

Higher National School of Hydraulic

The Library

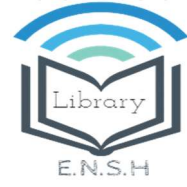
Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude de renforcement en alimentation en eau potable de deux communes El-Asnam et Bechloul à partir du barrage de Tilesdit (w. Bouira).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0004-10

APA Citation (توثيق APA):

Djourdikh, Hamza (2010). Etude de renforcement en alimentation en eau potable de deux communes El-Asnam et Bechloul à partir du barrage de Tilesdit (w. Bouira)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
ARBAOUI ABDELLAH

DEPARTEMENT SPECIALITES

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Spécialité : Conception des Systèmes d'Alimentation en Eau Potable

THEME :

**ETUDE DE RENFORCEMENT EN A.E.P DE DEUX
COMMUNES
EL-ESNAM ET BECHLOUL
A PARTIR DU BARRAGE DE TELSDIT (W.BOUIRA)**

Présenté par :
M^r. DJOURDIKH Hamza

Promoteur :
M^r. SALAH.B

Devant le jury composé de :

President: - M^r. O.KHODJET-KESBA

Examineurs:

- M^r. M.S.BENHAFID**
- M^r. A.AYADI**
- M^r. B.BOUTAHRAOUI**
- M^{me}. K.ZERHOUNI**
- M^{me}. L.TAFAT**

Juin 2010

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance et de respect à ma famille...

H. DJOURDIKH

Remerciements

Je tiens à remercier et rendre grâce à Dieu le tout puissant de m'avoir donné le courage et la volonté de mener à bien terminer ce modeste travail.

Au terme de ce modeste travail je tiens aussi à adresser mes plus sincères et vifs remerciements et gratitude à mon promoteur M^r Salah Boualem, pour son encadrement et ses orientations judicieuses qui nous ont été infiniment utiles.

Mes plus vifs remerciements vont également à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Mon respect aux membres du jury qui me feront l'honneur d'apprécier mon travail.

H.DJOURDIKH

ملخص :

يهدف هذا المشروع إلى دراسة شبكة ربط تزويد شبكة المياه لكل من بلدية الاسنام و بشلول بسد تلسديت . حيث تندمج هذه الدراسة في إطار العملية رقم (2) من مشروع دراسة ربط شبكة مياه ولاية البويرة بسد تلسديت . هذه الدراسة تهدف إلى التعرف على جميع الهياكل والمعدات اللازمة لضمان وجود الإمدادات الكافية من المياه الشروب وتحسين قدرات الإنتاج ,التوزيع وإدارة الموارد المائية للبلديات المذكورة سابقا.

Résumé :

La présente étude a pour objet d'étudier le réseau de l'adduction des communes El-esnam et Bechloul, qui présente le lot N°2 de l'opération : Etude de réseau d'adduction à travers la wilaya de Bouira à partir du barrage de Telsdit.

Cette étude vise à définir l'ensemble des ouvrages et équipement nécessaires pour assurer un approvisionnement adéquat en eau potable, pour améliorer les capacités de production, de distribution et de gestion des ressources hydriques des communes en question.

Abstract

The present study has for object to study the network of the adduction of the municipalities El-Esnam and Bechloul, which presents the prize of the operation: research of network of adduction through the w. Bouira from the dam of Telsdit.

This study aims at defining all the necessary works and the equipment to assure an adequate supply in drinking water, to improve capacities of production, distribution and management of the water resources of the municipalities in question.

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I: Présentation de l'agglomération

Introduction	1
I-1 : Situation géographique et administrative	1
I-2 : Situation topographique	1
I-3 : Situation géologique et géotechnique	3
I-3-1 : Volet géologique.....	3
I-3-2 : Volet géotechnique.....	4
I-4 : Situation agricole	4
I-5 : Le climat	4
I-5-1 : La température.....	5
I-5-2 : La pluviométrie.....	5
I-6 : Situation hydrologique	6
I-6-1 : Les eaux superficielles.....	6
I-6-2 : les eaux souterraines.....	6
I-7 : Description générale du système de transfert	7
I-7-1 : Barrage de Telsdit.....	7
I-7-2 : Caractéristiques générales du barrage.....	7
I-8 : Situation hydraulique	8
I-9 : Qualité de l'eau du barrage de Telsdit :.....	9
I-9-1 : Résultats des analyses de l'eau du barrage Telsdit.....	9
I-9-2 : Interprétation des résultats.....	11
Conclusion :.....	11

Chapitre II: Estimation des besoins en eau

Introduction	12
II-2 : L'évaluation de la consommation moyenne journalière	13
II-2-1 : Les besoins domestiques.....	13
II-2-2 : Besoins scolaires.....	13
II-2-3 : Besoins administratifs.....	14
II-2-4 : Besoins socioculturels.....	15
II-2-5 : Besoins sanitaires.....	15
II-2-6 : Besoins commerciaux et industriels.....	15
II-2-7 : Besoins du bétail.....	16
II-2-7 : Récapitulatif des différentes consommations journalières.....	17
II-3 : Etude des variations des débits	17
II-3-1 : Variation de la consommation journalière.....	17
II-3-2 : Variation de la consommation horaire.....	18
II-3-3 : Variation des débits horaires.....	19
Conclusion	21

Chapitre III : Etude de l'adduction

Introduction	22
III-1 : Types d'adduction	22
III-2 : Choix du tracé	22
III-3 : Choix du type de matériaux	23
III-4 : Etude technico-économique de l'adduction	24
III-4-1 : Etude de l'adduction par refoulement.....	24
III-4-2 : Calcul des pertes de charge.....	25
III-4-3 : Calcul de la hauteur manométrique totale.....	26
III-4-4 : Puissance absorbée par la pompe.....	26
III-4-5 : Energie consommée par la pompe.....	26
III-4-6 : Frais d'exploitation.....	26

III-4-7 :Frais d'amortissement.....	26
III-4-8 :Détermination des diamètres économiques	27
III-4-8 -1 : Calcul des diamètres économiques de la conduite de refoulement.....	27
III-5 : Etude de l'adduction gravitaire	30
III-5-1 : Détermination du diamètre avantageux.....	30
III-5-1-1 :Calcul des longueurs équivalentes des différents tronçons.....	31
III-5-1-2 : Les caractéristiques des différents points	32
III-5-1-3 : Calcul des diamètres avantageux des tronçons de l'adduction.....	32
III-5-2 : Normalisation des pressions.....	33
III-5-3 : Les frais d'investissement.....	34
Conclusion	34

Chapitre IV : les réservoirs

Introduction	35
IV-2 : choix de la cote d'implantation et emplacement des réservoirs	35
IV-3 : Choix de type de réservoir	35
IV-4: Calcul de la capacité des réservoirs	36
IV-4-1 : Principe du calcul de la capacité.....	36
a)La méthode analytique.....	37
b) Méthode graphique.....	37
IV-4-2 : Dimensionnement de la bache de reprise (SP Guemgouma).....	37
IV-4-3- Dimensionnement des réservoirs projetés :	38
IV-5: Fontaineriet d'équipement des réservoirs	41
IV-6 : Entretien du réservoir.....	41
Conclusion	42

Chapitre V: étude et choix des pompes

Introduction	43
V-1 : Etude des choix des pompes	43
V-2 : Choix du type de pompe	43
V-3 : Couplage des pompes.....	43
V-4 : Choix du nombre de pompes	43
V-4-1 : Refoulement : SP 1(barrage Telsdit) –Réservoir tampon 2*2500 m ³ (Guemgouma) :	44
V-4-2 : Refoulement : SR(Guemgouma) - Réservoir 1000m ³ (Guemgouma)	45
V-5 : Courbes caractéristiques des pompes.....	45
V-6 : Point de fonctionnement d'une pompe.....	48
V-6-1 : Refoulement : SP 1 - Réservoir tampon 2*2500 m ³	48
V-6-2- Refoulement : SR(Guemgouma) - Réservoir 1000 m ³ (Guemgouma)	50
V-7 : Modes de réglage	52
V-7-1 : Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données	52
V-7-2 :Refoulement : SP 1 - Réservoir tampon(Guemgouma).....	53
V-8 : Etude de la cavitation	54
V-8-1: Refoulement : SP 1 - Réservoir tampon (Guemgouma).....	55
V-8-2 : Refoulement : SP 1 - Réservoir tampon (Guemgouma).....	55
Conclusion.....	56

Chapitre VI: Pose et protection de canalisation contre la corrosion et le coup de bélier

Introduction	57
VII-1- Pose de canalisation	57
VI-1-1 : Différents types de pose de conduites.....	57
VI-1-2 : Différents étapes de mises en place des canalisations	62
VI-2 : Accessoires.....	65
VI-2-1: Robinets vannes	65
VI-2-2 : Clapets anti retour.....	66
VI-2-3 :Ventouses.....	67
VI-2-4- Vannes de décharge.....	67

VI- 2-5- Moyens anti-bélier.....	67
VI- 2-6- By-pass.....	68
VI- 2-7- Poteaux d'incendie.....	68
VI-4-8- Crépines.....	69
VI-4-9- Déversoirs de trop plein.....	69
VI-4-10- Joints de raccordement.....	69
VI-4-11- Organes de mesure.....	70
VI-4-12 : Organes de raccordement.....	70
VI-3- Protection des conduites contre la corrosion.....	72
VI-4- Protection de la conduite contre le coup de belier.....	73
VI-4-1 Généralité.....	73
VI-4-2 : Risques dû aux coups de bélier.....	73
VI-4-3 : Description des phénomènes physiques.....	74
1. État d'équilibre d'un système hydraulique.....	74
2. Perturbation de l'équilibre, effet sur les pressions.....	75
VI-4-4 : Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier.....	76
VI-4-5 : Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier.....	76
VI-4-7: Calcul des réservoirs d'air.....	77
VI-4-8 : Installation et encombrement du réservoir d'air(SP1).....	80
Conclusion :.....	81

Chapitre VII : Organisation de chantier

Introduction.....	82
VII-1 : Différents travaux à entreprendre.....	82
VII-2-1:Travaux concernant la station de pompage.....	83
VII-2-2 :Calcul des volumes des travaux de la station de reprise projetée (Guemgouma) :.....	83
VII-2-3 : la conduite de transfère des eaux :.....	86
VII-3 : Choix d'engins appropriés.....	88
VII-4:Devis estimatif.....	90
Conclusion :.....	92

Conclusion générale

Liste des tableaux
Chapitre I: Présentation de l'agglomération

Tableau I-1: les températures moyennes de la période (1997-2009)	5
Tableau I-2 : la pluviométrie moyenne mensuelle de la période	5
Tableau I-3 : superficie et apport hydrique moyen du bassin versant.....	6
Tableau I-4 : Caractéristiques du barrage Telsdit	6
Tableau I-5 : Les caractéristiques de la retenue du barrage de Tilsdit.....	8
Tableau I-6 : les différents forages existant sur la région de la zone d'étude	9
Tableau I-7 : Paramètres physico-chimiques	9
Tableau I-8 : Paramètres de pollution	10
Tableau I-9 : Minéralisation totale	10
Tableau I-10: Paramètres bactériologiques	11

Chapitre II: Estimation des besoins en eau

Tableau II-1 : Estimation de la population globale des communes	13
Tableau II-2 : Tableau récapitulatif des besoins domestiques	13
Tableau II-3: Tableau récapitulatif des besoins scolaires	14
Tableau II-4: Tableau récapitulatif des besoins administratifs	14
Tableau II-5: Tableau récapitulatif des besoins socioculturels	15
Tableau II-6 : Tableau récapitulatif des besoins sanitaires	15
Tableau II-7: Tableau récapitulatif des besoins commerciaux industriels.....	15
Tableau II-8: Tableau récapitulatif des besoins du bétail.....	15
Tableau II-9: Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières	16
Tableau II-10: Débits maximums et minimums journaliers.....	17
Tableau II-11: Débits maximums et minimums journaliers.....	18
Tableau II-12 : Tableau donnant le coefficient $K_{min h}$ en fonction du nombre d'habitants.....	18
Tableau II-13 : Variation des débits horaires	18
Tableau II-14 : Récapitulation des résultats	18

Chapitre III : Etude de l'adduction

Tableau III-1: Calcul de la HMT du tronçon SP1-Ret (MATMORA-Guemgouma).....	27
Tableau III-2: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP1- Ret (Guemgouma).....	27
Tableau III-3: Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP1- Ret(Guemgouma)	28
Tableau III-4: Bilan du tronçon SP1- Ret MM(MATMOR-Guemgouma) :	28
Tableau III-5: Calcul de la HMT du tronçon St Guemgouma –R 1000m3(Guemgouma)	29
Tableau III-6: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SrGuemgouma – R1000m3(Guemgouma).....	29
Tableau III-7: Calcul des frais d'exploitation du tronçon : Sr Guemgouma –Réservoir 1000(Guemgouma).....	29
Tableau III-8: Bilan du tronçon : St Guemgouma –Réservoir 1000(Guemgouma).....	29
Tableau III-9: Coefficients K' , m , β	30
Tableau III-10: Les longueurs des différents tronçons de l'adduction	31
Tableau III-11: Les altitudes des différents points de l'adduction	32
Tableau III-12: Diamètres calculés pour différents tronçons de l'adduction	33
Tableau III-13: Diamètres normalisés pour différents tronçons de l'adduction.....	33
Tableau III-14: Frais d'investissement de la conduite gravitaire	34

Chapitre V: Etude et choix des pompes

Tableau IV-1: Evaluation du volume résiduel de la bache SR Guemgouma.....	41
Tableau III-2: Evaluation du volume résiduel du réservoir d'EL-Esnam	42
Tableau IV-3: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Bechloul.....	43

Chapitre VI: Pose et protection de canalisation contre la corrosion et le coup de bélier

Tableau VI-1 : les valeurs de K.....	61
Tableau VI-2: Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement:...	78
Tableau VI-3: Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement	79
Tableau VI-4: Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement .	79

Chapitre VII : Organisation de chantier

Tableau VII-1 : Dimensions la station de pompage et de la conduite.....	82
Tableau VII-2-Volume des travaux de la station de reprise projetée.....	86
Tableau VII-3 : Surfaces des profils en travers :	87
Tableau VII-4 : Détermination des volumes des tranchés	87
Tableau VII-5 :les engins utilisés	88
Tableau VII-6 :Devis estimatif(lot terrassement).....	90
Tableau VII-7 :Devis estimatif(lot des pieces specials).....	90
Tableau VII-8 :Devis estimatif(Décompte canalisation)	91
Tableau VII-9 :Devis estimatif(Décompte des travaux).....	91

Listes des figures

Chapitre I: Présentation de l'agglomération

Figure I-1 : Délimitation de la zone d'étude 2

Chapitre II: Estimation des besoins en eau

Figure II-1 : Graphique de la consommation Totale pour l'agglomération..... 20

Figure II-2 : Graphique de la consommation cumulée pour l'agglomération 20

Chapitre III : Etude de l'adduction

Figure III.1 : Le réseau de l'adduction..... 25

Chapitre IV : les réservoirs

Figure IV-1 : Coup transversale d'un réservoir semi-enterré 40

Chapitre V: Etude et choix des pompes

Figure IV-1 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SP1) Multitec 150 Id 12.2..... 46

Figure V-2 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SR Guemgouma) Multitec 125 Id 10.1..... 47

Figure V-3: point de fonctionnement de la pompe SP1..... 49

Figure V-4 : point de fonctionnement de la pompe SRGuemgouma..... 51

Chapitre VI: Pose et protection de canalisation contre la corrosion et le coup de bélier

Figure VI-1 : Pose des conduites en terre..... 59

Figure VI-4 : Les butées (Guide DIPRA) 61

Figure VI- 5 : Remblayage de fouille (Guide DRPA) 64

Figure VI-6: Robinet vanne à opercule (d'après W.A.E) 65

Figure VI-7 : Robinets vanne papillon (D'après A.W.E) 66

Figure VI-8: Clapet anti retour top stop (D'après W.A.E)..... 66

Figure VI-9: ventouse triple fonction VAG DUOJET (D'après document W.A.E)..... 67

Figure VI-10 : Installation d'une bouche d'incendie (Guide de DPIRA) 68

Figure VI-11: joints pour canalisations en fonte (D'après Guide DIPRA). 69

Figure VI-12: Manomètres (d'après document W.A.E) 70

Figure VI-13 : Joints pour canalisations en fonte (Document de Société wallonne des eaux) 71

Figure VI-14 : Protection contre la corrosion extérieure avec revêtement en polyéthylène... 72

Figure VI-15: Principe de disposition du réservoir d'air anti bélier 73

Figure VI-16 : Variation du volume d'air au cours des phases de fonctionnement..... 75

Figure VI-17: Schéma d'installation et d'encombrement du réservoir d'air 80

Chapitre VII : Organisation de chantier

FigureVII-1 : Schéma explicatif des différents engins utilisés.....87

Liste des abréviations

ADE :	Algérienne Des Eaux.
AEP :	Alimentation en Eau Potable.
AWE :	Algerien water entreprise .
BV :	Bassin Versant.
Cons :	Consommation.
Cr:	Côte Radier
C_{tp} :	Côte Trop- Plein
D :	Diamètre
DN :	Diamètre Nominal
D_{th} :	Diamètre Théorique.
D_{ex} :	Diamètre extérieur.
D_{int} :	Diamètre intérieur.
DHW :	Direction d'Hydraulique de la Wilaya
H :	Hauteur.
Ha :	Hectare.
Hg :	Hauteur géométrique.
H_{mt} :	Hauteur manométrique totale.
Max :	Maximum.
Min :	Minimum.
Moy :	Moyen.
NGA :	Niveau géographique de l'Algérie.
NPSH_d :	Charge nette d'aspiration Disponible.
NPSH_r :	Charge nette d'aspiration Requise.
OMS :	Organisation Mondiale de la Santé.
P.D.A.U :	Plan directeur d'aménagement et d'urbanisme)
PK :	Point de Piquage.
PN :	Pression Nominale.
Q :	Débit.
R :	Réservoir.
S :	Section.
SAU :	Surface Agricole Utile.
SPT :	Station de Pompage Tilesdit.
SR :	Station de Reprise

LISTE DES PLANCHES

Planche N° 1 : Plan topographique de l'adduction (planche : 1 / 2).

Planche N° 2 : Plan topographique de l'adduction (planche : 2 / 2).

Planche N° 3 : Profil en long (Réservoirs tompam $2*2500\text{ m}^3$ -réservoir 1000 m^3 de la commune d'El-Esnam).W-Bouira

Planche N° 4 : Profil en long (Station de reprise projetée -réservoir 1000 m^3 (Guemgouma-commune d'El-Esnam) .W-Bouira

Fut à partir

Introduction générale

Le manque d'eau potable est devenu la préoccupation quotidienne des algériens, c'est dans ce contexte que s'inscrit notre étude qui consiste à la contribution à l'étude de la chaîne d'adduction en eau potable de deux communes (El-Esnam et Bechloul) à partir du barrage de Tilesdit Wilaya de Bouira, pour répondre confortablement à la demande projetée à notre horizon d'étude 2040.

La zone à desservir a besoin d'une quantité importante en eau, il s'avère que le débit assuré par les forages n'est pas en mesure de satisfaire les besoins en eau de la région, en plus de la qualité de ses eaux qui est loin de la norme de consommation. Comme le barrage de Tilesdit a permis, à la wilaya de Bouira, de consolider son système d'approvisionnement en eau potable, nous proposons d'assurer ces besoins directement à partir de ce barrage.

Dans cette présente étude qui interprète la conception d'un système d'adduction, on a été guidé par des impératifs techniques, aux quels doivent repandre les diverses installations tout en ayant vu les conditions économiques du projet.

L'estimation des besoins en eau pour l'horizon de l'étude 2040, nous conduira à déterminer le débit maximum journalier à fournir à partir du barrage, ou l'on pourra définir la variante optimale de l'adduction.

La mise en service de ce projet va permettre une nette amélioration pour le transfert d'eau potable de la région entière, tout en promettant aux citoyens un avenir radieux.

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, l'étude du site est nécessaire pour connaître toutes les caractéristiques du lieu et les facteurs qui influent sur la conception du projet. Parmi ces facteurs, nous citons : les données relatives à l'agglomération, les données propres au réseau d'alimentation en eau potable, ainsi que la connaissance de la géologie et la topographie du site qui nous permettront de prendre les dispositions nécessaires lors de la réalisation des travaux.

I-1 : Situation géographique et administrative

La zone de notre étude est située sur l'axe Koudiat telesdit– Bechloul – El-Esnam – Guemgouma.

Cette étude touchera les chefs-lieux de daïra Bechloul Et la commune d 'El-Esnam. La zone à desservir est située à l'Est du chef lieu de la wilaya de Bouira, Sur un territoire communal couvrant une superficie de 11435 Ha pour une population de 13193 habitants pour EL-Esnam et 9942 Ha pour 11292 Habitantspour Bechloul selon le RGPH 2008.

I-2 : Situation topographique

Selon la carte d'état major au 1/25000, en coordonnées polaires, la zone d'étude se situe entre les parallèles 3° 54' 30" à l'Est et 4° 07' 30" à l'Ouest et entre les méridiens 36° 15' 00" au Nord et 36° 22' 30" au Sud.

Cette zone est délimitée par :

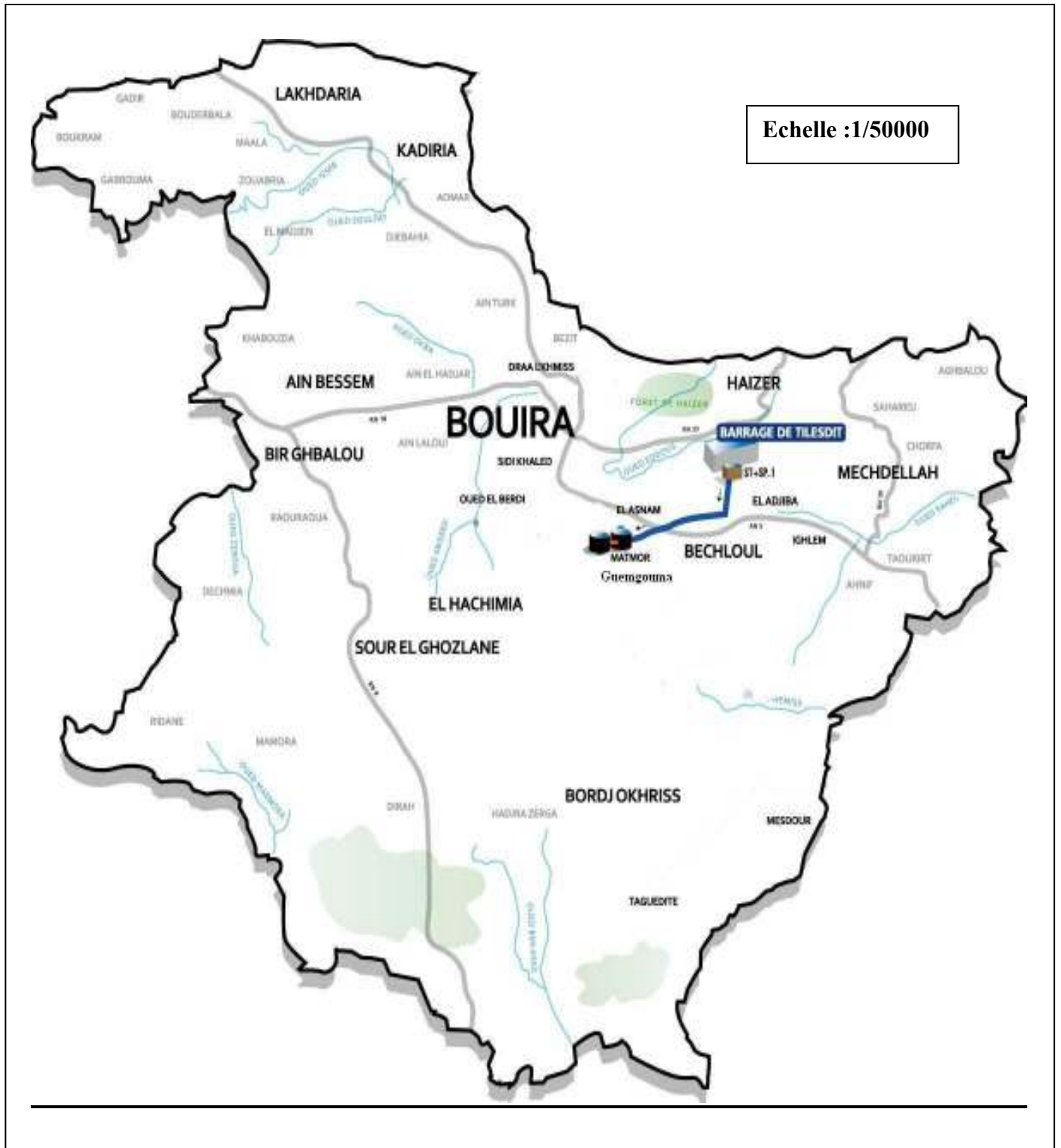
- la wilaya de Tizi Ouzou au Nord.
- par la commune d'EL Adjiba à l'Est.
- par les communes de Ahl el Ksar et Ouled Berdi au Sud.
- par les communes de Bouira et Haizer à l'ouest.

Le relief est contrasté et comporte:

- La dépression centrale (plateau d'El Asnam, la vallée de Oued El Dhous et Oued Sahel) ; avec des pentes inférieures à 5% .
- Une zone de montagne concernant le massif de Djurdjura, située au Nord de la commune d'El-Esnam dont l'altitude avoisine les 1200 m.
- Un ensemble de collines et piémonts situés au centre de la commune d'El-Esnam dont l'altitude varie entre 500 m et 800 m .

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure I-1 : Délimitation de la zone d'étude



la source (DHW-Bouira)

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I-3 : Situation géologique et géotechnique

I-3-1 : Volet géologique

En se basant sur les cartes géologiques établies de Bouira et de Tazmalt au 1/50 000^{ème}

Par E.Ficheur en 1912 et celle d'El Esmam par J.Savornin en 1923 (Figure I-2), les substratums géologiques dominant sont les affleurements du crétacé qui occupent tout l'atlas, et le Sud de la wilaya et formant une couronne du versant Sud de Djurdjura

On note aussi :

- L'oligocène : il couvre le Nord de la wilaya, ainsi qu'une vaste superficie entourant les dépôts quaternaires du plateau de Bouira et des vallées des Oueds El Dhous et Oued Sahel.
- Les dépôts quaternaires occupent la vallée de l'Oued Isser et surtout la grande formée de la plaine des Aribes (Bir Ghablou et Ain Bessam), du plateau de Bouira et la large vallée de l'oued Dhous et Oued Sahel.

De point de vue géologie régionale , le territoire concerné fait partie du bassin Post-nappes qui se situe entre la chaîne des Bibans au Sud de la dorsale de la Kabylie (Djurdjura) au Nord .Du point de vue stratigraphique les formations géologiques qu'on peut trouver sont :

1/les alluvions

- Les alluvions actuelles (A) : ce sont les dépôts du lit majeur de l'oued EDHOUS, dans la zone d'inondation des crues normales.
- Les alluvions récentes des vallées (A2) : ce sont des dépôts de la basse plaine, plus ou moins conservés de nature limono sableuse et caillouteuse mélangée.
- Les alluvions anciennes des vallées (Q1) : ce sont des débris discontinus d'une basse terrasse généralement caillouteuse dont le niveau irrégulier est d'environ +18m .Ils correspondent à d'anciens lits dont la largeur moyenne était de plusieurs centaines de mètres.
- Les poudingues et argiles de l'Aquitaniens(M1) : ils correspondent à une formation alluviale très puissante ou se mêlent assises de galets ,de sable, d'argile sableuse ou d'argile compacte .L'ensemble est généralement de couleur rouge brique .

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

2/Argile quartzite ferrugineux

Elle est localisée au nord de la commune formant les crêtes des zones de forêt.

3/Argiles schisteuses avec grès quartzites

Cette formation occupe une partie Sud Est et une autre partie Sud Ouest du territoire.

4/Marne grès calcaire à calcaire nummulites

Cette formation occupe une partie au nord Est et Sud Ouest.

5/Poudingues, calcaires liasiques et grès rouges

Elles occupent les parties du Nord la zone d'étude.

I-3 -2 : Volet géotechnique

Le territoire est composé de 28.98 % de montagne ,11.55 %de collines et piedmonts et 50 ;47% de plaines et plateaux .La partie Nord couvre une zone fortement accidentée est marquée par le massif de Djurdjura qui descend jusqu'au ,l'Oued Edhous ;tandis que la partie centrale et Sud est formée par un vaste plateau agricole avec des pentes faibles et de sources en eau de surface et souterraine importantes .

I-4 : Situation agricole

L'agriculture constitue la vocation prédominante dans l'activité économique de la wilaya qui revêt par ailleurs un caractère spécifique rural. Selon la source PAW de Bouira la SAU(superficie agricole utile) occupe plus de 62% de la surface totale justifiant ainsi la vocation agricole de la zone .

I-5 : Le climat

Le climat de cette zone se caractérise par un climat méditerranéen ;

- Une saison chaude sèche et prolongée, allant de Juin à Octobre ;
- Une saison froide et pluviale durant le reste de l'année.

Avec une succession de trois (3) étages de Nord au sud :

Humide tempère ; subhumide tempéré et Semi aride avec pluviométrie annuelle moyenne 800mm/an et par une période d'enneigement et de gel fréquents dans la partie Nord.

Du point de vue hydrographique, la commune est traversée au niveau du plateau, par deux (2) Oueds ZAIAN et EDDOUS sur lesquels le Barrage de TILSSDIT est réalise .Ces deux Oued se relie à proximité de la commune d'El Adjiba. Ainsi, on note la présence de la nappe d'eau de plateau d'EL-Esnam .

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I-5-1 : La température

Notre région d'étude présente un hiver rigoureux et un été chaud, avec des amplitudes annuelles fortes atteignant respectivement 5° et 30°. La station d'Ain-Bessem, considéré représentative de la wilaya, a enregistré des moyennes mensuelles des onze dernières années qui sont représentées dans le tableau ci après :

Tableau I-1: les températures moyennes de la période (1997-2009)

Mois	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai.	Juin	Juil	Août	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.
Températures (°C)	7,84	8,52	10,41	14,15	19,52	24,93	28,06	27,42	22,71	19,37	12,45	8,85

Station météorologique d'Ain-Bessem (2009)

A partir des valeurs montrées dans le tableau ci-dessus, nous pouvons classer deux périodes :

- Une période chaude correspondant aux mois Juin, Juillet, Août et Septembre avec un maximum **28,06°**.
- Une période froide correspondant aux mois d'octobre et Mai avec un minimum en janvier **8,5°** en moyenne.

I-5-2 : La pluviométrie

Les précipitation sont irrégulières d'une partie à l'autre mais généralement fortes , pouvant dépasser les 600mm/An .les mois les plus pluvieux sont :décembre et janvier (73.3 mm et 50.46 mm).

Les sondages carottes réalisés à la fin de septembre, n'ont traversé aucune nappe et ce jusqu'à la profondeur de 10m .la nappe alluviale doit être donc plus profonde, celle-ci peut se recharger en période humide pour remonter probablement à moins de 10 mètres de profondeur.

Tableau I-2 : la pluviométrie moyenne mensuelle de la période (1997-2009)

Mois	Jan	Fév.	Mars	Avr.	Mai.	Juin.	Juil.	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.
Précipitation (mm)	56,5	52,5	41,78	47,77	50,15	5,93	4,17	12,65	39,37	42,61	49,1	66,25

Source : station météorologique d'AinBessem (2009)

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I-6 : Situation hydrologique

I-6-1 : Les eaux superficielles

1/ Les apports hydriques

Les potentiels des eaux de surface sont estimés à 561 millions de m³/an.

Le barrage de TELSDIT est situé sur le bassin versant de SOUMAM. La répartition des potentialités en eau de surface est représentée dans le tableau suivant :

Tableau I-3 : superficie et apport hydrique moyen du bassin versant

Bassin versant	Superficie du bassin (km ²)	Superficie de wilaya occupée par le B-V (km ²)	Précipitations moyennes (mm)
Soummam	9 090	2 440	650

Source : DHW (2009)

Les eaux de ruissellement du BV de la Soummam sont les plus importantes. la mobilisation se fait grâce aux retenues collinaires et les deux barrages Lakhal et Tilsdit déjà réalisés.

Tableau I-4 : Caractéristiques du barrage Telsdit

Barrages	Coordonnées l'Ambert (km)		B.V	Nom de l'Oued	Volume régularisé (Hm ³)	Capacité totale (Hm ³)	Capacité utile (Hm ³)
	X (km)	Y (km)					
Tilsdit	626 ,17	340,02	Soummam	El Dhous	73	167	245

Source : DHW (2009)

2/ Retenues collinaires

Elles sont destinées essentiellement pour l'irrigation. Actuellement la wilaya de Bouira dispose de 32 retenues collinaires . La plus part est située autour du plateau de Bouira et la grande vallée de Oued EL Dhous qui passe par les deux communes concernées.

I-6-2 : les eaux souterraines

Le potentiel hydrogéologique de la wilaya se situe principalement dans la région Nord :

- El Asnam ;
- La pleine des Arribs ;
- Les vallées d'Oued Djenan.

Le principal problème de l'exploitation des ressources souterraines est lié soit :

- Aux conditions hydrologiques défavorables ;
- Aux nappes qui sont toutes exposées aux effets négatifs induits soit par des pollutions (des extractions abusives de sables), soit par l'exploitation à saturation

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I-7 : Description générale du système de transfert

I-7-1 : Barrage de Tilesdit

Le barrage de Tilesdit est situé sur l'oued El Dhous dans la commune de Bechloul à Environ 47 km au Nord Est du chef lieu de la wilaya de Bouira, il a été mis en eau à partir de l'année 2003.

Les eaux de ce barrage dont la capacité est de 167 Hm³ soit 167 millions de m³ sont affectées comme suit :

- AEP : ville de Bouira et communes limitrophes : 20,23 Hm³/an ;
- AEI : zone industrielle de Sidi Khaled : 1,15 Hm³/an ;
- Irrigation :
 - Plateaux d'El Asnam (2 200 Ha) : 12 Hm³/an ;
 - Vallée du Sahel (3 400 Ha) : 27,2 Hm³/an.

I-7-2 : Caractéristiques générales du barrage

Le barrage de Tilesdit appartient au bassin versant de la Soummam, caractérisé par :

- Surface de sous bassin versant : 843 Km² ;
- Précipitations moyennes : 655 mm/an ;
- Apports solides : 698 000T/an ;
- Apports moyens annuels : 83 Hm³.

Il est constitué par une digue en terre avec noyau argileux, d'une longueur en crête de 452 m et de 65 m de hauteur au dessus du lit de l'oued, une largeur de base de 256 m et un volume de remblai de 3 360 000 m³, à la côte 399,00 m NGA. Il comporte :

- Une tour de prise d'eau de 70 m de hauteur, munie de deux pertuis de prise ;
- Une vidange de fond de 355 m de longueur ;
- Une galerie d'injection de 150 m de longueur ;
- Un évacuateur de crues comprenant :
 - Un déversoir de largeur de 315 m
 - Un coursier de 315 m de longueur et 50 m de largeur ;
 - Un canal de restitution.

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I-5 : Les caractéristiques de la retenue du barrage de Tilsdit

Niveau de la retenue normale (m) NGA	Niveau des plus hautes eaux (m) NGA	Capacité totale de la retenue (Hm ³)	Capacité utile (Hm ³)	Volume régularisé(Hm ³)	Crue du projet (m ³ /s)	Crue de chantier (m ³ /s)
399,00	425,50	167	147	73	525	85

I-8 : Situation hydraulique

Actuellement la commune d'El-Elesnam est alimentée en eau potable à partir des forages .Ces derniers situés au niveau nord ouest de la commune, refoulent l'eau vers le réservoir 300 m³ existant, qui distribue l'eau potable vers le village Takharoubt.

De ce réservoir part une conduite de refoulement, vers le réservoir 100 m³ alimentant le chef lieu.

Au niveau du chef lieu se trouve un forage alimentant le reservoir100 m³ et le réservoir 500 m³ .Nous signalons que la commune d'El-Esnam sera alimentée à partir du barrage Telsdit a l'aide de deux (02) réservoirs 2*2500 m³ (de Matmor) situés au niveau de l'agglomération secondaire de GUEMGOUMA par une conduite de diamètre Ø1000 en fonte ductile.

En ce qui concerne la commune de BECHLOUL son alimentation se fait par le biais des forages situés au Nord Est et Sud Ouest de la commune qui refoulent vers un réservoir de 300m³ existant à une cote de terrain naturelle de 440m.Ce dernier distribue l'eau potable vers le village de OULED MENDIL, de ce réservoir part une conduite de refoulement jusqu'à la station de reprise de ICHIHEN. Avec un renforcement apporté par le réservoir de 1000 m³ située au sud de la commune d'OULED CHAIB de cote 495m.

De même pour la commune de BECHLOUL sera alimentée par le barrage TELSDIT à partir des deux réservoirs jumelés 2*2500 m³ (MATMOR) de cote 610m, construit en 2006.

L'alimentation de cette commune est assurée par les réservoirs 100m³ de cote à OULED ANBOUB et 1000m³ celui d'OULED CHAIB de cote 502m.

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableaux I-6 : les différents forages existant sur la région de la zone d'étude

Nom de forage	Coordonnées Lambert		profondeurs (m)	Débit (l/s)	N.S(m)	N .D(m)	Destination
H17	614.750	337.700	165	08	27	60	El-Esnam
H10	615.600	338.300	80	03	27.20	80.10	Bechloul
TAOURIRT	619.800	339.400	105	13	12	58.76	22 villages (Bechloul est)
H14	615.500	337.250	115	05	12.15	43	El-esnam
H9	615.900	338.170	84	03	12	28	22 villages (Bechloul ouest)
H11	614.800	337.700	120	02	15	52	Renforcement Bechloul
H8	615.350	337.850	150	05	12.10	42	El-Esnam
H13	612.850	337.850	125	02	12.31	47	Bechlou

Source DHW-Bouira

La plupart de ces forages sont en mauvaise état .le débit maximum journalier atteint 3542.4m³ /j.

I-9 : Qualité de l'eau du barrage de Telsdit :

Notre région d'étude est alimentée à partir du barrage de Telsdit (Bouira). Pour ce fait, l'eau du barrage qui alimente la ville de Bouira doit répondre aux normes requises, pour qu'elle soit potable. Par conséquent, une analyse physico-chimique et bactériologique est indispensable. Celle-ci a été réalisée au niveau des laboratoires de l'Algérienne Des Eaux (ADE) de Bouira.

Un premier échantillon de l'eau brute de barrage a été prélevé au mois du Mars 2009 (prélèvement hivernal); le second, au mois de Juillet 2009 (prélèvement estival).

I-9-1 : Résultats des analyses de l'eau du barrage Telsdit

Les résultats des analyses sont indiqués dans les tableaux ci-après :

Tableau I-7 : Paramètres physico-chimiques

Paramètres	Unités	Résultats du premier prélèvement (08.03.2009)	Résultats du deuxième prélèvement (02.07.2009)	Les normes de l'OMS (admissibles)
pH	/	8 ,12	7,90	6,5à9,5
Potentiel redox Eh	mV	391	692	/
Conductivité à 25°C	µs/cm	505	615	1 250
Temperature °C	°C	13,5	20,5	12à 25
Turbidité	NTU	1,73	2,62	5
Oxygène dissous	mg/l	/	/	/
Salinité	%	0 ,2	0,3	/
TDS	mg/l	243	302	1 500
Résidus sec à105°C	mg/l	/	/	/

Source ADE Projet Bouira (2009)

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I-8 : Paramètres de pollution

Paramètres	Unités	Résultats du premier prélèvement (08.03.2009)	Resultats du deuxième prélèvement (02.07.2009)	Les normes de l'OMS (admissibles)
Ammonium NH_4^+	mg/l	0,077	0,012	0,5
Nitrites NO_2^-		0,065	0,065	0,1
Nitrates NO_3^-		1,02	/	50
Phosphate PO_4^{3-}		00	00	0,5
Mat.Oxy.Acide		/	/	/
Fer Fe^{2+}		/	/	200

Source ADE Projet Bouira (2009)

Tableau I-9 : Minéralisation totale

Paramètres	Unités	Résultats du premier prélèvement (08.03.2009)	Resultats du deuxième prélèvement (02.07.2009)	Les normes de l'OMS (admissibles)
Calcium Ca^{++}	mg/l	56	43,2	/
Magnésium Mg^{++}		17,5	31,59	50
Sodium Na^+		/	/	150
Chlorures Cl^-		54,7	71,71	200
Sulfates SO_4^-		/	65,97	250
Bicarbonate HCO_3^-		217	209,84	/
Potassium K^+		/	/	12
Dureté Totale TH	mg/l CaCO_3	212	238	500
Dureté Permanente		34	66	/
Titre alcalin TA		00	00	/
Titre alcalin complet TAC		178	172	/

Source ADE Projet Bouira (2009)

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I-10: Paramètres bactériologiques

Parameters	Unités	Résultats du premier prélèvement (08.03.2009)	Résultats du deuxième prélèvement (02.07.2009)	Les normes de l'OMS (admissibles)
Germes totaux à 37°C	c/ml	/	/	05
Germes totaux à 22°C		/	/	100
Coliformes totaux	NPP/100ml	12	08	03
Colibacilles		04	03	00
Streptocoques fécaux		00	02	00

Source ADE Projet Bouira

I-9-2 : Interprétation des résultats

Les paramètres physico-chimiques des eaux du barrage sont conformes aux normes Requises, seules les paramètres bactériologiques sont à des concentrations élevées.

Une désinfection de l'eau est indispensable avant toute distribution, pour détruire ou inactiver ces germes pathogènes. On peut procéder soit par chlore ou ses dérivées, ou par l'ozone (voie chimique), ou bien par le chlore actif ou les rayonnements absorbants (voie physique).

La désinfection par chlore est la plus répandue. Elle consiste à maintenir un taux de Chlore Résiduel libre compris entre 0,2 mg/l à 0,4 mg/l. En cas de panne du système de chloration L'utilisation de système de dosage d'eau de javel sera nécessaire pour la désinfection. On prévoira la possibilité d'un traitement par injection de charbon actif.

Conclusion

Dans cette partie nous avons défini les données nécessaires concernant notre région du point de vue topographie, géologie, démographie, la situation hydraulique ainsi que la qualité des eaux du barrage. des données qui servent de bases pour l'élaboration de notre projet d'alimentation en eau potable de la zone d'étude.

Enfin, l'eau du barrage de Tilesdit s'avère d'une bonne qualité physico- chimique, cependant elle est d'une mauvaise qualité bactériologique. Une désinfection de l'eau est indispensable avant toute distribution, pour détruire les germes pathogènes

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Chapitre II: l'estimation des besoins en eau

Introduction

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

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

II-1 : Situation démographique et son évolution

Cette analyse est essentielle pour toutes les actions d'aménagement qui seront programme pour le de satisfaire les besoins en eau de la population.

L'évaluation des besoins en eau à différents horizons, sera faite sur la base de l'évolution démographique de la population calculée par la formule des intérêts composés qui est la suivante :

$$P_n = P_0 (1 + T)^n$$

- P_n : la population à l'horizon de calcul (2010,2040);
- P_0 : la population de l'année de référence (2008);
- T : taux d'accroissement naturel de la population en pourcentage ;
- n : nombre d'années séparant l'année de référence et l'horizon de calcul.

L' horizon de calcul considéré est : 2040 (une durée de 30 ans);

D'après le service technique des APC d'EL-ESNAM et de BECHLOUL dans le cadre du recensement global de la population et de l'habitat 2008, la commune d'EL-ESNAM compte 13193 habitants avec un taux d'accroissement de 0.9% et la commune de BECHLOUL compte **11292** habitants avec un taux d'accroissement de **0.91**. On remarque que les deux communes ont un taux d'accroissement identique. D'après le RGPH 2008 (PDAU des APC concernées).

Chapitre II: l'estimation des besoins en eau

La répartition et l'évolution démographique sur les différents horizons sont représentées dans le tableau ci-dessous (Tableau II-1) :

Tableau II-1 : Estimation de la population globale des communes d'El-Esnam et de Bechloul

L'horizon	Année 2008(RGPH)	Année 2010	Horizon 2040
Nombre d'habitants à l'horizon	24485	24927	32615

II-2 :L'évaluation de la consommation moyenne journalière

II-2-1 : Les besoins domestiques

On peut prendre comme base de calcul :

- Villes de moins de 20 000 habitants : 150 à 200 litres / jour / habitant ;
- Villes de 20 000 à 100 000 habitants : 200 à 300 litres / jour / habitant ;
- Villes de plus de 100 000 habitants : 300 à 400 litres / jour / habitant ;

Vu le niveau de vie, les habitudes sanitaires des gens, le niveau hygiénique et son évolution future, nous estimons une dotation de 200 litres / jour / habitant en raison de la forte demande au futur (DHW de Bouira).

D'où on prend : **Dot= 200 l/j/habitant**

Les besoins domestiques journaliers de la zone concernée par l'étude, sont donnés par la relation suivante:

$$Q_{\text{moy},j} = \frac{1}{1000} * \text{dot} * N \quad (\text{m}^3/\text{jr})$$

dot: dotation moyenne en (l/j/hab)

N: nombre d'habitants

Tableau II-2 : Tableau récapitulatif des besoins domestiques

Nombre d'habitants	Dotation (l/j/hab)	Débit (m ³ /j)	Débit (l/s)
32615	200	6523	75.50

Chapitre II: l'estimation des besoins en eau

II -2-2 : Besoins scolaires

Les besoins des différents équipements scolaires réunis sur la zone d'étude sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau II-3: Tableau récapitulatif des besoins scolaires

Equipements	Nombre	Effectifs (élevés.)	Dotation (l/j/élève)	Régime	Q _{moij} (m ³ /j)
Ecoles primaires	17	1980	20	½ Pension	36.90
CEM	3	2045	20	½ Pension	40.90
Lycées	2	776	20	½ Pension	15.52
Total					93.32

II -2-3 : Besoins administratifs

Les divers équipements administratifs des localités concernées, leurs dotations et les débits journaliers correspondant sont dans le tableau suivant:

Tableau II-4: Tableau récapitulatif des besoins administratifs

localités	Type d'équipement	Nombre d'employés	Dotation (l/j/ouvr)	Débit (m ³ /j)
El-Esnam	01 APC	65	15	0.975
	01 Bureau de poste	08	/	0.120
	01 Siege de P.T.T	08	/	0.675
	01 garde communale	45	/	2.250
	01 Gendarmerie	50	50	2.500
Bechloul	01 DAIRA	30	15	0.450
	01 APC	28	/	0.420
	01 Bureau de poste	10	/	0.150
	01 Siege de P.T.T	60	/	0.900
	01 Recette	07	/	0.105
	01 Casoral	08	/	0.120
	01 Gendarmerie	46	/	2.300
Total				13.615

Chapitre II: l'estimation des besoins en eau

II -2-4 : Besoins socioculturels

Les différents besoins sanitaires sont assemblés dans le tableau suivant :

Tableau II-5: Tableau récapitulatif des besoins socioculturels

localités	Type d'équipement	Nombre d'usagers	Superficie (m ²)	Dotation (l/j/usager), (l/j/ m ²)	Débit (m ³ /j)
EL-ESNAM	01Stade	/	5000	04	20,00
	03 Mosquées	200		10	06,00
	01 Maison de jeunes	/	500	04	02,00
BECHLOUL	01Stade	/	3500	04	14,00
	04 Mosquées	140		10	05,60
	01 Maison de jeunes	/	600	04	02,40
	01Centre culturel	/	1500	04	06.00
Total					56.00

II -2- 5 : Besoins sanitaires

Les différents besoins sanitaires des différentes localités sont réunis dans le tableau suivant :

Tableau II-6 : Tableau récapitulatif des besoins sanitaires

Equipements	Unité (malade)	Dotation (l/j/lit)	Q _{moyj} (m ³ /j)
05 salles de soin	1730	15	25.95
02 Centres de santé	970	15	14.55
Total			40.50

II -2- 6 : Besoins commerciaux et industriels

C'est la consommation d'eau nécessaire au fonctionnement des commerces et à la production industrielle. Ceci comprend en outre les usages hygiéniques, d'entretien et de climatisation.

Tableau II-7: Tableau récapitulatif des besoins commerciaux industriels

Equipements	Effectifs (unités)	Dotation Pour l'unité	Q _{moyj} (m ³ /j)
Complexe avicole	/	/	132
Douches	60 postes	200(l/j/poste)	12
Hamam	50 personnes	150 (l/personne)	37,5
Centre commercial	1500 m ²	05 l/j/m ²	7.5
Total			189

Chapitre II: l'estimation des besoins en eau

II-2-7 : Besoins du bétail

Les zones rurales sont généralement connues par les activités agricoles qui sont importantes.

Les besoins sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau II-8: Tableau récapitulatif des besoins du bétail

localités	Bovins		Ovins		Débit (m ³ /j)
	têtes	Dotation (l/j/tête)	têtes	Dotation (l/j/tête)	
El-Esnam	2502	80	2672	08	275,51
Bechloul	3291	80	1360	08	141,6
Total					417 ,11

II-2-8 : Récapitulatif des différentes consommations journalières

Les besoins de différentes consommations calculés ci-avant sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau II-9: Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières

Besoins domestique (m ³ /j)	Besoins scolaires (m ³ /j)	Besoins sanitaires (m ³ /j)	Besoins administratifs (m ³ /j)	Besoins socioculturels (m ³ /j)	Besoins commerciaux et industriels (m ³ /j)	Besoins du bétail (m ³ /j)	Total Q (m ³ /j)
6523	93.32	40.50	13.62	56	189	417 ,11	7332.55

la consommation moyenne journalière totale des localités de la zone de notre étude s'élèvera, à l'horizon 2040, à $Q_{\text{moy j}} = 7310.72\text{m}^3/\text{J}$ soit un débit de **84 ,62 l/s**.

II-3 : Etude des variations des débits

Les débits de consommation sont soumis à plusieurs variations dans le temps :

- Variations annuelles qui dépendent du niveau de vie de l'agglomération considérée ;
- Variations mensuelles et saisonnières qui dépendent de l'importance de la ville ;
- Variations journalières qui dépendent du jour de la semaine où la consommation est plus importante au début de la semaine qu'en week end ;

En raison de cette irrégularité de consommation, le débit exigé pour les consommateurs sera déterminé en attribuant au débit moyen journalier les coefficients d'irrégularité.

Cette évaluation importante, permettra de dimensionner le réseau d'adduction.

Chapitre II: l'estimation des besoins en eau

II-3-1 :Variation de la consommation journalière

1/Variation de consommation maximale journalière (Qmaxj) :

En fonction des jours, des semaines et des mois, on observe des variations de la consommation. Le débit d'eau consommé n'est pas constant, mais varie en présentant des maximums et des minimums. Cette variation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité

$K_{max j}$ et $K_{min j}$.

$$K_{max j} = \frac{\text{consommation maximale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}} .$$

- $K_{max j}$: consommation maximale journalière.

- $K_{min j}$: consommation minimale journalière.

Elle représente le débit du jour le plus chargé de l'année, il s'agit en fait d'une majoration de la consommation moyenne journalière de 10% à 30%. Elle est donnée par la formule suivante :

$$Q_{max j} = K_{max j} * Q_{moy j}$$

$K_{max j}$: coefficient d'irrégularité journalière maximale. Il est compris entre 1,1 et 1,3 ; nous optons donc pour : $K_{max j} = 1,2$.

2/Variation de consommation minimale journalière (Q min j)

Elle est représentée par la formule suivante :

$$Q_{min j} = K_{min j} * Q_{moy j}$$

$K_{min j}$: coefficient d'irrégularité journalière minimale, tenant compte d'une éventuelle sous consommation. Il est compris entre 0,7 et 0,9 dans notre cas nous avons choisi :

$K_{min j} = 0,8$.

Tableau II-10: débits moyens, maximums et minimums journaliers

Horizons	Qmoyj		Kmaxj	Qmax j		Kminj	Qmin j	
	m ³ /j	l/s		m ³ /j	l/s		m ³ /j	l/s
2040	7332.55	84.86	1.2	8799.26	101.84	0,8	5866.18	67.89

D'où :

- α_{max} : Coefficient qui dépend du confort au sein de l'agglomération qui varie de 1,2 à 1,4

Pour notre cas, on prend : $\alpha_{max} = 1,3$

- β_{max} : Coefficient qui dépend du nombre d'habitant de l'agglomération, il est donné par le manuel technique voir l'annexe II-1.

Chapitre II: l'estimation des besoins en eau

II-3-2 :Variation de la consommation horaire

Ce volet permet de déterminer la plus grande ou la plus faible charge du réseau afin de dimensionner, de prévoir les risques des dépôts dans les tuyaux et de déterminer la consommation maximale et minimale horaires, en introduisant le coefficient d'irrégularité horaire.

1/Le débit maximum horaire:

Détermination de la consommation maximale horaire :

$$Q_{\max h} = K_{\max h} * (Q_{\max j}/24)$$

K_{max h} : coefficient d'irrégularité horaire maximal donné par la formule :

$$K_{\max h} = \alpha_{\max} * \beta_{\max}$$

- **α_{\max}** : coefficient tenant compte du niveau de confort et des équipements de l'agglomération qui est compris entre 1,2 et 1,4 (nous prenons $\alpha_{\max} = 1,3$).
- **β_{\max}** : coefficient donnée par un tableau en fonction de la taille d'agglomération. Il est représenté dans le manuel (Annexe II-1) :

Tableau II-11 : Tableau donnant le coefficient $K_{\max h}$ en fonction du nombre d'habitants

Nombre d'habitants	α_{\max}	β_{\max}	$K_{\max h}$
32615	1,3	1,13	1,47

$$Q_{\max h} = K_{\max h} * (Q_{\max j} / 24)$$

$$Q_{\max h} = 1,47 \times (7332,55 / 24) = 449,12 \text{ m}^3/\text{h}$$

Soit : **$Q_{\max h} = 449,12 \text{ m}^3 / \text{h}$** ; **$Q_{\max h} = 124,47 \text{ l/s}$**

2/ Le débit minimum horaire

K_{min h} : coefficient d'irrégularité horaire minimale donné par la formule :

$$K_{\min h} = \alpha_{\min} * \beta_{\min}$$

- **α_{\max}** : coefficient tenant compte du niveau de confort et des équipements de l'agglomération qu'est compris entre 0,4 et 0,6 (nous prenons $\alpha_{\max} = 0,5$).
- **β_{\min}** : coefficient donnée par un tableau en fonction de la taille d'agglomération. Il est représenté dans manuelle technique (Annexe II-1) :

Chapitre II: l'estimation des besoins en eau

Tableau II-12 : Tableau donnant le coefficient $K_{\min h}$ en fonction du nombre d'habitants

Nombre d'habitants	α_{\min}	β_{\min}	$K_{\min h}$
32615	0.5	0.65	0.33

$$Q_{\min h} = K_{\min h} * (Q_{\max j} / 24)$$

$$Q_{\min h} = 0.33 \times (7332.55 / 24) = 100.82 \text{ m}^3/\text{h}$$

Soit: $Q_{\max h} = 100.82 \text{ m}^3 / \text{h}$, $Q_{\max h} = 28\text{l/s}$

II-3-3 : Variation des débits horaires

La variation des débits horaires pour notre agglomération sera la suivante :

Tableau N° II-13 : Variation des débits horaires

Heures	Consommation totale $Q_{\max, j} = 8772.86 \text{ m}^3/\text{j}$		Courbe de la consommation cumulée (intégrale)	
	%	M3/h	%	M3/h
0--1	1,5	131,5929	1,5	131,5929
1--2	1,5	131,5929	3	263,1858
2--3	1,5	131,5929	4,5	394,7787
3--4	1,5	131,5929	6	526,3716
4--5	2,5	219,3215	8,5	745,6931
5--6	3,5	307,0501	12	1052,7432
6--7	4,5	394,7787	16,5	1447,5219
7--8	5,5	482,5073	22	1930,0292
8--9	6,25	548,30375	28,25	2478,333
9--10	6,25	548,30375	34,5	3026,6367
10--11	6,25	548,30375	40,75	3574,9405
11--12	6,25	548,30375	47	4123,2442
12--13	5	438,643	52	4561,8872
13--14	5	438,643	57	5000,5302
14--15	5,5	482,5073	62,5	5483,0375
15--16	6	526,3716	68,5	6009,4091
16--17	6	526,3716	74,5	6535,7807
17--18	5,5	482,5073	80	7018,288
18--19	5	438,643	85	7456,931
19--20	4,5	394,7787	89,5	7851,7097
20--21	4	350,9144	93,5	8202,6241
21--22	3	263,1858	96.50	8465,8099
22--23	2	175,4572	98.50	8641,2671
23--24	1,5	131,5929	100	8772,86
Total	100	8772,86		

Chapitre II: l'estimation des besoins en eau

Remarque :

- Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de chaque agglomération. Pour notre cas on choisit la répartition de la variant 50001 à 100000 hab. (puisque le nombre d'habitants à l'année 2040 .), dont la répartition est indiquée dans le tableau annexe II-2:

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

Figure II-1 :Graphique de la consommation Totale pour l'agglomération

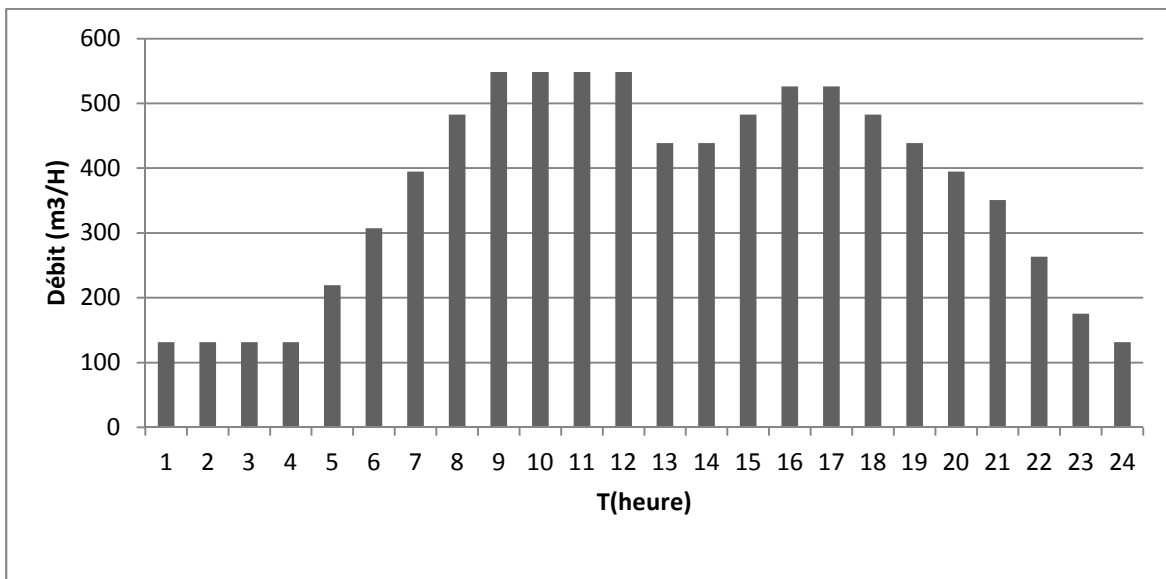
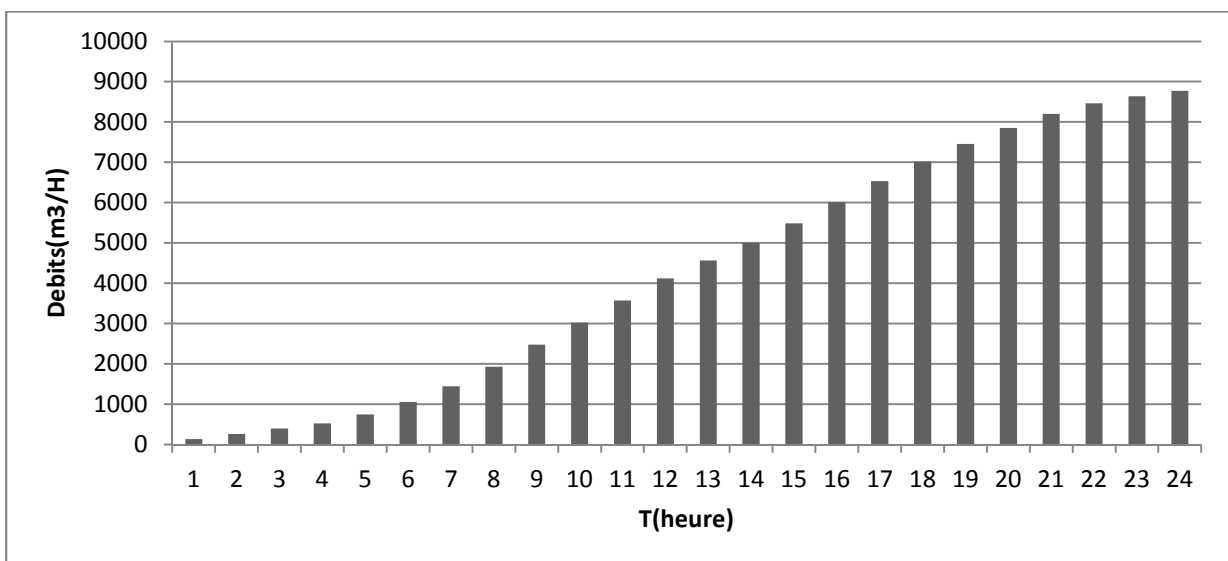


Figure II-2 : Graphique de la consommation cumulée pour l'agglomération



Chapitre II: l'estimation des besoins en eau

Tableau II-14: Récapitulation des résultats

Horizon	Qmin j	
	(m ³ /j)	(l/s)
2040	5866.04	67.90
	Qmoy j	
	(m ³ /j)	(l/s)
	7332.55	84.87
	Qmax j	
	(m ³ /j)	(l/s)
	8799.26	101,84
	Qmax h	
	(m ³ /h)	(l/s)
	449.12	124.47
	Qmin h	
	(m ³ /h)	(l/s)
	100.82	28

Conclusion

En comparant le débit maximum journalier caractérisant la consommation aux débits disponibles (débit des forages)

On remarque que :

- $Q_{\max.j} = 8800 \text{ m}^3/\text{j}$
- $Q_{\text{Forages}} = 3545 \text{ m}^3/\text{j}$

On peut constater que les ressources existantes ne peuvent pas satisfaire la totalité des besoins en eau potable des deux communes ; c'est pourquoi il faudra combler le déficit en eau par la mobilisation d'autres ressources, comme les eaux de barrage de Telsdit.

CHAPITRE III : Etude de l'adduction

Introduction

Nous examinerons, à présent, les installations à prévoir pour diriger les eaux vers les réservoirs c.à.d. l'adduction a partir du barrage de Telsdit vers les deux communes (El-Esnam et Bechloul).

III-1 : Types d'adduction

Dans notre étude. On est appelé à choisir une adduction mixte et cela au vu de la topographie de la zone du projet .

III-2 : Choix du tracé

Le choix se fait en recherchant le tracé le plus direct entre la source et le réservoir d'accumulation. Il est basé sur les reconnaissances du terrain, levés topographiques et les résultats des investigations géotechniques.

Après le choix du tracé retenu présente un linéaire total d'environ 35 km:

*longueur des adductions principales 17 km;

*longueur des adductions secondaires 18 km vers les deux communes EL-Esnam et Bechloul (voir le schéma hydraulique).

D'après ce qui précède, il s'avère que le nombre d'obstacles et de singularités à franchir est très important. Une attention particulière devra être portée à ces singularités qui sont principalement les routes nationales (RN) les chemins de wilaya (CW), les oueds, mais aussi les voies ferrées et les gazoducs.

III-3 : Choix du type de matériaux

Le choix du matériau des conduites enterrées pour le transport de l'eau dépend aussi bien de leur faisabilité technique qu'économique.

Parmi les tuyaux utilisés dans le domaine d'alimentation en eau potable, on distingue : les tuyaux en fonte, les tuyaux en acier, les tuyaux en béton et les tuyaux en matière thermoplastique.

Dans notre cas, on opte pour des conduites en **fonte** vu les avantages qu'elles présentent :

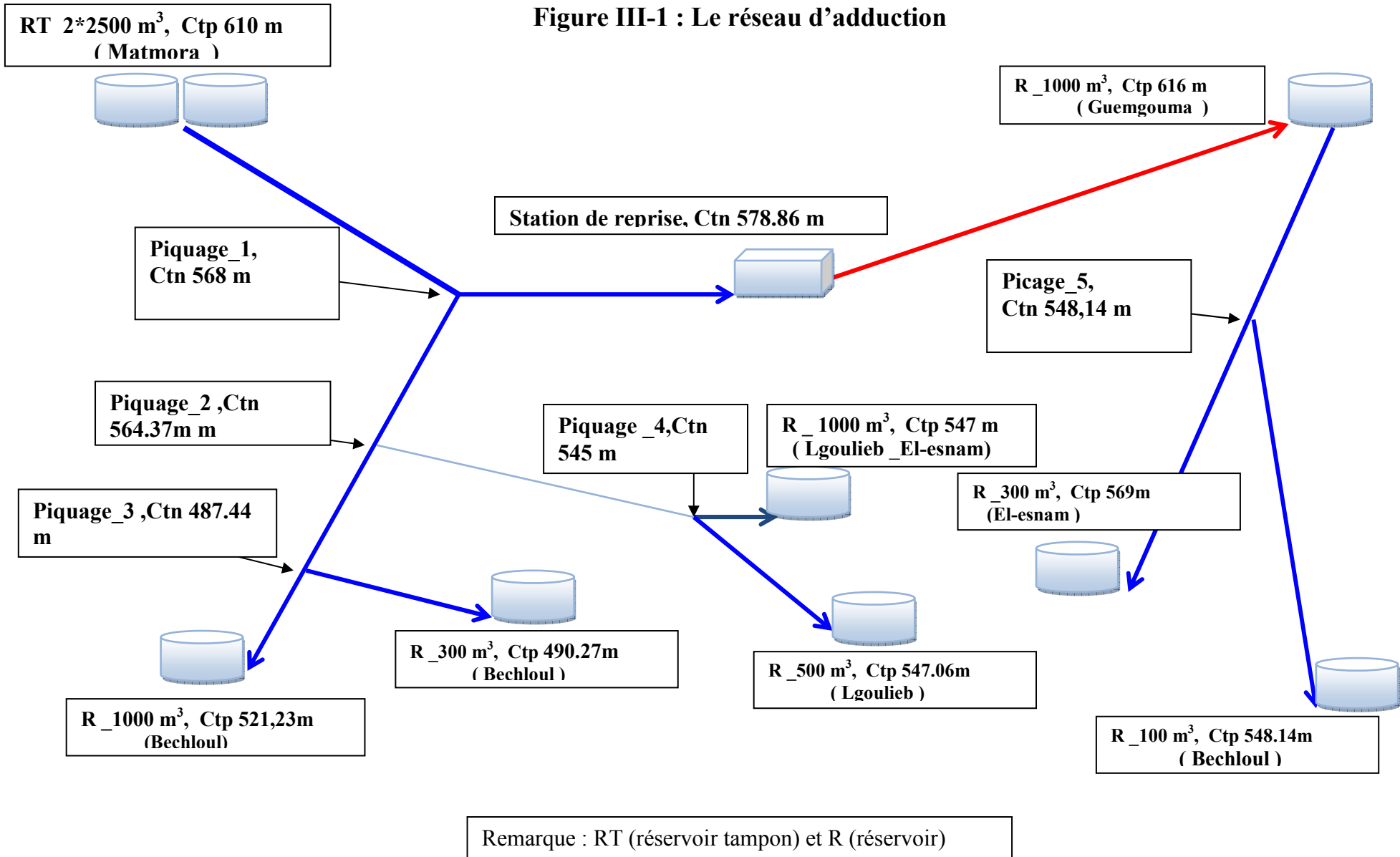
- Résistance aux pressions élevées ;
- Très rigides et solides ;

- Résistance aux pressions élevées ;
- La fonte permet de supporter des pressions de service atteignant 50 bar pour les tuyaux ne dépassant pas 600mm de diamètre, et 40 bar pour les tuyaux de diamètre supérieur ;

- Bonne résistance aux forces intérieures.

CHAPITRE III : Etude de l'adduction

Figure III-1 : Le réseau d'adduction



CHAPITRE III : Etude de l'adduction

III- 4 : Etude technico-économique de l'adduction

III-4-1 : Etude de l'adduction par refoulement

Le dimensionnement de la conduite d'adduction s'établit en cherchant le diamètre économique qui permet de donner un coût de revient minimum entre les dépenses de fonctionnement et celle d'investissement, donc une étude technico-économique s'avère indispensable. En effet, plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever, plus les pertes de charge seront plus importantes. Il est donc impératif de déterminer un même diamètre économique pour la conduite de refoulement.

Le diamètre économique des conduites de refoulement sera déterminé comme suit :

❖ **Choix de la gamme des diamètres**

Pour avoir un bon choix d'un diamètre économique on doit trouver une gamme qui donne une approche économique. Cette gamme est déterminée à partir de plusieurs formules parmi lesquelles on en cite :

-La formule de BRESS

$$D = 1,5 * \sqrt{Q} \quad (\text{III-1})$$

-La formule de BONNIN

$$D = \sqrt{Q} \quad (\text{III-2})$$

Q: débit à élever en m³/s.

Remarque : La formule de Bress n'est valable que pour les petits projets (longueur de conduite ≤ 1 Km

D : diamètre de la conduite (m).

Q : débit à relever (m³/s).

Les diamètres calculés nous imposent le choix d'une gamme en fonction des diamètres normalisés disponibles sur le marché.

A partir de cette gamme des diamètres, on procède à l'évaluation des frais d'exploitation et d'amortissement de chaque diamètre et on adoptera comme diamètre économique celui pour lequel la somme des frais cités sera minimale.

CHAPITRE III : Etude de l'adduction

III-4-2 : Calcul des pertes de charge

1/ pertes de charge linéaires :

Pour un tronçon donné, les pertes de charge linéaires dépendent:

- Du diamètre D de la conduite en (m);
- Du débit Q en (m^3/s);
- De la rugosité absolue K_s exprimée en mm;
- De la longueur du tronçon L en (m).

$$\Delta H_i = \lambda \frac{L V^2}{D 2 g} = I * L \quad (\text{III-3})$$

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

- ΔH_i : Pertes de charge linéaires en (m)

- I : gradient hydraulique en (m/m)

- Le coefficient λ est obtenu par la formule suivante :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \log\left(\frac{K_s}{3,7 * D} + \frac{2,51}{R_e * \sqrt{\lambda}}\right) \quad (\text{IV-5}) \quad (\text{Formule de Colebrook})$$

R_e : nombre de Reynolds.

La rugosité absolue est déterminée en mesurant l'épaisseur de rugosité des parois du tuyau.

$$K_s = K_0 + \alpha T \quad (\text{III-8})$$

- K_0 : la rugosité à l'état neuf ; égale à 0,8 mm.

- α : le coefficient de vieillissement de conduite ($\alpha = 0,04$ mm/an)

- T : la durée d'utilisation de la conduite ($t = 30$ ans).

Alors, $K_s = 0,8 + 0,04 * 30 = 2$ mm.

2/ Pertes de charge singulières

Elles sont générées par les singularités tels que les coudes, vannes, clapets, branchements, diaphragmes ...etc. Les pertes sont estimées de 10 % à 15% des pertes de charge linéaires (on prend 15% dans notre cas).

Elles sont données par la formule suivante :

$$\Delta H_s = 0,15 * \Delta H_i$$

(Les différentes singularités du réseau sont indiquées dans les profiles en long)

3/ Pertes de charge totales (ΔH_t)

C'est la somme des pertes de charge linéaires et les pertes de charge singulières :

$$\begin{aligned} \Delta H_t &= \Delta H_i + \Delta H_s \Leftrightarrow \Delta H_t = \Delta H_i + 0,15 * \Delta H_i \\ \Rightarrow \Delta H_t &= 1,15 * \Delta H_i \end{aligned} \quad (\text{III- 9})$$

CHAPITRE III : Etude de l'adduction

III-4-3 : Calcul de la hauteur manométrique totale

La hauteur manométrique totale est la somme de pertes de charge et de la hauteur géométrique.

$$HMT = Hg + \Delta H_a + \Delta H_r = Hg + \Delta H_t \quad (\text{III-10})$$

Hg: la hauteur géométrique

ΔH_a : pertes de charge à l'aspiration

ΔH_r : pertes de charge au refoulement

III-4-4 : Puissance absorbée par la pompe

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

$$P = \frac{g * Q * HMT}{\eta} \quad (\text{III-11})$$

η : rendement de la pompe en (%) ($\eta=82\%$)

Q: débit refoulé par la pompe en (m^3/s)

g: pesanteur (9.81 m/s^2)

III-4-5 :Energie consommée par la pompe

$$E = P * t * 365 \text{ [Kwh]} \quad (\text{III-12})$$

t: c'est le temps de pompage par jour en (heure); dans notre cas $t=20\text{h}$

P: puissance de la pompe en (kW)

III-4-6 : Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont définis comme suit :

$$F_{\text{ex}} = E * e \text{ [DA]} \quad (\text{IV-13})$$

E: énergie consommée par la pompe en (Kw H)

e: prix unitaire d'un Kw H imposé par la SONELGAZ.($e=4,67\text{DA}$)

III-4-7 :Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont donnés comme suit:

$$F_{\text{am}} = P_{\text{rc}} * A \text{ [DA]} \quad (\text{III-14})$$

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

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

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (\text{III-15})$$

i: Taux d'annuité annuel, $i = 8 \%$

n: nombre d'années d'amortissement, $n = 30\text{ans}$

$$A = \frac{0,08}{(0,08+1)^{30} - 1} + 0,08 = 0,0889 = 8.89 \%$$

$$A=8.89 \%$$

CHAPITRE III : Etude de l'adduction

III-4-8 : Détermination des diamètres économiques

III-4-8 -1 : Calcul des diamètres économiques de la conduite de refoulement

- ❖ Puisque notre débit est important donc on partage notre débit par deux, et on travaille sur deux conduites en parallèle (nombre de conduites $N = 2$):

Donc le calcul du diamètre économique se fait à base de la formule de BONNIN:

$$D = \sqrt{Q}$$

1/Tronçon SP 1 –Ret Matmor(Guemgouma) :

- $Q = 0,495 \text{ m}^3/\text{s}$ (Débit d'une seule conduite)
- $L = 17750\text{m}$
- $H_g = 195\text{m}$
- $D_c_{\text{Bonnin}} = 0,703\text{m}$

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de ce tronçon sont regroupés dans les tableaux suivants:

Tableau III-1: Calcul de la HMT du tronçon SP1(barrage) -RT 2*2500m³(Guemgouma)

Diamètre en (mm)	V (m/s)	Re	λ	I(m/m)	L (m)	$\Delta H_i(\text{m})$	HMT(m)
550	2,084	1146496,82	0,0187	0,02743675	17750	48,700	243,700
650	1,49	970112,69	0,019	0,01047805	17750	18,598	213,598
700	1,28	900818,926	0,019	0,00683812	17750	12,137	207,137
750	1,12	840764,331	0,020	0,00459672	17750	8,159	203,159
800	0,98	788216,561	0,020	0,00317068	17750	5,627	200,627
900	0,77	700636,943	0,021	0,00161038	17750	2,858	197,858
1000	0,63	630573,248	0,021	0,00087881	17750	1,559	196,559

Tableau III-2: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP1- RT (Guemgouma)

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
550	9850,00	17750	174837500,00
650	10920,00	17750	193830000,00
700	149303,00	17750	2650128250,00
750	150980,50	17750	2679903875,00
800	16773,00	17750	297720750,00
900	18 869,00	17750	334924750,00
1000	21934,00	17750	389328500,00

CHAPITRE III : Etude de l'adduction

Tableau III-3: Calcul des frais d'exploitation du SP1- RT (Guemgouma)

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F_{explo} (DA)
550	1443,16606	12642134,7	1123885,77
650	1264,90708	11080586	985064,097
700	1226,64647	10745423,1	955268,111
750	1203,08639	10539036,8	936920,372
800	1188,09674	10407727,5	925246,971
900	1171,69588	10264055,9	912474,574
1000	1164,0061	10196693,4	906486,046

Tableau III-4: Bilan du tronçon SP1- RT2*2500m³(Guemgouma) :

Diamètre (mm)	F_{explo} (DA)	F_{amort} (DA)	Bilan (DA)
550	1123885,77	193830000	194953886
650	985064,097	174837500.00	17175822564
700	955268,111	2650128250	2651083518
750	936920,372	2679903875	2680840795
800	925246,971	297720750	298645997
800	912474,574	334924750	335837225
1000	906486,046	389328500	390234986

Le diamètre économique est de 650 mm, avec une vitesse de $V = 1,48\text{m/s}$.

2/ Tronçon St Guemgouma –Réservoir 1000(Guemgouma)

Le nombre de conduites de refoulement est égal à un ($N=1$)

❖ Calcul des caractéristiques techniques de la conduite d'aspiration

➤ Données :

- Cote de l'axe de la pompe : $Z_1=577,13\text{ m}$.
- Cote de trop plein de réservoir du R1000 m³ Guemgouma : $Z_2=(616+3)=619\text{ m}$
- $H_g = 41,87\text{ m}$
- $Q = 0,044\text{ m}^3/\text{s}$
- $D_{c\text{ Bonnin}} = 0,21\text{m} = 210\text{ mm}$
- $L = 810,58\text{m}$

CHAPITRE III : Etude de l'adduction

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de ce tronçon sont rassemblés dans les tableaux suivants:

**Tableau III-5: Calcul de la HMT du tronçon SR Guemgouma –Réservoir
1000m³(Guemgouma)**

Diamètre en (mm)	V (m/s)	Re	λ	I (m/m)	L (m)	ΔH_t (m)	HMT (m)
150	2,49	373673,036	0,042	0,17906596	810,58	145,147	187,017
200	1,4	280254,777	0,038	0,03847075	810,58	31,183	73,053
250	0,89	224203,822	0,035	0,01170846	810,58	9,49	51,36
300	0,62	186836,518	0,033	0,00443848	810,58	3,597	45,467
350	0,45	160145,587	0,032	0,00195714	810,58	1,586	43,456

**Tableau III-6: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SR Guemgouma –Réservoir
1000m³(Guemgouma)**

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
150	2592,59	810,58	2101501,6
200	3137,08	810,58	2542854,31
250	3749,3	810,58	3039107,59
300	4455,52	810,58	3611555,4
350	5249,74	810,58	4255334,25

**Tableau III-7: Calcul des frais d'exploitation du tronçon : St Guemgouma –Réservoir
1000m³(Guemgouma)**

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F _{exploit} (DA)
150	98,4440746	718641,745	3356056,95
200	38,4547143	280719,415	1310959,67
250	27,0357431	197360,925	921675,519
300	23,9337744	174716,553	815926,304
350	22,8750337	166987,746	779832,774

Tableau IV-8: Bilan du tronçon : SR Guemgouma –Réservoir 1000m³(Guemgouma)

Diamètre mm	150	200	250	300	350
F _{exploit} (DA)	3356056,95	1310959,67	921675,519	815926,304	779832,774
F _{amort} (DA)	2101501,6	2542854,31	3039107,59	3611555,4	4255334,25
Bilan (DA)	5457558,55	3853813,98	3960783,11	4427481,7	5035167,02

Le diamètre économique est de **200 mm**, avec une vitesse de $V = 1,40$ m/s.

CHAPITRE III : Etude de l'adduction

III-5 : Etude de l'adduction gravitaire

Contrairement à l'adduction par refoulement, dans une adduction gravitaire le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte de l'agglomération. L'adduction gravitaire se fait par les conduites en charge.

A partir de réservoir tampon 2*2500m³ de cote 610 m, le débit est véhiculé vers les deux communes (El-Esnam et Bechloul) sur un linéaire de 22062,55 ml.

Notre chaîne à dimensionner débutera principalement à partir les deux réservoirs 2*2500 m³, situés sur une altitude de 605m NGA, admissible à l'écoulement gravitaire .la conduite suivra parallèlement la conduite qui refoule vers les réservoirs jumelés jusqu'à l'intersection menant vers Guemgouma .

III-5-1 : Détermination du diamètre avantageux

La formule la plus utilisée pour le calcul de la perte de charge pour un écoulement dans une conduite est celle de Darcy-Weisbakh :

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} \quad (\text{III-16})$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m);

K' : Coefficient de perte de charge;

L_{eq} : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

$$L_e = L_g + L_{e_e} \quad (\text{III-17})$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

L_{e_e} : Longueur équivalente des pertes de charge singulière j(m) ;

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à **15%** des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_t = 1,15 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_{eq} = 1,15 * L_g$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m) ;

ΔH_p^{lin} : Perte de charge linéaire (m).

Q : Débit véhiculé par la conduite (m³/s) ;

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

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

Selon le type de matériau on choisit les coefficients K' , m et β .

Tableau III-9: Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau

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

CHAPITRE III : Etude de l'adduction

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}} \quad (\text{III-18})$$

Dans notre cas, on prend : $K' = 0,00179$; $\beta = 2$; $m = 5, 1$ (matériaux : la fonte).

III-5-2 : Calcul des longueurs équivalentes des différents tronçons

Les longueurs des différents tronçons sont présentées dans le tableau suivant:

Tableau III-10: Les longueurs des différents tronçons de l'adduction

N° du tronçon	Point de départ	Point d'arrivé	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)
1	RT 2*2500	Piquage 1	1605,85	1846,73
2	Piquage 1	SR Guemgouma	617,59	710,23
3	Piquage 1	Piquage 2	1652,69	1900,59
4	Piquage 2	Piquage 4	1508,72	1735,03
5	Piquage 4	R 1000 EL-Esnam Projeté	21,38	24,59
6	Piquage 4	R 500 m	25,29	29,08
7	Piquage 2	Piquage 3	3556,69	4090,19
8	Piquage 3	R 300 m ³ Bechloul existant	230,31	264,86
9	Piquage 3	R 1000 m ³ Bechloul Projeté	2123,48	2442,00
10	R1000m ³ existant Guemgouma	Piquage 5(SP22)	5265,29	6055,08
11	Piquage 5(SP22)	Piquage 6	1549,04	1781,40
12	Piquage 6	R300m ³ existant d'El- Esnam	1200,31	1380,36
13	R 300m ³ existant d'El- Esnam	R100 m ³ existant Taourirt	1951,00	2243,65
Total			22062,55	2532,93

❖ RT : Réservoir tampon ; R : réservoir .

CHAPITRE III : Etude de l'adduction

III-5-3 : Les caractéristiques des différents points

Les Caractéristiques des différents points de notre adduction sont données dans le tableau ci-après:

Tableau III-11: Les altitudes des différents points de l'adduction

N° du point	Point	Cote de terrain naturel
1	s 2*2500	610.00
2	Piquage 1	568.86
3	SR Guemgouma	578.86
4	Piquage 2	564.37
5	Piquage 3	487.54
6	Piquage 4	545.06
7	R 1000 EL-Esnam Projeté	545.00
8	R 500 m EL-Goulieb	545.00
9	R 300 m ³ Bechloul existant	488.27
10	R 1000 m ³ Bechloul projeté	519.23
11	R1000m ³ existant Guemgouma	616.00
12	Piquage 5(SP22)	519.78
13	Piquage 6	548.14
14	R 300m ³ existant d'El-Esnam	535.68
15	R 100 m ³ existant Taourirt	548.34

III-5-4 : Calcul des diamètres avantageux des tronçons de l'adduction

Le diamètre avantageux est calculé à base de la formule suivante:

$$D_{av.i} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_{eq.i} * Q_i^\beta}{\Delta H_i}}$$

Avec

$$\Delta H_i = J * L_{eq.i}$$

Dans notre cas, on prend : $K' = 0,00179$; $\beta = 2$; $m = 5, 1$

ΔH_i : Perte de charge totale du tronçon (i) en m;

$L_{eq.i}$: Longueur équivalente du tronçon (i) en m ;

K' : Coefficient de perte de charge ;

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau

► La vitesse d'écoulement

Dans le cas des adductions, la vitesse optimale de l'écoulement varie de **0,5 à 2 m/s**.

On détermine la vitesse d'écoulement dans la conduite gravitaire moyennant l'équation de continuité :

$$Q = V * S \Rightarrow Q = V * \frac{\pi * D^2}{4} \quad \text{Ainsi: } V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} \quad \text{(III-20)}$$

Avec :

Q : débit véhiculé par l'adduction (m³/s) ;

S : section de la canalisation (m²) ;

V : vitesse d'écoulement (m/s) ;

D : diamètre nominal de la conduite (m).

CHAPITRE III : Etude de l'adduction

Les résultats trouvés pour le calcul des diamètres avantageux de ces tronçons sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau III-12: Diamètres calculés pour différents tronçons de l'adduction

Tronçon	Débit du tronçon (l/s)	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)	I (m/m)	ΔH_i (m)	D _{calculé} (mm)	D (mm)
1	122,1	1605,85	1846,73	0,006067	11,20	345,06	350
2	44,05	617,59	710,23	0,004712	3,34	243,10	250
3	78,06	1652,69	1900,59	0,005623	10,68	293,88	300
4	34,78	1508,72	1735,03	0,009706	16,84	192,315	200
5	32,37	21,38	24,59	0,008407	0,206	187,56	200
6	2,41	25,29	29,08	0,009936	0,28	85,17	100
7	43,27	3556,69	4090,19	0,004547	18,59	243,09	250
8	8,95	230,31	264,86	0,025142	6,65	93,70	100
9	34,32	2123,48	2442,00	0,009451	23,07	192,31	200
10	21,99	5265,29	6055,08	0,003881	23,49	192,30	200
11	21,99	1549,04	1781,40	0,003881	6,91	192,30	200
12	8,44	1200,31	1380,36	0,022325	30,81	93,73	100
13	13,55	1951,00	2243,65	0,000681	1,527	123,72	150

III-5-5 : Normalisation des pressions

Après la normalisation on a abouti aux résultats qui sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau IV-13: Diamètres normalisés pour différents tronçons de l'adduction

N° du tronçon	Débit du tronçon (l/s)	D (mm)	V (m/s)	ΔH_i (m)	L _{eq}	C _P (m)	C _{TN} (m)	P (m)
1	122,1	350	1,27	10,42	1846,73	599,58	568,86	30,72
2	44,049	250	0,90	2,90	710,23	596,68	578,86	17,82
3	78,055	300	1,10	9,62	1900,59	589,96	564,37	25,59
4	34,78	200	1,11	13,79	1735,03	576,17	545,06	31,11
5	32,37	200	0,97	0,15	24,59	576,02	545	31,02
6	2,41	100	0,56	0,13	29,08	576,04	545	31,04
7	43,27	250	0,88	16,12	4090,19	573,84	487,54	86,3
8	8,95	100	1,14	4,78	264,86	569,06	488,27	80,79
10	34,32	200	1,09	18,90	2442,00	554,94	519,23	35,71
11	21,99	200	0,70	19,24	6055,08	596,76	519,78	76,98
12	21,99	200	0,70	5,66	1781,40	591,1	548,14	42,96
13	8,44	100	1,075	22,16	1380,36	568,94	535,68	33,26
14	13,55	150	0,77	11,79	2243,65	557,15	548,34	8,81

CHAPITRE III : Etude de l'adduction

III-5-6 : Les frais d'investissement

Les frais d'investissement de la conduite gravitaire figurent dans le tableau suivant:

Tableau III-14: Frais d'investissement de la conduite gravitaire

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F_{amort} (DA)
350	5011.00	1846,73	822677,40
300	3633.00	1900,59	613840,58
250	2756.00	4800.42	1176143,22
200	2255.00	12038.10	2413271,89
150	2056.00	2243,65	410090,75
100	1912.00	1674.3	284687,41
Investissement (DA)			5720711,27

Conclusion

L'étude de l'adduction nous a permis de récapituler notre projet par une étude technico-économique de l'adduction :

- par refoulement avec une longueur totale des conduites de 1 7750 m et de diamètre 2*600mm.
- L'adduction gravitaire avec une longueur totale des conduites de 35 Km et des diamètres de 350 mm, 300mm, 250 mm, 200mm, 150mm et 100mm.

Le transport de l'eau constitue généralement un investissement considérable, on doit alors dans ce cas examiner, attentivement toutes les options possibles sur le plan technique et financier pour pouvoir retenir le choix optimal.

Chapitre IV : les réservoirs

Introduction

Les communes de El-Esnam et Bechloul vont être approvisionnées en eau par le barrage de Telsdit, ce qui va sûrement engendrer un déficit en matière de stockage, 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 des réseaux.

IV-2 : choix de la cote d'implantation et emplacement des réservoirs

Dans notre étude, l'emplacement choisi pour les réservoirs, d'une façon qu'il soit compatible avec l'un des rôles qu'il doit jouer, c.à.d. assurer aux abonnés une pression suffisante.

En conséquence, l'altitude de la cuve et, plus précisément, son radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur l'adduction .

Cas des réservoirs projetés dans notre étude:

- Le réservoir d'El-Esnam (Ctn :545 m) ;
- Le réservoir de Bechloul (Ctn : 519 m) .

Le réservoir d'eau doit être situé le plus proche possible de l'agglomération à alimenter pour des considérations esthétiques en limite de l'agglomération .En effet, compte tenu du coefficient de pointe horaire ,ceci fait que plus le réservoir s'éloigne de l'agglomération ,plus la cote du plan d'eau doit être élevée(d'où une énergie de pompage plus importante).

IV-3 : Choix de type de réservoir

Le choix du type de réservoir dépend surtout des facteurs économiques .

On opte pour les réservoirs semi-enterrés présenteront, les avantages suivants :

- Economie sur les frais de construction ;
- Etude architecturale très simplifiée et moins sujette à critique ;
- Etanchéité plus facile à réaliser ;
- Construction à une température constante de l'eau ainsi emmagasinée.

Chapitre IV : les réservoirs

IV-4: Calcul de la capacité des réservoirs

IV-4-1 : Principe du calcul de la capacité

Dans notre cas, pour calculer la capacité d'un réservoir on doit 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.

Pour notre projet, nous avons projeté (03) trois ouvrages hydrotechniques

- Une bache de reprise au niveau de l'agglomération secondaire Guemgouma.
- Deux réservoirs en tête des deux communes concernées par cette adduction.

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 pour la déterminer:

- La méthode analytique.
- La méthode graphique

a) 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 :

$$V_r = \frac{a * Q_{\max,j}}{100} \quad (\text{m}^3) \quad (\text{IV-1})$$

- 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 détermine en ajoutant le volume d'incendie au volume de régulation :

- $V_T = V_r + V_{\text{inc}}$ (IV-2)
- V_T : capacité totale du réservoir (m^3).
- V_{inc} : volume d'incendie estimé à 120 m^3 .

- Détermination de résidu maximum dans les réservoirs :

Pour dimensionner un réservoir, on est appelé à déterminer le résidu maximal. Souvent celui-ci peut être localisé aux environs des heures de pointe où la consommation est élevée. La variation entre le débit entrant et le débit à distribuer peut nous permettre sa localisation. Si la différence de débit entrant et sortant du réservoir est supérieure à celui qui sort de ce dernier cela indique qu'il y a un surplus ; et dans le cas contraire, on aura un déficit.

On détermine ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure. La valeur maximale trouvée sera le pourcentage du volume de stockage.

b) 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 extrêmes de la courbe de consommation par rapport à celle d'apport, on obtiendra le résidu maximal journalier.

Donc :

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

Le volume de régulation V_r est calculé selon la formule suivante :

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

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

Chapitre IV : les réservoirs

IV-4-2 : Dimensionnement de la bache de reprise (SP Guemgouma)

La station de pompage (SP Guemgouma) se trouve de 1.6 km à l'aval de la conduite gravitaire provenant du réservoir tampo de Guemgouma .

Le débit sortant de la station de pompage (SP Guemgouma) est de 3805.92 m³/h soit 44.05 l/s.

Alors le volume de la bache de cette station de reprise est déterminé par la méthode analytique :

Tableau IV-1: Evaluation du volume résiduel de la bache Station de reprise Guemgouma (Ctn :568,68 m)

Heures	Apports	sorties (%)	Surplus	Déficit (%)	Résidu (%)
00 - 01	4,17	5	-	0,83	0,83
01 - 02	4,17	5	-	0,83	1,67
02 - 03	4,17	5	-	0,83	2,50
03 - 04	4,17	5	-	0,83	3,33
04 - 05	4,17	5	-	0,83	4,17
05 - 06	4,17	5	-	0,83	5,00
06 - 07	4,17	5	-	0,83	5,83
07 - 08	4,17	5	-	0,83	6,67
08 - 09	4,17	5	-	0,83	7,50
09 - 10	4,17	5	-	0,83	8,33
10 - 11	4,17	5	-	0,83	9,17
11 - 12	4,17	5	-	0,83	10,00
12 - 13	4,17	5	-	0,83	10,83
13 - 14	4,17	5	-	0,83	11,67
14 - 15	4,17	5	-	0,83	12,50
15 - 16	4,17	5	-	0,83	13,33
16 - 17	4,17	5	-	0,83	14,17
17 - 18	4,17	5	-	0,83	15,00
18 - 19	4,17	5	-	0,83	15,83
19 - 20	4,17	5	-	0,83	16,67
20 - 21	4,17	-	4,17	-	12,50
21 - 22	4,17	-	4,17	-	8,33
22 - 23	4,17	-	4,17	-	4,17
23 - 00	4,17	-	4,17	-	0,00
Total	100,00	100	16,67	16,67	-

Avec : $V_{bache} = \frac{a * Q_{max,j}}{100} \quad (m^3)$

V_{bache} : capacité de la bache (m³),

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

Q_{max j}: La consommation maximale journalière (m³/j).

$$V_{bache} = \frac{16,67 * 3805.92}{100} = 634.45 \quad (m^3)$$

- On choisi un volume normalise de 750 m³.
- La hauteur de la cuve est H=5m.
- Une cuve cylindrique donc un diametre : $D = \sqrt{\frac{4V}{\pi H}} = 13.82m$, On prend un D=14 m .

Chapitre IV : les réservoirs

IV-4-3- Dimensionnement des réservoirs projetés :

Les réservoirs des deux communes seront dimensionnés par la méthode analytique:

Tableau III-2: Evaluation du volume du réservoir d'EL-Esnam (Ctn 545,00 m)

Heures	Apports	Distribution (%)	Surplus	Déficit (%)	Résidu (%)
00 - 01	4,17	1,5	2,67	-	8,83
01 - 02	4,17	1,5	2,67	-	11,50
02 - 03	4,17	1,5	2,67	-	14,17
03 - 04	4,17	1,5	2,67	-	16,83
04 - 05	4,17	2,5	1,67	-	18,50
05 - 06	4,17	3,5	0,67	-	19,17
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	-	2,08	15,42
09 - 10	4,17	6,25	-	2,08	13,33
10 - 11	4,17	6,25	-	2,08	11,25
11 - 12	4,17	6,25	-	2,08	9,17
12 - 13	4,17	5	-	0,83	8,33
13 - 14	4,17	5	-	0,83	7,50
14 - 15	4,17	5,5	-	1,33	6,17
15 - 16	4,17	6	-	1,83	4,33
16 - 17	4,17	6	-	1,83	2,50
17 - 18	4,17	5,5	-	1,33	1,17
18 - 19	4,17	5	-	0,83	0,33
19 - 20	4,17	4,5	-	0,33	Vide
20 - 21	4,17	4	0,17	-	0,17
21 - 22	4,17	3	1,17	-	1,33
22 - 23	4,17	2	2,17	-	3,50
23 - 00	4,17	1,5	2,67	-	6,17
Total	100 %	100 %	19,17 %	19,17 %	-

Calcul de la capacité du réservoir d'El-Esnam (centre ville)

- Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{3840.06 * 19.17}{100} \Rightarrow V_r = 736.14 \text{m}^3$
- La capacité totale sera : $V_t = 736.14 + 120 \Rightarrow V_t = 856.14 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera : $V_n = 1000 \text{m}^3$.
- La hauteur de la cuve est H=5m.
- Une cuve cylindrique avec un diamètre : $D = \sqrt{\frac{4V}{\pi H}} = 15.96 \text{m}$
- D=16 m

Chapitre IV : les réservoirs

**Tableau IV-3: Evaluation du volume du réservoir de la commune de Bechloul
(Ctn : 519,23 m)**

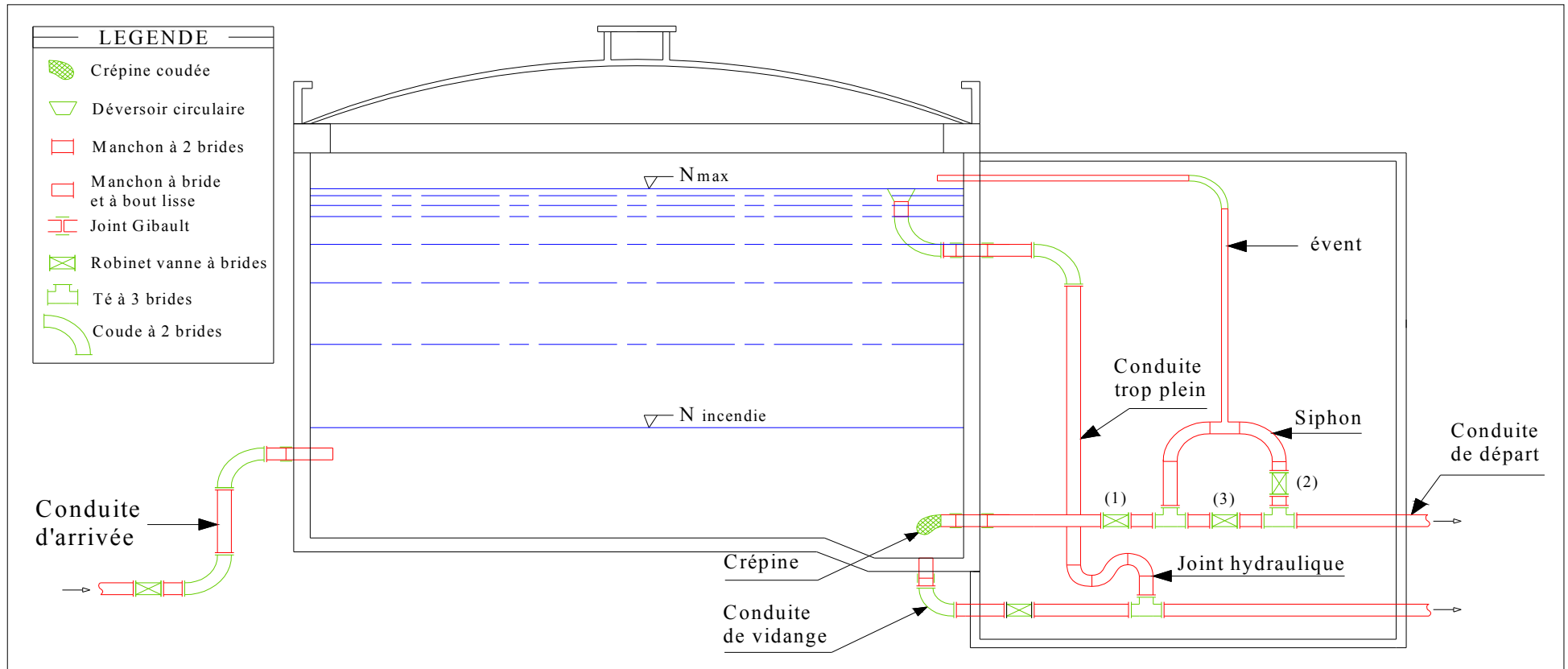
Heures	Apports	Distribution (%)	Surplus	Déficit (%)	Résidu (%)
00 - 01	4,17	1,5	2,67	-	8,83
01 - 02	4,17	1,5	2,67	-	11,50
02 - 03	4,17	1,5	2,67	-	14,17
03 - 04	4,17	1,5	2,67	-	16,83
04 - 05	4,17	2,5	1,67	-	18,50
05 - 06	4,17	3,5	0,67	-	19,17
06 - 07	4,17	4,5	-	0,33	18,83
07 - 08	4,17	5,5	-	1,33	17,50
08 - 09	4,17	6,25	-	2,08	15,42
09 - 10	4,17	6,25	-	2,08	13,33
10 - 11	4,17	6,25	-	2,08	11,25
11 - 12	4,17	6,25	-	2,08	9,17
12 - 13	4,17	5	-	0,83	8,33
13 - 14	4,17	5	-	0,83	7,50
14 - 15	4,17	5,5	-	1,33	6,17
15 - 16	4,17	6	-	1,83	4,33
16 - 17	4,17	6	-	1,83	2,50
17 - 18	4,17	5,5	-	1,33	1,17
18 - 19	4,17	5	-	0,83	0,33
19 - 20	4,17	4,5	-	0,33	Vide
20 - 21	4,17	4	0,17	-	0,17
21 - 22	4,17	3	1,17	-	1,33
22 - 23	4,17	2	2,17	-	3,50
23 - 00	4,17	1,5	2,67	-	6,17
Total	100 %	100 %	19,17 %	19,17 %	-

Calcul de la capacité du réservoir de Bechloul

- Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{3486.90 * 19.17}{100} \Rightarrow V_r = 688.44 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera : $V_t = 568.43 + 120 \Rightarrow V_t = 788.44 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera : $V_n = 1000 \text{ m}^3$.
- La hauteur de la cuve est $H=5\text{m}$.
- Une cuve cylindrique donc un diamètre : $D = \sqrt{\frac{4V}{\pi H}} = 15.96\text{m}$
- $D=16 \text{ m}$.

Chapitre IV : les réservoirs

Figure IV-1 : Coup transversale d'un réservoir semi-enterré cas des deux réservoirs projetés EL-ESNAM (Ctn 545m) et BECHLOUL (Ctn 519m) :



Chapitre IV : les réservoirs

IV-5: Fontainerie d'équipement des réservoirs

Les dispositions constructives générales adoptées pour notre projet sont les suivantes

- Le découpage des réservoirs en deux bassins permettant d'effectuer l'entretien et les éventuelles réparations.
- La mise en place d'un dispositif de vidange permettant de vider le réservoir en quelques heures
- La mise en place d'un système de trop-plein permettant d'évacuer le débit maximal entrant en cas de défaillance du dispositif d'arrêt au niveau haut.
- L'installation des vannes sur les canalisations de départ des réservoirs, pour éviter de vider le réservoir en cas d'incident sur la canalisation (cette vanne sera motorisée).
- A l'arrivée des canalisations de refoulement lorsque celle-ci ne se fait pas par surverse, l'installation selon les cas, soit d'un clapet anti-retour, soit d'une vanne papillon motorisée afin d'éviter que le réservoir ne se vide pas en cas de casse sur la conduite de départ .
- L'installation à l'extérieur des cuves d'un dispositif de lecture directe du niveau d'eau dans chaque bassin et de son volume à l'aide d'un capteur.
- Dispositifs de régulation :

1/Robinet à flotteurs

Ils sont disposés sur l'arrivée d'eau du réservoir. Ils conviennent notamment pour la régulation des arrivées gravitaires. Ils permettent, généralement dans le cas de petites installations, de supprimer le dispositif de télétransmission électrique d'arrêt de pompage lorsque le réservoir est plein.

2/Robinet automatique de remplissage :

un piston, assurant la fermeture du robinet, reçoit sur une face la pression de refoulement et sur l'autre la contre pression statique du réservoir avec un tarage d'ajustement par un ressort.

IV-6 : Entretien du réservoir

Le réservoir doit faire l'objet d'une surveillance régulière concernant : La corrosion, les fissures éventuelles et la dégradation.

Le nettoyage périodique de la cuve comporte les phases suivantes :

- Isolement et vidange de la cuve ;
- Elimination des dépôts sur les parois ;
- Examen des parois et réparations éventuelles ;
- Désinfection à l'aide des produits chlorés ;
- Remise en service.

Chapitre IV : les réservoirs

Conclusion

Nous avons remarqué que certains réservoirs ne suffisent pas pour les besoins de notre zone d'étude à l'horizon d'étude 2040.

Dans ce chapitre, on peut constater que les réservoirs projetés, dans les deux communes d'El-Esnam (Ctn 545,00 m) et celui de Bechloul (Ctn 568,68 m), déterminés précédemment garantiront l'alimentation en eau potable des communes en question.

Les réservoirs projetés seront de type semi enterrés, leur emplacement est dicté par la topographie et par la configuration du réseau de distribution de notre zone d'étude.

Chapitre V : Etude et choix des pompes

Introduction

L'étude de pompage dans notre cas est constitué d'une conduite d'aspiration à partir de la bache d'eau vers la station de reprise, et une conduite de refoulement ou conduite d'adduction, en parallèle de ces équipements on a des accessoires qui assurent le bon fonctionnement et la longue durée de vie de la station de pompage, Donc notre projet consiste à étudier et choisir le type des pompes à adapter aux conditions exigées.

V-1 : Etude des choix des pompes

On opte pour les pompes Allemandes (pompes à hautes pressions) de marque KSB qui sont fabriquées en série.

En plus de ses avantages techniques et mécaniques, ce type de pompe nous assure le débit et la hauteur manométrique totale appelés avec une vitesse de rotation élevée à savoir $n = 3500$ tr/min et $n = 1750$ (voir annexe V-1).

V-2 : Choix du type de pompe

Dans notre étude les critères de choix du type de pompe sont :

- Assurer le débit appelé Q_{app} et la hauteur HMT ;
- Meilleur rendement ;
- Vérifier la condition de non cavitation ;
- Encombrement et poids les plus faibles ;
- Vitesse de rotation la plus élevée ;
- Puissance absorbée minimale ;
- Etre fabriquée en série.

V-3 : Couplage des pompes

On distingue deux types de couplage des pompes :

On opte pour

- Le couplage en parallèle : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation du débit refoulé par les pompes (cas de notre station de pompage SP1)

V-4 : Choix du nombre de pompes

Les critères de notre choix du nombre de pompes sont :

- Nombre de pompes n minimal ;
- Meilleur rendement ;
- Charge nette d'aspiration requise (NPSH)_r minimale ;
- Nombre d'étages minimal ;
- Puissance absorbée minimale.

Chapitre V : Etude et choix des pompes

V-4-1 : Refoulement : SP 1(barrage) –Réservoir tampon (Guemgouma) :

1 /Les caractéristiques de la conduite de refoulement (SP 1-RT)

- $Q_{ap} = 1782 \text{ m}^3/\text{h}$ (Débit d'une seule conduite)
- $L = 17750\text{m}$
- $H_{mt} = 214\text{m}$
- $D_{cal} = 0,650\text{m}$.

Tableau V-1: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

N	Q _{ap} (m ³ /h)	HMT _{ap} (m)	Type pompe	Indice	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	N ^{bre} d'étage	P _{abs} (Kw)	(NPSHr (m)	Ør (mm)
1	1782.00	214	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	891.00	214	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3	594.67	214	150	12,2	70	317	3500	1	1260	8,1	337
4	446.00	214	150	12,1	77,5	240	3500	1	1280	4,4	382
5	356.80	214	150	11,1	75,5	289	1750	4	1400	4,3	378
6	297.33	214	150	11,1	70.5	215	2900	1	1380	4,2	378

Conclusion :

A partir du tableau (V-1), on déduit que la variante de trois (03) pompes plus d'une (01) pompe de secours, vue leur rendement, leur puissance absorbée et le nombre de pompes en parallèle. Ces quatre(04) pompes sont du de type Multitec 150 12,1.

Chapitre V : Etude et choix des pompes

V-4-2 : Refoulement : SR Guemgouma) - Réservoir 1000m³(Guemgouma)

2 /Les caractéristiques de la conduite de refoulement (SR - R1000 m³)

- $Q_{ap} = 158.58 \text{ m}^3/\text{h}$
- $H_{mt} = 73 \text{ m}$
- $D_{cal} = 0.200 \text{ m}$
- $L = 810,58\text{m}$

Tableau V-2: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

N	Q _{ap} (m ³ /h)	HMT _{ap} (m)	Type pompe	Indice	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	N ^{bre} d'étage	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	Ø roue (mm)
1	158.58	73	125	10,1	76.9	82	1750	1	133	3.2	273
2	79.29	73	100	6,1	76,2	85	1750	1	145	1,7	273
3	52.85	73	65	5,1	66	86	1750	1	150	1,6	241
4	39.64	73	50	5,1	73.1	80	1750	1	142	2,2	214
5	31.72	73	50	4,1	72	82	1750	1	140	1,5	193

Conclusion :

On choisit (01) pompe plus une (01) autre de secours. Ces deux (02) pompes sont identiques de type Multitec 125 10,1.

V-5 : Courbes caractéristiques des pompes

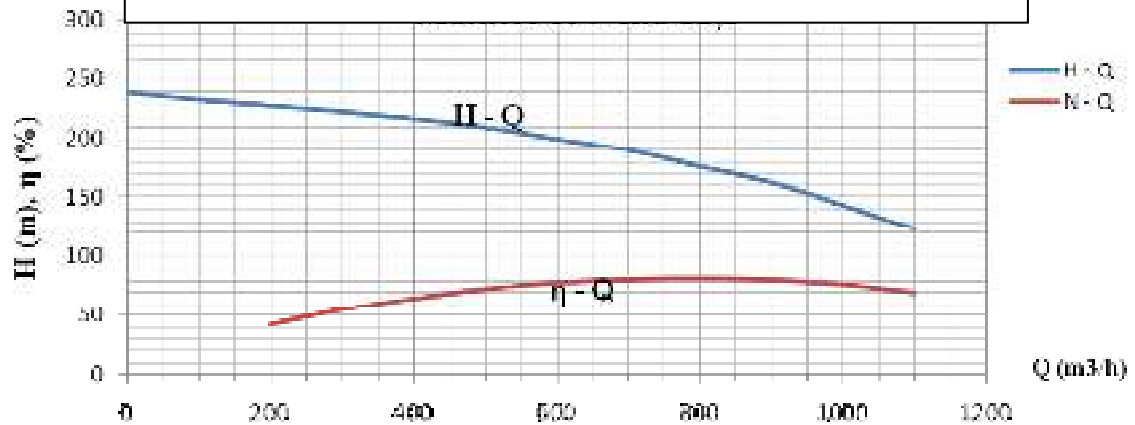
On distingue les courbes caractéristiques suivantes :

$$[H-Q] ; [P_{abs} - Q] ; [\eta_p - Q] \text{ et } [(NPSH)_r - Q]$$

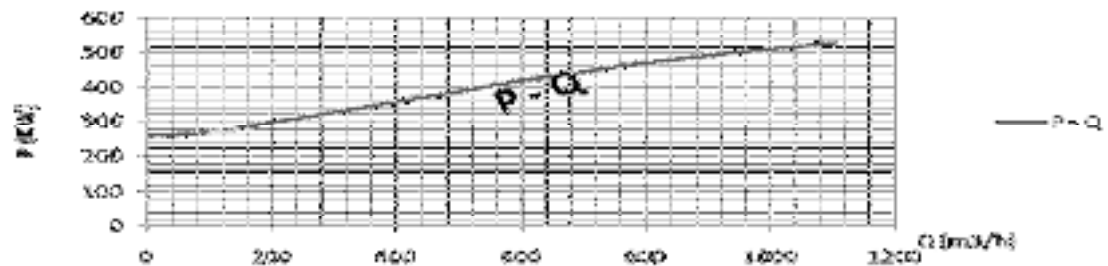
Ces courbes d'étage et individuelles sont tirées du catalogue des pompes KSB (**Annexe V-1**) après le choix du type et du nombre de pompe en parallèle.

Chapitre V : Etude et choix des pompes

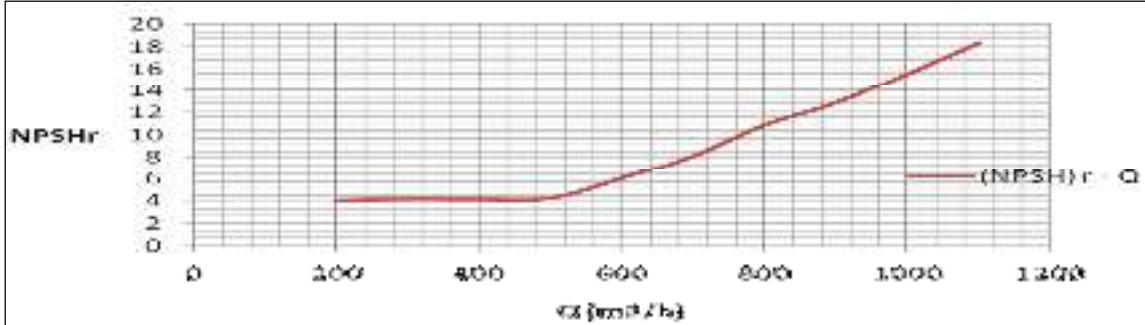
Figure V-1 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SP1)
Multitec 150 Id 12.2



Les courbes : $H=f(Q)$ et $\eta=f(Q)$



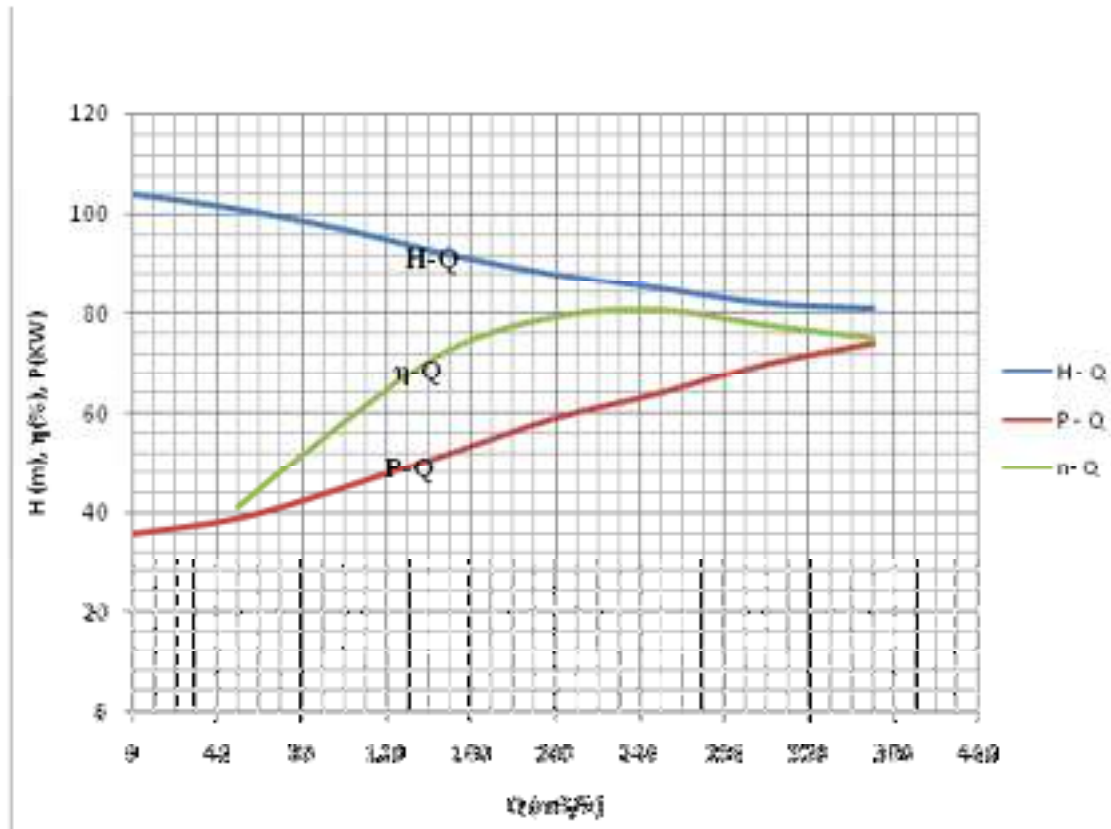
La courbe $P=f(Q)$



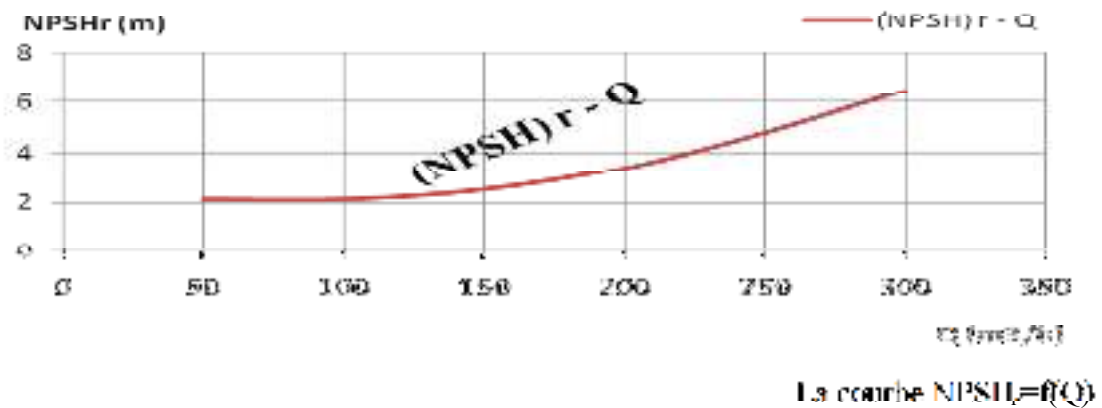
La courbe $NPSH_r=f(Q)$

Chapitre V : Etude et choix des pompes

**Figure V-2 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SR Guemgouma)
Multitec 125 Id 10.1**



Les courbes : $H=f(Q)$, $\eta=f(Q)$ et $P=f(Q)$



Chapitre V : Etude et choix des pompes

V-6 : Point de fonctionnement d'une pompe

Pour notre cas la détermination de point de fonctionnement nous donne toutes les informations nécessaires pour la bonne installation et calage, et meilleur rendement, ainsi une longue durée de vie.

❖ Courbe caractéristique de la conduite

La courbe caractéristique de la conduite est une parabole dont l'équation est la suivante :

$$H_c = H_g + \Delta h_t \quad (\text{V-1})$$

- H_g : hauteur géométrique (m) ;

- Δh_t : perte de charge totale occasionnée par la conduite (m) ; $\Delta h_t = 1,1 * \Delta h_p^{lin}$ (V-2)

- Δh_p^{lin} : perte de charge linéaire (m) ; $\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L_{ref} * Q^2}{\pi^2 * g * D_{ec}^{5,3}}$ (V-3)

- λ : coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement;

- L_{ref} : longueur de la conduite de refoulement (m) ;

- Q : débit refoulé par la pompe (m³/s) ;

- D_{ec} : diamètre économique de la conduite de refoulement (m) ;

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

V-6-1 : Refoulement : SP 1 - Réservoir tampon 2*2500 m³

Tableau V-3 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement

(SP1- Réservoir tampon 2*2500 m³)

N°	Q (m ³ /h)	2Q (m ³ /h)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ	Δh_p^{lin} (m)	Δh_t (m)	H _c (m)
1	0	0	195	17750	650	0,0194	0	0	195
2	100	300	195	17750	650	0,0194	0,23	0,253	195,253
3	200	600	195	17750	650	0,0194	0,47	0,517	195,517
4	300	900	195	17750	650	0,0194	0,71	0,781	195,781
5	400	1200	195	17750	650	0,0194	0,95	1,045	196,045
6	500	1500	195	17750	650	0,0194	1,19	1,309	196,309
7	600	1800	195	17750	650	0,0194	14,39	15,829	210,829
8	700	2100	195	17750	650	0,0194	16,79	18,469	213,469
9	800	2400	195	17750	650	0,0194	19,19	21,109	216,109
10	900	2700	195	17750	650	0,0194	21,59	23,749	218,749
11	1000	3000	195	17750	650	0,0194	23,99	26,389	221,389
12	1100	3300	195	17750	650	0,0194	26,39	29,029	224,029

Chapitre V : Etude et choix des pompes

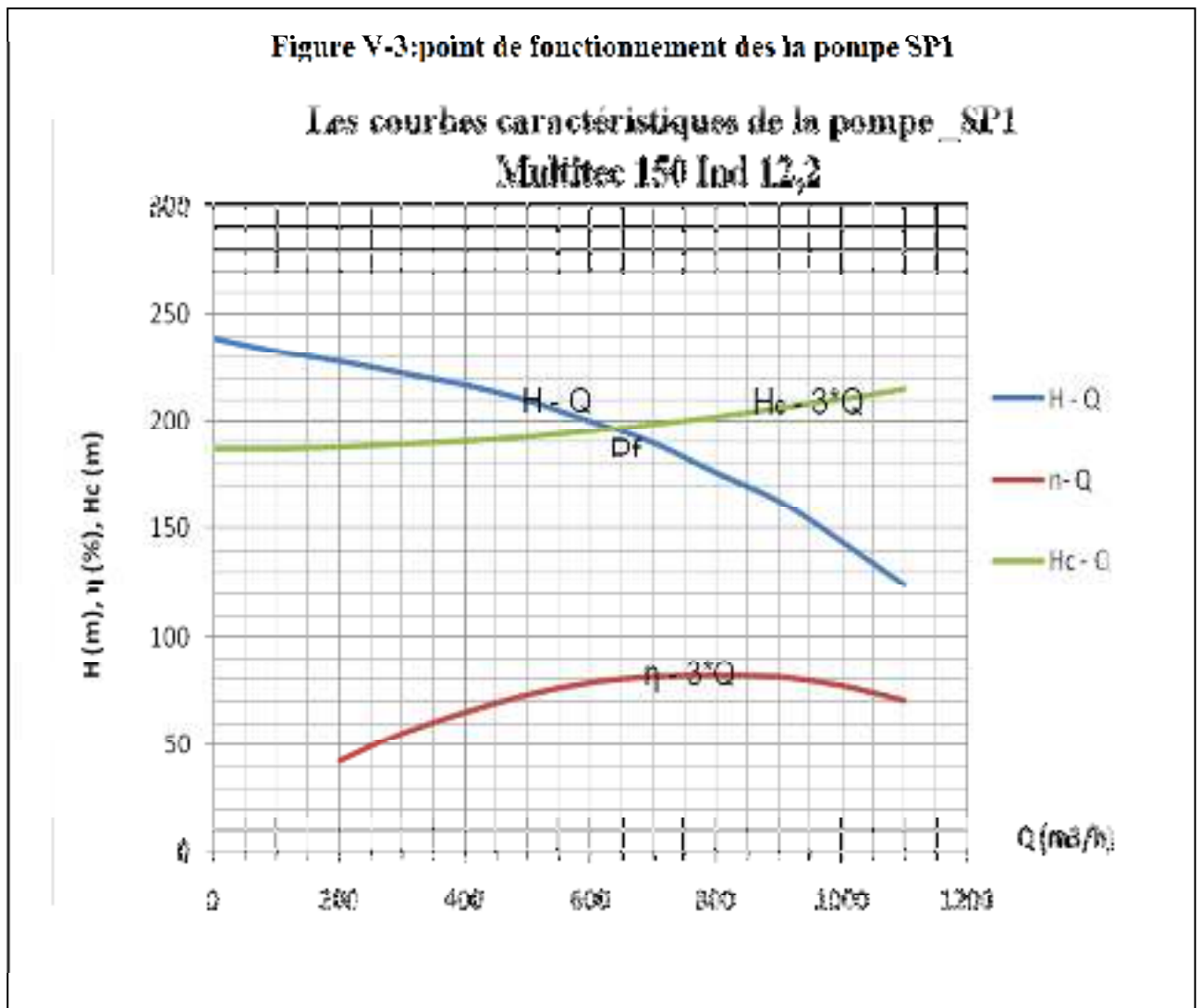
La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (V-3).

Le débit et la hauteur manométrique totale au point de fonctionnement (Pf) sont :

$$\begin{cases} Q_{Pf} = 1810 \text{ m}^3 / \text{h} > Q_{app} = 1782 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_{Pf} = 195 \text{ m} < H_{app} = 214 \text{ m} \end{cases}$$

Conclusion

Le débit correspondant au point de fonctionnement étant supérieur au débit appelé par contre la hauteur manométrique est inférieure à la hauteur manométrique appelée, une adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement s'impose.



Chapitre V : Etude et choix des pompes

V-6-2- Refoulement : SR(Guemgouma) - Réservoir 1000 m³(Guemgouma)

Tableau V-4 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement

N°	Q (m ³ /h)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ	Δh _p ^{lin} (m)	Δh _t (m)	H _c (m)
1	0	41,87	810,58	200	0,0101	0	0	41,87
2	50	41,87	810,58	200	0,0101	0,66	0,726	42,596
3	100	41,87	810,58	200	0,0101	2,64	2,904	44,774
4	150	41,87	810,58	200	0,0101	5,95	6,545	48,415
5	200	41,87	810,58	200	0,0101	10,58	11,638	53,508
6	250	41,87	810,58	200	0,0101	16,53	18,183	60,053
7	300	41,87	810,58	200	0,0101	23,81	26,191	68,061

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur **la figure (V-4)**.

Le débit et la hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement (Pf)

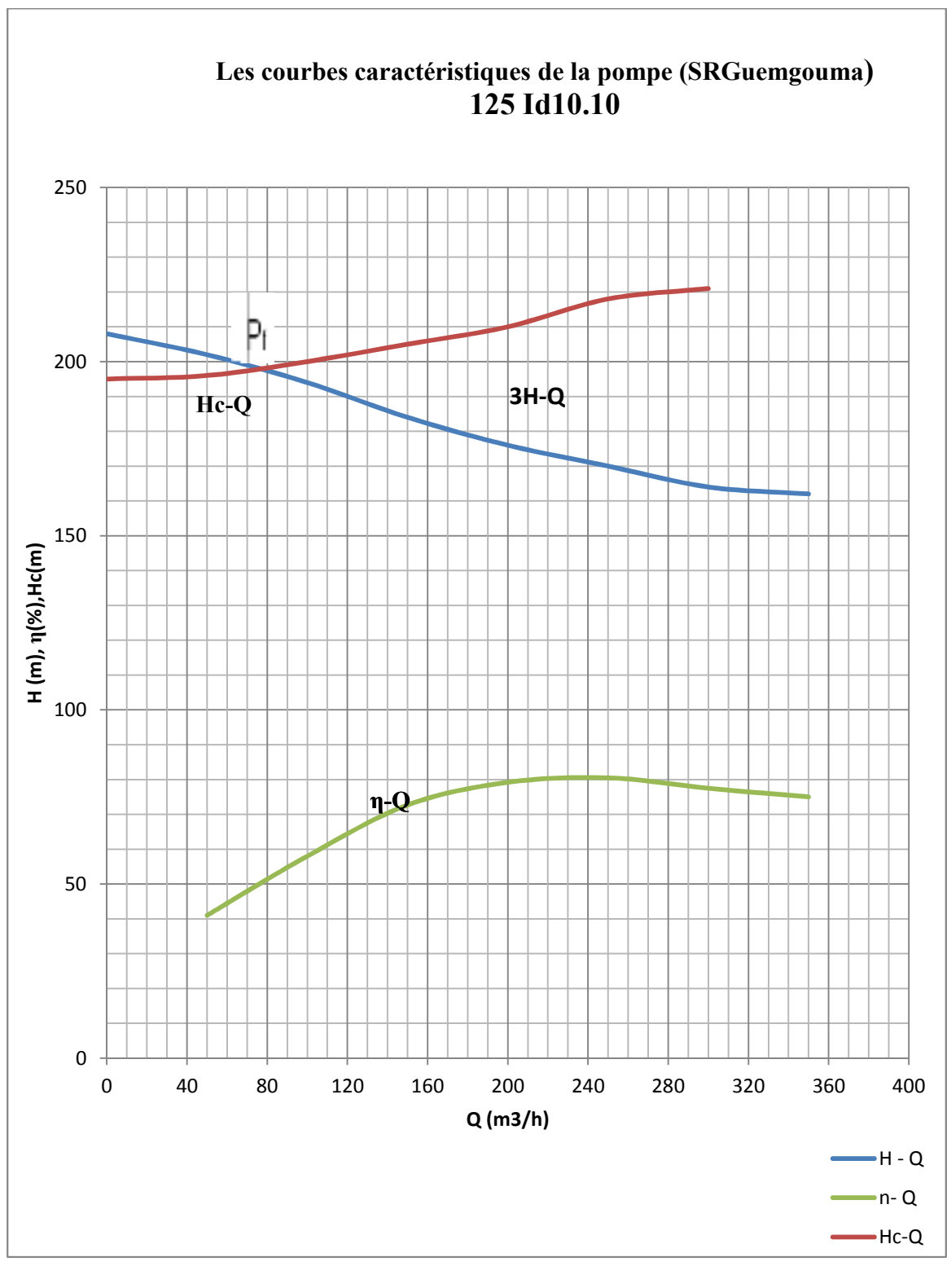
$$\text{sont : } \begin{cases} Q_{Pf} = 234 \text{ m}^3 / \text{h} > Q_{app} = 158.4 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_{Pf} = 65 \text{ m} < H_{app} = 73,05 \text{ m} \end{cases}$$

Conclusion

Le débit correspondant au point de fonctionnement est supérieur au débit appelé et à la hp_f est inférieure à la hauteur manométrique appelée, on a affaire à un mode de réglage.

Chapitre V : Etude et choix des pompes

Figure V-4 : point de fonctionnement de la pompe SR Guemgouma



Chapitre V : Etude et choix des pompes

V-7 : Modes de réglage

V-7-1 : Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données

Selon le débit demandé ou appelé, soit plus petit ou plus grand que celui qui est disponible, on distingue les modes de réglage suivants :

A-Débit disponible > Débit appelé

Si le débit pompé est supérieur à la demande on corrige cet excès par un des modes de réglage suivants :

1. **Réglage qualitatif** : c'est la réduction de la vitesse de rotation de la pompe si elle est variable c'est à dire qu'on a un moteur à vitesse variable.
2. **Réglage quantitatif** : appelé aussi vannage, c'est la fermeture partielle du robinet vanne de refoulement.

Le rendement de l'installation après vannage est tel que :

$$\eta_{inst_{ap,van}} = \eta_{inst_{av,van}} * \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v} \quad (V-5)$$

- $\eta_{inst_{ap,van}}$: rendement de l'installation après le vannage (%);

- $\eta_{inst_{av,van}}$: rendement de l'installation avant le vannage (%);

- H_{app} : hauteur manométrique appelée (m);

- h_v : différence entre la hauteur H'_c et la hauteur appelée ; $h_v = H'_c - H_{app}$ (V-6)

- H'_c : hauteur correspondant à la projection du débit appelé sur la courbe caractéristique de la pompe $(H-Q)_R$ (m).

Nota : Si le rendement de rognage est inférieur à 15% alors le rognage est efficace.

a) Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement : en augmentant les singularités (des diffuseurs ou bien des rétrécissements brusques, les coudes..).

b) Diminution de temps de pompage : dans le cas où le pompage s'effectuerait dans un réservoir.

Le nouveau temps de fonctionnement de la station est tel que :

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t \quad (V-11)$$

- t : temps prévu de fonctionnement de la station de pompage par jour (h);

- t' : nouveau temps de fonctionnement de la station de pompage par jour (h);

- Q_{pf} : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m^3/h).

c) Changement du type de la pompe : si cela est possible.

Chapitre V : Etude et choix des pompes

B- Débit disponible < Débit appelé

1. Qualitatif : augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.
2. Changement de type de pompe.

Remarque : les modes de réglage à étudier sont le vannage, la diminution du temps de pompage et la vitesse de rotation.

Le point de fonctionnement est obtenu par l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe installée et en fonctionnement [H-Q] et la courbe caractéristique de la conduite refoulant un débit de la pompe en fonctionnement [H_c-Q].

La pompe fonctionnera dans de bonnes conditions si le point de fonctionnement se trouve dans la zone non cavitationnelle et le débit lui correspondant dans plage de bon fonctionnement pour un rendement optimal.

V-7-2 : Refoulement : SP 1 - Réservoir tampon(Guemgouma)

a) Vannage

- $H' = 214\text{m}$

$$\eta_{\substack{inst \\ av, van}} = 80\%$$

- $h_v = 214 - 198 \Rightarrow h_v = 16 \text{ m.}$

- $\eta_{\substack{inst \\ ap, van}} = 80 * \frac{198}{214} \Rightarrow \eta_{\substack{inst \\ ap, van}} = 74,01 \%$ (chute de rendement)

- la nouvelle puissance absorbée:

- $Q = \frac{Q_{app}}{n}$:

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{1782}{3} \Rightarrow Q = 592\text{m}^3 / \text{h} . \text{ Ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 * 594 * 214}{0,74 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = 468,09 \text{ Kw.}$$

b) Diminution du temps de pompage

- Le nouveau temps de pompage sera : $t' = \frac{1742}{1810} * 20 \Rightarrow t' = 19\text{h } 41\text{min } 26\text{sec}$

- Le rendement correspondant au débit $Q_{Pf} = 1810\text{m}^3/\text{h}$ est : 79 % (voir figure V-4).

On détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant que :

$$Q = \frac{1810}{3} \Rightarrow Q = 603,33\text{m}^3 / \text{h} . \text{ Ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 * 603,33 * 214}{0,79 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = 445,34 \text{ Kw}$$

Chapitre V : Etude et choix des pompes

V-8 : Etude de la cavitation [4] [7]

La cavitation est la perturbation du courant liquide juste à l'entrée de la pompe en fonctionnement, cela se produit pour à une température constante, la pression absolue est inférieure ou égale à la tension de vapeur d'eau.

la condition suivante doit être vérifiée : $(NPSH)_r < (NPSH)_d$

$(NPSH)_r$: Charge nette d'aspiration requise, elle est fournie par le constructeur ;

$(NPSH)_d$: Charge nette d'aspiration disponible, elle est fournie par l'installateur.

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r \quad (\text{V-12})$$

-r : marge de sécurité, $r = (0,3 - 0,5)$ m.

On prend : $r = 0,3$ m.

Pour une pompe donnée fonctionnant à une vitesse déterminée, il existe une hauteur limite d'aspiration en deçà de laquelle il convient toujours de se tenir.

Dans notre cas, on a à faire à des installations en charge au niveau de chaque station de pompage, alors la hauteur d'aspiration admissible est régie par la relation suivante :

$$h_{adm}^{asp} = \frac{P_{at}}{\varpi} - \frac{P_v}{\varpi} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g} - (NPSH)_r - 0,5 \quad (\text{V-13})$$

- V_a : vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration (m/s) ;

- P_{at} : pression atmosphérique (m.c.e) ; $P_{at} = 10$ mce.

Avec : H : altitude de la station.

- T_v : tension de vapeur d'eau (m.c.e) ; $T_v = 0,24$ m.c.e pour une température de 20°C

- Δh_{asp} : perte de charge totale du côté aspiration.

$$\Delta h_{asp} = (1,10 - 1,15) * \Delta h_{asp}^{lin} \quad (\text{V-14})$$

- Δh_{asp}^{lin} elle sera estimée par : $\sum h_{asp}^{lin} = \frac{10 * L_{asp}}{1000}$

- V_c : vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration (m/s), $V_{asp} = \frac{4.Q}{\pi.D_a^2}$

- D_a : diamètre de la conduite d'aspiration,

$$D_a = (1,2 - 1,5) * DN1 \quad (\text{V-15})$$

Avec : DN1 : diamètre de la tubulure d'aspiration (mm).

Chapitre V : Etude et choix des pompes

☛ Calage de la pompe

Le calage de la pompe est de déterminer la côte exacte de l'axe de la pompe par rapport à niveau du plan d'eau d'aspiration pour qu'elle fonctionne sans le moindre risque de cavitation.

Pour les installations en charge : $\nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp}^{adm} + r$ (V-16)

∇_{axe} : niveau de l'axe de la pompe (mNGA) ;

r : marge de sécurité, $r = (0,1 - 0,3)$ m.

V-8-1: Refoulement : SR- Réservoir 1000m³(Guemgouma)

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 8,2m$
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10$ mce
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ=20$ °C : $T_v = 0,24$ mce
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 1,2 * DN1$

DN1 = 250 mm (annexe V-5)

Donc : $D_a = 1,5 * 250 \Rightarrow D_a = 375mm$

□ La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 * 594}{3,14 * 0,375^2 * 3600} \Rightarrow V_a = 1,48m/s$

- La perte de charge linéaire à l'aspiration sachant que :

$$\sum h_{asp}^{lin} = \frac{10 * L_{asp}}{1000} = \frac{10 * 70}{1000} = 0,7m$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,12 * 0,7 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,784m$

□ La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{adm}^{asp} = 10 - 0,24 - 0,784 - \frac{1,48^2}{2 * 9,81} - 8,2 - 0,3 \Rightarrow h_{adm}^{asp} = 0,364 m$$

La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 415 - 0,364 + 0,1 \Rightarrow \nabla_{axe} = 414,536m$

V-8-2 : Refoulement : SP 1 - Réservoir tampon (Guemgouma)

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 8,2m$
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10$ mce
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ=20$ °C : $T_v = 0,24$ mce
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 1,2 * DN1$

DN1 = 250 mm (annexe V-5)

Donc : $D_a = 1,5 * 250 \Rightarrow D_a = 375mm$

□ La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 * 594}{3,14 * 0,375^2 * 3600} \Rightarrow V_a = 1,48m/s$

- La perte de charge linéaire à l'aspiration sachant que :

$$\sum h_{asp}^{lin} = \frac{10 * L_{asp}}{1000} = \frac{10 * 70}{1000} = 0,7m$$

Chapitre V : Etude et choix des pompes

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,12 * 0,7 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,784m$
- La hauteur d'aspiration admissible : $h_{adm}^{asp} = 10 - 0,24 - 0,784 - \frac{1,48^2}{2 * 9,81} - 8,2 - 0,3 \Rightarrow$
 $h_{asp}^{adm} = 0,364 \text{ m}$
- La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 579 - 0,364 + 0,1 \Rightarrow \nabla_{axe} = 579,364m$

Conclusion

Pour notre projet, nous avons deux stations de pompage le long de notre chaine, équipée de pompes de type KSB Multitec et de classe A, Ce sont des monocellulaires à axe horizontal.

les conditions d'adaptation des pompes, mais pour le cas de la station de reprise (Guemgouma), nous avons une installation en charge, et le plan d'eau reste toujours au dessus de l'axe de la pompe. On peut dire que cette dernière ne risque pas la cavitation.

Chapitre VI: Pose et protection des conduites contre la corrosion et le coup de bélier

Introduction

Avant chaque réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable, il est nécessaire de définir l'ensemble de ces composantes, afin d'assurer la protection, la stabilité et la durabilité de la conduite; également, il faut tenir compte des sujétions suivantes :

- Maintien de la circulation des piétons et des véhicules au cours des travaux.
- Eviter toute gêne réciproque ultérieure avec les conduites des autres réseaux lors de travaux de réparation, d'entretien ou de branchement d'immeuble.

Dans ce chapitre nous allons exposer les différents types de pose selon le lieu et les obstacles qui peuvent se présenter et aussi les méthodes de protection des conduites.

VII-1- Pose de canalisation

VI-1-1 : Différents types de pose de conduites

Le choix du type de pose des conduites s'effectue en fonction de la topographie du notre terrain et les différents types rencontrés :

- Pose en terre ;
- Pose en mauvais terrains ;
- Pose en galerie ;
- Pose en pentes ;
- Pose des conduites en traversées des routes et voies ferrées ;
- Pose à proximité d'une conduite d'assainissement ;
- Passage de ponts ;

Chapitre VI: Pose et protection des conduites.

1. Pose en terre

Pour la disposition des tuyaux dans les meilleures conditions, la pose en terre s'effectue dans une tranchée de largeur suffisante avec établissement des niches pour faciliter le travail lors de jointure.

Cette opération s'effectue par tronçon successif, en posant des tuyaux en files bien alignés et bien nivelés, tout en commençant par les points hauts. L'enfouissement des canalisations a pour but de les protéger contre les dégradations extérieures, de conserver la fraîcheur de l'eau et de la mettre à l'abri du gel.

2. Pose en mauvais terrains

Si la conduite devra être posée en mauvais terrains (terrains marécageux), il pourra être nécessaire pour éviter les affaissements (tassement) qui rompraient la conduite ou désassembleraient les joints ; de couler au fond de la tranchée une dalle en béton armé.

3. Pose en galerie

La pose des conduites en galerie présente double avantages de faciliter leur surveillance et d'éviter les tassements de terrain en cas de fuite, ainsi l'ouverture de chaussée à l'occasion des réparations ou de remplacement. Cette pose est courante dans les villes ou agglomérations disposant déjà de galeries spéciales souterraines (égouts, caniveaux ou galeries spéciales visitables).

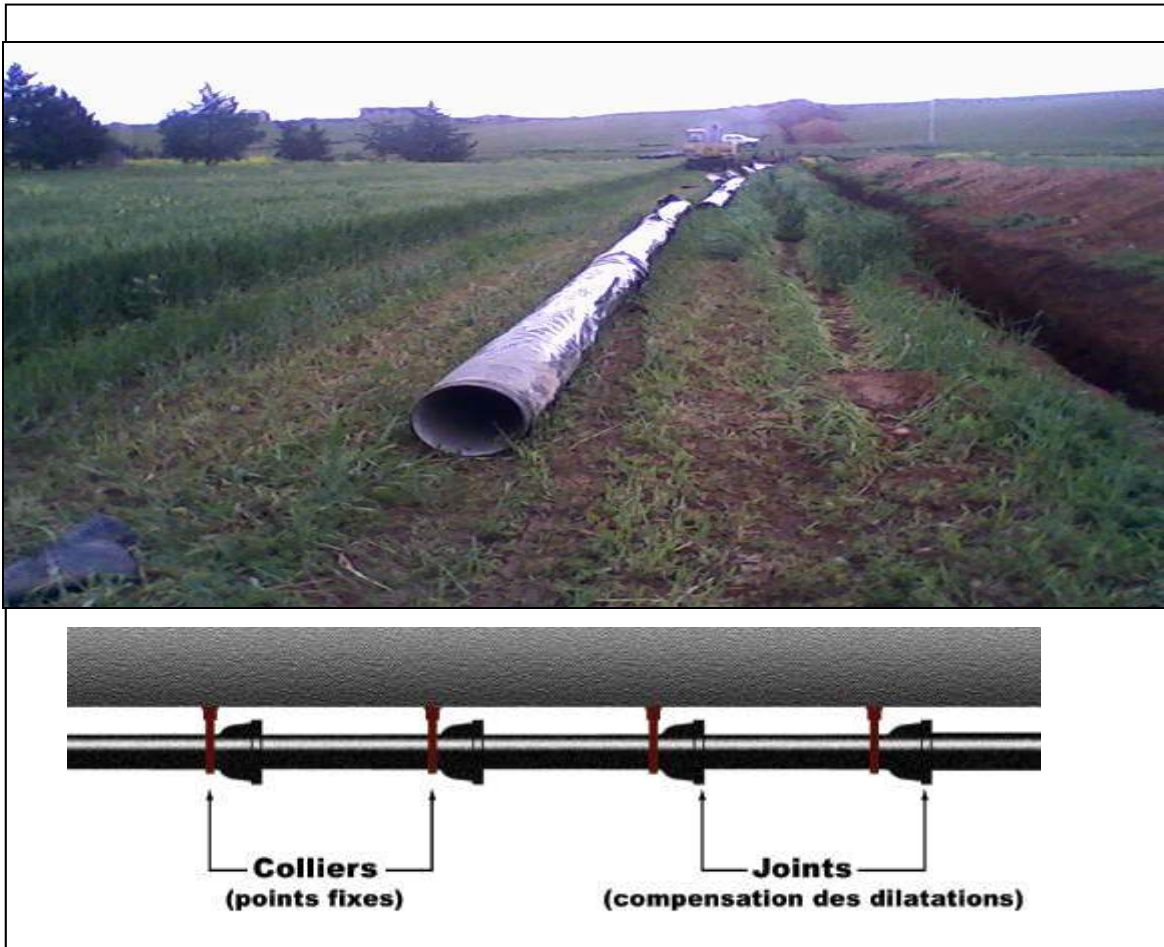
Les conduites sont posées sur les consoles en fonte d'aluminium scellées dans les pieds droits pour les petits diamètres, et sur les tasseaux pour les grands diamètres dans les galeries sèches spéciales.

4. Pose en pente

Au delà d'une certaine pente, les frottements entre canalisations 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'encrage ou de joints verrouillés, lès deux techniques pouvant être associées.

Chapitre VI: Pose et protection des conduites.

Figure VI-1 : Pose des conduites en terre



5. Pose des conduites en traversées des routes et voies ferrées

Pour qu'il n'y plus de transmission des vibrations dues aux charges et pour amortir les chocs qui peuvent nuire à la conduite et causant des ruptures, par suite des infiltrations nuisibles, on prévoit les solutions suivantes :

- Couler de béton noyant la plus grande partie du tuyau ;
- Placer une dalle de béton armé sur des piédroits en béton ;
- Coller une dalle en béton armé sur un lit de sable recouvrant entièrement le tuyau (enrobage) ;
- Utiliser les gaines, qui sont des buses de diamètre supérieur dans lesquelles les conduites sont introduites.

Chapitre VI: Pose et protection des conduites.

6. Pose à proximité d'une conduite d'assainissement

Le cas concerne essentiellement, les conduites de distribution qui dans la plupart des cas seront posées dans la même tranchée que les conduites d'assainissement, dans ce cas les tuyaux d'eau potable devront être posés au dessus d'un mètre minimum des tuyaux d'eau usée.

7. Passage de ponts

Franchir un pont avec une canalisation constituée d'éléments emboîtés consiste à résoudre :

- Le supportage ;
- L'absorption des dilatations thermiques du pont et celle de la canalisation ;
- L'encrage des éléments soumis aux poussées hydrauliques ;
- La protection contre le gel si nécessaire.

Il existe deux grands principes de poses que l'on choisie en fonction du type d'ouvrage :

- Canalisation fixée sur l'ouvrage ;
- Canalisation indépendante de l'ouvrage.

Remarque :

La canalisation est posée dans une tranchée ayant une largeur minimale de 60 cm. Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 15 à 20 cm convenablement nivelé. Avant la mise en fouille, on possède à un triage de conduite de façon à écarter celles qui ont subies des chocs, des fissures, ..., après cela on pratique la décente en lit soit manuellement soit mécaniquement d'une façon lente. Dans le cas d'un soudage de joints, cette opération doit être faite de préférence en fond de tranchée en calant la canalisation soit avec des butées de terre soit avec des tronçons de madriers en bois disposés dans le sens de la longueur de la tranchée.

Chapitre VI: Pose et protection des conduites.

☛ Les butées

L'utilisation de massifs de butées en béton est la technique la plus communément utilisée pour reprendre les efforts de poussée hydraulique d'une canalisation à emboîtement sous pression.

Différents types de massifs en béton peuvent être conçu selon la configuration de la canalisation, la résistance de la nature de sol, la présence ou non de nappe phréatique.

Le massif reprend les efforts dus à une poussée hydraulique soit par :

- Frottement sur le sol (massif poids) ;
- Appui sur le terrain en place (massif buté) en béton .

En pratique, les massifs bétons sont calculés en tenant compte des forces de frottement et de la résistance d'appui sur le terrain.

Les volumes des butées sont calculés selon la formule suivante :

$$F = K + P + S$$

F : la poussée exprimée en daN ;

P : la pression hydraulique d'essai exprimé en bar ;

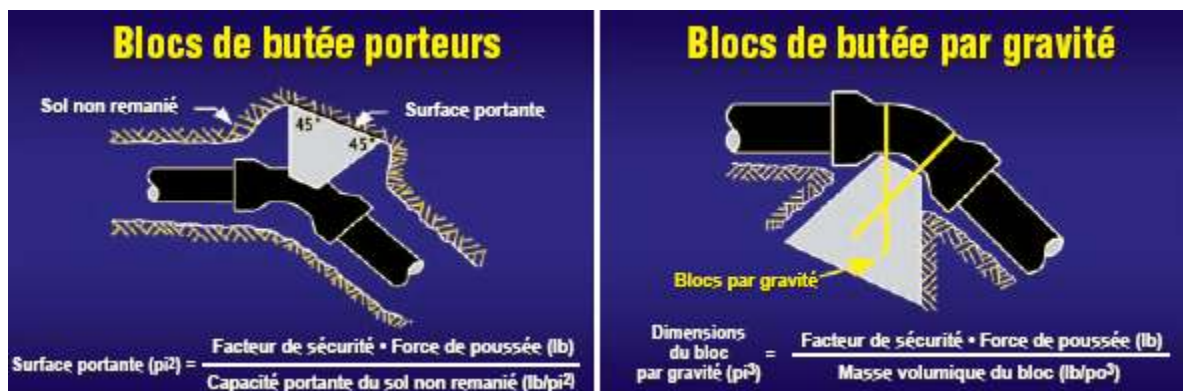
S : la surface externe du tuyau exprimé en cm² ;

K : le coefficient dont la valeur est fonction du sinus du demi-angle (x) entre les deux conduites (tableauVI-1)

Tableau VI-1 : les valeurs de K

Sur les coudes à 90° (1/4)	K=1,414
Sur les coudes à 45° (1/8)	K=0,766
Sur les coudes à 22°30 (1/16)	K=0,390
Sur les coudes à 11°15 (1/23)	K=0,196

Figure VI-4 : Les butées (Guide DIPRA)



Chapitre VI: Pose et protection des conduites.

VI-1-2 : Différentes étapes de mise en place des canalisations

1. Réalisation des fouilles

❖ Largeur de la tranchée

La largeur de la tranchée doit être au minimum 0.60 m et cela, pour faciliter les travaux. Elle sera calculée en fonction du diamètre de la conduite, en laissant 0.30 m d'espace de chaque côté de celle-ci.

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\text{Si DN} \leq 400 : \quad \mathbf{B = D + (2 \times 0,30) \quad (m)}$$

$$\text{Si DN} > 400 : \quad \mathbf{B = D + (2 \times 0,50) \quad (m)}$$

-**B** : largeur de la tranchée (m).

-**D** : diamètre de la conduite (m).

❖ La profondeur de la tranchée

Elle est déterminée de façon qu'une distance suffisante soit ménagée au dessus de la génératrice supérieure du tuyau pour assurer la protection de la conduite contre les dégâts qui pourraient être causés par le gel, et ceux d'écrasement sous l'effet de charge et de surcharge.

Cette distance varie de 0.8 à 1.20 m selon que les régions sont ou non exposées à des

❖ Lit de pose

Recouvert d'un lit de pose de 0,2 m à 1,15 m d'épaisseur nivelée suivant les côtes du profil en long. Constitué selon la nature du sol par :

- Gravier, dans un terrain ordinaire ;
- Pierres cassées à l'anneau de 5 cm pour former des drains, dans les terrains imperméables ou rocheux ;
- Par un lit béton maigre dans les parties rocheuses très en pente.

Chapitre VI: Pose et protection des conduites.

❖ Fond de fouille

Sauf cas particulier, le fond de fouille est réglé avec une longitudinale au moins 4‰, ce qui permet une montée de l'air en chaque point haut.

En terrains peu accidentés, cette valeur minimale une succession de montées et descentes est réalisée, chaque point haut étant muni d'un dispositif d'évacuation d'air (ventouse) et chaque point bas d'un dispositif de décharge (vidange).

2. Préparation de la canalisation

Avant la descente en fouille, les tuyaux sont examinés en vue d'éliminer ceux qui auraient subis des chocs pour faciliter le nivellement. La soudure des joints se fera au dessus de la fouille, où les tuyaux sont maintenus par des bois disposés en travers de la tranchée.

3. Epreuve des joints et des canalisations principales

Ces épreuves sont des mises en pression destinées à contrôler l'étanchéité des conduites au fur et à mesure de l'avancement des travaux. Après mise en pression préalable de 5 minutes, faite à la pression d'épreuve, il est procédé à l'ouverture de la (des) purge (s), disposée (s) à l'autre extrémité du tronçon d'essai par rapport au manomètre, afin de vérifier qu'il n'existe aucun obstacle (robinet, vanne fermée) à la montée en pression sur la totalité du tronçon éprouvé. La pression est rétablie par la suite à la pression d'épreuve, pendant le temps prescrit, toutes les précautions étant prises pour minimiser les coups de bélier dans la conduite.

Le tronçon est maintenu en pression pendant 30 minutes au cours desquelles la diminution de pression ne doit pas être supérieure à 20 kPa.

4. Essai général du réseau

Avant la réception provisoire des travaux, il est procédé à une mise en pression générale du réseau par l'intermédiaire du réservoir, les robinets et vannes de branchement et de raccordement étant fermés. Cette mise en pression dure 48 heures, alors la perte par rapport à la capacité du réseau est constatée, elle ne doit pas dépasser 2%.

5. Remblaiement de la tranchée

Le remblayage des tranchées comporte en général deux phase principales :

- L'enrobage ;
- Le remblai supérieur.

Chapitre VI: Pose et protection des conduites.

a. L'enrobage

L'enrobage des conduites comprend le lit de pose, l'assise et le remblai de protection. Il est réalisé conformément au projet en tenant compte notamment des caractéristiques des tuyaux, des risques d'ovalisation et en mettant en place des matériaux de nature appropriée qui proviennent en général de la réutilisation des déblais des fouilles expurgés de tous matériaux susceptibles d'endommager les conduites et leurs revêtements par des effets de chocs ou l'effet des tassements lors de la consolidation (blocs rocheux, produits de démolition...etc.), il est également nécessaire de s'assurer de l'absence d'action chimique néfaste de certains matériaux (débris végétaux, mâchefer, produits gypseux...etc.) sur les matériaux constitutifs des tuyaux et de leur revêtement.

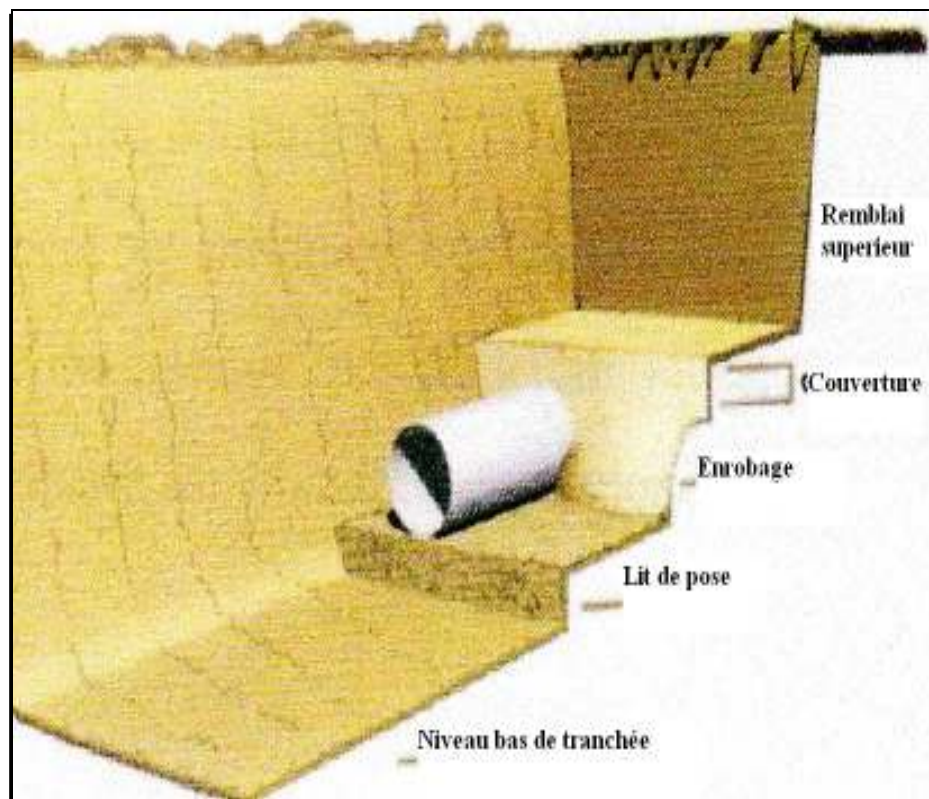
b. Le remblai supérieur

Il est exécuté après les épreuves en pression, en fonction des contraintes de l'environnement et de la sécurité des personnes et des biens. Il est réalisé en mettant les déblais des fouilles, dont on élimine les éléments impropres comme dans le cas dans la précédente opération.

Les conditions de mise en oeuvre et la reconstitution de la couche supérieure dépendent des situations rencontrées comme en zone rurale ou en milieu urbaine :

- Dans le premier cas (zone rurale); le remblayage est effectué par couches successives et régulièrement damées et la couche supérieure de terre végétale est reconstituée par réemploi de la terre végétale mise en dépôt. Une légère sur hauteur est réservée pour les tassements ultérieurs.

Figure VI- 5 : Remblayage de fouille (Guide DRPA)



Chapitre VI: Pose et protection des conduites.

VI-2 : Accessoires

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

- Assurer un bon écoulement ;
- Régulariser les pressions et mesurer les débits ;
- Protéger les canalisations ;
- Changer la direction ;
- Raccorder deux conduites ;
- Changer le diamètre ;
- Soutirer les débits.

VI-2-1: Robinets vannes

Ce sont des appareils de sectionnement utilisés pour le cas de manœuvres lentes pour les gros diamètres. L'obturation est obtenue pour une rotation de 90° de la partie tronconique. On distingue les robinets vannes à coin (à opercule) et les robinets vannes papillon :

a. Robinet vanne à coin (à opercule)

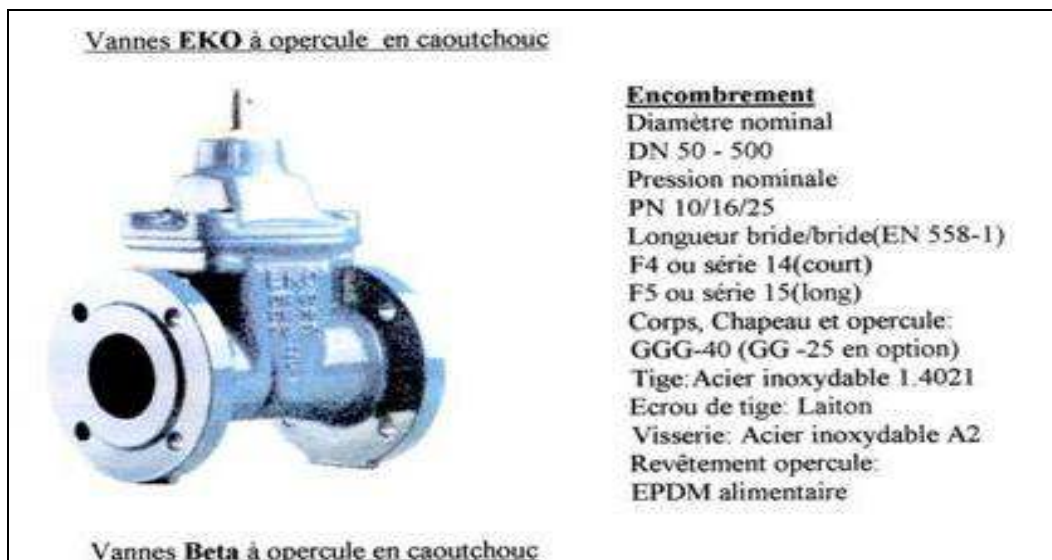
Les robinets vannes à opercule sont des appareils de sectionnement qui doivent être complètement ouverts ou fermés. Leur encombrement est considérable comparé à celui des vannes papillon. L'arrêt est fait par un obturateur en forme de coin.

b. Vannes papillons

Les vannes papillon peuvent aussi bien servir pour le sectionnement que pour le réglage des débits. Ils sont d'un encombrement réduit, légers, le couple de manoeuvre est faible. Elle occasionne une faible perte de charge.

☛ Des robinets vanne à opercule à la sortie de chaque pompe, sur chaque conduite d'arrivées et de vidange des réservoirs, sur la conduite d'aspiration de chaque pompe et au maximum chaque 400m de la conduite gravitaire et de refoulement.

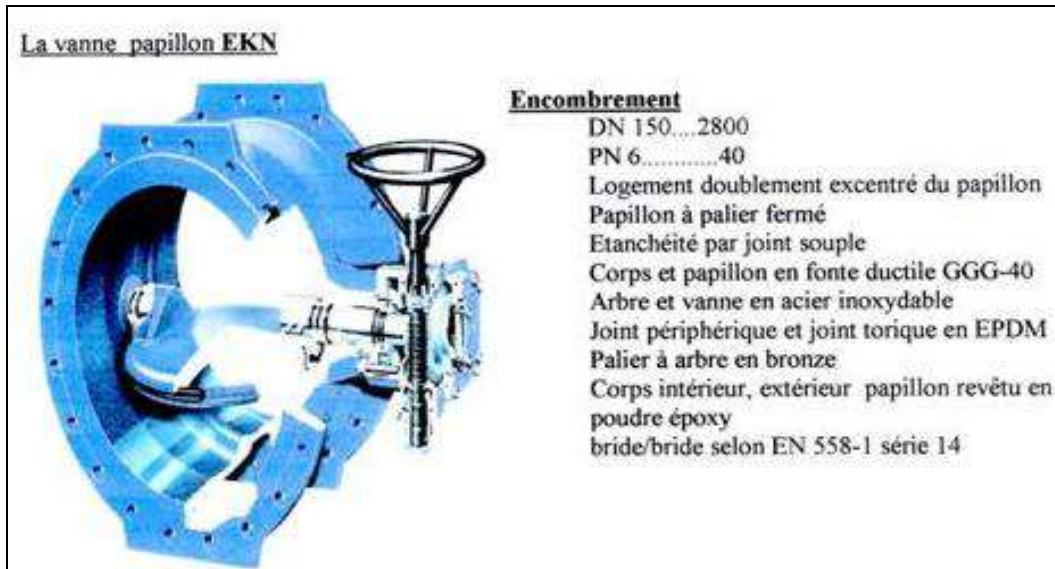
Figure VI-6: Robinet vanne à opercule (d'après W.A.E)



Chapitre VI: Pose et protection des conduites.

- Des robinets vanne papillon sur chaque conduite de départ du réservoir.

Figure VI-7 :: Robinets vanne papillon (D'après A.W.E)

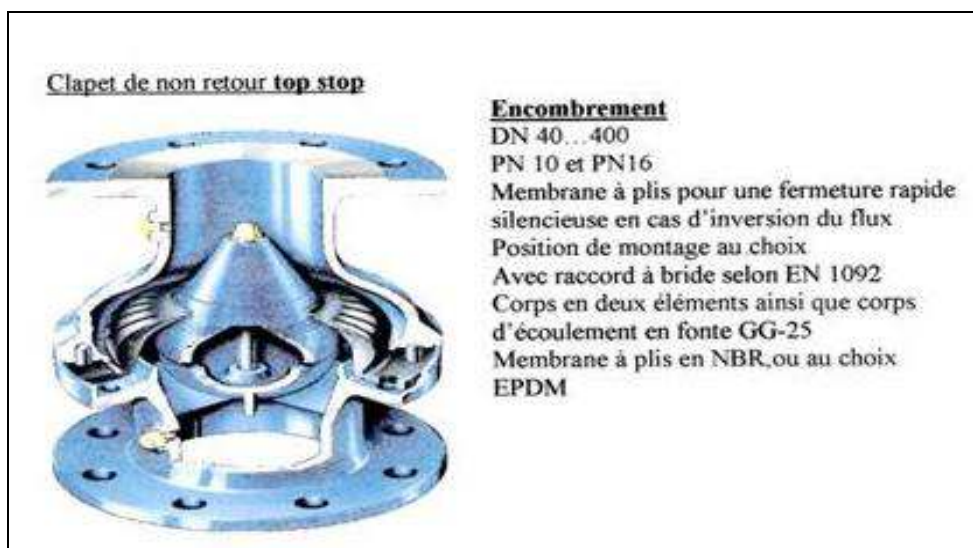


VI-2-2 : Clapets anti retour

Le clapet anti retour est, en apparence, un appareil simple. Schématiquement, il fonctionne comme une porte. C'est un accessoire permettant l'écoulement du liquide dans un seul sens.

Dans la réalité, le clapet doit s'adapter à de nombreux fluides, à des installations très variées présentant à chaque fois des contraintes mécaniques, hydrauliques, physiques ou chimiques différentes. On prévoit l'installation d'un clapet anti retour à la sortie de chaque pompe.

Figure VI-8: Clapet anti retour top stop (D'après W.A.E)



Chapitre VI: Pose et protection des conduites.

VI-2-3 : Ventouses

L'évacuation de l'air se fait par l'intermédiaire d'une ventouse qui peut être manuelle ou automatique

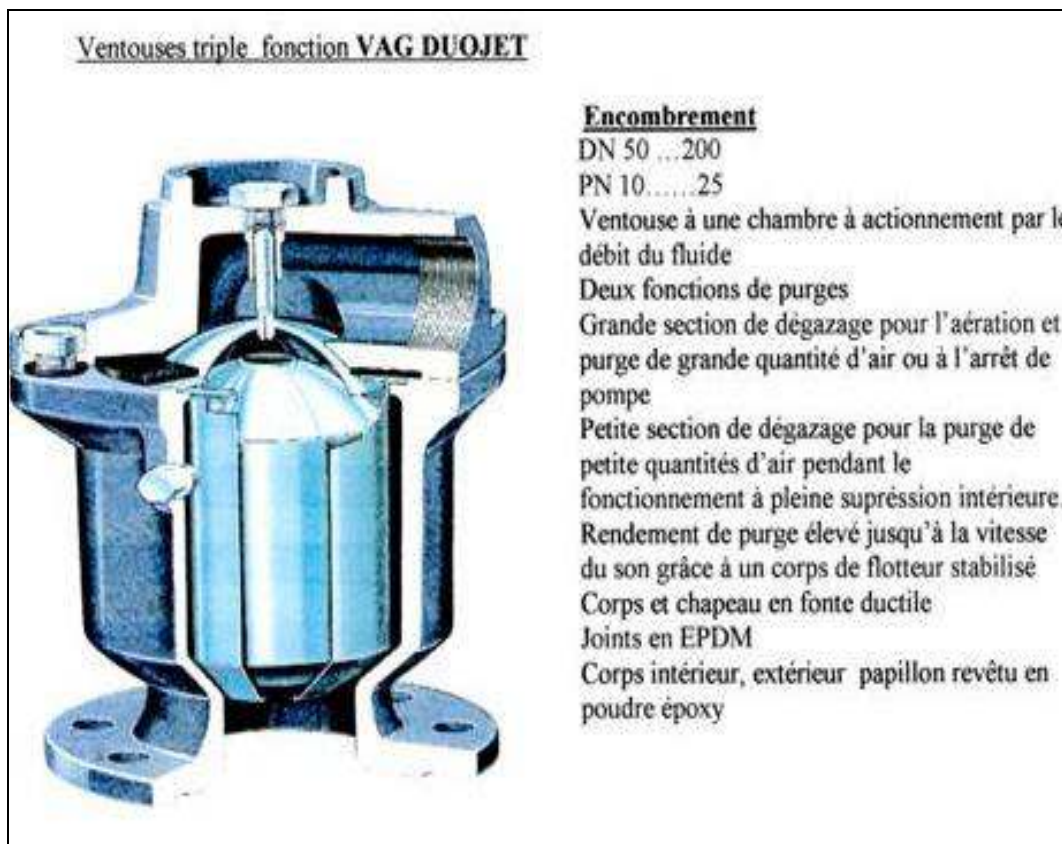
Une ventouse manuelle est un simple robinet que l'on manœuvre périodiquement.

Les ventouses automatiques sont des pièces évacuant l'air dès qu'il se forme une poche notable.

Toutes ces ventouses sont disposées dans des regards visitables et leur bon fonctionnement doit être vérifié périodiquement.

Ces ventouses automatiques, en dehors de la suppression des poches d'air en fonctionnement normal, permettent également l'évacuation de l'air lors de la mise en eau de la canalisation et, réciproquement, l'admission de l'air lors de la vidange provoquée de la canalisation, ce qui permet d'éviter la mise en dépression de cette dernière. On opte pour les ventouses à trois fonctions car l'adduction mixte est de diamètre variant de 800 à 250 mm.

Figure VI-9: ventouse triple fonction VAG DUOJET (D'après document W.A.E)



Remarque : les ventouses sont généralement placées au point haut de la conduite et après la vanne de sectionnement .

Chapitre VI: Pose et protection des conduites.

VI-2-4- Vannes de décharge

C'est un robinet disposé au point bas du tracé et avant la vanne de sectionnement en vue de la vidange de la conduite. La vidange se fait soit dans un égout (cas d'un réseau urbain), soit dans une fosse ou en plein air (cas d'une conduite compagne). Ce robinet sera posé dans un regard en maçonnerie facilement accessible.

VI- 2-5- Moyens anti-bélier

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

1. **Cheminée d'équilibre** : elle protège les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions, elle ne peut l'établir économiquement que si la hauteur géométrique est faible. A cause de son encombrement, elle est déconseillée en AEP.

2. **Volant d'inertie** : couplé au moteur, il constitue un moyen permettant d'allonger le temps d'arrêt du moteur et cela protège les installations contre les dépressions.

3. **Soupape de décharge** : Elle ne lutte que contre les surpressions, elle est munie d'un ressort qui avec le temps devient raide et n'accomplit pas son rôle. La protection des installations contre les surpressions est accompagnée de perte d'eau par éjection en cas de gonflement.

4. **Réservoirs d'air** : il protège les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions, il est le meilleur remède contre le coup de bélier.

VI- 2-6- By-pass

Le by pass est utilisé pour les rôles suivants:

- Faciliter la manoeuvre 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 chambre de vannes pour remplir le troisième rôle.

Chapitre VI: Pose et protection des conduites.

VI-4-7- Crépines

La crépine évite l'entrée accidentelle de 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 0,5 m du fond du puisard.

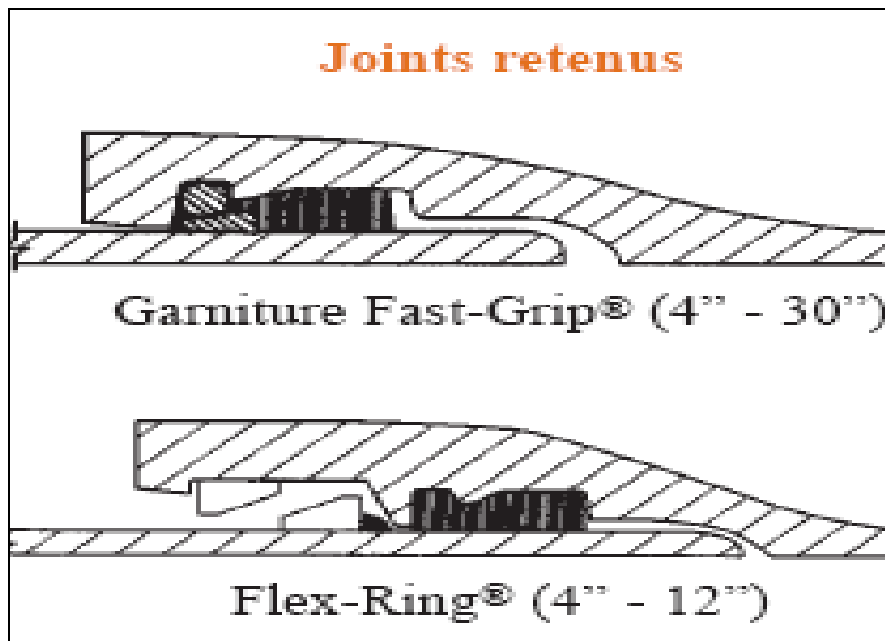
VI-4-8- Joints de raccordement

Les longueurs de tuyaux sont assemblées par des joints non verrouillés, verrouillés ou à brides. Les joints verrouillés permettent une autobutée des canalisations, évitant des massifs en béton lourds, encombrants et longs à réaliser. Les joints les plus utilisés dans notre cas sont

- le joint à emboîtement à soudure;
- le joint automatique;
- le joint gibault;
- le joint verrouille;
- les joints mécaniques;
- 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.

Figure VI-11: joints pour canalisations en fonte (D'après Guide DIPRA).



Chapitre VI: Pose et protection des conduites.

VI-4-9- Organes de mesure

1. Mesure de débit

Les appareils les plus utilisés au niveau des installations sont :

- Le diaphragme ;
- Le venturi ;
- La tuyère.

On crée une contraction de la section d'écoulement. Cette contraction entraîne une augmentation de la vitesse d'écoulement au droit de l'appareil se traduisant par une diminution de la pression .La mesure s'effectue avec un capteur de pression différentielle.

2. Mesure de pression

Les appareils les plus utilisés sont :

- Manomètres à jet unique:

Les manomètres à turbine jet unique ont fait leurs preuves des millions de fois. Ce sont des compteurs à cadran totalement sec muni d'une tête rotative facilitant la lecture dans tous les montages à des températures de 50°C ou 100°C.

- Manomètres à jet multiple.
- Manomètres Woltman.

Figure VI-12: Manomètres (d'après document W.A.E)



Manomètre à Jet unique



Manomètre à Jet multiple



Manomètre WOLTMAN

VI-4-10 : 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.

1- 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.

On y distingue 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°30'),

$\frac{1}{32}$ (11°15').

Chapitre VI: Pose et protection des conduites.

2- 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.

3- Tés

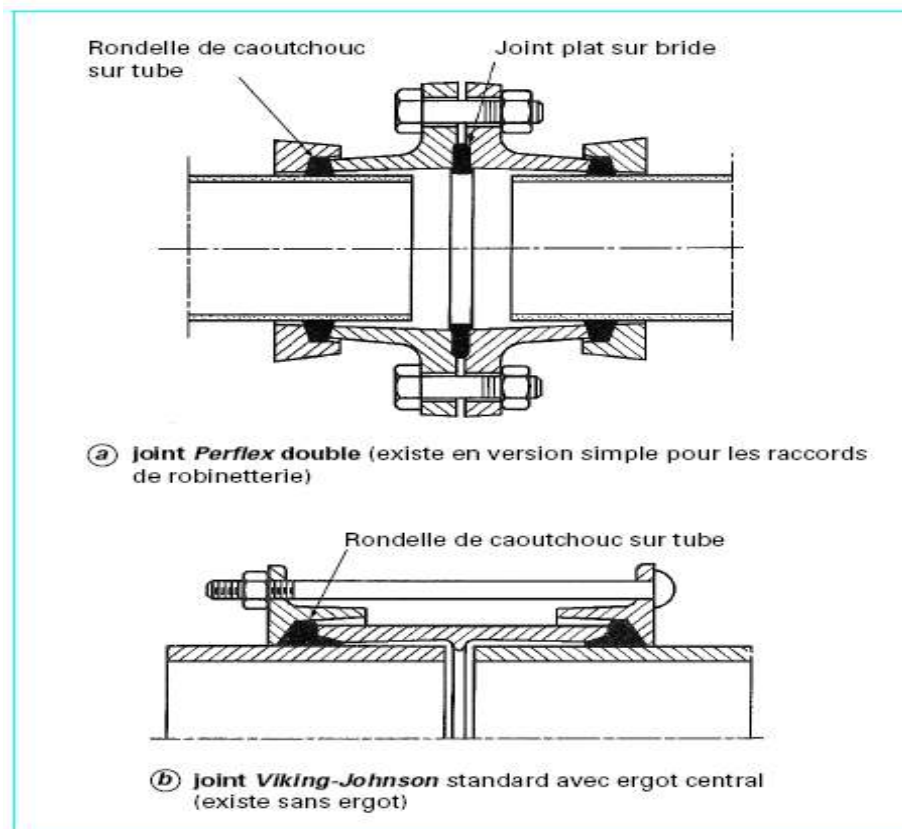
Les tés sont utilisés dans le but de soutirer un débit d'une canalisation ou d'ajouter un débit complémentaire. Ils sont rencontrés au niveau des réseaux maillés, ramifiés et des canalisations d'adduction en cas de piquage.

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

4- Joints de démontage

En pratique, on rencontre 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, on les rencontre surtout au niveau des montages des appareils accessoires (vannes, clapet...) et au niveau de certains joints.

Figure VI-13 : Joints pour canalisations en fonte (Document de Société wallonne des eaux)



Chapitre VI: Pose et protection des conduites.

VI-3- Protection des conduites contre la corrosion

Les phénomènes de corrosion sont des réactions d'une attaque du métal ou électrochimiques. La corrosion est caractérisée par une attaque du métal due à des phénomènes extérieurs en liaison soit :

- Avec la nature du sol
- Avec des installations électriques à courant continue situées à proximité des conduites.

Au cas où ces phénomènes sont importants, il peut se produire une destruction rapide des canalisations par perforations en forme de cratères très caractéristiques, ou attaque sous forme de couches de rouille croûteuses ou filandreuses, annonçant une diminution de l'épaisseur du métal. Donc la corrosion est une oxydation du métal, or cette dernière entraîne une perte d'électron alors que la réduction sera un gain.

Les principaux types de protection contre la corrosion extérieure sont les suivants:

- Couche de zinc avec revêtement
- Couche de zinc-aluminium avec revêtement
- Revêtement en mortier de ciment armé
- Revêtement en polyéthylène

Les principaux types de protection contre la corrosion intérieure sont les suivants

- Revêtement intérieur au mortier de ciment
- Revêtement intérieur en polyuréthane

Figure VI-14 : Protection contre la corrosion extérieure avec revêtement en polyéthylène



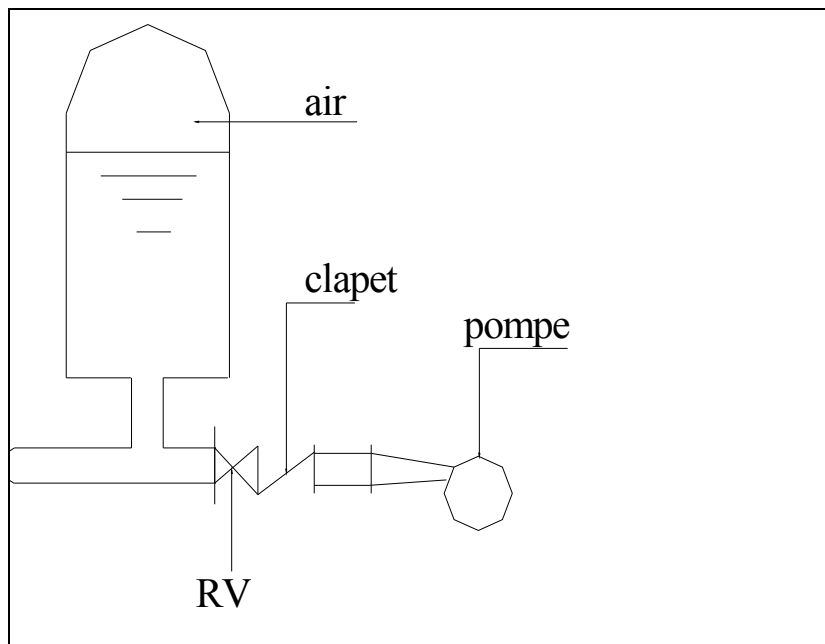
Chapitre VI: Pose et protection des conduites.

VI-4- Le coup de bélier :

VI-4-1 Généralité

Le phénomène transitoire, ou le coup de bélier, qui suit l'arrêt ou le démarrage des pompes ou la fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement ou d'un robinet placé sur la conduite de refoulement, peut engendrer des pressions trois fois plus que celle du fonctionnement normal ou des dépressions qui sont néfastes pour les canalisations. En revanche, les stations de refoulement doivent être aménagées des équipements de protections contre ce phénomène pour faire face, à la fois, aux surpressions et aux dépressions qui peuvent se manifester dans les conduites de refoulement.

Figure VI-15: Principe de disposition du réservoir d'air anti bélier



VI-4-2 : Risques dûs aux coups de bélier

Les conséquences du coup de bélier peuvent être néfastes, elles deviennent de plus en plus dangereuses à mesure que les paramètres modificateurs deviennent importants (variation de pressions et de débits dans le temps).

Ces phénomènes se produisant dans une conduite en charge, peuvent provoquer des risques à la suite d'une dépression ou d'une surpression engendrée par les manœuvres brusques.

Chapitre VI: Pose et protection des conduites.

1. Cas de la surpression

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression importante se produisant à la suite d'une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement ou bien à la suite d'une dépression causée par l'arrêt brusque d'une pompe. Si la pression totale c'est-à-dire la pression en régime permanent majorée de la valeur de surpression due au coup de bélier dépasse la pression maximale admissible des tuyaux il y a risque de rupture de ces derniers et déboîtement des joints (les anneaux d'étanchéité seront délogés).

2. Cas de dépression

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par l'apparition d'une pression relative négative, à la suite d'un arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement. Si cette pression devient inférieure à 10mce , il se produira une poche de cavitation. S'il ya une forte dépression la canalisation peut être aplatie par implosion et les joints aspirés. Le phénomène de cavitation, une fois apparu, peut provoquer la détérioration de la couche d'enduit intérieur du tuyau.

3. Fatigue de la canalisation

En régime transitoire les alternances des surpressions et dépressions qui sont une conséquence inévitable du phénomène provoquent la fatigue du matériau de la canalisation même si leur amplitude est faible.

VI-4-3 : Description des phénomènes physiques

3. État d'équilibre d'un système hydraulique

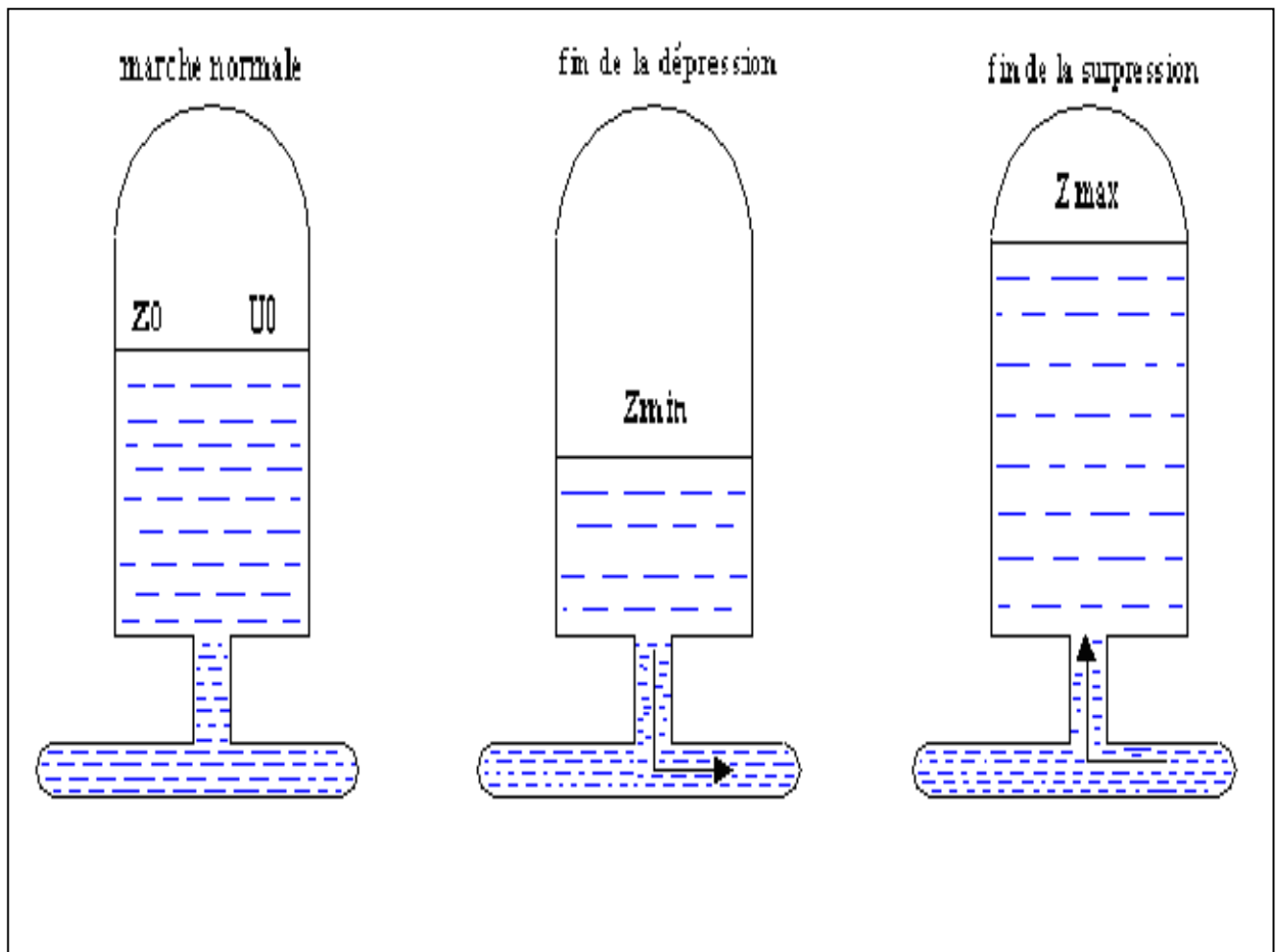
Les phénomènes transitoires hydrauliques apparaissent lorsque l'équilibre des forces agissant sur un système est modifié. Quand un liquide est en mouvement dans une conduite et que ce mouvement ne varie pas dans le temps, il y a un état d'équilibre permanent. En fait, il y a équilibre entre l'énergie disponible (ou potentielle) et les énergies dues au mouvement (cinétique) et perdues par le frottement, ce qui définit un mouvement permanent. Cette vision est macroscopique car, à une échelle plus petite, on observe que les vitesses fluctuent constamment autour d'une valeur moyenne, c'est une manifestation de la turbulence.

Chapitre VI: Pose et protection des conduites.

b) Perturbation de l'équilibre, effet sur les pressions

Si on considère la conduite dans laquelle coule un liquide en régime permanent, le niveau de la pression est fort raisonnable, soit inférieur à celui de la pression hydrostatique dans des conditions d'écoulement nulles. Qu'advient-il lorsque, pour une raison ou une autre, il y a une modification temporelle de l'écoulement par accélération ou décélération. La réponse du physicien se base sur les principes de la mécanique newtonienne. Il y aura un transfert d'énergie entre les énergies potentielle et cinétique pour chercher à atteindre un nouvel équilibre en tenant compte des pertes et transgresser le principe de conservation de l'énergie.

Figure VI-16 : Variation du volume d'air au cours des phases de fonctionnement



Chapitre VI: Pose et protection des conduites.

VI-4-4 : Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier

Pour la protection de la conduite gravitaire contre le phénomène du coup de bélier, on se contentera de la détermination du temps de fermeture de la dernière vanne sur cette conduite.

Les ondes de surpression et de dépression sont caractérisées par une vitesse de propagation donnée par la formule d'ALLIEVI :

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + k * \frac{D}{e}}} \quad (\text{VI-1})$$

-C : célérité d'onde (m/s) ;

-D : diamètre de la conduite (mm) ;

-e : épaisseur de la conduite (mm) ;

VI-4-5 : Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier

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

5. Réservoirs d'air : L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station immédiatement à l'aval du clapet. Cette capacité contient de l'eau et de l'air.

Ce dispositif est le plus simple et protégera les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions.

6. Cheminée d'équilibre : A la place d'un réservoir d'air sous pression, il peut être établi, à la station de pompage, un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre. Cette cheminée jouera le même rôle que ce premier mais, dans le cas de hauteur de refoulement même moyenne, on arrive rapidement à des ouvrages d'art de hauteurs importantes.

7. Soupape de décharge : Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement, qui, par sa compression, obture, en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est-à-dire où la surpression à craindre est maximale et libre, le cas échéant, le débit de retour de conduite correspondant à la valeur de la surpression admissible. Il y a lieu de prévoir l'évacuation vers l'extérieur, de l'eau ainsi libérée.

Chapitre VI: Pose et protection des conduites.

8. Volant d'inertie : calé sur l'arbre du groupe, il constitue un moyen assurant l'alimentation de veine liquide, malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale. Le volant la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier. Au démarrage, le groupe électropompe, avec le volant d'inertie, consomme plus d'énergie.

On propose comme moyen de protection des installations, le réservoir d'air.

VI-4-7: 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

On calculera la célérité d'onde à l'aide de la formule de Mr B.SALAH

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K * 2 * a * (1 - \nu_m^2) * (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) * a * E_s + E_m * e_m * (1 - \nu_s)}}} \quad (\text{VI-2})$$

C: célérité d'onde en (m/s)

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

ρ : Masse volumique de l'eau ; $\rho = 1000 \text{ kg / m}^3$

E_m : module de Young du matériau de la conduite en fonte; $E_m = 0,8-1,0 * 10^{11}$ pascal

E_s : module de Young du sol ; $E_s = 2 * 10^8$ Pascal.

ν_m : coefficient de poisson du matériau. $\nu_m = 0,21-0,26$ (fonte)

ν_s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite. $\nu_s = 0.35$

e_m : Epaisseur de la conduite (m).

a : rayon intérieur de la conduite (m).

1. La charge tenant compte du coup de bélier:

$$Z = Hg + \frac{C * V_0}{g}$$

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

g: l'accélération de pesanteur.

2. La charge statique absolue:

$$Z_0 = Hg + 10$$

Chapitre VI: Pose et protection des conduites.

3. La charge maximale absolue:

$$Z_{\max} = Z_0 + \frac{C * V_0}{g}$$

$$\text{D'où : } \left. \begin{array}{l} \frac{Z_{\max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2 * g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{U_0}{LS}; \frac{Z_{\min}}{Z_0} \quad (\text{voir annexe VI})$$

$$U_0 * Z_0 = U_{\max} * Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{\min}}{Z_0}}$$

U_{\max} : volume du réservoir d'air.

1. Les données de base

Les caractéristiques de l'adduction de refoulement sont représentées dans le tableau suivant:

Tableau VI-2: Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement:

N° de station	SP 1(barrage)	SR(Guemgouma)
Type de matériau	Fonte	Fonte
D (mm)	650	200
S (m ²)	0.332	0.031
V (m/s)	1.49	1.40
L (m)	17750	810.58
Hg (m)	195	41.87

Chapitre VI: Pose et protection des conduites.

2. 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 VI-3: Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement:

N° de station	K (Pa) (*10 ⁹)	P (Kg/m ³)	a (m)	v _m	v _s	E _s (Pa) (*10 ⁸)	E _m (Pa) (*10 ¹¹)	e _m (m)	C (m/s)
SP 1 (barrage)	2.07	1000	0.325	0.25	0.35	2	1	0.0065	1429.77
SR(Guemgouma)	2.07	1000	0.100	0.25	0.35	2	1	0.0035	1135.03

3. Calcul des capacités des différents réservoirs d'air

Tableau VI-4: Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement

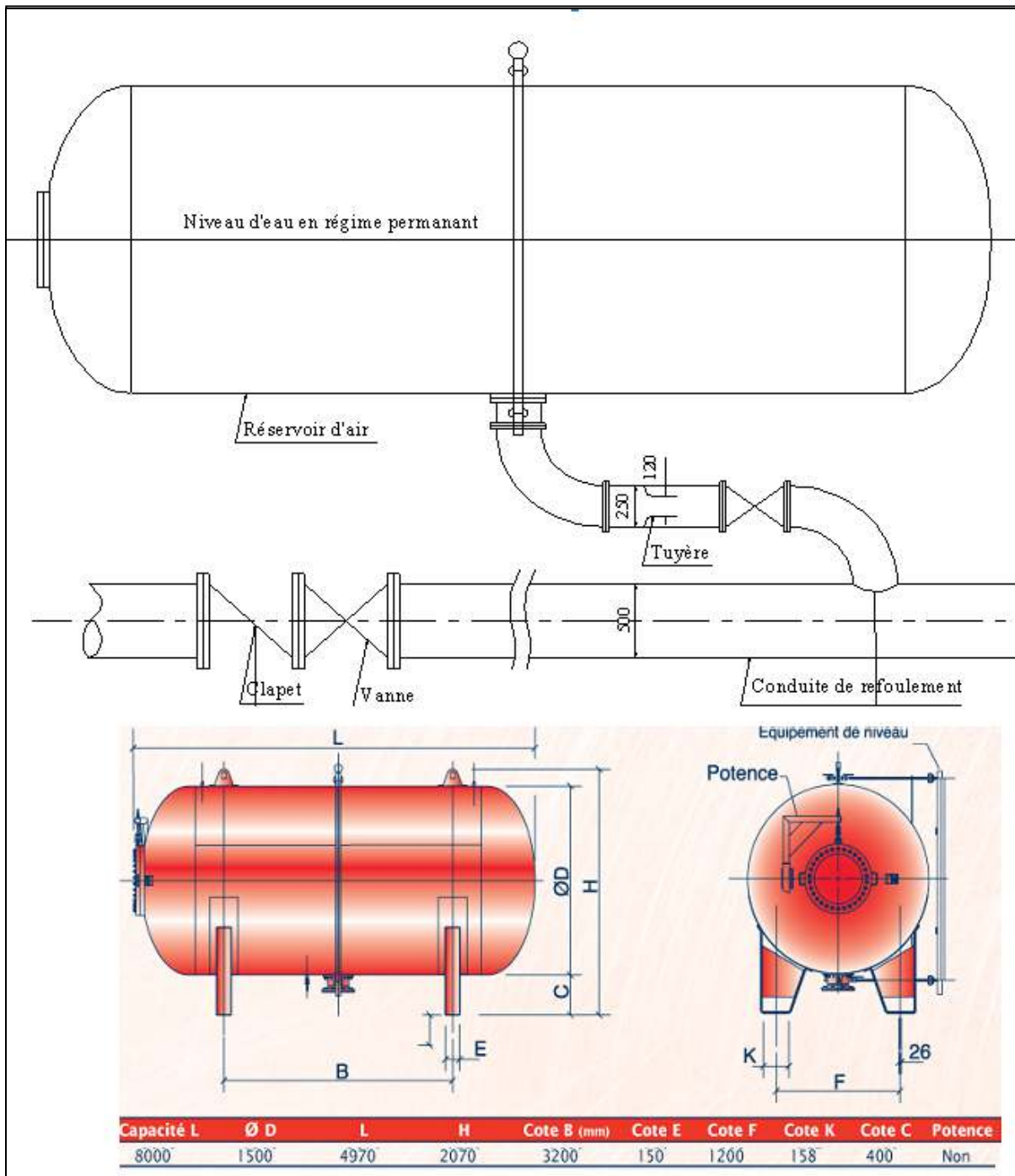
	SP 1	SR(Guemgouma)
Z0(m)	205	51.87
Zmax(m)	402.16	144.87
V0(m)	1.49	1.40
g(m²/s)	9.81	9.81
H0(m)	0.07594	0.07136
H0/Z0	0.00037	0.00137
U0/L*S	0.0008	0.0033
Zmin/Z0	0.58	0.85
U0(m³)	4.57	0.18
Umax(m³)	7.88	0.16
Volume normalisé	8000	200

Chapitre VI: Pose et protection des conduites.

VI-4-8 : Installation et encombrement du réservoir d'air(SP1)

Vu les dimensions du réservoir d'air, ce dernier 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 VI-17: Schéma d'installation et encombrement du réservoir d'air (SP1)



Chapitre VI: Pose et protection des conduites.

Conclusion :

Vu la nature de terrain qui est ordinaire, nous optons pour une pose de canalisations classique avec des passages des routes, des voies ferrées et des poses aériens dans certains endroits, étant donné que nous avons une adduction à diamètre variable, la largeur et la profondeur de la tranchée seront variable le long du tracé.

La protection contre le coup de bélier de la conduite reliant la station de reprise (SR1) au réservoir tampon choisie comme exemple, sera au moyen d'un réservoir d'air de volume 8000l. Ce réservoir sera placé à proximité de la station de pompage (SP1).

Chapitre VII : Organisation de chantier

Introduction

Le but de l'organisation de chantiers est, à cet effet, de réaliser des projets dans des délais courts et à moindres coûts.

L'organisation Dans notre chantier consiste à rechercher constamment, la meilleure façon d'utiliser économiquement la main d'œuvre et les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier.

Les opérations qui forment ce projet se fait selon les moyens humains, matériels et financiers parmi les moyens matériels on a les engins de chantier qui sont une véritable richesse pour ce dernier, donc chaque opération doit être faite par un engin convenable dont on cite les tracteurs, les pelles, les chargeurs, les scrapeurs, les niveleusesetc.

Dans toute réalisation l'ingénieur doit rédiger les devis, estimer les prix et évaluer le montant global des travaux.

VII-1 : Différents travaux à entreprendre

☛ Dimensions de la station de pompage et de la conduite :

Les dimensions de notre station de pompage et de la conduite sont représentées dans le tableau N°1 suivant :

Tableau VII-1 : Dimensions la station de pompage et de la conduite

Station		Conduite	
b (m)	L (m)	Φ (mm)	L (m)
12	18	200	810

Avec : **b** : la largeur de la station de pompage en (m).

L : la longueur de la station de pompage en (m).

Φ : Diamètre de la conduite en (mm).

L : la longueur de la conduite en (m).

Le levé topographique est présenté au niveau de la planche N°3.

On a deux parties de calcul à prendre en considération :

- Calcul cernant le la station de pompage.
- Calcul cernant la conduite de refoulement

Chapitre VII : Organisation de chantier

VII-2-1:Travaux concernant la station de pompage

Les tâches constituant les travaux à faire pour la construction de la station de pompage sont :

- Exécution du décapage
- Exécution des fouilles.
- Coulage du béton de propreté.
- Coulage du béton pour les semelles.
- Coulage du béton pour les demi poteaux.
- Remblayage des fouilles.
- Coulage du béton des longrines inférieures.
- Remblayage des casiers.
- Coulage de la chape inférieure.
- Coulage du béton de poteaux.
- Coulage du béton pour longrines supérieures et de la dalle.
- Maçonnerie et finition générale.

VII-2-2 :Calcul des volumes des travaux de la station de reprise projetée (Guemgouma) :

• Le calcul des Volumes :

1/ Les Excavations (les fouilles) :

Pour une fouille $V = 1,5 * 1,5 * 1,5 = 3,375m^3$

Pour 20 fouilles (toutes les fouilles) ; $V_{ex} = 3,375 * 20 = 67,5m^3$

2/ Béton de propreté :

Le béton de propreté occupe une épaisseur de 10cm dans chaque fouille donc pour une fouille $V_{bp} = 1,5 * 1,5 * 0,1 = 0.225m^3$

Pour les 24 fouilles $V_{bpf} = 20 * 0,225 = 4,5m^3$.

Chapitre VII : Organisation de chantier

3/ Béton armé :

- Semelles :

Dans chaque semelle on a une couche de béton armé de 30cm, donc pour chaque semelle on a le volume de béton armé

$$V = 0,3 * 1,5 * 1,5 = 0,675 \text{ m}^3$$

Le nombre de semelles étant de 24, le volume du béton armé pour l'ensemble des semelles est de

$$V_s = 24 * 0,675 = 16,2 \text{ m}^3$$

- Demi poteaux :

Le volume d'un demi poteau est de $0,30 * 0,30 * 1,60 = 0,144 \text{ m}^3$.

Le nombre de demi poteau étant de 20, le volume du béton armé pour l'ensemble des Demi poteaux est de : $20 * 0,144 = 2,88 \text{ m}^3$.

- Poteaux :

Le volume d'un poteau est de $0,30 * 0,30 * 3 = 0,27 \text{ m}^3$.

Le nombre de poteau étant de 20, le volume du béton armé pour l'ensemble des poteaux est de donc $20 * 0,27 = 5,4 \text{ m}^3$

- Longrines :

Sur la longueur on a 4 longrines de $18 * 0,30 * 0,40 = 2,16$ soit un volume de : $2,16 * 4 = 8,64 \text{ m}^3$

Sur la largeur on a 5 longrines de $12 * 0,30 * 0,40 = 1,44$ soit un volume de : $1,44 * 5 = 7,2 \text{ m}^3$

Le volume total des longrines inférieures est de : $8,64 + 7,2 = 15,84 \text{ m}^3$.

Le volume total des longrines (supérieures et inférieures): $15,84 + 15,84 = 31,68 \text{ m}^3$.

- Chape inférieure :

La chape a la longueur et la largeur du bâtiment et une épaisseur de 7cm soit un volume de $18 * 12 * 0,07 = 15,12 \text{ m}^3$

- Dalle supérieure :

La dalle supérieure a la longueur et la largeur du bâtiment et une épaisseur de 7cm soit un volume de $18 * 12 * 0,07 = 15,12 \text{ m}^3$

Chapitre VII : Organisation de chantier

4/ Volume du remblai compacté des fouilles :

Ce volume correspond à un volume d'un remblai bien compacté.

On remplit les vides non occupés par le béton, donc pour chaque fouille si le volume total est $V_0 = 3,375\text{m}^3$, et le volume occupé par le béton de propreté est

$V_1 = 0,225\text{m}^3$, le volume occupé par le béton armé est

$V_2 = 0,675\text{m}^3$ et le volume occupé par le demi - poteau réduit est

$V_3 = 0,3 \cdot 0,3 \cdot 1,1 = 0,099\text{m}^3$; le volume de remblai pour chaque semelle est :

$$V = V_0 - (V_1 + V_2 + V_3) = 3,375 - (0,225 + 0,675 + 0,099) = 2,376\text{m}^3$$

Donc pour 20 semelles $V = 2,376 \cdot 20 = 47,52\text{m}^3$

$$V_{\text{res}} = V_{\text{ex}} - V_{\text{rf}} = 67,5 - 47,52 = 19,98\text{m}^3$$

5/ Le volume du remblai compacté des casiers :

Le volume des remblais compactés des casiers est de

$$[(4,25 \cdot 4,50 \cdot 4) + (4,75 \cdot 4,25 \cdot 4) + (4,3 \cdot 4,75 \cdot 2) + (4,30 \cdot 4,50 \cdot 2)] = 236,8\text{m}^3$$

Le nombre de casiers étant de 12 (voir schéma coupe du bâtiment) le volume total de remblais compacté des casiers est de **236,8**

Le volume total de remblais compacté est de : **19,98 + 236,8 = 265,78**

6/ Calcul du volume de la maçonnerie :

- La surface de la maçonnerie étant de $[(4,75 \cdot 2 + 2 \cdot 4,5) + (2 \cdot 4,25 + 4,3)] \cdot 4 \cdot 2 = 375,6\text{m}^2$ et la surface d'une brique étant de $0,06\text{m}^2$ ($0,3 \cdot 0,2 \cdot 0,1$), le nombre de brique pour la maçonnerie extérieure est de : $\frac{375,6}{0,06} = 6260$ briques.

- Puisque la maçonnerie extérieure est a double mure.

Donc le nombre de brique pour la maçonnerie extérieure est de : $6260 \cdot 2 = 12520$ briques.

- Les longrines reposent sur des briques (muré) dont les dimensions ($0,3 \cdot 0,2 \cdot 0,1$), pour les longrines transversales on a $[(4,3 + 2 \cdot 4,25) \cdot 5 \cdot 0,6] = 38,4\text{m}^2$

$$\frac{38,4}{0,06} = 640 \cdot 2 = 1280 \text{ briques (parce que les murés a double rangés)}$$

- Même chose pour les longrines longitudinales on a $(4,75 + 4,5) \cdot 8 \cdot 0,6 = 26,35$

$$\frac{26,35}{0,06} = 440 \cdot 2 = 880 \text{ briques (parce que les murés a double rangés)}$$

Le nombre totale de briques est de : $12520 + 1280 + 880 = 14680$ briques que l'on doit majoré (casse) à

Chapitre VII : Organisation de chantier

On note l'ensemble des volumes des travaux dans le tableau N°2 ci-après.

Tableau VII-2-Volume des travaux de la station de reprise projetée

Désignation de travaux	Unité	Quantité
Excavation	m ³	67,5m ³
Béton de propreté		4,5m ³
Béton armé		
Semelle	m ³	13,5m ³
Demi – poteaux		2,88m ³
Poteaux		5,4 m ³
Longrines		31,68m ³ .
Chape inférieure		15,12
Dalle supérieure		15,12
Poutres supérieures		25,38
Remblais		265.78
Brique	pieces	4680

III-2-2 : la conduite de transfère des eaux :

La conduite de refoulement est une conduite en acier qui véhicule l'eau en charge, elle achemine l'eau de la station de pompage vers le réservoir, son diamètre est déterminé après une étude technico-économique.

-Diamètre D = 200mm ;

-Longueur L = 810 m ;

Dans la planche 02, nous avons le profil en long qui nous aide à déterminer le volume des déblais et des remblais nécessaires pour les travaux de mise en tranchée de la conduite.

Pour bien évaluer les volumes des remblais et déblais on fait des coupes (profils) en travers, donc le travail se fait ainsi

- Déblais

A partir du profil en long on trace les profils en travers et on calcul leurs surfaces, pour cela il nous faut les côtes pour chaque profil (Cote terrain naturel et côte projet - fond de la tranché-), ces informations sont tabléés dans le tableau N° 3

D'après la figure la surface à calculer est la surface d'un trapèze (On considère que le terrain naturel est plat – déjà préparé) de petit base « b » (constante ; b= 2,8m avec, de grande base « B » et du hauteur « h »

Chapitre VII : Organisation de chantier

Tableau VII-3 : Surfaces des profils en travers

point	CTN (m)	CP (m)	b (m)	B (m)	La profondeur h (m)	surface (m ²)
0	580	577,2	2,8	8,4	2,8	15,68
1	588,09	585,29	2,8	8,4	2,8	15,68
2	598,09	595,89	2,8	7,2	2,2	11
3	598,77	597,27	2,8	5,8	1,5	6,45
4	599,94	598,19	2,8	6,3	1,75	7,96
5	601,33	599,55	2,8	6,36	1,78	8,15
6	604,57	603,07	2,8	5,8	1,5	6,45
7	617,13	615,13	2,8	6,8	2	9,6

Après le calcul des surfaces on calcule les volumes des déblais en utilisant la formule suivante :

$$V_{i,i+1} = [(S_i + S_{i+1})/2] * l_{i,i+1}$$

Tels que :

$V_{i, i+1}$: Volume de déblai entre deux coupes successives (m³)

S_i, S_{i+1} : Surfaces des deux coupes successives (m²) ;

$L_{i,i+1}$: Longueur entre deux coupes successives (m).

Les résultats sont donnés dans le tableau N° 4.

Tableau VII-4 : Détermination des volumes des tranchés

Profile en travers	S(m ²)	S _{mov}	L (m)	V (m ³)
0 - 0	15,68	15,68	74,79	1172,7072
1 - 1	15,68	13,34	83,3	1111,222
2 - 2	11	8,725	84,58	737,9605
3 - 3	6,45	7,205	70,69	509,32145
4 - 4	7,96	8,055	73,88	595,1034
5 - 5	8,15	7,3	78,56	573,488
6 - 6	6,45	8,025	66,98	537,5145
7 - 7	9,6	11,35	67,22	762,947
8 - 8	13,1			
Volume total				6000,26405

Le volume total des déblais est donc : $V_{td} = 6000,264 \text{ m}^3$

Chapitre VII : Organisation de chantier

- Remblais

On a deux volumes de remblais à déterminer : Le lit de sable, le remblai compacté.

1- Lit de sable :

Ce lit correspond à une couche de sable de 10cm sur le fond de la tranchée, donc c'est une surface constante le long de la tranchée,

$\Rightarrow S = 2,8 * 0,1 = 0,28 \text{ m}^2$; et le volume est

$V_s = 0,28 * 500 = 140 \text{ m}^3$

Le volume du lit de sable est : $V_s = 140 \text{ m}^3$

2- Remblai compacté :

Ce volume est déduit à partir du volume du déblai total, il est le volume qu'occupe les deux conduites et le volume occupé par le lit de sable ;

$$V_{rc} = V_t - (V + V_s)$$

V_{rc} : Volume du remblai compacté (m^3)

V_t : Volume du déblai total (m^3) ;

V : Volume occupé par une conduite (m^3) ; $V = L \cdot (\pi D^2 / 4)$

Avec : -L : Longueur de la conduite (500m) ;

-D : Diamètre de la conduite (400mm)

$$V = 500 \cdot (3,14 * 0,4^2 / 4) = 62,8 \text{ m}^3 ;$$

V_s : Volume occupé par le lit de sable (m^3) ;

$$\Rightarrow V_{rc} = 6000,264 - (3 * 62,8 + 140) = 5671,864 \text{ m}^3 .$$

VII-3 : Choix d'engins appropriés

Dans cette partie nous citons les engins qu'on rencontre dans la progression des travaux, pour chaque travail ou opération nous avons l'engin correspondant (le plus approprié)

Tableau VII-5:les engins utilisés

Opération	Engin utilise
Décapage	Bulldozer
Excavation	Pelle hydraulique
Compactage	Compacteur
La finition	Niveleuse.

Chapitre VII : Organisation de chantier

Figure VII-1 : Schéma explicatif des différents engins utilisés



Chapitre VII : Organisation de chantier

VII-4:Devis estimatif

L'étude du devis estimatif nous permet d'avoir une idée sur le coût de réalisation de notre projet, ce calcul consiste à déterminer les quantités de toutes les opérations effectuées sur le terrain, on multiplie le volume des travaux par le prix unitaire.

Les opérations pour la réalisation du réseau sont les suivantes :

- Travaux de découpage de la tranchée.
- Fourniture et pose du lit de sable.
- Pose des conduites.
- Travaux de remblaiement de la tranchée.

☛ lot terrassement

Tableau VII-6 : Devis estimatif (lot terrassement)

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire DA	Montant DA
Déblais mécaniques de fouille en tranchée en terrain ordinaire	M3	8.544	160,00	1.367.040,00
Déblais mécaniques de fouille en tranchée en terrain semi rocheux	M3	510	950,00	484.500,00
Déblais mécaniques de fouille en tranchée en terrain rocheux	M3	600	550	330.000,00
Remblais mécanique de fouille en terre meuble 0,3m au dessus de la génératrice supérieur de la conduite	M3	2.541,8	90	228.762,00
Remblais mécanique de fouille en terre provenant des déblais, en couche successive, y compris compactage et remise à l'état initiale des	M3	6.152	100,00	615.200,00
Evacuation des terres excédentaires à la décharge publique.	M3	110	450,00	49.500,00
lit de sable 20 cm	M3	2221	1500	3331500,00

☛ lot canalisation

Tableau VII-7: Devis estimatif (lot canalisation)

Type	Investissement (DA)
Conduite refoulement	193.830.000,00
conduite gravitaire	5.720.711,27

Chapitre VII : Organisation de chantier

☛ lot pieces specials

Tableau VII-8:Devis estimatif(lot des pieces specials)

Désignation des travaux	Montant DA
Té, en fonte ductile PN16 à trois brides	828.000,00
cône de réduction à bride, en fonte ductile PN16	69.000,00
coude en fonte PN16 1/8 à deux emboîtements	406.000,00
F/P de robinet vanne, en fonte ductile, PN16 de diamètres	607.000,00
F/P de joint de démontage (Gibault) en fonte ductile, PN16 de diamètre: DN 200mm	130.000,00
Construction de regards en béton armé dosé à 350kg/m3 pour vidange, ventouse et regard de jonction : Regard type D (1 x 1,5)	1.176.000,00
*Traversée de route et piste : Démolition et la remise en à l'état initial de la route	49.000,00

❖ Décompte des travaux

Tableau VII-9 : Décompte des travaux

Montant H.T	207.798.213,00
T.V.A 17 %	35.325.696,30
Montant T.T.C	243.123.910,00

Remarque: les prix unitaires sont fournis par la DHW Bouira.

Chapitre VII : Organisation de chantier

Conclusion :

Ce chapitre a pour objectif :

- Dans ce chapitre on a calculé les volumes des terres à excavé et à remblais pour faire l'estimation du temps de réalisation du projet ; en déterminant aussi les caractéristiques des engins à choisir.
- les engins utilisés, on a travaillé avec un bulldozer, une pelle mécanique, et une niveleuse et qui sont des engins bien choisis selon certaines conditions qui sont liés à la topographie et à l'usage envisagé.
- -faire le devis estimatif pour la réalisation d'un projet. Cette étude elle est très importante parce qu'elle donne la décision si l'ingénieur peut gagner le marché.

A la fin, on peut dire que n'importe quel projet soit réalisé dans des bonnes conditions à temps et assez économique possible, il faut bien faire appel à toutes les connaissances que contient l'organisation de chantier.

Conclusion générale

Ce projet proposé par la DHW de Bouira, pour lequel nous nous sommes appliqués à définir et analyser le dimensionnement de tout un réseau d'adduction, qui nous a permis de dégager les résultats suivants :

Les besoins maximums à long terme en eau de la population de la région d'étude s'élèvent à 598 l/s.

Afin que notre investissement soit tangible nous avons tenu compte des considérations d'ordre technique et économique. Vu l'agressivité des sols de la région d'étude, nous avons préconisé l'utilisation des conduites en fonte ductile pour les avantages qu'elle présente.

- L'adduction par refoulement avec une longueur totale des conduites de 17750 m et un diamètres de 650mm.
- L'adduction gravitaire avec une longueur total des conduites de 31 965 m et des diamètres de 350 mm, 300 mm, 250mm, 200 mm, 150mm et 100mm.

Sur la longueur du système d'adduction, deux réservoirs sont projetés, et une bêche de reprise.

Pour les choix des pompes, nous avons deux stations de pompage, dont nous avons opté pour des pompes de type KSB pompe.

Dans le but d'augmenter la durée de vie des conduites et d'assurer un bon fonctionnement, une protection contre le coup de bélier et contre la corrosion est nécessaire.

L'étude du devis estimatif nous a permis d'avoir une idée sur le coût de réalisation de notre projet avec un bilan atteint.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail pourra servir de référence pour les prochaines promotions.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

❖ Ouvrages généraux

[1] **P.D.A.U** (plan directeur d'aménagement et d'urbanisme) des communes(El-esnam et Bechloul).

[2] **A. DUPONT** « Hydraulique urbaine », Tome II, édition Eyrolles, Paris 1977

[3] **M. CARLIER** « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles, Paris 1972

[4] **A. LENCASTRE** « Hydraulique générale », édition Eyrolles, Paris 1983

[5] **SALAH B** : Polycopie Cours d'alimentation en eau potable ENSH 1993

[6] **Mémoires de fin d'étude :**

▲ **M.^r:KHELFI MOHAMED EL AMINE** (Etude de l'adduction à partir du barrage« FATSSEN » Vers les communes de Oum Djellil et Ksar El Boukhari (W. Médéa) - ENSH 2009

▲ **M.^r: KACI YAZID** (Etude de l'adduction d'alimentation en eau potable a partir du barrage Koudiat Acerdoune vers le flan sud - W.Tizi- ouzou) - ENSH 2009

❖ Catalogues

[7] **KSB** « pompes multicellulaires à haute pression ».

[8] **A.W.E** (Algerian water entreprise).

[9] **C E O C O R**(comite d'étude de la corrosion

[10] **DIPRA**(Guide d'instalation pournle,tuyau de fonte ductile) et de la protection des canalisations) , **Edition Mai 2005**

❖ Web internet

- **WWW .dipra .org**

Les annexes

Annexe II-1: tableau de variation de β_{\max} en fonction du nombre d'habitants

Nombre d'habitants X 1000	<1,0	1,5	2,5	4,0	6,0	10	20	30	100	300	>1000
β_{\max}	2,0	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,10	1,03	1

Annexe II-2 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

Heures	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	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

Les annexes

Annexe VI : calcul du volume des réservoirs d'air méthode de (VEBERT)

ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR

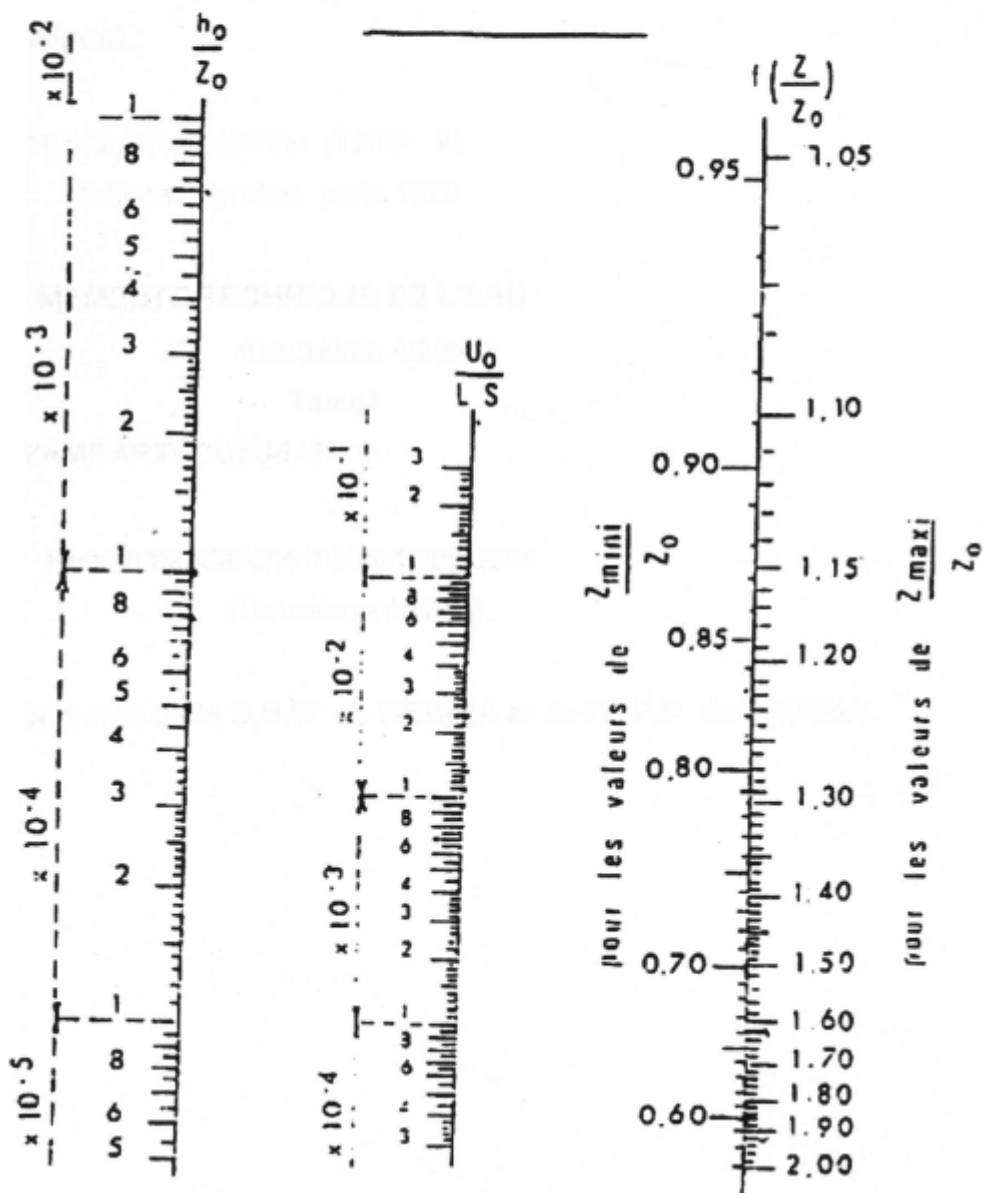
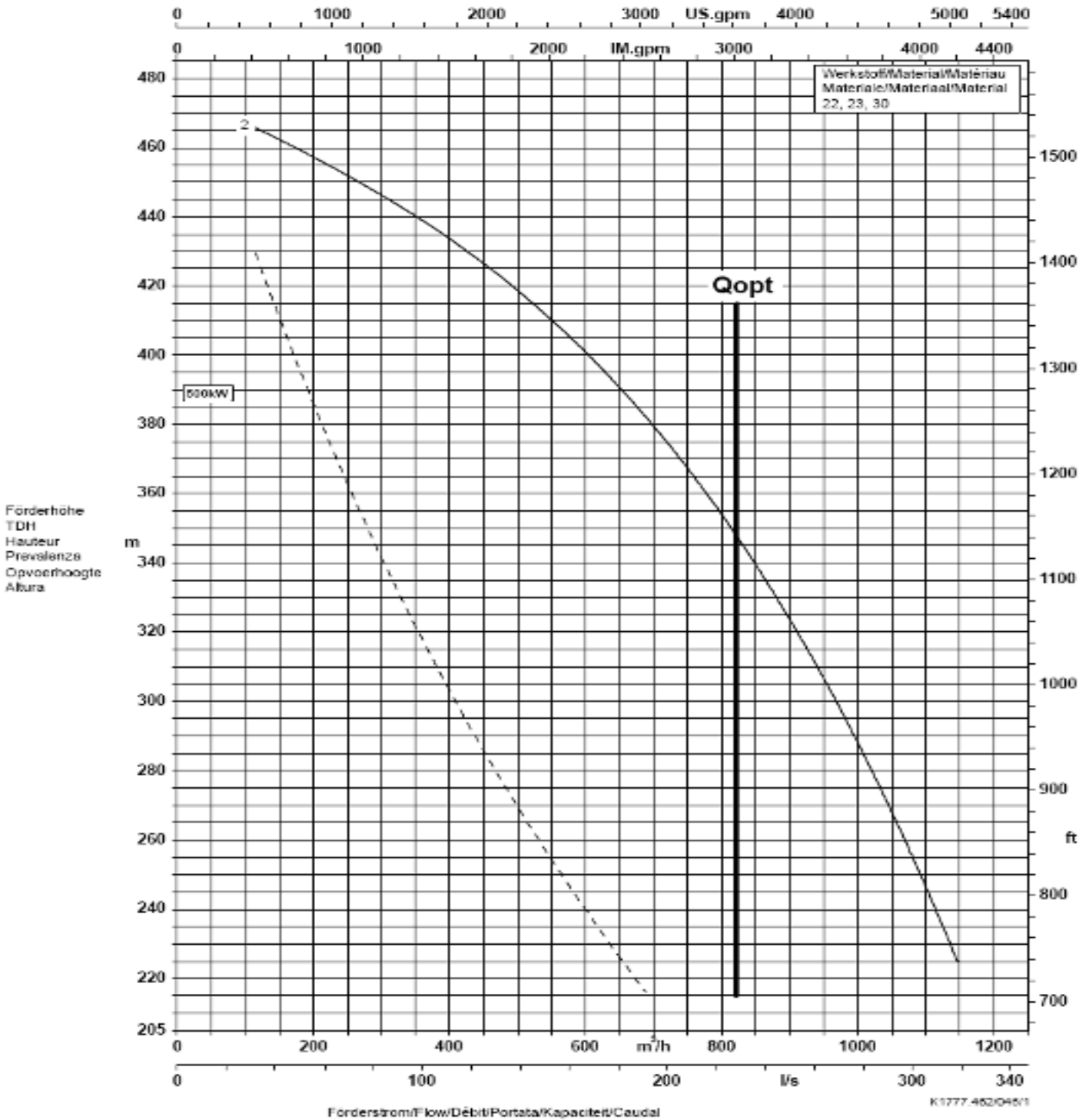


PLANCHE XXVII


:

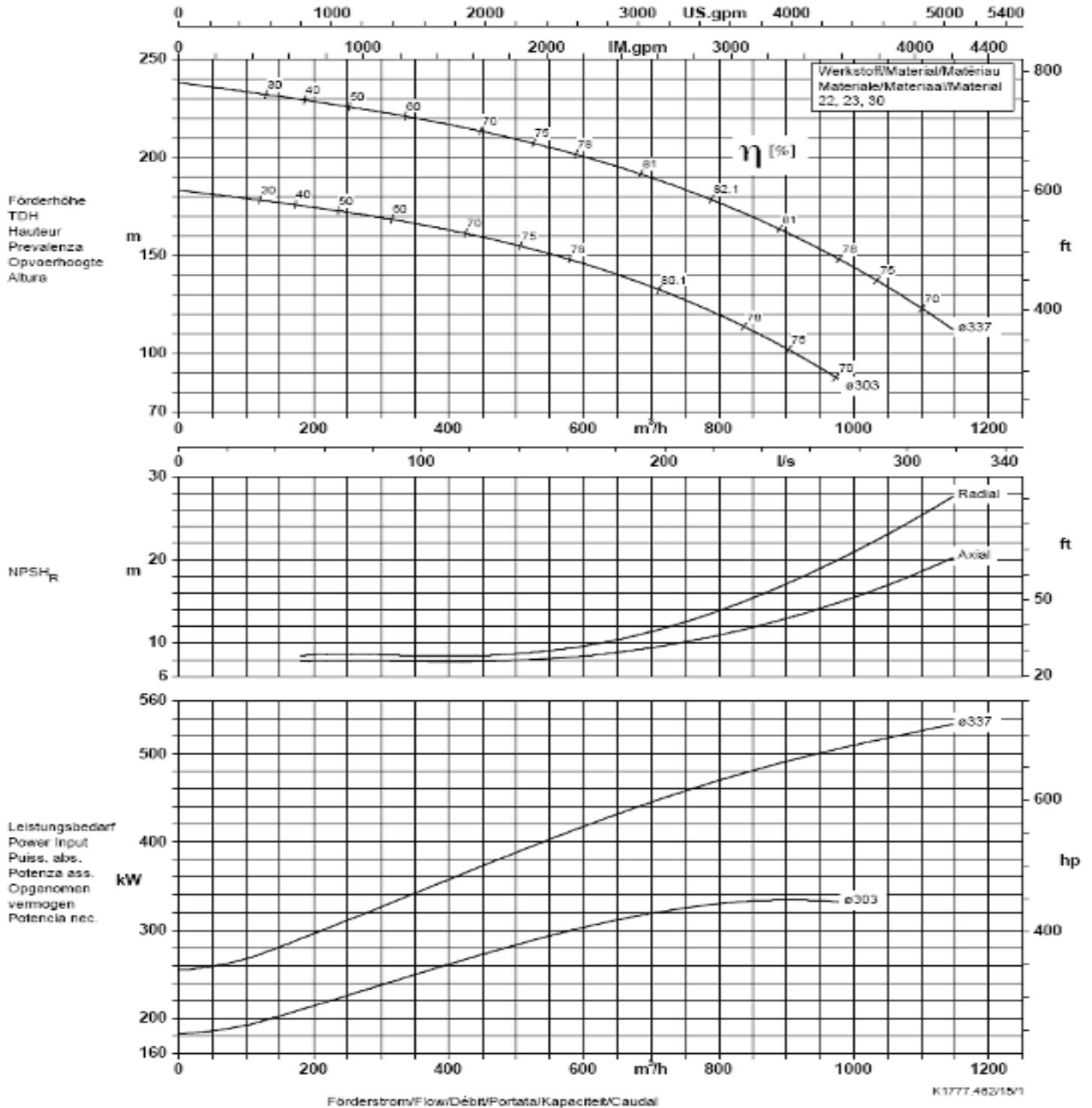
Annexe V-3: Courbe d'étage de la pompe de type Multitec 150 12,2

Baureihe-Größe Type-Size Modèle Multitec 150 12.2 1.4408	Tipo Serie Tipo	Nenn-drehzahl Nom. speed Vitesse nom. 3500 1/min	Velocità di rotazione nom. Nominal rotational Revoluciones nom.	Laufrad-ø Impeller Dia. Diamètre de roue	ø Girante ø Waşier ø Rodete	 Division Pompes Industrie et Eau KSB S. A. Allée de Sagan - B.P. 189 38004 Châteaufoux
Projekt Project Projet	Progetto Projekt Proyecto	Angebots-Nr. Project No. No. de l'offre	Offerta-No. Offerant. Offerta-No.	Pos.-Nr. Item No. No. de pos.	Pos.-Nr. Position. Pos.-Nr.	




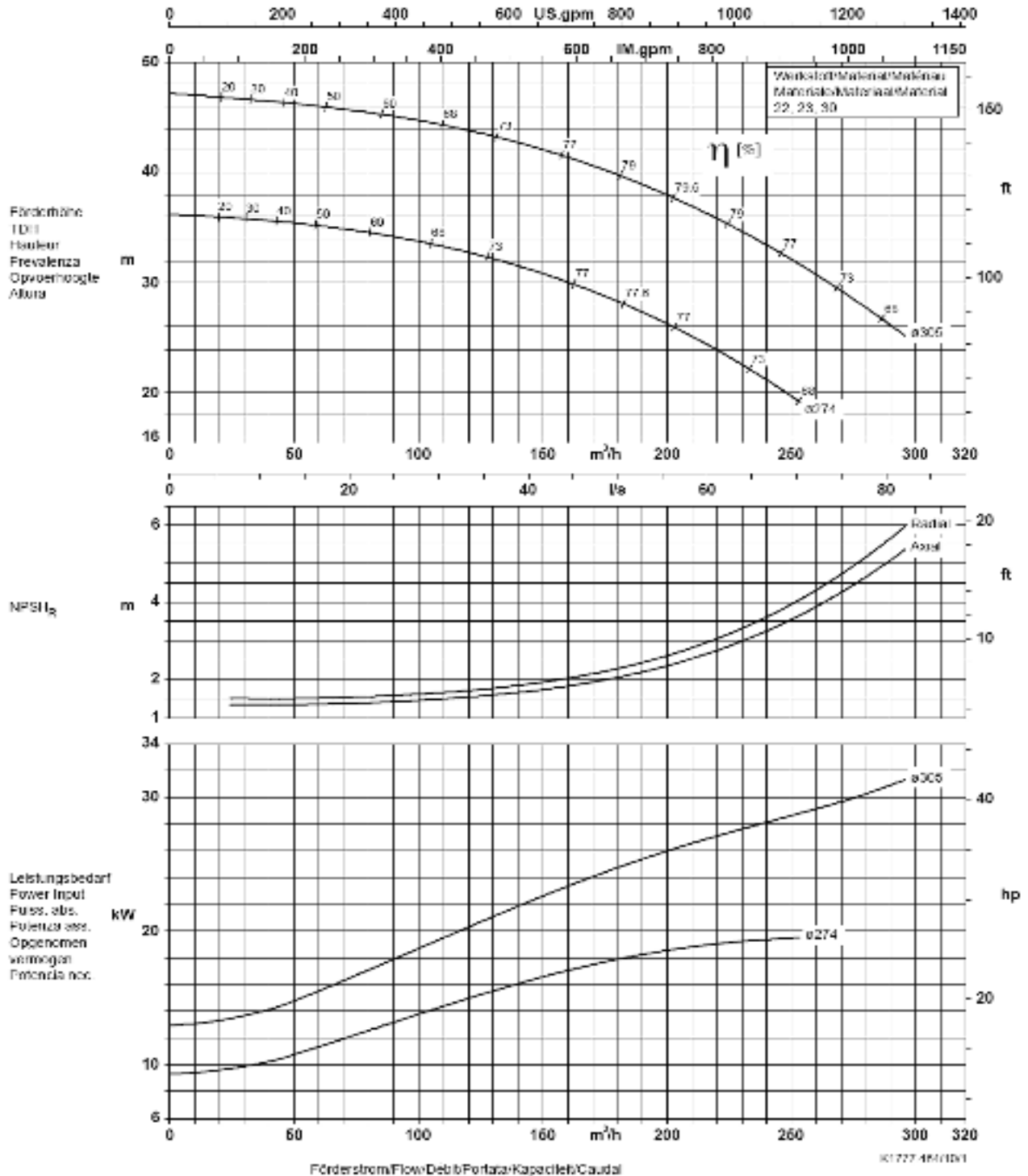
Annexe V-4: Courbe individuelle de la pompe de type Multitec 150 12,2.

Baureihe-Größe Type-Size Modèle Multitec 150 12.2 1.4408	Typo Serie Tipo	Nenn-drehzahl Nom. speed Vitesse nom. 3500 1/min	Velocità di rotazione nom. Nominal Isontental Revoluciones nom.	Laufrad-ø Impeller Dia. Diamètre de roue	ø Garantie ø Waaier ø Rodete	 Division Pompes Industrie et Eau KSB S. A. Allée de Sagon - B.P. 180 58004 Châteauroux
Projekt Project Projet	Progetto Projecto	Angebots-Nr. Project No. No. de l'offre	Offerta-No. Offerten. Offerta-No.	Pos.-Nr. Item No. No. de pos.	Pos.-Nr. Position. Pos.-Nr.	



Annexe V-5: Courbe d'étage de la pompe de type Multitec 125 10.1

Baureihe/Große Type-Size Modello	Typo Serie Tipo	Nonnrochzani Nom. speed Velocità nom.	Velocità di rotazione nom. Nominal rotational Rivoluzione/min.	Laufzeit a Impeller Dia Larghezza de roue	o Girante o Wheel o Rotor
Multitec 125 10.1 1.4408		1750 1/min			
Projekt Project Projet	Proyecto Project Proyecto	Angebots-Nr. Project No. No. de oferta	Offerta-No. Offerent Offerta-No.	Pos.-Nr. Item No. No. de pos.	Pos.-Nr. Position Pos.-Nr.
					 <p>Division Pumps Industrial and Farm KSB S. A. Alfonso de Sotomayor - R.P. 119 35204 Châteaufort</p>



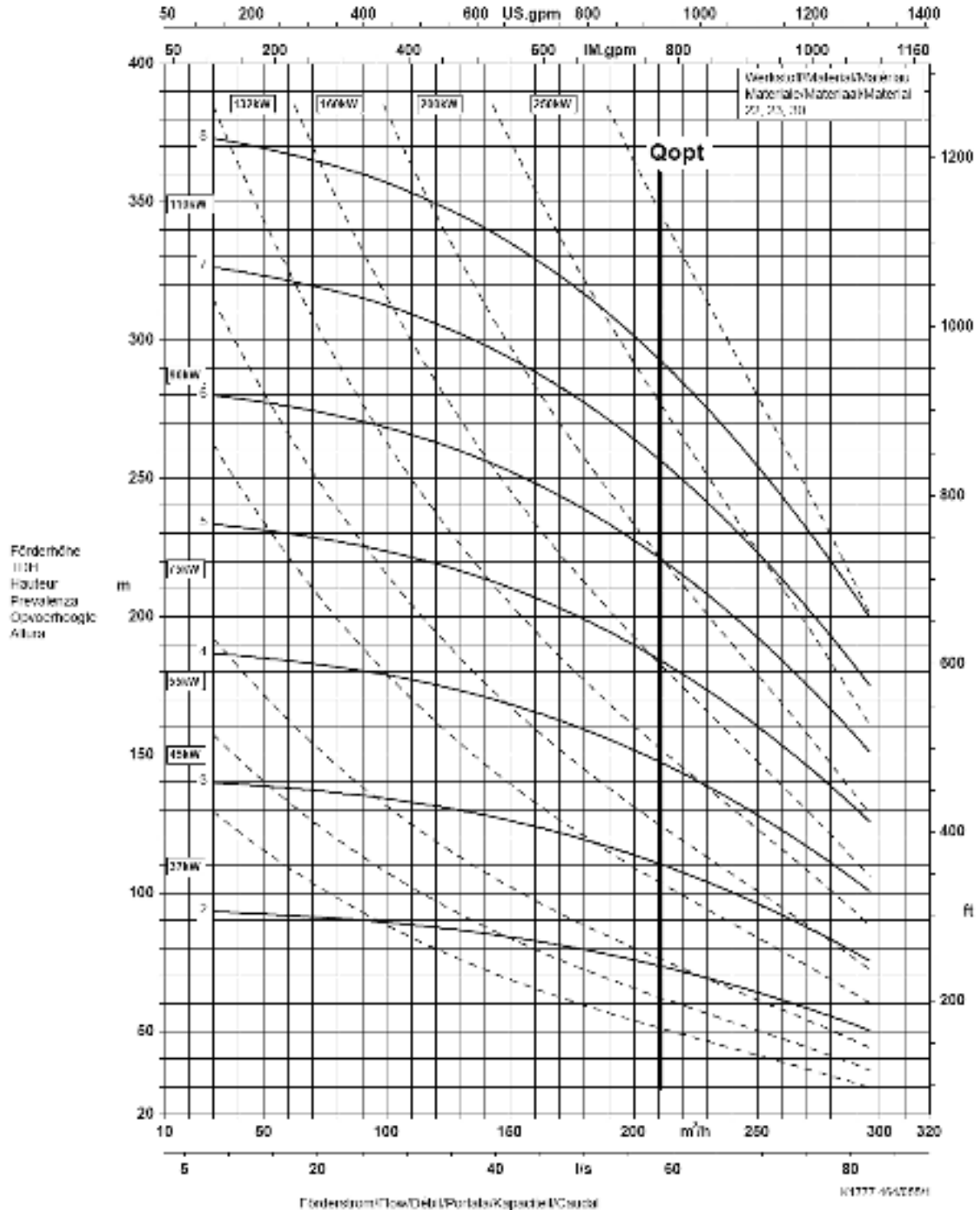
Laufrotorhöhe/Impeller outlet width/Largura à la sortie de la roue
 Luce della girante/Wheel outlet diameter/Inchura de salida rotor

20,0 mm
 20,0 mm

KI 777 461/10/1

Annexe V-6: Courbe individuelle de la pompe de type Multitec 125 10.1

Numero-Modello Type-Size Modelo Multitec 125 10.1 1.4408	Tipo Sede Tipo	Velocità giri Motor speed Velocidad rpm 1750 1/min	Velocità di rotazione Motor speed Velocidad rpm	Impeller Dia Diametro del rotore	a. Classe a. Classe b. Modulo b. Modulo	 Division Pumps Industrial & Sewer KSB S. A. Albas de Segura - E-11 189 39004 Chaves (Spain)
Project Projeto Proyecto	Progetto Projeto Proyecto	Articolo-Nr Project No. No. del arte.	Offerta-No Offerings Oferta No.	Pos.-Nr Item No. No. de pos.	Pos.-Nr Position Pos. Nr.	



La pompa è omologata per il pompaggio di acqua e di liquidi non corrosivi. 200 mm
 La pompa è omologata per il pompaggio di acqua e di liquidi non corrosivi. 200 mm

10177-65/02/00

Annexe V-1: Réseau des types de pompe KSB Multitec

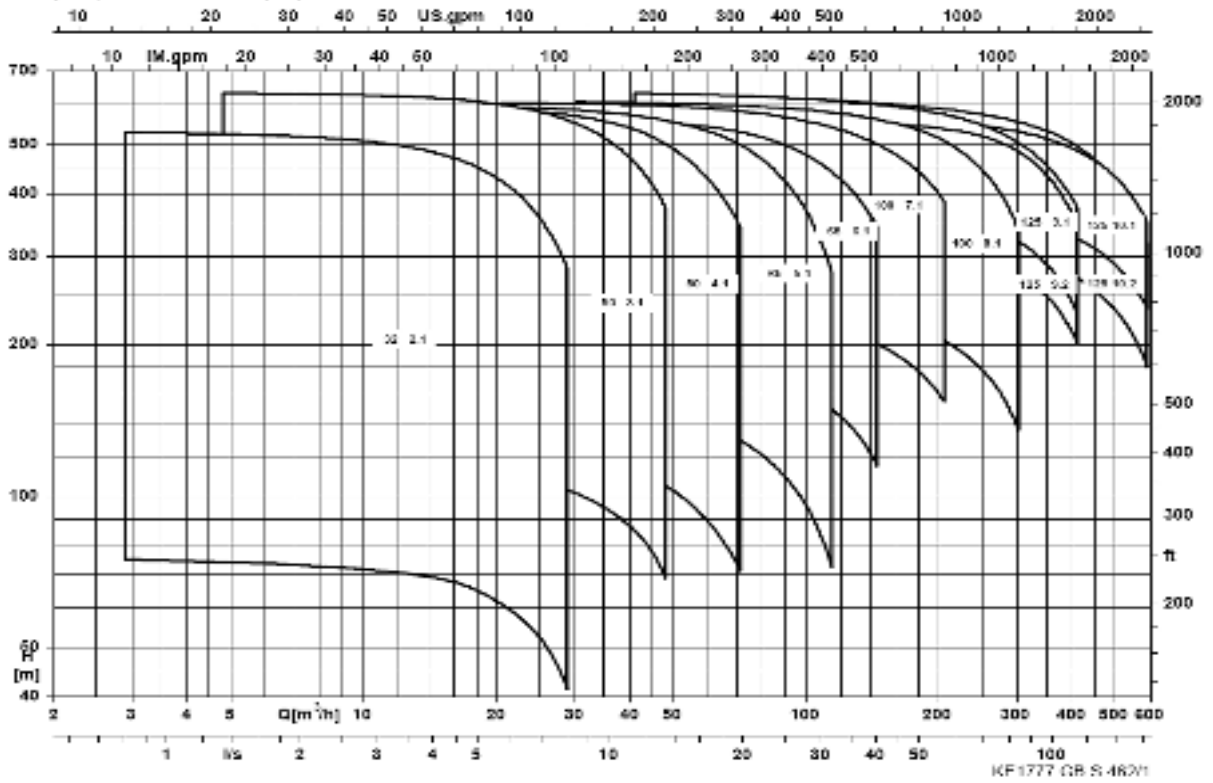


Multitec

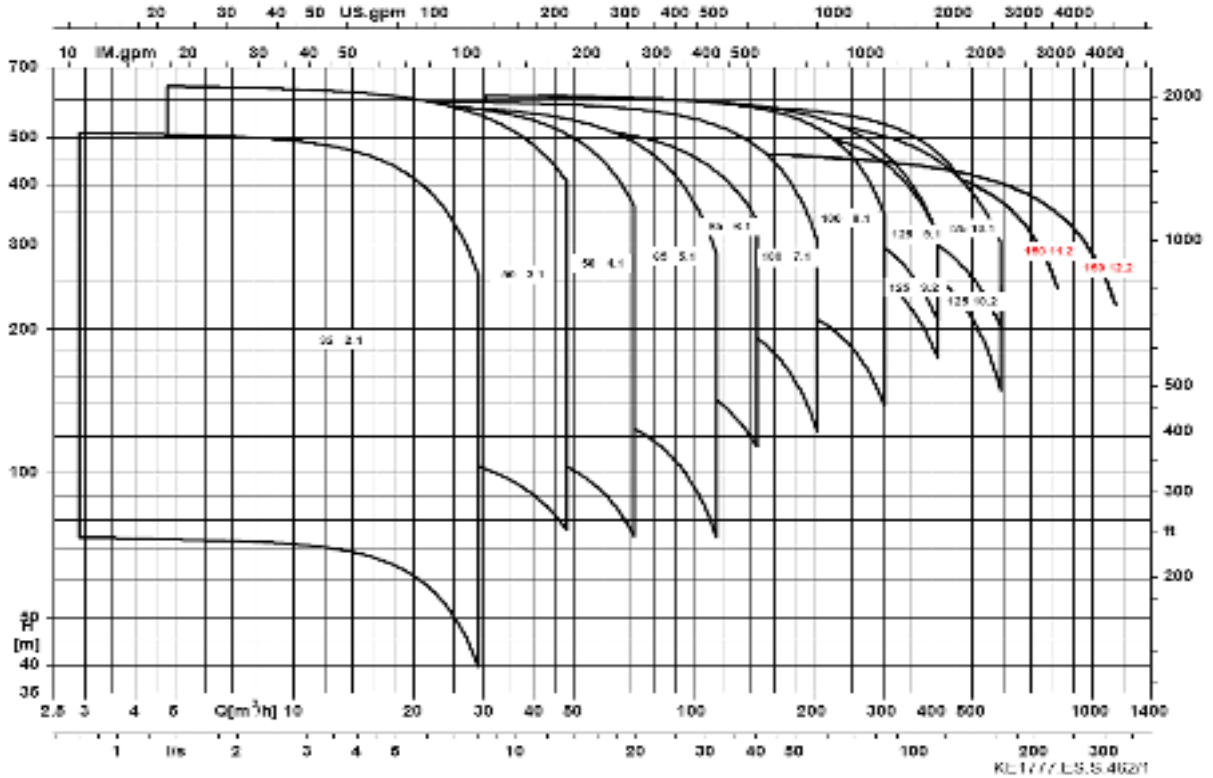
Kennfelder / Selection charts / Réseau / Conjunto de curvas / Grafieken / Campi caratteristici

n = 3500 1/min

JL1040 (GG) / CC480K-GS (Bz)



1.4408



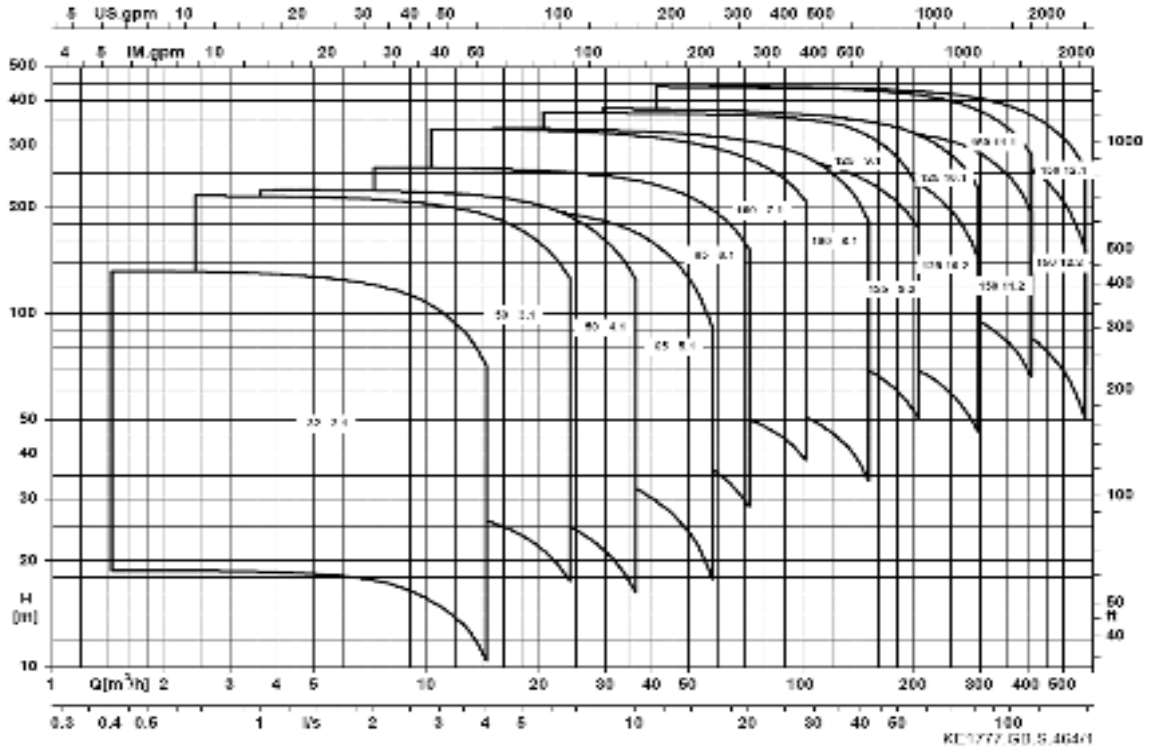
Annexe V-2: Réseau des types de pompe KSB Multitec



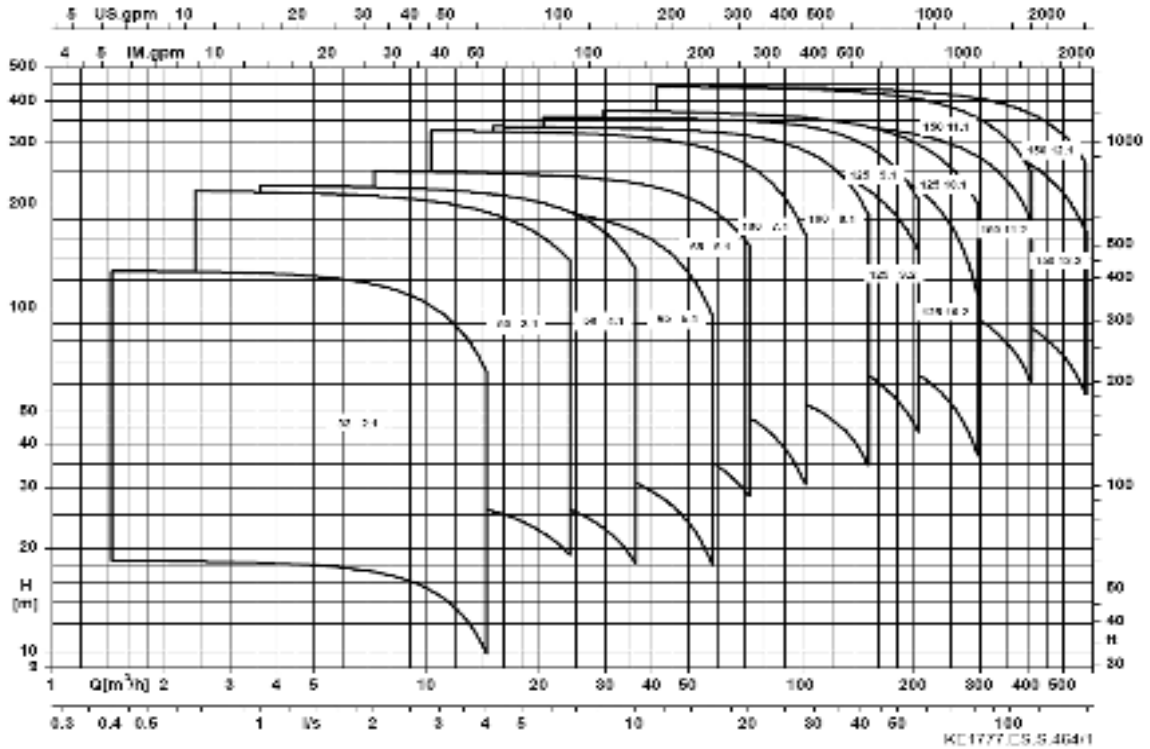
Multitec

n = 1750 1/min

JL1040 (GG) / CC48DK-GS (Bz)



1.4409



Les annexes

Annexe : IV

Dimensions et masses des conduites en fontes ductile (D'après le catalogue : Canalisation pour l'adduction d'eau potable et l'irrigation ; Tuyaux et raccords en fonte ductile. SAINT-GOBAIN canalisation, France)

DN	Longueur utile nominale		Gamme NATURAL STANDARD			Gamme STANDARD TT			Gamme ISOPAM		
	L	DE	épaisseur fonte *	Masses moyennes		épaisseur fonte **	Masses moyennes		épaisseur fonte ***	Masses moyennes	
				d'au tuyau	néglige		d'au tuyau	néglige		d'au tuyau	néglige
m	mm	mm	mm	kg	kg	mm	kg	kg	mm	kg	kg
60	6	77	4,8	62,1	10	4,8	65	10,5	-	-	-
80	6	98	4,8	78,2	13	4,8	81,1	13,5	-	-	-
100	6	118	4,8	93,4	15,9	4,8	98,8	16,5	6,1	135	22,1
125	6	144	4,8	118	19,6	4,8	122	20,4	6,2	165	27,2
150	6	170	5,0	145	24,1	5,0	151	25,1	6,3	195	32,4
200	6	222	5,4	205	33,8	5,4	210	35,1	6,4	272	45,4
250	6	274	5,8	267	44,5	5,8	277	46,2	6,8	375	62,5
300	6	326	6,2	337	56,1	6,2	351	58,6	7,2	466	77,7
350	6	378	7,7	480	80	7,7	469	78,2	7,7	585	97,4
400	6	429	8,1	567	94,6	8,1	573	95,6	8,1	697	116
450	6	480	8,6	671	112	8,6	699	117	8,6	836	139
500	6	532	9	775	129	9	808	135	9	951	158
600	6	635	9,9	1007	168	9,9	1007	168	9,9	1261	210
700	7	738	10,8	1520	217	10,8	1520	217	-	-	-
800	7	842	11,7	1883	266	11,7	1883	266	-	-	-
900	7	945	12,6	2230	316	12,6	2230	316	-	-	-
1000	7	1048	13,5	2635	376	13,5	2635	376	-	-	-
	8,25	1048	13,5	3085	373	13,5	3085	373	-	-	-
1100	8,25	1151	14,4	3605	433	14,4	3605	433	-	-	-
1200	8,25	1255	15,3	4117	498	15,3	4117	498	-	-	-
1400	8,17	1462	17,1	5556	678	17,1	5556	678	-	-	-
1500	8,16	1565	18	6250	764	18	6250	764	-	-	-
1600	8,16	1668	18,9	6958	851	18,9	6958	851	-	-	-
1800	8,14	1875	20,7	8459	1035	20,7	8459	1035	-	-	-
2000	8,15	2082	22,5	10094	1241	22,5	10094	1241	-	-	-

Source DHW-Bouira

Les annexes

Annexe : IV :tableau des pressions admissibles des tuyaux en fonte ductile
(D'après le catalogue : Canalisation pour l'adduction d'eau potable et l'irrigation ; Tuyaux et raccords en fonte ductile. SAINT-GOBAIN canalisation, France)

DN	Classes d'épaisseur des tuyaux								
	C 40			K 9			K 10		
	FFA	PMA	PEA	FFA	PMA	PEA	FFA	PMA	PEA
80	84	77	82	85	102	107	85	102	107
100	84	77	82	85	102	107	85	102	107
120	84	77	82	85	102	107	85	102	107
150	82	74	76	79	95	100	83	102	107
180	58	80	85	82	74	79	71	85	90
200	43	51	58	54	82	70	51	75	70
300	48	48	55	49	55	54	58	57	72
350	43	43	55	45	54	58	51	57	66
400	43	48	53	47	51	57	48	58	63
450	s.d.	s.d.	s.d.	49	46	50	45	54	58
500	s.d.	s.d.	s.d.	38	48	54	44	53	58
600	s.d.	s.d.	s.d.	38	48	48	41	48	54

s.d.: sur demande

FFA: Pression de fonctionnement admissible du composant
 PMA: Pression maximale admissible du composant
 PEA: Pression d'essai admissible

Source DHW-Bouira