- Procéder au nivellement selon les situations dans toutes les dimensions (cotes) définies.
- Creuser des tranchées selon les indications topographiques.
- Remblayer à la surface ou en profondeur (une fouille).
- Réaliser un talus d'après des gabarits.
- Remplir une fiche technique d'intervention.
- Prendre les mesures de sécurité assurant la protection individuelle et collective.
- Assurant la maintenance de premier niveau des outils et du matériel.

Chapitre -7- ORGANISATION DE CHANTIER, PROTECTION ET SECURITE DU TRAVAIL

Conclusion

Nous avons conclu à partir de ce travail que l'organisation de chantier est nécessaire avant le commencement de nos travaux car elle nous définit :

- les volumes des travaux nécessaires pour élaborer le chantier.
 - Le coût total du projet qui est de 180802243DA.
 - La durée du projet qui est de 142 jours.
- Les engins à utiliser qui sont principalement l'angledozer, pelle, rouleau lisse

La prévention devrait tendre à ne plus être conçue comme un correctif et s'appuyer uniquement sur des critères défensifs. Avec les avancées du progrès techniques et scientifiques, on doit pouvoir en saisir les acquis pour renverser la tendance, c'est à dire faire de la prévention une action offensive pour qu'il n'y ait plus de risques.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Dans ce mémoire de fin d'étude, nous avons procédé à l'étude d'un projet d'alimentation en eau potable des communes côtières qui se situent à l'Est de la wilaya de Tipaza.

En premier lieu, nous avons fait une description de la zone d'étude, et collecté les données nécessaires, analyse approfondie des documents ainsi rassemblés a pu être faite. Cette analyse a permis de déterminer l'état actuel de l'approvisionnement en eau des communes concernées par l'étude qui nous permettent de mener à bien notre projet. L'importance des besoins en eau estimés pour les localités concernées par l'étude, par rapport aux sources existantes, a donné la nécessité de prévoir un renforcement du réseau d'adduction à partir du réservoir 30000m³ qui est alimenté à partir de la station de dessalement de Fouka.

Dans un second temps, un choix de variante, un dimensionnement du réseau d'adductions en utilisant comme matériau la fonte ductile et enfin le dimensionnement des différents réservoirs tampons et d'alimentation en eau potable ainsi que le choix du nombre et type pompes utilisées pour les conduites de refoulement. Et pour le bon fonctionnement et la protection des conduites contre le phénomène du coup de bélier dans les conduites gravitaire et celle de refoulement, une étude et un dimensionnement des réservoirs d'air et l'application de la loi de manœuvre ont été faits.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Ouvrages généraux :

[1] A. Dupond .Hydraulique urbaine, tome2, Eyrolles, Paris, 1979.380 p
(301. Information documentation).

Les catalogues :

[2] Catalogue pompe monocellulaire à double flux pour eau.

[3] Catalogue hydrofort CHARLATTE.

Mémoire de fin d'étude :

[4] BOUKHLIFA. Mustapha. Coup de bélier en cas gravitaire en charge avec l'influence du sol et la loi de manœuvre.2006, 120 p. Travail de diplôme réalisé en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Hydraulique, alimentation en eau potable, ENSH, 2006.

[5] IMELHAINE .Samira. Étude des adductions de raccordement de la station de dessalement d'eau de mer aux réservoirs d'alimentation (cas d'oued SEBT commune de GOURAYA. wilaya de TIPAZA).2009, 118 p. Travail de diplôme réalisé en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Hydraulique , alimentation en eau potable, ENSH.2009.

Annexe I: Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

HEURES	NOMBRE D'HABITANTS				
	Moins de 10000	10 001 à 50 000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	3.75	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01

Annexe 2: Tableau du prix du mètre linéaire des conduites en fonte ductile d'après entreprise chinoise **KOUG.C.**

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)
400	6126
500	8215
600	10569
700	12769
800	31719
900	35664
1000	39609
1100	43554
1200	47499
1400	55389
1500	59334
1600	63279
1800	71169
2000	79059

Remarque: les prix mentionnés ci dessus sont les prix de **vente et de pose** des conduites en fonte ductile par mètre linéaire.

Annexe (3-1) : détermination des capacités des réservoirs d'alimentation

(50001 à 100000 habitants).

Heures	Apports	Distribution (%)	Surplus	Déficit (%)	Résidu (%)
00 - 01	4,17	03	1,166	-	2,033
01 - 02	4,17	3.2	0,966	-	3
02 - 03	4,17	3	1,666	-	4,666
03 - 04	4,17	3,1	1,566	-	6,233
04 - 05	4,17	3.5	0,666	-	6,9
05 - 06	4,17	4.1	0,066	-	6,966
06 - 07	4,17	4.5	-	0,333	6,633
07 - 08	4,17	4.9	-	0,733	5,9
08 - 09	4,17	4.9	-	0,733	5,166
09 - 10	4,17	4.6	-	1,433	3,733
10 - 11	4,17	4.8	-	0,633	3,1
11 - 12	4,17	4.7	-	0,533	2,566
12 - 13	4,17	4.4	-	0,233	2,333
13 - 14	4,17	4.1	0,066	-	2,4
14 - 15	4,17	4.2	-	0,033	2,366
15 - 16	4,17	4.4	-	0,233	2,133
16 - 17	4,17	4.3	-	0,133	2
17 - 18	4,17	4.1	0,066	-	2,066
18 - 19	4,17	4.5	-	0,333	1,733
19 - 20	4,17	4.5	-	0,333	1,4
20 - 21	4,17	4.5	-	0,333	1,066
21 - 22	4,17	4.8	-	0,633	0,433
22 - 23	4,17	4.6	-	0,433	0
23 - 00	4,17	3.3	0,866	-	0,866
Total	100 %	100 %	6,966	6,966	

Annexe (3-2) : détermination de la capacité du réservoir.
(Moins de 10000 habitants).

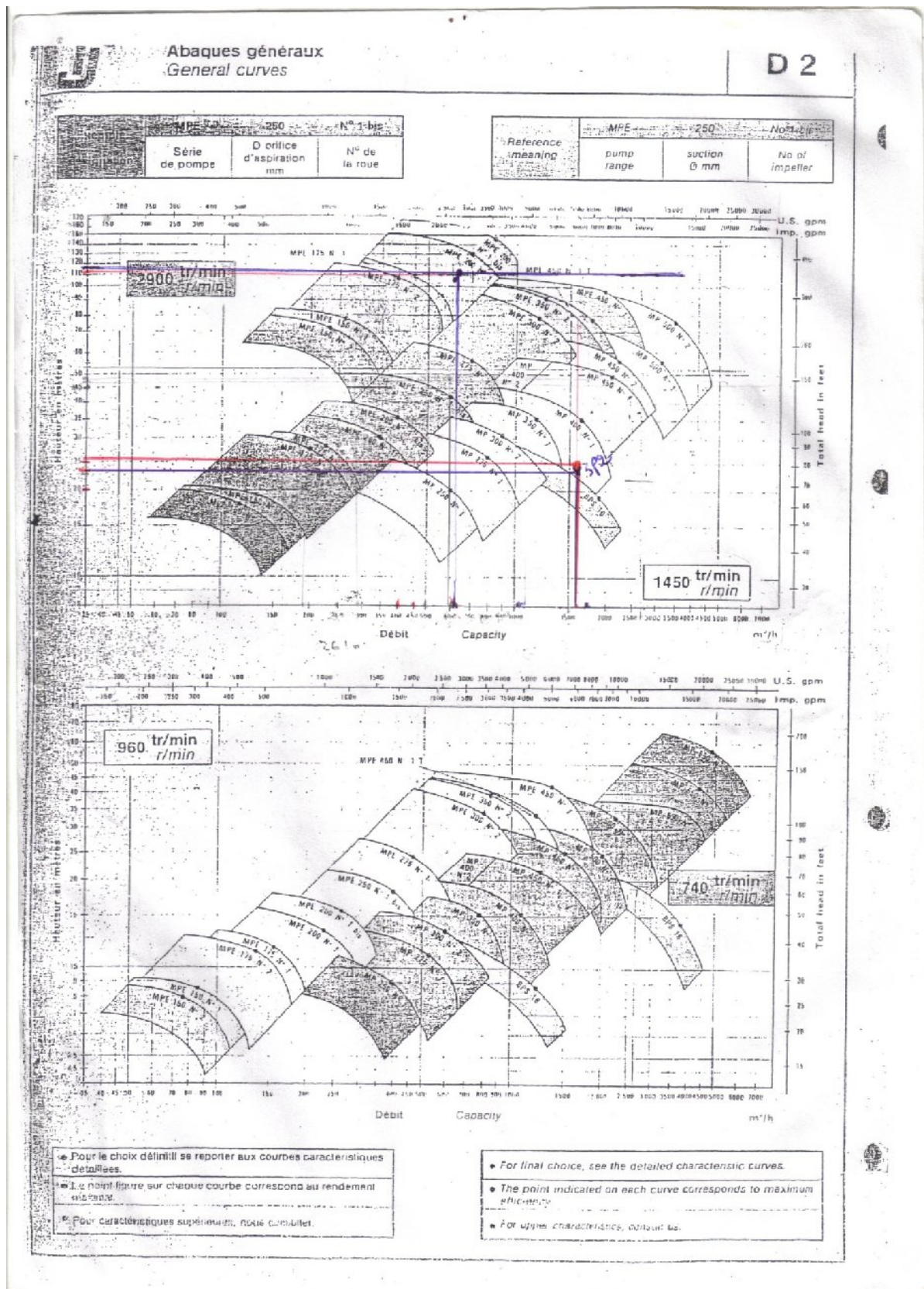
Heures	Apports	Distribution (%)	Surplus	Déficit (%)	Résidu (%)
00 - 01	4,17	01	3,17	-	9,66
01 - 02	4,17	01	3,17	-	12,83
02 - 03	4,17	01	3,17	-	16,00
03 - 04	4,17	01	3,17	-	19,17
04 - 05	4,17	02	2,16	-	21,33
05 - 06	4,17	03	1,16	-	22,49
06 - 07	4,17	05	-	0,83	21,66
07 - 08	4,17	6.5	-	2,34	19,32
08 - 09	4,17	6.5	-	2,34	16,98
09 - 10	4,17	5.5	-	1,33	15,65
10 - 11	4,17	4.5	-	0,33	15,32
11 - 12	4,17	5.5	-	1,33	13,99
12 - 13	4,17	07	-	2,83	11,16
13 - 14	4,17	07	-	2,83	8,33
14 - 15	4,17	5.5	-	1,33	7,00
15 - 16	4,17	4.5	-	0,33	6,67
16 - 17	4,17	05	-	0,83	5,84
17 - 18	4,17	6.5	-	2,34	3,50
18 - 19	4,17	6.5	-	2,34	1,16
19 - 20	4,17	5.0	-	0,83	0,33
20 - 21	4,17	4.5	-	0,33	0,00
21 - 22	4,17	03	1,16	-	1,16
22 - 23	4,17	02	2,16	-	3,32
23 - 00	4,17	01	3,17	-	6,49
Total	100 %	100 %	22,49%	22,49 %	-

Annexe (3-3) : détermination de la capacité du réservoir.
(10 001 à 50 000 habitants).

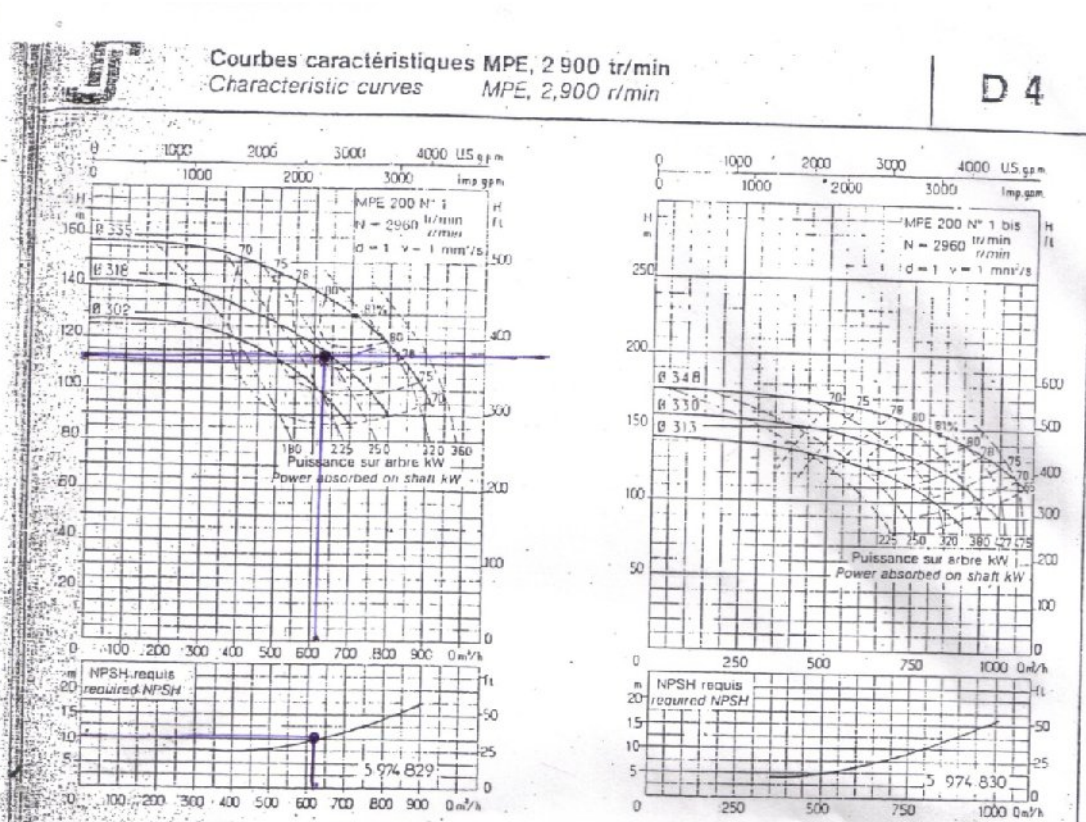
Heures	Apports	Distribution (%)	Surplus	Déficit (%)	Résidu (%)
00 - 01	4,17	1.5	2,67	-	8,82
01 - 02	4,17	1.5	2,67	-	11,49
02 - 03	4,17	1.5	2,67	-	14,16
03 - 04	4,17	1.5	2,67	-	16,83
04 - 05	4,17	2.5	1,66	-	18,49
05 - 06	4,17	3.5	0,67	-	19,16
06 - 07	4,17	4.5	-	0,33	18,83
07 - 08	4,17	5.5	-	1,33	17,50
08 - 09	4,17	6.25	-	2,09	15,41
09 - 10	4,17	6.25	-	2,09	13,32
10 - 11	4,17	6.25	-	2,09	11,23
11 - 12	4,17	6.25	-	2,09	9,14
12 - 13	4,17	05	-	0,83	8,31
13 - 14	4,17	05	-	0,83	7,48
14 - 15	4,17	5.5	-	1,33	6,15
15 - 16	4,17	06	-	1,83	4,32
16 - 17	4,17	06	-	1,83	2,49
17 - 18	4,17	5.5	-	1,33	1,16
18 - 19	4,17	05	-	0,83	0,33
19 - 20	4,17	4.5	-	0,33	0,00
20 - 21	4,17	04	0,16	-	0,16
21 - 22	4,17	03	1,16	-	1,32
22 - 23	4,17	02	2,16	-	3,48
23 - 00	4,17	1.5	2,67	-	6,15
Total	100 %	100 %	19,16%	19,16 %	-

Annexe4 : choix des pompes de la station de pompage 1 et station de pompage 2

Annexe4.1 : types des pompes de la station de pompage 1 et station de pompage 2



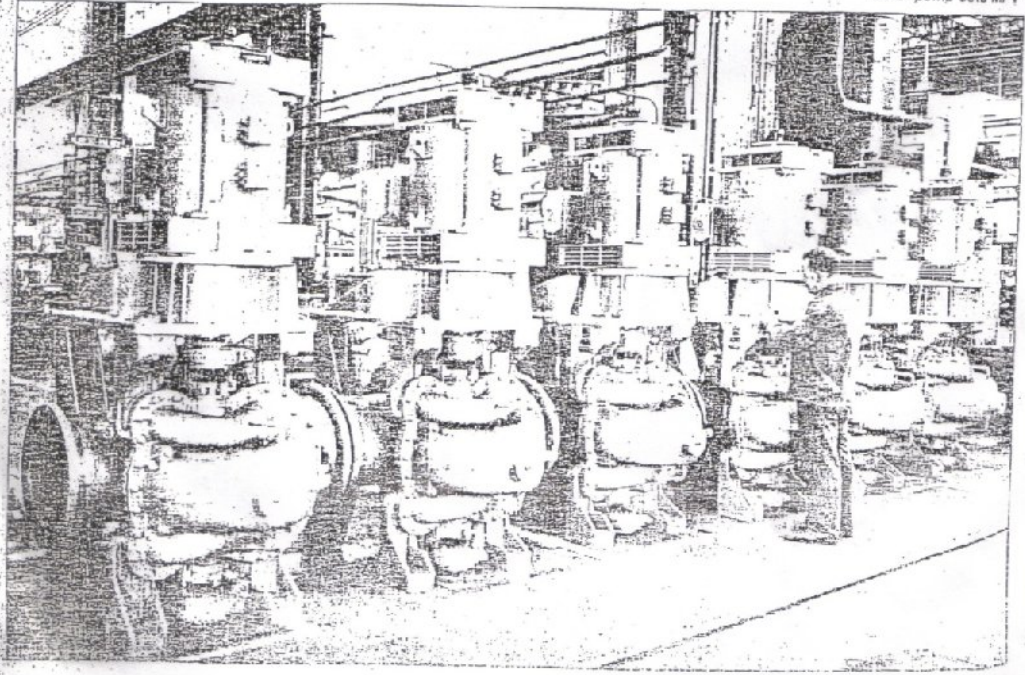
Annexe4.2 : Courbes caractéristiques de la station de pompage 1



Toutes les roues peuvent être recoupées à des diamètres intermédiaires. Pour des diamètres inférieurs au min. indiqué, nous questionner.
 All impellers can be ground to intermediate diameters. For diameters under the minimum indicated, please consult us.

Groupes moto-pompes MPV

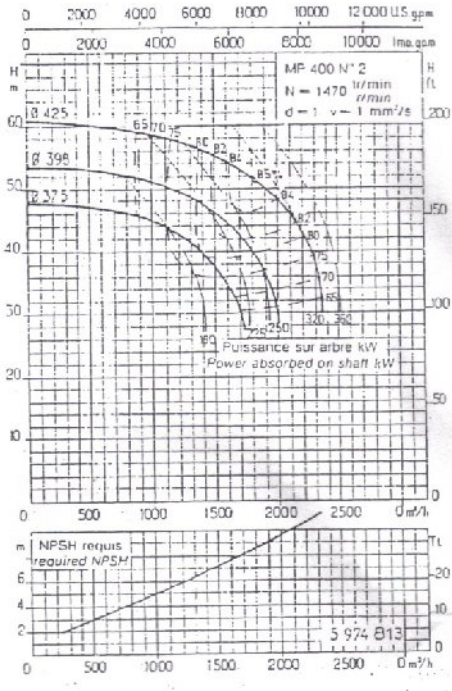
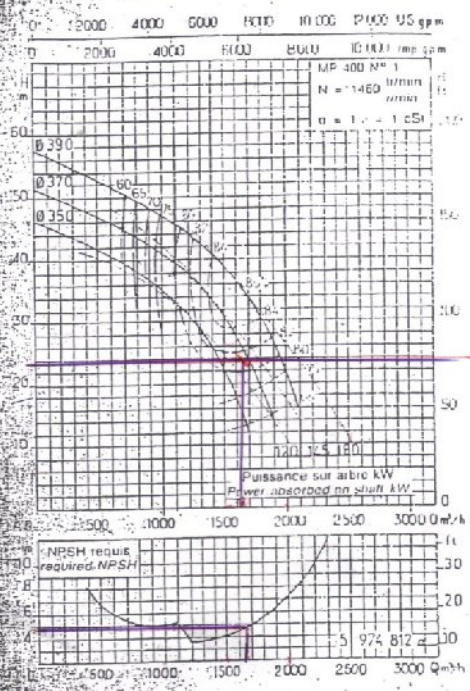
Motor-pump sets MPV



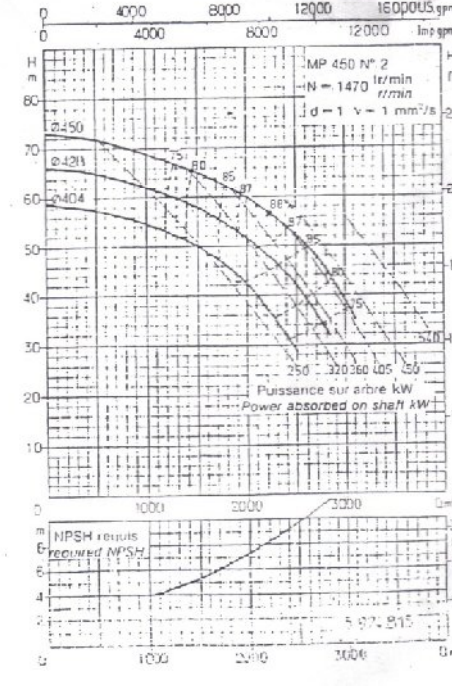
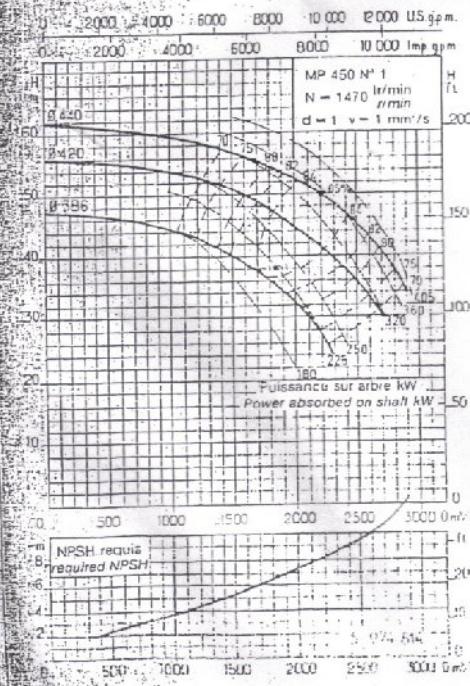
Annexe4.3: Courbes caractéristiques de la station de pompage 2

Courbes caractéristiques MP, 1450 tr/min
Characteristic curves MP, 1,450 r/min

D 8



Toutes les roues peuvent être recoupées à des diamètres intermédiaires. Pour des diamètres inférieurs au mini. indiqué, nous questionner.
Impellers can be ground to intermediate diameters. For diameters under the minimum indicated, please consult us.



ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR

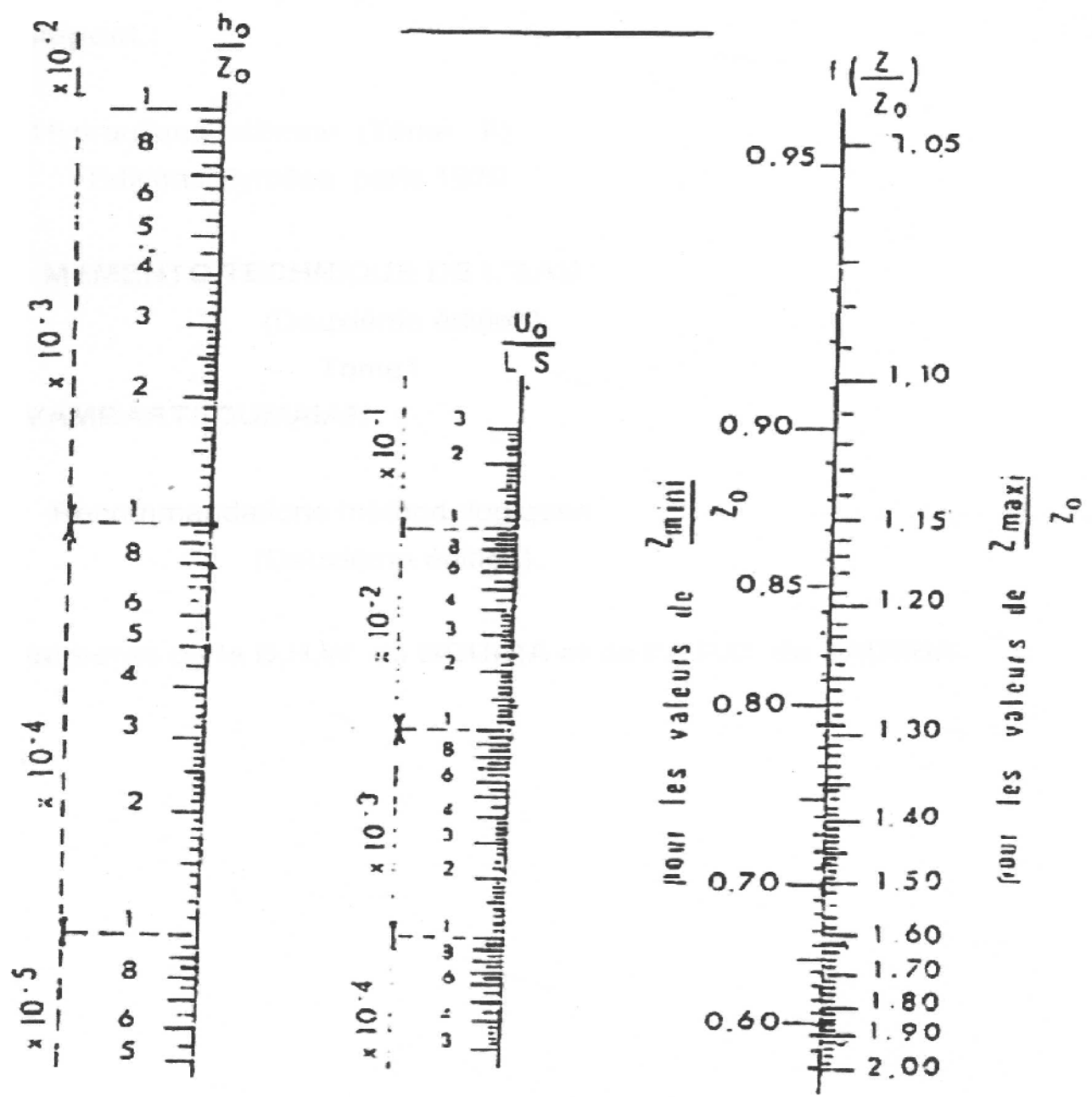
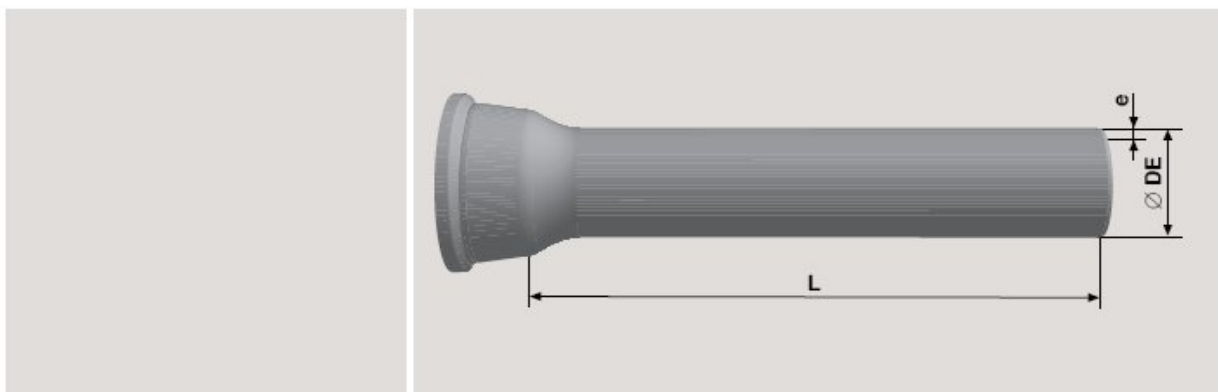


PLANCHE XXVII

Annexe 6: Les caractéristiques des conduites en fonte ductile.

Tuyau à emboîture



DIMENSIONS ET MASSES***											
DN	Longueur utile moyenne* L	DE	Gamme de base			Gamme STANDARD TT			Gamme ISOPAM		
			e fonte K = 9 **	Masses moyennes d'un tuyau		e fonte K = 9 **	Masses moyennes d'un tuyau		e fonte K = 9 **	Masses moyennes d'un tuyau	
	m	mm	mm	kg	kg	mm	kg	kg	mm	kg	kg
60	6	77	6	67,5	11,5	6	70	12	-	-	-
80	6	98	6	87,5	15	6	90,5	15,5	-	-	-
100	6	118	6,1	109	18,5	6,1	113	19	6,1	133	22
125	6	144	6,2	137	23	6,2	142	24	6,2	165	27,5
150	6	170	6,3	164	27,5	6,3	170	28,5	6,3	198	33
200	6	222	6,4	222	37	6,4	230	38,5	6,4	272	45,5
250	6	274	6,8	290	48	6,8	300	49,5	6,8	367	61
300	6	326	7,2	364	61	7,2	377	63	7,2	453	75,5
350	6*	378	7,7	482	80,5	7,7	512	85	7,7	597	99,5
400	6*	429	8,1	573	95,5	8,1	607	101	8,1	701	117
450	6*	480	8,6	676	113	8,6	720	120	-	-	-
500	6*	532	9	781	131	9	827	138	9	856	143
600	6*	635	9,9	1 018	170	9,9	1 018	170	Nous consulter		
700	7	738	10,8	1 517	218	10,8	1 517	218			
800	7	842	11,7	1 862	267	11,7	1 862	267			
900	7	945	12,6	2 235	320	12,6	2 235	320			
1 000	7	1 048	13,5	2 641	378	13,5	2 641	378			
	8,27	1 048	13,5	3 091	378	13,5	3 091	378			
1 100	8,27	1 151	14,4	3 605	441	14,4	3 605	441			
1 200	8,26	1 255	15,3	4 155	506	15,3	4 155	506			
1 400	8,19*	1 462	17,1	5 643	694	17,1	5 643	694			
1 500	8,18*	1 565	18	6 327	779	18	6 327	779			
1 600	8,18*	1 668	18,9	7 049	868	18,9	7 049	868			
1 800	8,17*	1 875	20,7	8 581	1 058	20,7	8 581	1 058			
2 000	8,13	2 082	22,5	10 189	1 262	22,5	10 189	1 262			