

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 du système de transfert d'eau a partir de la nappe de chott el gharbi vers seize communes dans les wilaya de Naama, Tlemcen et Sidi Bel Abbas.

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0008-14

APA Citation (توثيق APA):

Tafat Bouzid, Anis (2014). Etude du système de transfert d'eau a partir de la nappe de chott el gharbi vers seize communes dans les wilaya de Naama, Tlemcen et Sidi Bel Abbas[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME :

**ETUDE DU SYSTEME DE TRANSFERT D'EAU A
PARTIR DE LA NAPPE DE CHOTT EL GHARBI VERS
SEIZE COMMUNES DANS LES WILAYA DE NAAMA,
TLEMCEN ET SIDI BELABBES**

PRESENTE PAR :

M^r TAFAT BOUZID ANIS

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M ^r AMMARI Abdelhadi	M.C.B	Président
M ^{me} BELABES Salima	M.A.A	Examinatrice
M ^{me} HADJ SADOK Nabila	M.A.A	Examinatrice
M ^r BOUFEKANE Abdelmadjid	M.A.A	Examineur
M ^r MAHIEDDINE Mohamed	Subdivisionnaire (DRE)	Invité
M ^r BOUKHELIFA Mustapha	M.A .A	Promoteur

Septembre - 2014

REMERCIEMENTS

*Je tiens à adresser mes plus vifs remerciements et
à*

Exprimer ma profonde gratitude à mon promoteur

Mr.M.BOUKHLIFA

pour avoir accepté de m'encadrer, pour sa

Disponibilité et le temps qu'il m'a consacré, pour l'intérêt particulier

et les conseils déterminants qu'il a apporté à mon projet ;

Je profite de l'occasion pour remercier tous le corps enseignants

de l'ENSH ;

Aussi je remercie les membres du jury d'avoir accepté de jugé

mon travail ;

Enfin, Je tiens aussi à remercier tous ceux qui ont contribué de près

ou de loin au bon déroulement de ce mémoire.

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail et ma sincère gratitude :

Surtout a mes grands-parents maternelle, que dieux nous les gardent ;

Aux deux êtres qui me sont très chères dans la vie, mon adorable et joyeuse

mère, Houria et mon père bien aimé, Abdelkirm, pour leur patience, Leurs

encouragements et leur soutien inconditionnel;

A mon frère et ma sœur adorés au quel sans eux ma vie n'aurai pas eu de

sens, Lamine et la fameuse Nihad; ET que dieu le tout-puissant les protège

et les garde;

A toute la famille TAFAT BOUZID et BENBRAHIM;

A tous mes meilleurs amis : Redouane, Wahab, Taki, mustapha, massi

,youcef, rabiiiiii3, elkahlouch....etc

Sabrina, imen, houda

A tous ceux et celles qui ont cru et croient en moi.

ملخص:

عملنا هذا يهدف إلى تزويد ستة عشر مدينة بالمياه الصالحة للشرب موزعة على ثلاث ولايات (تلمسان، سيدي بلعباس و النعامة) و هذا انطلاقا من حقل استخراج المياه "شط الغربي" بواسطة عدة خزانات موزعة على مقطعين كبيرين. المقطع المختار للدراسة هو الذي يجتاز حقلي استخراج يمران على ببلديتين ، لذلك انجزنا ثلاث خزانات بسعة 5000م³ و خزائين 3000م³. و هما مزودين من حقول استخراج المياه.

هذه الدراسة تعمل على تصميم كل من : انابيب تحويل المياه ، الخزانات، و محطات الضخ وكذلك حماية الانابيب من خطر المطرقة المائية.

RESUME :

Le manque considérable en eau dans certaines régions de l'Algérie a touché les trois wilayas de Tlemcen, Sidi Belabbès et Naàma et a fait qu'on est revenu sur l'alimentation de ces villes par des champs de captages de CHOTT EL GHARBI.

Dans ce travail, notre objectif consiste à l'alimentation en eau potable de seize villes réparti sur les trois wilayas par l'intermédiaire de plusieurs réservoirs répartie sur deux grands axes. Le tronçon choisi pour notre étude est un tronçon qui traverse deux champs de captages et sur l'itinéraire de deux communes ou nous avons implanté des réservoirs : trois de 5000 m³ et deux de 3000 m³ qui sont alimentées par les champs de captages.

Cette étude consiste à concevoir et dimensionner l'adduction, les réservoirs, la station de pompage ainsi que la protection des conduites contre le coup de bélier.

ABSTRACT:

The significant deficit of water in some Algerian regions affected the three wilaya of Tlemcen, Sidi belabes et and Naama and it fact that we are back to water supply of these cities from well fields of CHOTT EL GHARBI.

In this work, our objective is to supply drinking water to sixteen cities prow over three wilaya through several tanks over two major sections. The section chosen for this study is a section that crosses two well fields spread over two localities. Three tanks of 5000m³ and two others of 3000m³ were implanted and they are supplied by well fields.

This study aims to design the pipelines, tanks, pumping station and the protection of pipes against the water hammer effect.

Table des matières

Introduction général	1
Introduction	2
I.1 Situation géographique de la zone d'étude	2
I.2 Situation Météorologique – climatologique.....	3
I.2.1 Les pluies	3
I.2.2 -Températures	4
I.2.3 Les Vents	4
I.2.4 Le Climat	4
I.3- Sismicité	5
I.4 -Les ressource en eau	6
I.4.1- capacité des forages	6
I.4.2 -Analyse d'eau	6
Conclusion.....	7
Introduction	8
II .1 Evaluation de la situation démographique.....	8
II.2 Evaluation de la consommation moyenne journalière domestique	10
II.2.1 Calcul des besoins moyens journaliers domestique à l'horizon 2033.....	10
II.3.Besoins pour le développement territorial.....	12
II.4.Total des besoins en eau.....	13
II.4.1.Débits détaillés.....	14
II.5.Détermination des consommations maximales et minimales journalières [1]	15
II.5.1. Consommation maximale journalière ($Q_{max j}$)	15
II.5.2 Consommation minimale journalière ($Q_{min j}$)	15
II.6- Calcul du débit majoré	16
II.7- Variation des débits horaires	16
Conclusion.....	18
Introduction	19
III.1. Types d'adduction	19
III.1.1. Adduction gravitaire	19
III.1.2. Adduction par refoulement	19
III.1.3. Adduction mixte	19

III.2. Adduction et types d'écoulement	19
III.2.1. Ecoulement à surface libre.....	19
III.2.2. Ecoulement en charge.....	19
III.3. Choix du tracé	20
III.4.Choix du matériau de la conduite.....	20
III.4.1. Etude géophysique de la bande de l'adduction	20
III.5.Comportement d'une adduction	22
III.5.1. Cas de surpression	22
III.5.2. Cas de dépression	23
III.6. Calcul hydraulique [3].....	23
III.6.1. Méthode de calcul.....	23
III.7.Etude des variantes.....	28
III.7.1.Première variante.....	28
III.7.2.Deuxième variante.....	39
Conclusion des variantes	41
III.8. Profil en long du terrain naturel	41
Conclusion.....	43
Introduction	44
IV.1- dimensionnement des réservoirs	44
IV.1.1- Généralités	44
IV.1.2- Emplacement du réservoir.....	44
IV.1.3-Classification et choix de type de réservoir [2]	45
IV.1.4- Détermination de la capacité des réservoirs [2].....	45
IV.1.5-calcul des différents réservoirs [2] [5].....	46
IV.1.6.Forme des réservoirs	47
IV.2-Dimensionnement des dispositifs pour lutter contre le coup de Bélier	49
IV.2.1-Phénomène du coup de bélier [4].....	49
IV.2.2.Calcul des réservoirs d'air [7]	54
IV.2.3. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier	61
IV.3- Etude de pompage.....	63
Introduction.....	63
IV.3.1.Principe de fonctionnement des pompes	63
IV.3.2. Choix du type de Pompe	64

IV.3.3.Couplage des pompes.....	64
IV.3.4 .Choix du nombre de pompes.....	64
IV.3.4. Dimensionnements des stations de pompage [6].....	65
IV.3.5.Courbes caractéristiques des pompes	67
IV.3.6.Encombrement des pompes choisies	69
IV.3.7.Points de fonctionnement des pompes.....	71
IV.4- Accessoires	77
IV.4.1-Les robinets vannes.....	77
IV.4.2- Les ventouses.....	82
IV.4.3- Les régulateurs de pression :	83
conclusion.....	84
Introduction	85
V.1.Pose de canalisation.....	85
V.1.1. Principe de pose de canalisations.....	85
V.1.2. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire	86
V.1.3.Pose de canalisations dans un mauvais terrain	87
V.1.4. Pose de canalisation en galerie	88
V.1.5 Pose de canalisation en pente.....	89
V.1.6 Cas d’amarrage et de butée d’un coude	90
V.1.7 Constructions des regards	91
V.1.8 Traversée d’une rivière	91
V.1.9 Traversée de l’oléoduc et du gazoduc.....	94
V.1.10 Traversée de la voie ferrée.....	94
V.1.11 Forage dirigé.....	94
V.2. Protection des conduites contre la corrosion	95
V.2.1. Définition	95
V.2.2. Les différentes formes de corrosion.....	95
V.2.3.Les facteurs de la corrosion	96
V.2.4. Corrosion externe des canalisations	96
V.2.5. Corrosion interne des canalisations.....	96
V.2.6. Protection des conduites contre la corrosion.....	98
Conclusion.....	99
Introduction	100

VI.1- Calcul du volume de terrassements :	100
VI.1.1- Décapage de la couche végétale ou la couche du goudron	100
VI.1.2-Calcul du volume de déblai :	101
VI.1.3-Calcul du volume de lit de sable	101
VI.1.4- Calcul du volume de remblai	102
VI.1.5- Volume excédentaire.....	103
VI.2-Devis estimatif des travaux.....	104
VI.3- Calcul du coût des conduites et accessoires.....	105
VI.3.1- Coût des conduites	105
VI.3.2-Evaluation et coût des accessoires.....	105
VI.4-Coût total du projet	107
conclusion.....	107
Conclusion général.....	108

Listes des figures

Figure I. 1 : Présentation géographique de la zone d'étude	3
Figure 1.2 : situation géographique des stations métrologiques	5
Figure I. 3 : Carte de sismicité d'Algérie.....	5
Figure I. 4 : L'emplacement des deux champs de captage exploité et le réservoir d'Abd el moula	6
Figure II.1 : Evolution de la population	10
Figure II.2 : Histogramme représentatif des débits journaliers domestique des différentes communes	12
Figure III.1: Dispositif de la prospection électrique	21
Figure III.2.a : Problème de charge exagérée (éclatement de la conduite)	22
Figure III.2.b : Problème d'écroulement (implosion de la conduite)	23
Figure III.4.1: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation	32
Figure III.4.2: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation	34
Figure III.4.3: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation	36
Figure III.4.3: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation	38
Figure III.5: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation	41
Figure IV.1: schéma synoptique d'alimentation du réservoir Touil	47
Figure IV.2: Equipement du réservoir.....	48
Figure IV.3:Emplacement d'un réservoir anti-bélier	51
Figure IV.4 : Cheminée d'équilibre sur une conduite de refoulement.....	52
Figure IV.5 : profil en long absolu d'une conduite.....	56
Figure IV.6 : Profile en long absolu.....	57
Figure IV.7 : Profile en long absolu	60
Figure IV.8 : Courbes caractéristiques de la pompe type MEC-AZ 2/80 A	67
Figure IV.9 : Courbes caractéristiques de la pompe type MEC_AZRBH 2/125 D.....	68
Figure IV.10 : Courbes caractéristiques de la pompe type MEC_AZRBH 2/125 A.....	68
Figure IV.11 : Courbes caractéristiques de la pompe type MEC-AZ 1/100 A	69
Figure IV.12.schéma de la pompe	69
Figure IV.13 : Encombrement de la pompe MEC-AZ 2/80 A.....	70
Figure IV.14 : Encombrement de la pompe MEC_AZRBH 2/125 D	70

Figure IV.15 : Encombrement de la pompe MEC_AZRBH 2/125 A	70
Figure IV.16 : Encombrement de la pompe MEC-AZ 1/100 A.....	71
Figure IV.16 : Détermination de point de fonctionnement	71
Figure IV.17 : Point de fonctionnement des pompes de la Station maghboura	73
Figure IV.18 : Point de fonctionnement des pompes de la Station touil	74
Figure IV.19 : Point de fonctionnement des pompes de la Station de reprise	76
Figure IV.20 : Point de fonctionnement des pompes de la Station du champ de captage Bouterkine.....	77
Figure IV.21: Robinet vanne à cage méplate.....	78
Figure IV.22 : Robinet vanne à cage ovale.....	79
Figure IV.23 : Robinet vanne à cage ronde [PN16-25].....	80
Figure IV.24 : Robinet vanne à opercule.	81
Figure IV.25 : Vanne papillon.....	81
Figure IV.26 : Ventouse à deux flotteurs.	82
Figure IV.27 : Ventouse à un seul flotteur.	83
Figure IV.28 : Régulateur de pression aval	83
Figure IV.29 : Régulateur de pression amont (BAYARD,2010).....	84
Figure IV.20 : Régulateur de pression amont et aval	84
Figure V.1 : Pose de canalisation	86
Figure V.2 : Pose de canalisation dans un terrain peu consistant	87
Figure V.3 : Pose de canalisation dans un terrain mouillé.....	88
Figure V.4 : Pose de canalisation en galerie.....	89
Figure V.5 : Pose de canalisation en pente.....	89
Figure V.6 : Butées.....	90
Figure V.7 : Construction d'un regard	91
Figure V.8 : Traversée d'une rivière	92
Figure V.9 : Détail de pose de canalisation	93
Figure V.10 : schéma de forage dirigé.....	94
Figure V.11: Corrosion par formation de pile.....	97
Figure V.12 : Installations de tuyaux recouverts d'une protection en polyéthylène.....	98
Figure VI.1 : Coupe de la tranchée dans un terrain ordinaire.	100

Liste des tableaux

Tableau I. 1 : les champs de captage et les forages	6
Tableau II.1 : Evolution de la population de 2008 à 2033	8
Tableau II.2: Tableau de répartition de la population à l'horizon du projet(2033)	9
Tableau II.2: Tableau récapitulatif des consommations journalières domestiques	11
Tableau II.3: Tableau récapitulatif des consommations le développement territorial	13
Tableau II.4: Tableau récapitulatif des consommations total	14
Tableau II.5:Tableau récapitulatif des consommations journalières Q_{minj} ; Q_{moyj} ; Q_{maxj}	16
Tableau II.7 : Variation du débit horaire pour les communes	17
Tableau III.1: Classification de la corrosivité en fonction de la résistivité	22
Tableau III.2: Coefficients K', m, β pour différents types du tuyau	24
Tableau III.3: Variation journalière des tarifs de l'énergie	27
Tableau III.4.1 : Détermination du diamètre de la conduite gravitaire	28
Tableau III.4.2: Frais d'investissement de la conduite gravitaire en PEHD	29
Tableau III.5.1: Variation des HMT en fonction du diamètre	30
Tableau III.5.2: Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre	31
Tableau III.5.3: Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre	31
Tableau III.5.4: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation	31
Tableau III.6.1 : Variation des HMT en fonction du diamètre	32
Tableau III.6.2 : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre	33
Tableau III.6.3 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre	33
Tableau III.6.4 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation	34
Tableau III.7.1 : Variation des HMT en fonction du diamètre	35
Tableau III.7.2 : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre	35
Tableau III.7.3 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre	36
Tableau III.7.4 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation	36

Tableau III.7.1 : Variation des HMT en fonction du diamètre.....	37
Tableau III.7.2 : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre.....	37
Tableau III.7.3 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre	38
Tableau III.7.4 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation	38
Tableau III.8.1 : Variation des HMT en fonction du diamètre.....	39
Tableau III.8.2 : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre.....	40
Tableau III.8.3 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre	40
Tableau III.8.4 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation	40
Tableau III.9 : pressions dans le tronçon refoulement Maghboura réservoir tampon ...	42
Tableau III.10 : pressions dans le tronçon gravitaire réservoir tampon ver Touil.....	42
Tableau III.11 : pressions dans le tronçon refoulement Touil ver station de reprise	43
Tableau III.12 : pressions dans le tronçon refoulement station de reprise ver Abdelmoula	43
Tableau IV.1: Tableau donnant les dimensions des réservoirs terminaux.	48
Tableau IV.2 : Avantages et inconvénients des appareils anti-bélier	53
Tableau IV.3 : Les caractéristiques des conduites de refoulement.....	54
Tableau IV.4 : Coefficient dépendant de la nature de conduite [8].....	55
Tableau IV.5 : Tableau du profil en long absolu.....	57
Tableau IV.6 : Tableau du profil en long absolu.....	60
Tableau IV.7 : Caractéristiques de la conduite gravitaire en PEHD	62
Tableau IV.8 : Calcul de temps de fermeture des vannes.	63
Tableau IV.9: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre	65
Tableau IV.10 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre	65
Tableau IV.11 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre	66
Tableau IV.12 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre	66
Tableau IV.13 : valeurs de calcul de point de fonctionnement	72
Tableau IV.14 : valeurs de calcul de point de fonctionnement	74
Tableau IV.15 : valeurs de calcul de point de fonctionnement	75
Tableau IV.16 : valeurs de calcul de point de fonctionnement	76

Tableau IV.17 : Caractéristiques de la vanne à cage méplate :	78
Tableau IV.18 : Caractéristiques de la vanne à cage ovale	79
Tableau IV.19 : Caractéristiques de la vanne à cage ronde	79
Tableau IV.20 : Caractéristiques de la vanne à opercule métallique	80
Tableau VI.1 : calcul du volume de la couche végétale ou du goudron pour les adductions	100
Tableau VI.2 : Calcul du volume de déblai pour les adductions	101
Tableau VI.3 : Calcul du volume de sable pour les adductions	102
Tableau VI.4: calcul du volume de remblai pour les adductions	103
Tableau VI.5: calcul du volume excédentaire pour les adductions	103
Tableau VI.6: Le volume Total des travaux pour les adductions	104
Tableau VI.7: Volumes et coûts des travaux total	104
Tableau VI. 8 : Coût des conduites	105
Tableau VI.9: Estimation des vannes	105
Tableau VI.10: Coût des vannes	105
Tableau VI.11 : Estimation des ventouses et coût.	105
Tableau VI.12 : Estimation du coût de regard pour les ventouses et les vannes de vidange	106
Tableau VI.13 : Coût de Grillage Avertisseur.	106
Tableau VI.14 : Estimation du réservoir	106
Tableau VI.15 : Estimation de la pompe.	107
Tableau VI.16 : Coût total des accessoires.	107
Tableau VI.17 : Coût total du projet.	107

LISTE DES PLANCHES

Planche N° 1 : Tracé de la conduite de refoulement de Touil ver Adelmoula ;

Planche N° 2 : Présentation d'un réservoir de 5000 m³ ;

Planche N° 3-1 : Profils en long de la conduite gravitaire reliant le réservoir tampon 1 ver Touil Wilaya de NAAMA ;

Planche N° 3-2 : Profils en long d'une partie de la conduite de refoulement reliant Touil ver Adelmoula wilaya de NAAMA ;

Planche N° 4 : Regard type ventouse, vannes et pose de canalisation ;

Planche N° 5 : Schémas synoptique de l'adduction de Chott el Gharbi pour la variante 1 retenu.

Planche N° 6 : Les accessoires utilisé a la réalisation de l'adduction

Nomenclature

NOMENCLATURE :

RGPH : Recensement Général de la Population et de l'Habitat ;

ANRH: Agence National des Ressources Hydrique ;

EAC : Exploitation Agricole collective ;

DRE : Direction des ressources en eau ;

RT : Réservoir Tampon ;

SP : Station de pompage ;

PEHD : Poly Ethylène Haute Densité ;

PDAU : Plan directeur de l'aménagement et l'urbanisme ;

N: nombre d'habitants ;

$Q_{max,j}$: Consommation maximale journalière (m^3/j) ;

$Q_{moy,j}$: Consommation moyenne journalière (m^3/j) ;

$K_{max,j}$: coefficient d'irrégularité journalière maximum ;

$Q_{min,j}$: Consommation minimale journalière (m^3/j) ;

$Q_{moy,j}$: Consommation moyenne journalière (m^3/j) ;

$K_{min,j}$: coefficient d'irrégularité journalière minimum ;

L_g : longueur géométrique de la conduite (m) ;

λ : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement,

R_e : Nombre de Reynolds ;

V : vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s) ;

ν : viscosité cinématique de l'eau (m^2/s).

ε : Rugosité absolue de la conduite (mm);

P : puissance absorbée par la pompe (Kw) ;

Hmt : Hauteur manométrique totale (m) ;

E : énergie consommée pendant une année (Kwh) ;

t : temps de pompage par jour (h) ;

K : Dépenses annuelles d'énergie (DA) ;

E : Energie consommée par année (Kw) ;

δ : Prix du Kwh ;

ΔH_t : Perte de charge totale (m);

K' : Coefficient de perte de charge ;

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

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

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

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau ;

I_{moy} : gradient hydraulique moyen en (m/m)

NPSH : Net Pression Section Head;

H_{inc} : hauteur de la réserve d'incendie ;

C_p : Cote piézométrique ;

C_r : Cote de radier ;

C_{tp} : Cote de trop plein ;

C_p piquage : Cote piézométrique au point de piquage ;

TN : Terrain Naturel ;

NGA : Nivellement Général d'Algérie ;

ΔH_s : Les pertes de charge singulière ;

ΔH_t : La perte de charge totale ;

HMT : Hauteur Manométrique Totale ;

INTRODUCTION GENERAL

Le présent mémoire a pour objet d'étudier une partie de la réalisation du Transfert des eaux de la nappe du Chott El Gharbi vers les agglomérations au sud de Tlemcen, au nord de Naâma et à l'ouest et au Sud de Sidi Bel Abbés, et la zones étudiée concerne le champ de captage de Maghboura et Bouterkine jusqu'au réservoir de Abd el moula c'est un tronçon de 56 KM.

Cette étude concerne les conduites et les ouvrages du transfert de Chott El Gharbi vers les trois wilayas.

Actuellement, la mobilisation de la ressource en eau dans les Wilayas concernées par le projet pour l'alimentation en eau potable et le développement territorial dépend principalement de l'exploitation des eaux souterraines locales.

L'aménagement proposé s'inscrit dans le cadre du développement qui vise à subvenir aux besoins de la population, et au développement l'irrigation dans la zone et en même temps de substituer en partie l'utilisation des eaux souterraines locales par le transfert des eaux de la nappe de Chott El Gharbi.

La structure hydraulique du transfert s'articule autour de deux grandes ossatures et une conduite intermédiaire :

- L'ossature de production qui comprend des zones de captages comprenant des forages, des réservoirs de régulation, des conduites de transfert et des stations de pompage de telle manière que l'ensemble de la production soit collectée au niveau du réservoir de Abd El Moula. Notons que cette ossature assure aussi une distribution vers la wilaya de Naama et vers quelques périmètres irrigués de la zone.
- Une conduite intermédiaire entre le réservoir de Abd El Moula et le complexe de Stockage d'El Aricha avec deux stations de pompage. (C'est un autre tronçon qui ne me concerne pas).
- L'ossature de distribution articulée autour de deux grands axes, l'un vers les localités au sud de la Wilaya de Tlemcen et l'autre vers les localités à l'ouest de la Wilaya de Sidi Bel Abbas.

INTRODUCTION

Dans tout projet la présentation de la zone d'étude sert de base pour l'évaluation et le choix de tous les paramètres qui peuvent donner les meilleurs résultats. Dans notre étude nous nous intéressons aux différentes situations géographiques, climatologiques, hydrogéologiques et hydrauliques de notre site d'étude, et cela afin de pouvoir mener à bien notre travail.

I.1 SITUATION GEOGRAPHIQUE DE LA ZONE D'ETUDE

La zone d'étude est située dans l'ouest algérien, elle concerne les trois Wilayas de l'extrême

Nord – Ouest Algérien, à savoir la Wilaya de Naâma, la Wilaya de Tlemcen et la Wilaya de Sidi Bel Abbès. Elle fait partie du secteur appelé « hautes plaines ».

La région Nord s'oppose d'une façon nette par sa richesse et la variété de ses paysages à l'aridité et la monotonie relative des vastes plaines qui s'étendent plus au sud. Elle est encadrée de montagnes, au nord-ouest par les monts de Sidi Djilali (Djebel Tenouchfi 1 840 m), au sud-ouest par les monts d'El-Abed (1 450 m), au sud-est par les monts d'El-Gor (Djebel El-Hariga, 1 600 m).

La Wilaya de Naâma est limitée au Nord par la Wilaya de Tlemcen et de Sidi Bel Abbès, à l'Est par El Bayadh, au Sud par Bechar et à l'Ouest par le Maroc.

La Wilaya de Tlemcen est limitée au nord Ouest par la Mer Méditerranée, au nord Est par Ain Temouchent, à l'Est par Sidi Bel Abbès, au Sud par Naâma et à l'Ouest par le Maroc.

La Wilaya de Sidi Bel Abbès est limitée au Nord par Ain Temouchent, au Sud par Naama et à l'Ouest par Tlemcen.

Les villes concernées par le projet sont les agglomérations du Sud de la Wilaya de Tlemcen, du Sud de la Wilaya de Sidi Bel Abbès et du Nord de la Wilaya de Naâma :

Wilaya de Naâma : Kasdir, Mekmen Ben Amar et Abd El Moula.

Wilaya de Tlemcen : Sebdou, Sidi Djilali, El Bouihi, El Aouedj, El Gor et El Aricha.

Wilaya de Sidi Bel Abbès : Ras El Ma, oued Sbaa, R. Dermouche, Bir el H'mam, El H'caiba, Tindamine, Slisen et Ben Badis.

Deux principales zones ont été distinguées, une zone steppique caractérisant la région à côté d'El Aricha en allant vers le Sud et une zone de moins en moins aride vers le Nord du côté de Sebdou, Slissen et Ben Badis.

La ressource en eau constituée par le Chott El Gharbi se situe dans la partie Nord de la Wilaya de Naama et se présente sous forme d'une longue dépression.

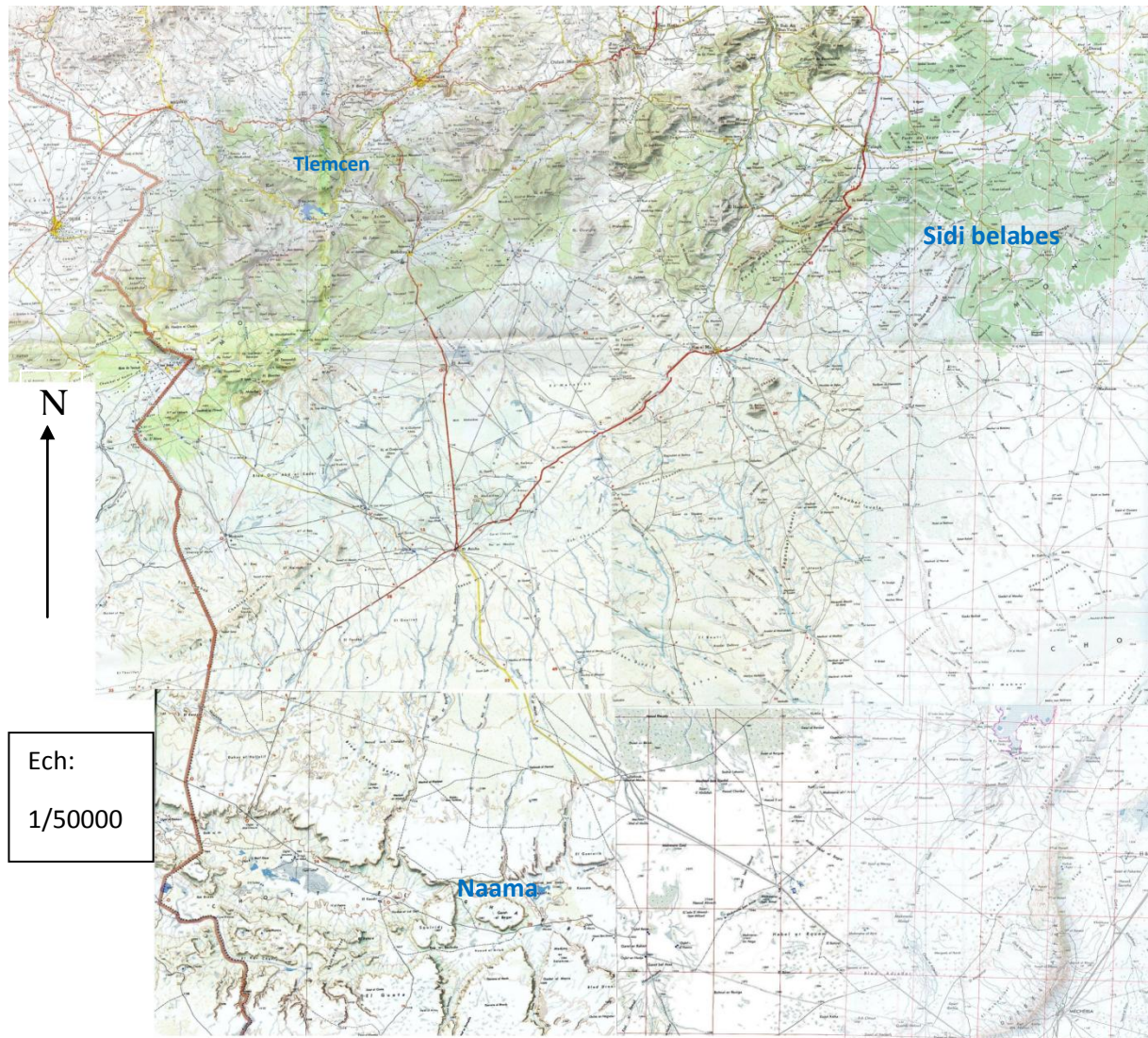


Figure I. 1 : Présentation géographique de la zone d'étude

I.2 SITUATION METEOROLOGIQUE – CLIMATOLOGIQUE

I.2.1 LES PLUIES

L'origine des pluies intéressants les zones steppiques est double : d'une part, les pluies dues aux vents humides de secteur nord durant la saison froide, dont l'influence diminue au fur et à mesure que l'on s'éloigne de la mer; d'autre part, les pluies orageuses liées aux perturbations atmosphériques engendrées par les dépressions en provenance des régions sahariennes.

Il est à remarquer que les précipitations sur les steppes algériennes, en particulier la zone d'étude (Sidi Djilali, El-Aouedj, El Aricha), sont soumises à l'influence de l'altitude.

Les régimes pluviométriques mensuels se distinguent par deux maxima pluviométriques, le premier en mars (62 mm en 1973) ; c'est le plus important, provoqué par le passage de dépressions des fronts polaires. Le second intervient

au début de l'hiver en novembre (38 mm) ; ce phénomène est provoqué par le passage du front des alizes et les pluies orageuses du front, qui tombent sur les reliefs. Les hauteurs mensuelles montrent de grandes amplitudes, variant de 0 à 62 mm en 1973. Les pluies sont localisées et souvent violentes, et la majeure partie de la pluie tombe sous forme d'averse.

I.2.2 -TEMPERATURES

L'analyse des écarts thermiques dans la zone d'étude met en relief des températures assez élevées durant l'été. Les maximas thermiques moyens varient entre 29 et 38 °C, en hiver, les températures minimales de la région connaissent des valeurs relativement basses, leurs valeurs augmentent entre les deux périodes de référence. Ces valeurs oscillent entre -1,5 et 2,6 °C comme moyenne des minimas pour les stations d'El Aricha et de Mekmen Ben Amar. Les minimas actuels varient entre -1 °C à El Aricha et 3,8 °C à Sebdou.

I.2.3 LES VENTS

Les vents qui soufflent sur la zone ont selon leur direction diverses origines.

Vents du Nord

En hiver, ces vents secs et froids pénètrent la zone d'étude par les monts de Tlemcen ; ils favorisent les chutes de neige à plus de 1 400 mètres d'altitude (Sidi Djilali). De Mars ou Avril à Octobre, ces vents sont chauds et parfois humides après leur passage sur la mer ; ce phénomène réduit relativement la chaleur de l'été dans la zone de Sebdou.

Vents d'Ouest

Ce sont les vents dominants. Ils soufflent du sud-ouest au nord-ouest. Une grande partie des précipitations provient de l'ascendance forcée de ces masses d'air sur les monts de Tlemcen, ce qui permet à la zone de Sidi Djilali d'être relativement arrosée. Ils sont fréquents pendant les mois de Novembre à Février.

Vents du Sud

Secs et chauds, les vents du Sud qui soufflent surtout au printemps et en automne, quelquefois en été, ramènent avec eux une quantité appréciable de sable et de limon. Ce sont ces vents du Sud-ouest qui dominent dans la zone d'étude toute l'année.

I.2.4 LE CLIMAT

Les données climatologiques mettent en évidence deux saisons bien distinctes. La première longue et sèche, la deuxième brève et humide. Cette dernière se caractérise par des oscillations pluviométriques mensuelles, rythmées par de courtes périodes de sécheresse et par des chutes de pluies torrentielles.

Le climagramme ci-dessous nous permet de dire que le climat qui prédomine dans la zone est aride à saharien sauf quelques régions où le climat semi aride domine.

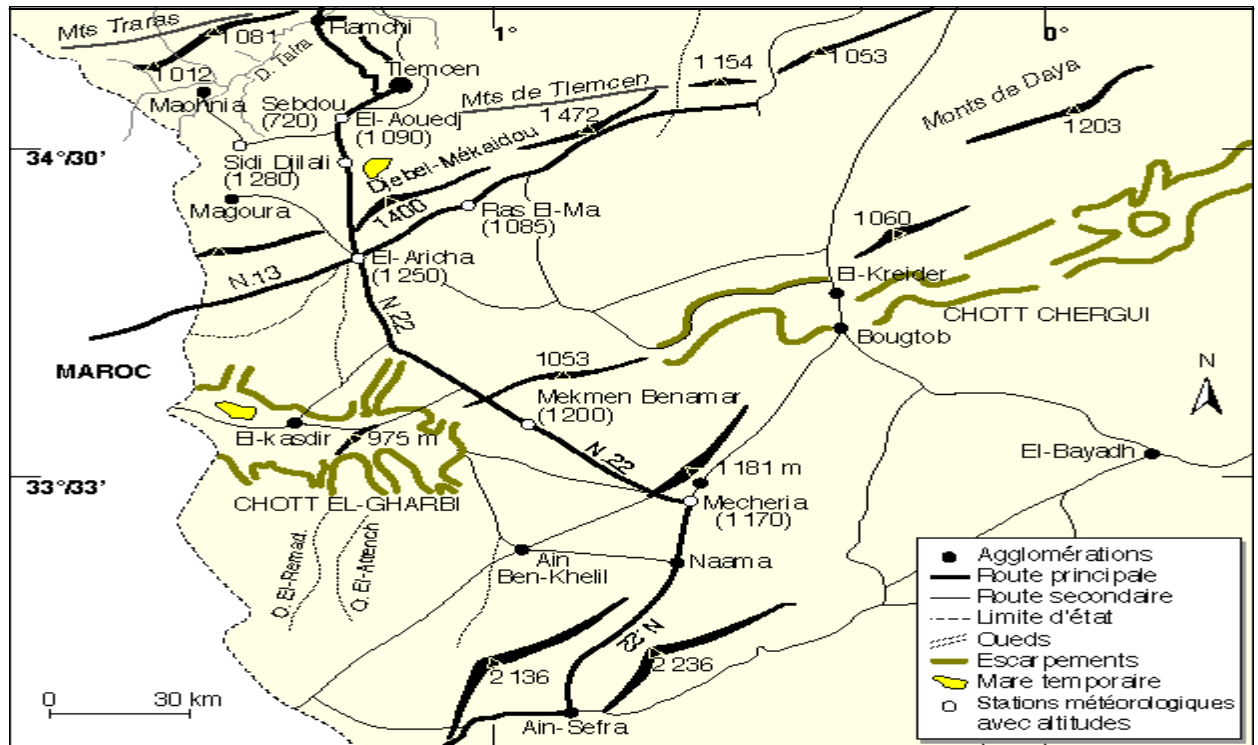


Figure 1 .2 : situation géographique des stations météorologiques

I.3- SISMICITE

La zone d'étude se situe très loin par rapport à la faille tectonique qui sépare le continent africain du continent Européen, cependant elle est classée dans la zone I (Figure I.3).

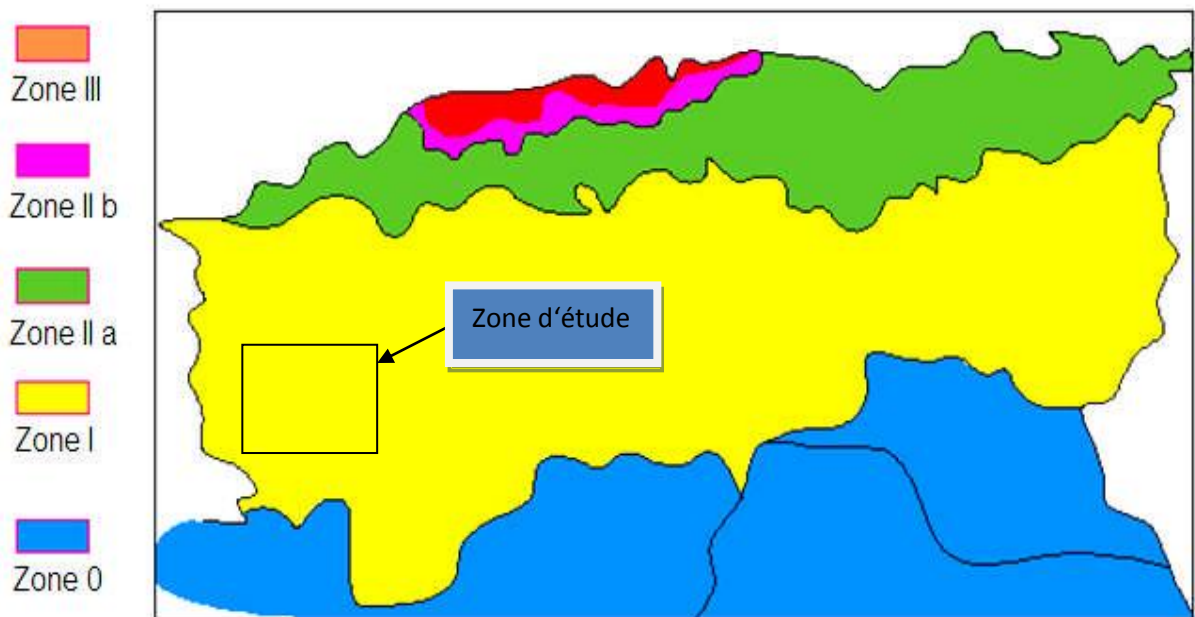


Figure I. 3 : Carte de séismicité d'Algérie.

I.4 -LES RESSOURCE EN EAU

Les ressources en eau disponible cette région se sont les champs de captages, et ils sont utilisés avec des forages.

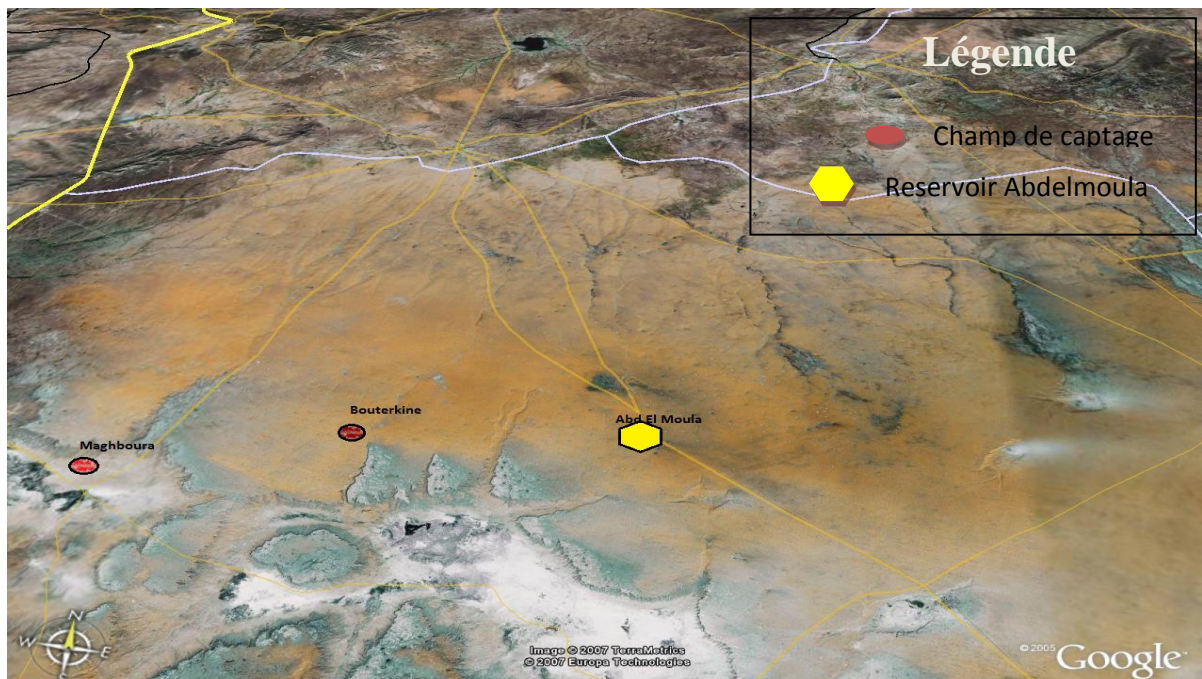


Figure I. 4 : L'emplacement des deux champs de captage exploité et le réservoir d'Abd el moula

I.4.1- CAPACITE DES FORAGES

Tableau I. 1 : les champs de captage et les forages

Champs captant	Nombre Forage	Débit unitaire (l/s)	Données ANRH
Bouterkine	12	28	336 l/s
Maghboura	6	40	240 l/s

Voir le résultat de la géophysique dans l'annexe I.1

Voir la coupe lithologique du forage de Bouterkine et Maghboura dans l'annexe I.2 et annexe I.3

I.4.2 -ANALYSE D'EAU

Une campagne d'analyses des eaux sur les forages ou piézomètres existants dans la nappe du Chott El Gharbi a été organisée par l'ANRH.

Cette campagne a été réalisée pour l'ensemble des champs captant mais bien entendu sur les seuls forages existants, puisque justement un des objectifs du projet, est de réaliser les forages nécessaires au transfert.

Sur le champ captant Bouterkine on constate une très bonne homogénéité des mesures sauf sur le forage 2 où les valeurs sont tellement incongrues qu'il ne peut s'agir que d'un forage trop vieux et corrodé et qui capte les eaux des nappes superficielles, ou bien d'un forage mal réalisé avec les mêmes conséquences.

Nous proposons dans la deuxième partie du tableau de supprimer les données issues de ce forage.

Les valeurs de résidu sec (RS) sont tout à fait normales et les valeurs de sulfate correspondent exactement aux normes OMS (inférieur à 250 mg/l).

Pour le champ captant d'Oglat Maghbouira on se trouve dans le même cas que pour Bouterkine puisque pour deux forages très proches, on en a un qui donne des valeurs homogènes avec celles des autres champs captant alors que le deuxième donne des valeurs très supérieures.

Dans la deuxième partie du tableau nous avons donc également supprimé ce forage manifestement hors normes.

Tous les débits de ces deux derniers champs captant se retrouvent mélangés dans le réservoir de régulation de Touil où les valeurs de RS ne dépassent pas les 1000 mg/l et les valeurs de sulfates les 300 mg/l. Cette dernière valeur est donc légèrement supérieure aux recommandations de l'OMS.

Cependant les eaux des champs captant se retrouvent mélangées dans le réservoir de Abd el Moula ; les valeurs de RS et de sulfates y sont respectivement de 870 et 240 mg/l soit tout en fait en accord avec les normes et parfaitement adaptée à la consommation humaine.

Les résultats des analyses et des mélanges dans l'annexe I.4

CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous nous sommes intéressés à la collecte de toutes les informations qui peuvent influencer le dimensionnement des différents ouvrages.

INTRODUCTION

Ce chapitre a pour objectif la mise en évidence de l'évolution de la population de la zone d'étude ainsi que l'évolution de ses besoins en eau potable et cela à l'horizon 2033.

Ces besoins nous servent de base pour la détermination des débits nécessaires à la conception et au dimensionnement des ouvrages formant le système d'alimentation à projeter.

II.1 EVALUATION DE LA SITUATION DEMOGRAPHIQUE

Pour estimer le nombre d'habitants de la zone d'étude, on a utilisé le recensement national 2008(RGPH 2008) terminé en 2009 pour la zone d'études.

Notre étude consiste à répondre aux besoins en eau potable, industrielle et irrigation de cette population jusqu'à l'horizon 2033, en tenant compte de:

- L'accroissement démographique ;
- L'amélioration du niveau de vie ;
- L'extension des agglomérations.

On estime la population à l'horizon 2033 par la relation des intérêts composés:

$$P_n = P_0 * (1 + \alpha)^n \quad (\text{II.1})$$

P_n : population à l'horizon de calcul (2033);

P_0 : population à l'année du dernier recensement 2008 ;

α : Taux d'accroissement démographique, $\alpha = 2.5\%$;

n : nombre d'années séparant l'année du dernier recensement et l'horizon de calcul (25 ans).

Les tableaux I ci-dessous indiquent l'évolution en nombre d'habitant de la population de 2008 à 2033.

Tableau II.1 : Evolution de la population de 2008 à 2033

Année		2008	2015	2025	2033
Population (Habitants)	ouest Sidi Bel Abbes	28359	33710	43152	52577
	Nord Naama	4437	5274	5822	8226
	Sud Tlemcen	68789	81769	90258	127532

Donc on aura un nombre d'habitant total à l'horizon égal à 188335 hab.

Le nombre d'habitants a été déterminé pour chaque commune sur la base du tableau ci-après :

Tableau II.2: Tableau de répartition de la population à l'horizon du projet(2033)

Wilaya	Commune	Population Actuelle 2008 (hab.)	taux d accroissement (%)	Population future 2015 (hab.)	Population future 2033 (hab.)
Naama	El Kasdir	231	2.5	274	428
	Mekmen Ben Amar ville	3 272		3 889	6 065
	Abd El Moula Ville	935		1 111	1 733
Tlemcen	El Aricha	4 627		5 500	8 578
	Bouihi	4 453		5 293	8 255
	Sidi Djilali	3 478		4 135	6 449
	El Aouedj	870		1 034	1 613
	El Gor	5 714		6 792	10 593
	Sebdou	49 647		59 015	92 044
Sidi belabes	Ras El Ma	8 258		9 816	15 310
	Dermouche	1 310		1 558	2 430
	Oued Sbaa	2 146		2 551	3 979
	Bir Hmam	1 205		1 433	2 234
	Tindamine	1 324		1 574	2 455
	El H'caiba	1 410		1 676	2 614
	Slissen	2 917	3 467	5 408	
	Chetouane	1 552	1 845	2 878	
	Ben Badis	8 149	9 687	15 108	
	Total	101586		120754	188335

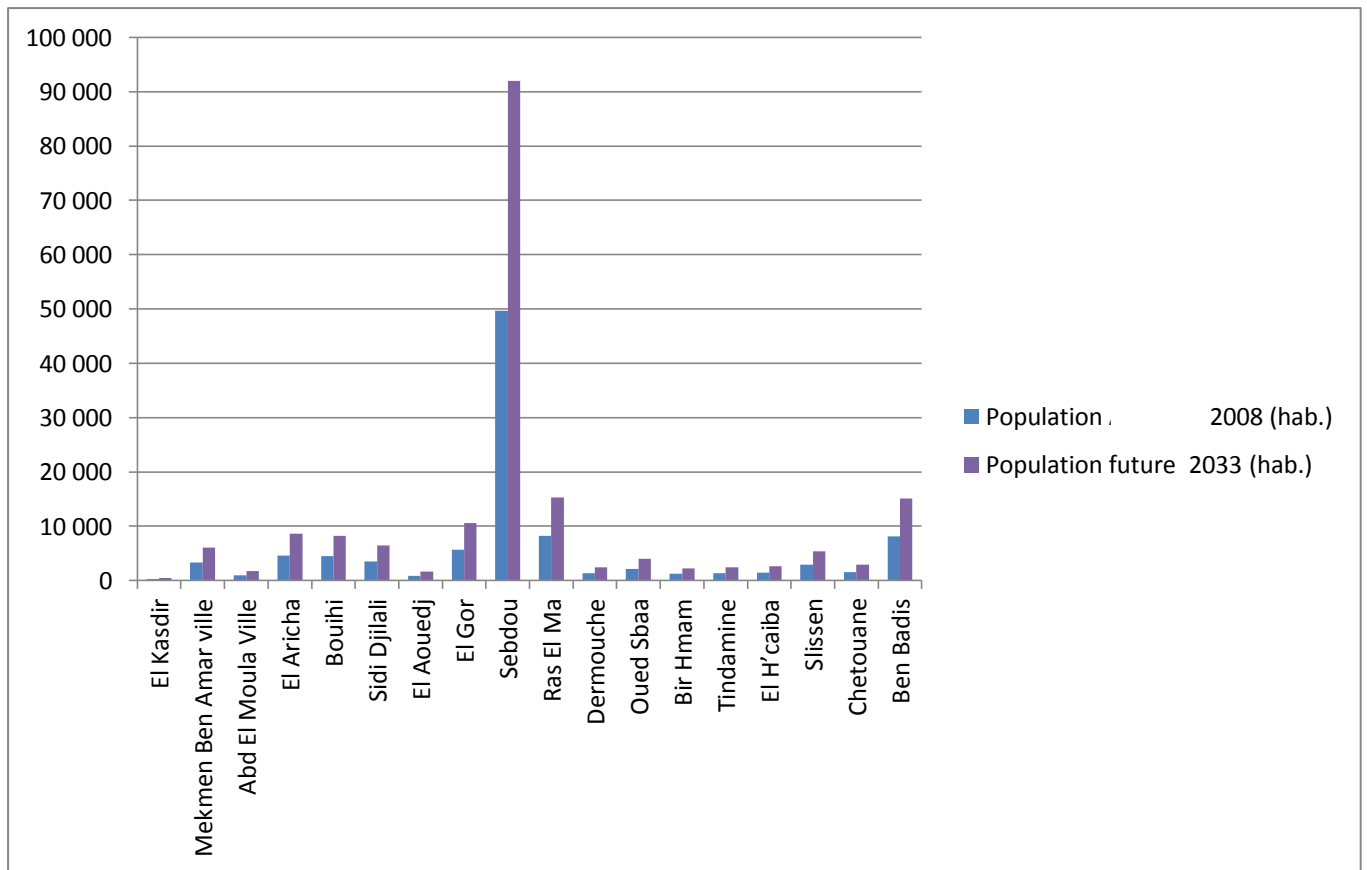


Figure II.1 : Evolution de la population

A l’horizon 2033, le nombre d’habitants des communes concernées par le projet sera de **188335 habitants**.

II.2 EVALUATION DE LA CONSOMMATION MOYENNE JOURNALIERE DOMESTIQUE

Afin de prévoir une évolution de la consommation, on prendra en considération les extensions des agglomérations, ainsi que du développement progressif de la consommation individuelle.

II.2.1 CALCUL DES BESOINS MOYENS JOURNALIERS DOMESTIQUE A L’HORIZON 2033

Vu le caractère peu développé de la zone à alimenter, la DRE (direction des ressources en eau) a adoptée pour une dotation de **200 l/j/hab**.

L’estimation des besoins en eau potable donnée englobe les besoins domestiques ainsi que tous les autres types de consommations

La consommation moyenne journalière de la zone concernée par l’étude, est égale à la dotation que multiplie le nombre total des habitants.

$$Q_{moy,j} = \frac{1}{1000} * dot * N \text{ (m}^3\text{/j)} \quad (\text{II.2})$$

$Q_{moy,j}$: débit moyen journalier (m³/j)

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

N: nombre d'habitants

Tableau II.2: Tableau récapitulatif des consommations journalières domestiques

Commune	Nombre d habitants (2033)	Dotation (l/j/hab)	Qmoy j(m3/j)
El Kasdir	428	200	85,60
Mekmen Ben Amar ville	6065	200	1213,06
Abd El Moula Ville	1733	200	346,58
El Aricha	8578	200	1715,61
Bouihi	8255	200	1651,09
Sidi Djilali	6449	200	1289,74
El Aouedj	1613	200	322,60
El Gor	10593	200	2118,58
Sebdou	92044	200	18408,72
Ras El Ma	15310	200	3061,92
Dermouche	2430	200	485,92
Oued Sbaa	3979	200	795,79
Bir Hmam	2234	200	446,87
Tindamine	2455	200	491,06
El H'caiba	2614	200	522,81
Slissen	5408	200	1081,51
Chetouane	2878	200	575,54
Ben Badis	15108	200	3021,58
Total	188335		37634,58

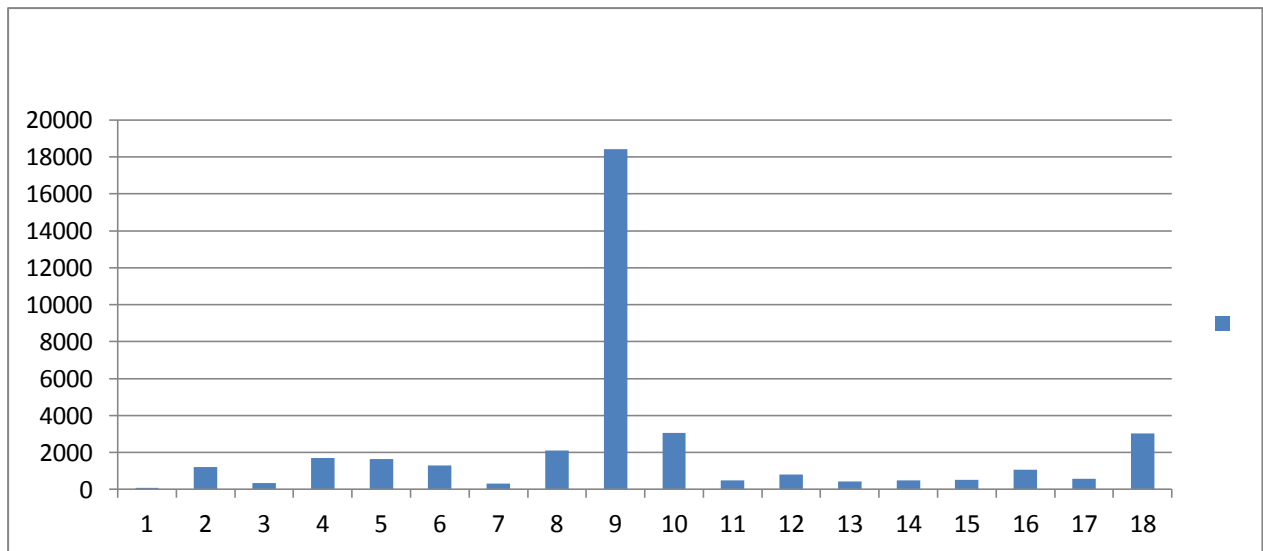


Figure II.2 : Histogramme représentatif des débits journaliers domestique des différentes communes

II.3.BESOINS POUR LE DEVELOPPEMENT TERRITORIAL

Le transfert trouve sa justification dans la mise a disposition des localités de la zone de projet des quantités nécessaires pour l'alimentation humaine en priorité, le reliquat sera optimise pour impulser et asseoir le développement territorial dans les zones steppiques et des hauts plateaux dont le développement sera réduit a néant avec les perspectives d'exode et de dépeuplement a cause du manque d'eau .

A la lumière d'une analyse des besoins exprimés dans les programmes préparés par les Autorités locales pour le développement territorial sur le plan quantitatif et de sa répartition spatiale, une proposition de refonte a été faite. Le but de cette étude de refonte a été d'optimiser la répartition de la ressource (estimée a 40 hm³/an) mobilisable au niveau du Chott El Gharbi entre les apports pour les besoins en eau potable et les apports en eau destinée au développement territorial.

Cette étude a permis de conclure a la viabilité de ce projet de transfert depuis Chott El Gharbi.

Les besoins en eau pour le développement territorial au Nord de la Wilaya de Naama, au sud de la Wilaya de Tlemcen et a l'Ouest de la Wilaya de Sidi Bel Abbes concernées par le transfert des eaux de Chott El Gharbi sont de 26 251 565 m³/an pour l'irrigation d'une superficie de 6 150 Ha.

Tableau II.3: Tableau récapitulatif des consommations le développement territorial

Agglomérations	superficie disponible (ha)	Superficie prise en charge par Chott El Gharbi (ha)	dotation (m ³ /ha/an)	Volume (m ³ /j)
RAS EL MA	1 500	600	4 269	7016,79
0. SBAA	1 500	600	4 269	7016,79
R.DEMOUCHE	1 500	600	4 269	7016,79
BIR EL HMAM	1 500	600	4 269	7016,79
EL HACAIBA				
A. TINDAMINE				
M. SLISSEN				
BEN BADIS				
Sidi Bel Abbés	6 000	2 400		28067,16
KASDIR				
ABDEL MOULA	2 000	600	4 269	7016,79
MEKMEN				7016,79
BEN AMAR	3 000	600	4 269	
Nord Naâma	5 000	1 200		14033,58
EL ARICHA	2 100	600	4 269	7016,79
EL AOUEDJ				
SIDI DJILLALI	2 200	375	4 269	4385,49
EL BOUIHI	6 700	375	4 269	4385,49
SBDYOU	3 100	600	4 269	7016,79
EL GOR	4 300	600	4 269	7016,79
Sud Tlemcen	18 400	2 550		29821,36
TOTAL	29 400	6 150		71922,10

II.4.TOTAL DES BESOINS EN EAU

Le total des besoins en eau des deux secteurs concernés par le projet sont évalué a 40.0 Hm³/an soit 13.75 Hm³/an pour l'alimentation en eau potable des agglomérations concernées et 26.25 Hm³/an pour le développement territorial des les trois wilayas pour une superficie à irriguer de 6 150 Ha.

II.4.1.DEBITS DETAILLES

les calculs récapitulatifs des consommations dans le tableau :

Tableau II.4: Tableau récapitulatif des consommations total

Désignation	Besoins domestique (m3/j)	Besoins DT (m3/j)	Total Besoins (m3/j)	Débit (l/s)
El Kasdir	85,60	-	85,60	1.2
Mekmen Ben Amar ville	1213,06	7016,79	8229,85	145
Abd El Moula Ville	346,58	7016,79	7363,37	142
El Aricha	1715,61	7016,79	8732,40	122
Bouihi	1651,09	4385,49	6036,58	84
Sidi Djilali	1289,74	4385,49	5675,24	79
El Aouedj	322,60	-	322,60	4
El Gor	2118,58	7016,79	9135,37	127
Sebdou	18408,72	7016,79	25425,51	354
Ras El Ma	3061,92	7016,79	10078,70	140
Dermouche	485,92	7016,79	7502,70	104
Oued Sbaa	795,79	7016,79	7812,58	109
Bir Hmam	446,87	7016,79	7463,66	103
Tindamine	491,06	-	491,06	7
El H'caiba	522,81	-	522,81	7
Slissen	1081,51	-	1081,51	15
Chetouane	575,54	-	575,54	8
Ben Badis	3021,58	-	3021,58	42
Total	37634,58	71922,10	109556,68	1 593

II.5.DETERMINATION DES CONSOMMATIONS MAXIMALES ET MINIMALES JOURNALIERES [1]

Le débit appelé par le consommateur varie considérablement dans la journée en fonction du mode de vie de la population, il présente des maximums et des minimums. Cette variation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité $K_{\max j}$ et $K_{\min j}$.

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

$$K_{\min j} = \frac{\text{consommation minimale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}}$$

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

$K_{\min j}$: consommation minimale journalière

II.5.1. CONSOMMATION MAXIMALE JOURNALIERE (Q_{MAX J})

Le débit relatif au jour de plus grande consommation de l'année est utilisé comme élément de base dans les calculs. Il s'obtient :

$$Q_{\max j} = K_{\max j} * Q_{\text{moy } j} \quad (\text{II.3})$$

$Q_{\max j}$: Consommation maximale journalière (m^3/j)

$Q_{\text{moy } j}$: Consommation moyenne journalière (m^3/j)

Avec : $K_{\max j} \in [1,1 - 1,3]$

On prend $K_{\max j}=1,3$.

$$\text{D'où : } Q_{\max j}=1,3*Q_{\text{moy } j} \quad (\text{II.4})$$

II.5.2 CONSOMMATION MINIMALE JOURNALIERE (Q_{MIN J})

Ce débit relatif au jour de faible consommation de l'année est utilisé comme élément de base dans les calculs. Il s'obtient par:

$$Q_{\min j} = K_{\min j} * Q_{\text{moy } j} \quad (\text{II.5})$$

$Q_{\min j}$: Consommation minimale journalière (m^3/j)

$Q_{\text{moy } j}$: Consommation moyenne journalière (m^3/j)

Avec : $K_{\min j} \in [0,7 - 0,9]$

On prend $K_{\min j}=0,9$

$$\text{D'où : } Q_{\min j}=0,9*Q_{\text{moy } j} \quad (\text{II.6})$$

Les consommations moyennes, minimales et maximales journalières sont représentées dans le tableau II.5 :

Tableau II.5: Tableau récapitulatif des consommations journalières Qminj ; Qmoyj ; Qmaxj

Désignation	Total Besoins (m3/j)	kmin,j	Qminj (m3/j)	kmax,j	Qmaxj (m3/j)
El Kasdir	85,60	0,9	77,04	1,3	111,28
Mekmen Ben Amar	8229,85	0,9	7406,86	1,3	10698,80
Abd El Moula Ville	7363,37	0,9	6627,03	1,3	9572,38
El Aricha	8732,40	0,9	7859,16	1,3	11352,12
Bouihi	6036,58	0,9	5432,93	1,3	7847,56
Sidi Djilali	5675,24	0,9	5107,71	1,3	7377,81
El Aouedj	322,60	0,9	290,34	1,3	419,38
El Gor	9135,37	0,9	8221,83	1,3	11875,98
Sebdou	25425,51	0,9	22882,96	1,3	33053,16
Ras El Ma	10078,70	0,9	9070,83	1,3	13102,32
Dermouche	7502,70	0,9	6752,43	1,3	9753,52
Oued Sbaa	7812,58	0,9	7031,33	1,3	10156,36
Bir Hmam	7463,66	0,9	6717,30	1,3	9702,76
Tindamine	491,06	0,9	441,96	1,3	638,38
El H'caiba	522,81	0,9	470,53	1,3	679,65
Slissen	1081,51	0,9	973,36	1,3	1405,96
Chetouane	575,54	0,9	517,99	1,3	748,20
Ben Badis	3021,58	0,9	2719,43	1,3	3928,06
Total	109556,68	0,9	98601,01	1,3	142423,68

II.6- CALCUL DU DEBIT MAJORE

Les pertes d'eau sont constituées par des fuites diverses (joints de raccordement) et des branchements illicites, contrairement à ce que l'on pourrait croire, ces deux derniers paramètres sont loin d'être négligeables, elles atteignent des chiffres de 10 à 20 % du volume distribué voire même 40% dans le cas d'un réseau ancien, mal entretenu et non surveillé.

La valeur du taux de fuite et des branchements illicites est estimée à 15% sur les réseaux de distributions selon la direction des ressources en eau de la wilaya de Nàama (D.R.E)

Pour les prendre en considération, notre débit sera alors majoré de 20% soit 170908,41 m³/jour.

II.7- VARIATION DES DEBITS HORAIRES

Le débit moyen subit non seulement des variations journalières mais aussi des variations horaires.

Le débit moyen horaire (horizon 2033) est donné par la formule suivante :

$$Q_{moy,h} = Q_{max,j} / 24 \text{ (m}^3\text{/h)} \quad (\text{II.7})$$

Avec :

$Q_{moy,h}$: débit moyen horaire (m^3/h)

$Q_{max,j}$: débit maximal journalier (m^3/j)

Dans la présente étude, la détermination du débit de pointe se repose sur la méthode donnant la fraction de la variation horaire de la consommation totale dans diverses communes en se basant sur le tableau II.6 de l'annexe II.

Dans chaque agglomération, la variation du débit horaire est exprimée en pourcentage du débit maximum journalier.

Nous allons utiliser le Tableau II.6 (voir annexe II) pour la répartition horaire du débit maximum journalier.

Tableau II.7 : Variation du débit horaire pour les communes

heure(h)	Consommation total		Courbe de la consommation cumulée	
	%	m ³ /h	%	m ³ /h
0_1	3,35	5725,43	3,35	5725,43
1_2	3,25	5554,52	6,6	11279,96
2_3	3,3	5639,98	9,9	16919,93
3_4	3,2	5469,07	13,1	22389,00
4_5	3,25	5554,52	16,35	27943,53
5_6	3,4	5810,89	19,75	33754,41
6_7	3,85	6579,97	23,6	40334,39
7_8	4,45	7605,42	28,05	47939,81
8_9	5,2	8887,24	33,25	56827,05
9_10	5,05	8630,88	38,3	65457,92
10_11	4,85	8289,06	43,15	73746,98
11_12	4,6	7861,79	47,75	81608,77
12_13	4,6	7861,79	52,35	89470,55
13_14	4,55	7776,33	56,9	97246,89
14_15	4,75	8118,15	61,65	105365,04
15_16	4,7	8032,70	66,35	113397,73
16_17	4,65	7947,24	71	121344,97
17_18	4,35	7434,52	75,35	128779,49
18_19	4,4	7519,97	79,75	136299,46
19_20	4,3	7349,06	84,05	143648,52
20_21	4,3	7349,06	88,35	150997,58
21_22	4,2	7178,15	92,55	158175,73
22_23	3,75	6409,07	96,3	164584,80
23_24	3,7	6323,61	100	170908,41
	100			

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour les communes est **8887,24m³/h** et survient entre 8h et 9h.

Remarque

Cette adduction est alimentée par plusieurs champ de captage donc plusieurs tronçons. Et le dimensionnement de notre tronçon va se faire avec un débit donné par le champ de captage de Maghboura et de Bouterkine avec un débit égal 240 l/s et 336 l/s. Donc nous allons dimensionner une moitié de l'adduction. (Voir annexe I.1)

CONCLUSION

L'estimation des besoins en eau, nous a permis de savoir le débit demandé par les communes et qui sera satisfait par deux tronçons alimenté par quatre champs de captages et sur mon études je vais dimensionner qu'un seul tronçon pour deux champ de captage.

INTRODUCTION

Les adductions sont nécessaires pour assurer le transport de l'eau entre le point de captage et le point d'accumulation. Dans la pratique ces points sont relativement éloignés l'un de l'autre, quelquefois ils peuvent se trouver à des distances considérables.

Les ouvrages d'adduction sont généralement de grandes dimensions. Les écoulements y sont le plus souvent unidirectionnels et s'opèrent en régime turbulent.

III.1. TYPES D'ADDITION

D'après leur fonctionnement, les adductions peuvent être classées en trois groupes :

- Adduction gravitaire ;
- Adduction par refoulement ;
- Adduction mixte.

III.1.1. ADDUCTION GRAVITAIRE

C'est une adduction où l'écoulement se fait gravitairement. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte supérieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

III.1.2. ADDUCTION PAR REFOULEMENT

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous pression à l'aide des machines hydro-électriques. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte inférieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

III.1.3. ADDUCTION MIXTE

C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. Le relais entre les deux types de conduite est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon.

Dans le cas de notre étude, l'adduction à projeter est une adduction mixte (gravitaire-refoulement).

III.2. ADDUCTION ET TYPES D'ÉCOULEMENT

On distingue deux types d'écoulement :

III.2.1. ÉCOULEMENT A SURFACE LIBRE

L'écoulement à surface libre est un écoulement qu'on rencontre dans le cas des adductions gravitaires sans charge tels que les canaux à ciel ouvert et les aqueducs fermés. Ce type d'écoulement est conditionné par la pente.

III.2.2. ÉCOULEMENT EN CHARGE

L'écoulement en charge est un écoulement qu'on rencontre dans le cas des adductions ou des réseaux gravitaires sous pression et des adductions par refoulement.

III.3. CHOIX DU TRACE

Nous recherchons le tracé de l'adduction le plus court possible afin d'obtenir de longs alignements, raccordés par des coudes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes.

Le tracé se fera de préférence le long des routes ou des voies publiques pour faciliter la pose de canalisation et leur exploitation (détection des fuites, des vannes défectueuses et de tout dommage subit par l'installation) et permettre un accès rapide pour l'entretien et la réparation.

Le tracé en plan sera conçu compte tenu de la possibilité de réalisation d'un profil en long idéal.

III.4. CHOIX DU MATERIAU DE LA CONDUITE

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

- ✓ Sur le plan technique cette faisabilité dépend de plusieurs exigences telles que :
 - Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles ;
 - Adaptation aux terrains de pose ;
 - Bonne étanchéité ;
 - Facilité d'entretien et de mise en service.
- ✓ Sur le plan économique cette faisabilité dépend essentiellement :
 - Du prix de la fourniture et du transport ;
 - De leur disponibilité sur le marché local (de préférence).

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

III.4.1. ETUDE GEOPHYSIQUE DE LA BANDE DE L'ADDUCTION

La géophysique s'intéresse aux propriétés électriques des sols et des roches. Ces propriétés électriques peuvent être mesurées de plusieurs façons.

La méthode de prospection mise en œuvre est adaptée aux objectifs recherchés. Les sondages électriques ont porté sur des profondeurs de 1 à 5 m le long du tracé selon la nature des sols et les zones à eaux.

La prospection a été réalisée par sondages électriques. Le nombre de stations de mesure a été déterminé en fonction de la géologie et de la dispersion des valeurs des résistivités entre les stations.

La prospection du tracé de l'adduction et des sites d'implantation des stations de reprise permet :

- la détermination des propriétés électriques des sols du tracé de l'adduction ;
- l'interprétation des résultats sur l'agressivité spécifique des sols du tracé prospectés.

a) Appareillage et équipement

- Un résistivimètre à calibration automatique et affichage digital.
- Jeux d'électrodes et accessoires (divers câbles et enrouleurs, électrodes...etc.).

b) Principe de mesure de la résistivité

On installe deux électrodes A et B en surface, on injecte par A et on recueille le courant par B. On mesure grâce à un voltmètre la différence de potentiel entre deux points en surface M et N. L'intensité du courant injecté est mesurée grâce à un ampèremètre sur le circuit AB-sol (Figure III.1).

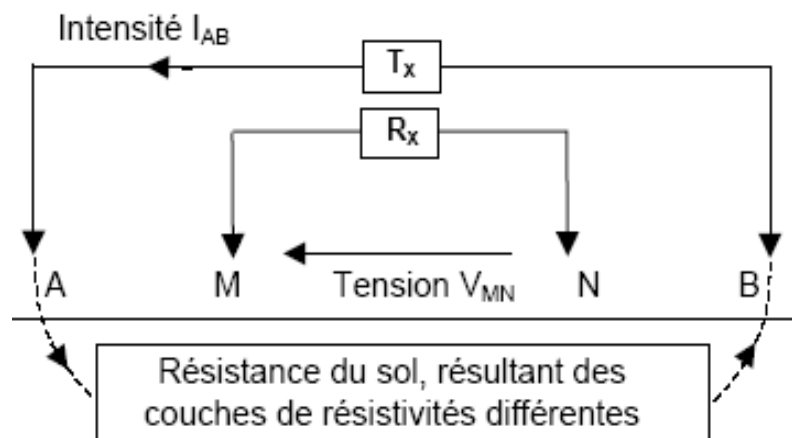


Figure III.1: Dispositif de la prospection électrique

La résistivité ρ est la résistance R d'un cube unité pour un courant s'écoulant entre deux faces opposées, la résistance d'un bloc rectangulaire de matériau est proportionnelle à la distance x que le courant doit parcourir et inversement proportionnelle à l'aire A de la section :

$$\rho = R (A/x)$$

La résistivité est mesurée en ohms-mètres ($\Omega.m$).

c) Corrosivité des sols

La corrosivité des conduites enterrées constituées de matériau métallique en fonction de la résistivité des sols est donnée dans le tableau III.1 (Normes : ASTM G57-95):

Tableau III.1: Classification de la corrosivité en fonction de la résistivité

Résistivité du sol ($\Omega.cm$)	Corrosivité
< 500	Très élevée
500 à 2 000	Elevée
2 000 à 5 000	Moyenne
5 000 à 10 000	Faible
> 10 000	Très faible

Conclusion

Sur la base de l'étude géophysique et géologique, on opte pour le PEHD pour les diamètres faible et la fonte pour les diamètres important .

III.5.COMPORTEMENT D'UNE ADDUCTION

Dans le cas des adductions en particulier les adductions mixtes, plusieurs cas de figure relatifs à la ligne piézométrique et à la topographie, peuvent se présenter. Pour assurer le bon fonctionnement du système d'adduction plusieurs solutions d'ordre techniques peuvent être envisagées.

III.5.1. CAS DE SURPRESSION

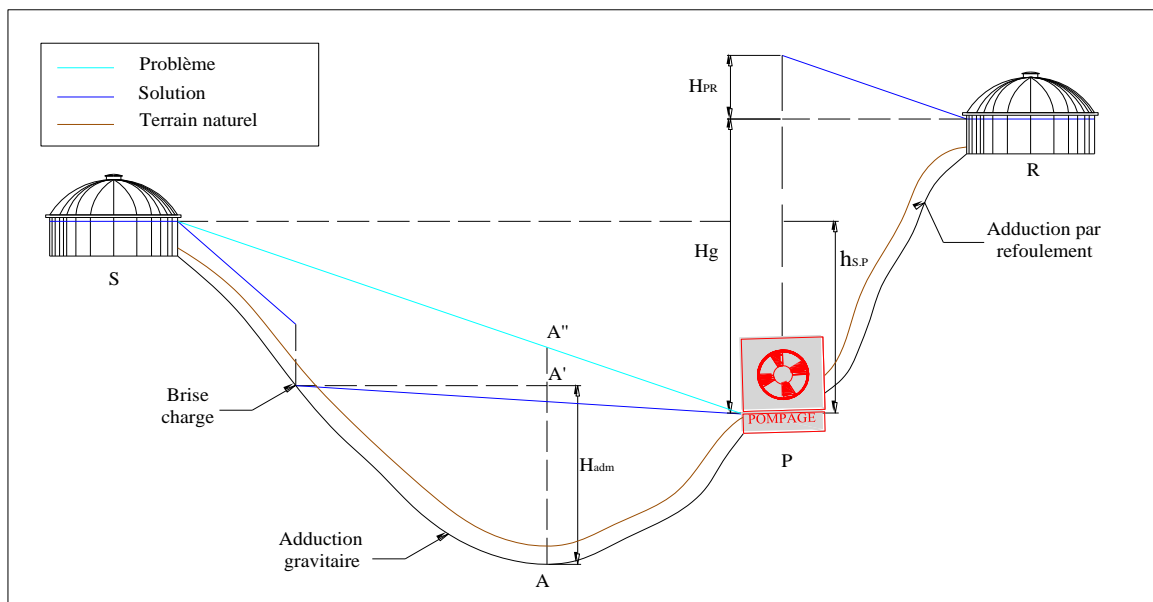


Figure III.2.a : Problème de charge exagérée (éclatement de la conduite)

Au lieu de la brise charge, le dimensionnement mécanique peut aussi être un bon remède à la pression exagérée au niveau des points bas.

III.5.2. CAS DE DEPRESSION

Pour remédier au problème d'écrêtement (implosion de la conduite) survenant en cas d'arrêt de la pompe, on transforme un tronçon de l'adduction par refoulement en adduction gravitaire par l'intermédiaire d'un réservoir tampon implanté au niveau du point le plus haut du terrain de pose de la conduite (figure III.2.b).

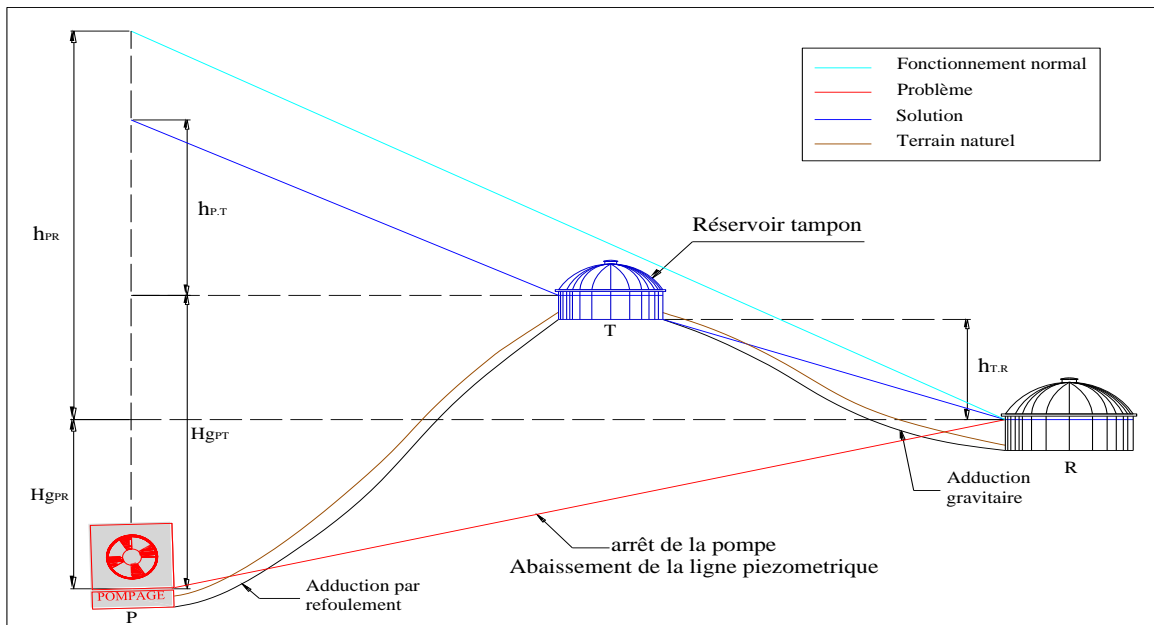


Figure III.2.b : Problème d'écrêtement (implosion de la conduite)

III.6. CALCUL HYDRAULIQUE [3]

Nous allons passer par plusieurs étapes

III.6.1. METHODE DE CALCUL

a) Cas gravitaire

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

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} \quad (III.1)$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m);

K' : Coefficient de frottement ;

L_e : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

$$L_e = L_g + L_{e_s}$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

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

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à **10%** des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_t = 1,10 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_e = 1,10 * L_g$$

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 les coefficients **K'**, **m** et **β** sont donnés dans le tableau III.2

Tableau III.2: 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	1,77

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}} \quad (\text{III.2})$$

Dans notre cas, on prend : **K'= 0,001735 ; $\beta = 2$; m = 5,3**

b) Cas de refoulement

Le choix de la gamme des diamètres préliminaires sur laquelle portera notre étude sera donnée par les relations :

$$D_{ec} = \sqrt{Q} \quad (\text{Relation de Bonnin}) \quad (\text{III.3})$$

$$D_{ec} = 1,5 * \sqrt{Q} \quad (\text{Relation de Bress}) \quad (\text{III.4})$$

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

Q : débit véhiculé par la conduite (m^3/s).

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

* Hauteur manométrique totale

La hauteur manométrique totale sera calculée de la manière suivante :

$$H_{mt} = H_g + \sum \Delta h \quad (\text{III.5})$$

H_g : Différence de niveau entre le plan d'aspiration et le plan de refoulement (m) ;

$\sum \Delta h$: Somme des pertes de charge linéaires et singulières (m).

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à **10%** des pertes de charge linéaires.

$$\sum \Delta h = 1,1 * \Delta h_p^{lin} \quad (\text{III.6})$$

Δh_p^{lin} : Pertes de charge linéaires (m).

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{\pi^2 * g * D^{5,3}} \quad (\text{Formule de Darcy-Weisbakh}) \quad (\text{III.7})$$

g : Accélération de la pesanteur (m/s^2) ;

Q : Débit à refouler (m^3/s) ;

L : longueur géométrique de la conduite (m) ;

λ : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement,

$$\text{Avec : } \lambda = (1,14 - 0,86Ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \quad (\text{Formule de Nikuradzé}) \quad (\text{III.8})$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \text{Log} \left(\frac{\varepsilon}{3,7 * D} + \frac{2,51}{R_e * \sqrt{\lambda}} \right) \quad (\text{Formule Colebrook}) \quad (\text{III.9})$$

Remarque :

Dans les calculs introduisant le coefficient λ , ce dernier est estimé par la formule (III.8)

R_e : Nombre de Reynolds ;

$$R_e = \frac{V * D}{\nu} \quad (\text{III.10})$$

V : vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s) ;

D : diamètre de la conduite (m) ;

ν : viscosité cinématique de l'eau (m²/s).

ε : Rugosité absolue de la conduite ;

* Puissance de pompage

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

P : puissance absorbée par la pompe (Kw) ;

g : Accélération de la pesanteur (m/s²) ;

Hmt : Hauteur manométrique totale (m) ;

Q : Débit à refouler (m³/s) ;

η : rendement de la station de pompage (70 %).

* Energie consommée par le pompage

L'énergie consommée par la station de pompage le long d'une année est le produit de la puissance de pompage et d'heures de pompage par année.

$$E = P * t * 365 \quad (\text{III.12})$$

E : énergie consommée pendant une année (Kwh) ;

P : puissance de pompage (Kw) ;

t : temps de pompage par jour (h).

* Dépense annuelle de l'énergie

Les dépenses annuelles de l'énergie sont le produit du prix unitaire du Kwh et de l'énergie consommée par année.

$$K = \delta * E \quad (\text{III.13})$$

K : Dépenses annuelles d'énergie (DA) ;

E : Energie consommée par année (Kw) ;

δ : Prix du Kwh, varie trois fois par jour (voir le tableau III.3).

Tableau III.3: Variation journalière des tarifs de l'énergie

Périodes	Horaires	Nombre d'heure	Prix du KWh d'énergie
		(H)	(DA)
Heures pleines	06h-17h	11	1,34
Heures de pointes	17h-21h	4	6,06
Heures creuses	21h-06h	9	0,74

Vu la variation journalière des tarifs du KWh d'énergie, on recommande un régime de fonctionnement des stations de 20h/24 heures avec arrêt lors des heures de pointes pendant lesquelles l'énergie électrique est plus chère.

Le prix moyen du KWh pendant les 20 heures de pompage est tel que :

$$\delta = \frac{1,34 * 11 + 0,74 * 9}{20} \Rightarrow \delta = \mathbf{1,07 \text{ DA}}$$

* Amortissement annuel

Les frais d'amortissement sont en fonction de la durée d'amortissement de la conduite et du taux d'annuité. Il est déterminé par la relation suivante :

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \quad (\text{III.14})$$

A : Frais d'amortissement (DA) ;

i : Taux d'annuité ; i = 8 % ;

n : Durée de l'amortissement de la conduite, n = 30 ans.

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

III.7.ETUDE DES VARIANTES

III.7.1.PREMIERE VARIANTE

III.7.1.1.Dimensionnement de l'adduction gravitaire réservoir de Tampon 1 vers réservoir Touil

Pour la détermination du diamètre avantageux de la conduite gravitaire sachant que la côte radier du réservoir de stockage de la station de traitement est de **1077,40 m NGA**, on procède par un tâtonnement, tel que :

- On donne des côtes piézométriques à la première station de reprise ;
- On détermine la longueur géométrique de la conduite et la charge disponible entre la station de traitement et la première station de reprise projetée;
- On détermine le diamètre avantageux moyennant la formule (III.2) ;
- On choisit la côte nous donnant un diamètre normalisé.

Les résultats de tâtonnement figurent dans le tableau III.4.1

Tableau III.4.1 : Détermination du diamètre de la conduite gravitaire

Côte d'arrivée	charge disponible	Longueur géométrique	Longueur totale	Diamètre calculé
(m.NGA)	(m)	(m)	(m)	(mm)
1077,40	32,34	9336	10269,6	437

Le diamètre le plus avantageux calculé ci avant est de 462mm, il est compris entre les diamètres normalisés 400mm et 500mm, donc on va opter pour une adduction à deux conduites en série composé de Ø400 et Ø500.

La perte de charge engendrée s'écrit :

$$\Delta H = K' \times Q^\beta \times \left(\frac{l_1}{D_1^m} + \frac{l_2}{D_2^m} \right) = 0,001052 \times 0,24^{1,77} \times \left(\frac{x}{0,5^{4,772}} + \frac{l-x}{0,4^{4,772}} \right)$$

$$\Delta H = 32,34 \text{ m} \quad \text{Pour } l = 10269,6 \text{ m}$$

L'équation précédente se transforme en une équation à une seule inconnue (x).

Après résolution on trouve : x = 5394,68 m.

Nous aurons un diamètre Ø500 sur une longueur de 5394,68 m suivi d'un diamètre Ø400 sur une longueur de 4874,92 m.

* 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 :

$$Q = V * S \Rightarrow Q = V * \frac{\pi * D^2}{4} \text{ Ainsi: } V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2}$$

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).

$$\text{Pour le diamètre } \varnothing 400 \quad V = \frac{4 * 0,12}{\pi * 0,4^2} = 1,91 \text{ m/s}$$

$$\text{Pour le diamètre } \varnothing 500 \quad V = \frac{4 * 0,12}{\pi * 0,5^2} = 1,22 \text{ m/s}$$

* Les frais d'investissement

Les frais d'investissement de la conduite gravitaire figurent dans le tableau III.4.2.

Tableau III.4.2: Frais d'investissement de la conduite gravitaire en PEHD

Diamètre	Prix du ml	Longueur total	Prix total	Annuité	Investissement
(mm)	(DA)	(m)	(DA)	(DA)	(DA)
400	7516,57	4874,92	36642682,30	0,0888	3253870,19
500	11724,79	5394,68	63251500,91	0,0888	5616733,28

Conclusion

Avec les deux diamètres trouvé la vitesse d'écoulement dans l'adduction gravitaire (**V=1,91m/s et V=1,22 m/s**) est admissible.

III.7.1.2. Dimensionnement de l'adduction par refoulement

Le choix du diamètre économique d'une tuyauterie résulte d'un compromis entre les dépenses d'investissement et les dépenses de fonctionnement. En effet, en augmentant le diamètre, on augmente les premières et on diminue très vite les pertes de charge, et par la suite les dépenses de l'énergie pour faire circuler l'eau.

Les stations de reprises sont appelées à refouler le débit d'exploitation vers les réservoirs de transit. Le régime de fonctionnement des stations est de 20h/24 heures avec arrêt lors des heures de pointes pendant lesquelles l'énergie électrique est plus chère.

A- Refoulement : réservoir Maghboura projeté ver - Réservoir Tampon 1

$$D_{ec} = \sqrt{Q} \quad (\text{Relation de Bonin})$$

$$\text{A.N : } D_{ec} = \sqrt{240 * 10^{-3}} \Rightarrow D_{ec} = 0,4898\text{m} \quad \text{donc } D_{ec} = 489,8 \text{ mm}$$

Conclusion :

Le calcul technico-économique du diamètre économique sera pour la gamme de diamètres compris entre **250 et 630 mm en PEHD**

➤ Calcul des frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont calculés sur la base de l'énergie électrique consommée lors du pompage et ce pour la gamme de diamètres obtenue. Il est entendu que la hauteur manométrique totale varie selon le diamètre.

Moyennant les formules (III.5), (III.6) et (III.7), (III.8), on calcule les hauteurs manométriques totales correspondant aux différents diamètres et sont présentées dans le tableau III.5.1.

Tableau III.5.1: Variation des HMT en fonction du diamètre

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Débit (l/s)	λ	ΔH_{lin} (m)	ΔH_{totale} (m)	Hg (m)	HMT (m.c.e)
250	17318	240	0,0126	1065,62	1172,18	15,5	1187,68
315	17318	240	0,0121	321,05	353,16	15,5	368,66
400	17318	240	0,0115	92,99	102,29	15,5	117,79
500	17318	240	0,0111	29,25	32,18	15,5	47,68
630	17318	240	0,0106	8,84	9,72	15,5	25,22

Les dépenses d'exploitation correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau III.5.2.

Tableau III.5.2: Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre

Diamètre	Débit	HMT	Puissance	Prix unitaire moyen	Consommation Annuelle	Dépenses annuelles
(mm)	(l/s)	(m.c.e)	(KW)	(DA)	(KWh)	(DA)
250	240	1187,68	3994,68	4,67	29161177,54	136182699,1
315	240	368,66	1239,95	4,67	9051626,11	42271093,9
400	240	117,79	396,18	4,67	2892105,71	13506133,6
500	240	47,68	160,36	4,67	1170638,88	5466883,5
630	240	25,22	84,83	4,67	619257,79	2891933,9

➤ Calcul des frais d'investissement

Les dépenses d'investissement correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau III.5.3.

Tableau III.5.3: Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre

Diamètre	prix de pose	Prix du ml	Longueur	Prix total	Annuité	Investissement
(mm)	(DA)	(DA)	(m)	(DA)	(DA)	(DA)
250	1280,43	2937,812	17318	73051506	0,0888	6486973,7
315	1503,24	4684,622	17318	107161385	0,0888	9515931,0
400	1742,29	7516,571	17318	160344962	0,0888	14238632,6
500	1853,4	11724,792	17318	235147134	0,0888	20881065,5
630	1938,6	17729,580	17318	340613541	0,0888	30246482,4

➤ Bilan des coûts (Exploitation - Investissement)

Le bilan des coûts de l'exploitation et de l'investissement figure dans le tableau III.5.4

Tableau III.5.4: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

Diamètre	(mm)	250	315	400	500	630
Investissement	(DA)	6486973,759	9515931,029	14238632,6	20881065,52	30246482,46
Exploitation	(DA)	136182699,1	42271093,93	13506133,7	5466883,558	2891933,902
Bilan	(DA)	142669672,9	51787024,96	27744766,3	26347949,08	33138416,36

L'interprétation graphique des résultats du bilan (exploitation – investissement) est montrée dans la figure III.4.1.

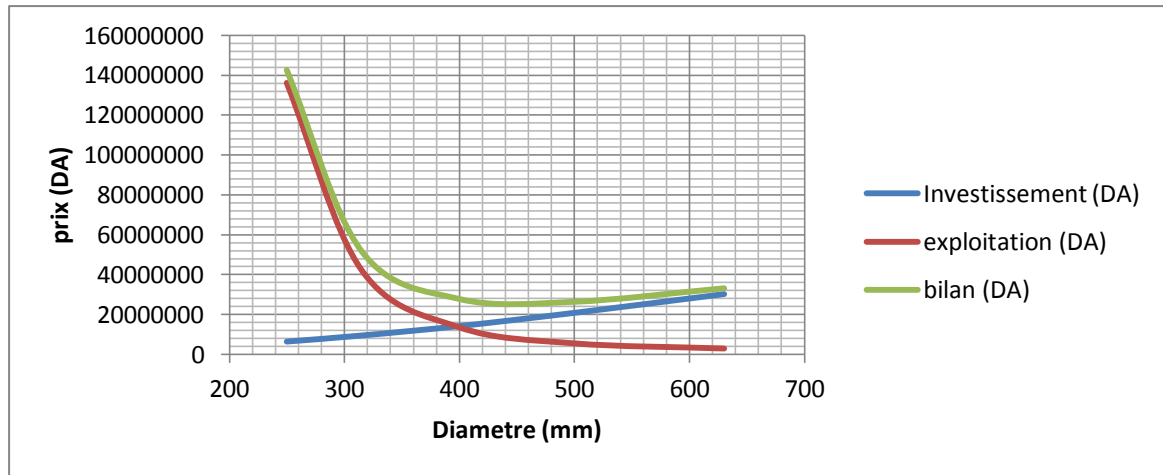


Figure III.4.1: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

Conclusion

Selon la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation, le bénéfice va au profit du diamètre **DN 500** dont la vitesse est de **1,22 m/s**.

B- Refoulement : champ de captage ver resrvoir projeté Touil

Le débit qui circule dans cette conduite est le débit qui sort du champ de captage est égale a 336 l/s

$$D_{ec} = \sqrt{Q} \quad (\text{Relation de Bonin})$$

Ainsi le diamètre économique moyennant la relation (III.3) est de : **$D_{ec} = 579 \text{ mm}$**

Conclusion :

Le calcul technico-économique du diamètre économique sera pour la gamme de diamètres compris entre **350 et 700 mm en fonte**.

➤ **Calcul des frais d'exploitation**

Les résultats du calcul de la hauteur manométrique totale en fonction du diamètre figurent dans le tableau III.6.1.

Tableau III.6.1 : Variation des HMT en fonction du diamètre

Diamètre(mm)	Longueur(m)	Débit	λ	ΔH_{lm} (m)	ΔH_{totale} (m)	Hg(m)	HMT(m.c.e)
350	1200	336	0,0118	25,24	27,77	15,4	43,17
400	1200	336	0,0115	12,63	13,89	15,4	29,29
450	1200	336	0,0113	6,86	7,54	15,4	22,94
500	1200	336	0,0111	3,97	4,37	15,4	19,77
600	1200	336	0,0107	1,55	1,70	15,4	17,10
700	1200	336	0,0104	0,70	0,77	15,4	16,17

Les dépenses d'exploitation correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau III.6.2.

Tableau III.6.2 : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre

Diamètre	Débit	HMT	Puissance	Prix unitaire moyen	Consommation Annuelle	Dépenses annuelles
(mm)	(l/s)	(m.c.e)	(KW)	(DA)	(KWh)	(DA)
350	336	43,17	203,26	4,67	1483803,78	6929363,66
400	336	29,29	137,93	4,67	1006899,87	4702222,39
450	336	22,94	108,04	4,67	788687,50	3683170,63
500	336	19,77	93,09	4,67	679584,59	3173660,04
600	336	17,10	80,52	4,67	587789,36	2744976,31
700	336	16,17	76,12	4,67	555667,79	2594968,58

➤ **Calcul des frais d'investissement**

Les dépenses d'investissement correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau III.6.3.

Tableau III.6.3 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre

Diamètre	prix de pose	Prix du ml	Longueur	Prix total	Annuité	Investissement
(mm)	(DA)	(DA)	(m)	(DA)	(DA)	(DA)
350	976,63	18000	1200	22771956	0,0888	2022149,693
400	1073,84	20000	1200	25288608	0,0888	2245628,39
450	1175,1	24000	1200	30210120	0,0888	2682658,656
500	1280,43	28000	1200	35136516	0,0888	3120122,621
600	1503,24	38000	1200	47403888	0,0888	4209465,254
700	1742,29	48000	1200	59690748	0,0888	5300538,422

➤ **Bilan des coûts (Exploitation - Investissement)**

Le bilan des coûts de l'exploitation et de l'investissement figure dans le tableau III.6.4.

Tableau III.6.4 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

Diamètre	(mm)	350	400	450	500	600	700
Investissement	(DA)	2022149,69	2245628,39	2682658,66	3120122,62	4209465,25	5300538,42
exploitation	(DA)	6929363,66	4702222,39	3683170,63	3173660,04	2744976,31	2594968,58
Bilan	(DA)	8951513,35	6947850,78	6365829,28	6293782,67	6954441,56	7895507,00

L'interprétation graphique des résultats du bilan (exploitation – investissement) est montrée dans la figure III.4.2.

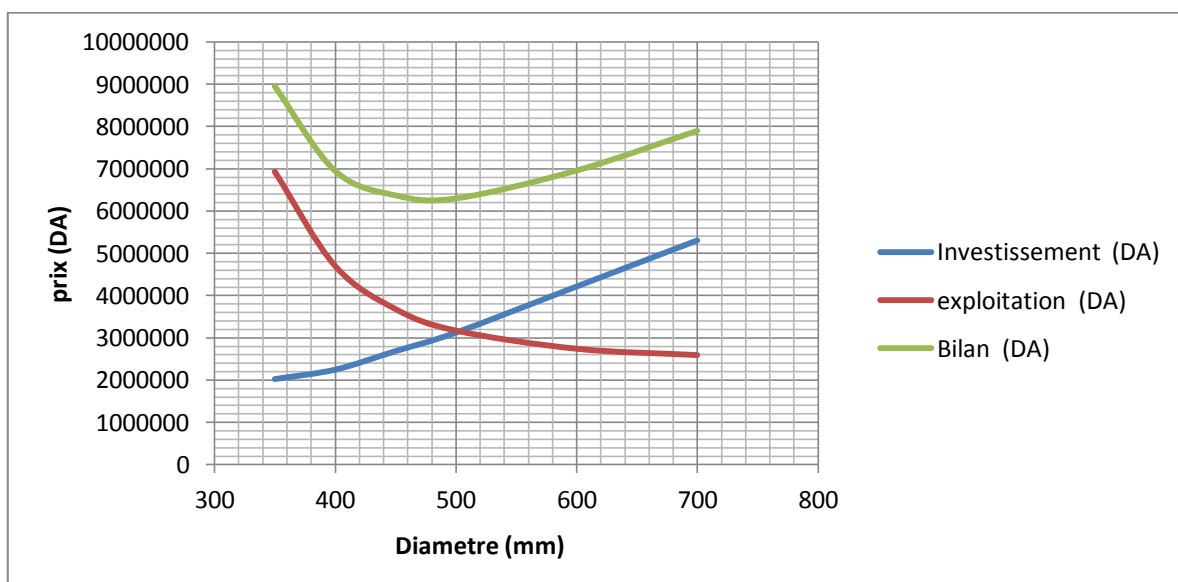


Figure III.4.2: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

Conclusion

Selon la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation, le bénéfice va au profit du diamètre **DN 500** dont la vitesse est de **1,71 m/s**.

C- Refoulement : Réservoir projeté Touil ver réservoir Station de reprise

Le débit qui circule dans les conduite est le même qui sorte du premier forage plus le débit sortant du deuxième forage est égale a 576 l/s

Ainsi le diamètre économique moyennant la relation (III.3) est de : $D_{ec} = 758.9 \text{ mm}$

Conclusion :

Le calcul technico-économique du diamètre économique sera pour la gamme de diamètres compris entre **500 et 900 mm en fonte**

➤ **Calcul des frais d'exploitation**

Les résultats de calcul de la hauteur manométrique totale en fonction du diamètre figurent dans le tableau III.7.1.

Tableau III.7.1 : Variation des HMT en fonction du diamètre

Diamètre	Longueur	Débit	λ	ΔH_{lin}	ΔH_{totale}	Hg	HMT
(mm)	(m)	(l/s)		(m)	(m)	(m)	(m.c.e)
500	8934,67	576	0,0111	86,93	95,62	21	116,62
600	8934,67	576	0,0107	33,81	37,19	21	58,19
700	8934,67	576	0,0104	15,22	16,74	21	37,74
800	8934,67	576	0,0102	7,63	8,39	21	29,39
900	8934,67	576	0,0100	4,15	4,56	21	25,56

Les dépenses d'exploitation correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau III.7.2.

Tableau III.7.2 : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre

Diamètre	Débit	HMT	Puissance	Prix unitaire	Consommation	Dépenses annuelles
				moyen	Annuelle	
(mm)	(l/s)	(m.c.e)	(KW)	(DA)	(KWh)	(DA)
500	576	116,62	941,41	4,67	6872271,17	32093506,37
600	576	58,19	469,73	4,67	3429033,38	16013585,88
700	576	37,74	304,68	4,67	2224153,79	10386798,19
800	576	29,39	237,24	4,67	1731882,78	8087892,58
900	576	25,56	206,34	4,67	1506308,21	7034459,32

➤ **Calcul des frais d'investissement**

Les dépenses d'investissement correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau III.7.3.

Tableau III.7.3 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre

Diamètre	prix de pose	Prix du ml	Longueur	Prix total	Annuité	Investissement
(mm)	(DA)	(DA)	(m)	(DA)	(DA)	(DA)
500	1280,43	28000	8934,67	261610979,5	0,0888	23231054,98
600	1503,24	38000	8934,67	352948413,3	0,0888	31341819,10
700	1742,29	48000	8934,67	444430946,2	0,0888	39465468,02
800	1853,4	61000	8934,67	561574387,4	0,0888	49867805,60
900	1938,6	74000	8934,67	678486331,3	0,0888	60249586,22

➤ **Bilan des coûts (Exploitation - Investissement)**

Le bilan des coûts de l'exploitation et de l'investissement figure dans le tableau III.7.4.

Tableau III.7.4 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

Diamètre	(mm)	500	600	700	800	900
Investissement	(DA)	23231054,98	31341819,10	39465468,02	49867805,60	60249586,22
exploitation	(DA)	32093506,37	16013585,88	10386798,19	8087892,58	7034459,32
Bilan	(DA)	55324561,35	47355404,98	49852266,21	57955698,18	67284045,54

L'interprétation graphique des résultats du bilan (exploitation – investissement) est montrée dans la figure III.4.3.

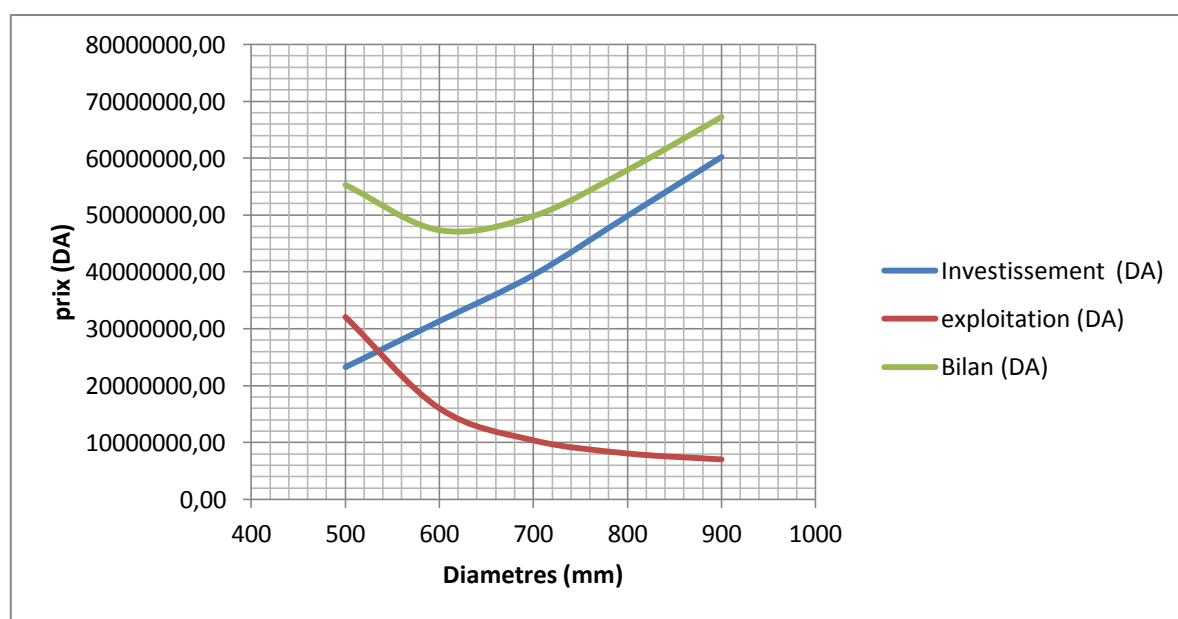


Figure III.4.3: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

Conclusion

Selon la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation, le bénéfice va au profit du diamètre **DN 600** dont la vitesse est de **2 m/s**.

D-Refolement : Réservoir Station de reprise ver Réservoir d'Abdel Moula projeté

Le débit qui circule dans les conduite est le même qui sorte du premier forage plus le débit sortant du deuxième forage est égale a 576 l/s

Ainsi le diamètre économique moyennant la relation (III.3) est de : $D_{ec} = 758.9 \text{ mm}$

Conclusion :

Le calcul technico-économique du diamètre économique sera pour la gamme de diamètres compris entre **500 et 900 mm en fonte**

➤ **Calcul des frais d'exploitation**

Les résultats de calcul de la hauteur manométrique totale en fonction du diamètre figurent dans le tableau III.7.1.

Tableau III.7.1 : Variation des HMT en fonction du diamètre

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Débit (l/s)	λ	ΔH_{lin} (m)	ΔH_{totale} (m)	Hg (m)	HMT (m.c.e)
500	17112,33	576	0,0111	166,50	183,14	8	191,14
600	17112,33	576	0,0107	64,76	71,23	8	79,23
700	17112,33	576	0,0104	29,15	32,07	8	40,07
800	17112,33	576	0,0102	14,61	16,07	8	24,07
900	17112,33	576	0,0100	7,94	8,74	8	16,74

Les dépenses d'exploitation correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau III.7.2.

Tableau III.7.2 : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre

Diamètre (mm)	Débit (l/s)	HMT (m.c.e)	Puissance (KW)	Prix unitaire	Consommation	Dépenses annuelles (DA)
				moyen (DA)	Annuelle (KWh)	
500	576	191,14	1542,96	4,67	11263594,24	52600985,10
600	576	79,23	639,57	4,67	4668854,72	21803551,53
700	576	40,07	323,45	4,67	2361181,66	11026718,37
800	576	24,07	194,29	4,67	1418348,42	6623687,12
900	576	16,74	135,11	4,67	986311,58	4606075,09

➤ **Calcul des frais d'investissement**

Les dépenses d'investissement correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau III.7.3.

Tableau III.7.3 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre

Diamètre	prix de pose	Prix du ml	Longueur	Prix total	Annuité	Investissement
(mm)	(DA)	(DA)	(m)	(DA)	(DA)	(DA)
500	1280,43	28000	17112,33	501056380,70	0,0888	44493806,61
600	1503,24	38000	17112,33	675992478,90	0,0888	60028132,13
700	1742,29	48000	17112,33	851206481,40	0,0888	75587135,55
800	1853,40	61000	17112,33	1075568122,00	0,0888	95510449,27
900	1938,60	74000	17112,33	1299486383,00	0,0888	115394390,80

➤ **Bilan des coûts (Exploitation - Investissement)**

Le bilan des coûts de l'exploitation et de l'investissement figure dans le tableau III.7.4.

Tableau III.7.4 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

Diamètre	(mm)	500	600	700	800	900
Investissement	(DA)	44493806,61	60028132,13	75587135,55	95510449,27	115394390,80
exploitation	(DA)	52600985,10	21803551,53	11026718,37	6623687,12	4606075,09
Bilan	(DA)	97094791,71	81831683,66	86613853,92	102134136,39	120000465,89

L'interprétation graphique des résultats du bilan (exploitation – investissement) est montrée dans la figure III.4.3.

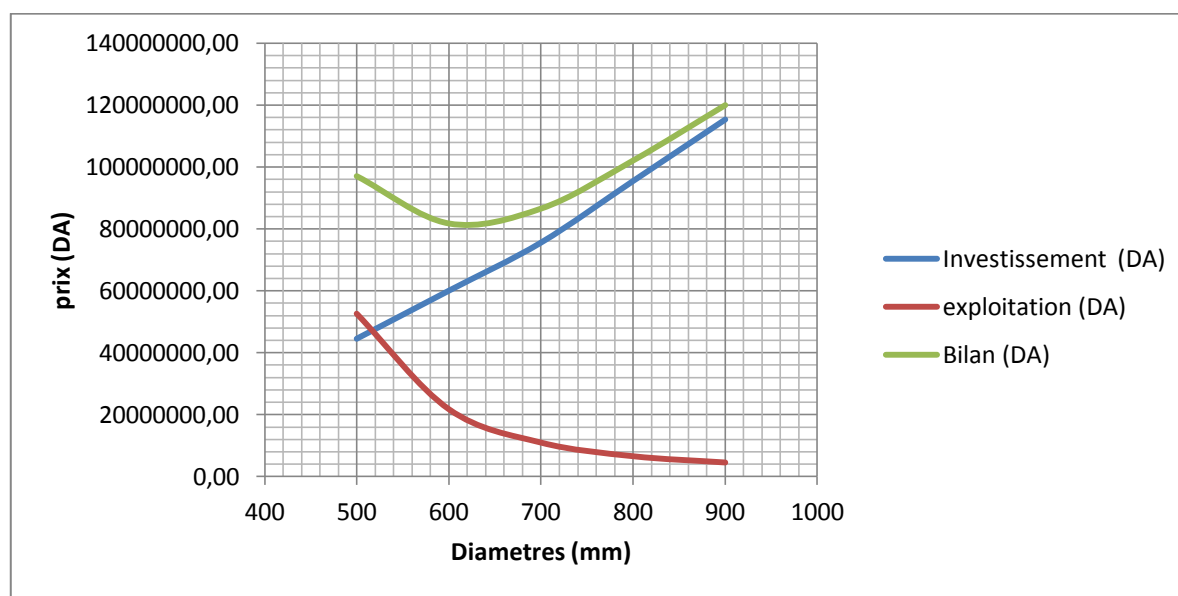


Figure III.4.3: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

Conclusion

Selon la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation, le bénéfice va au profit du diamètre **DN 600** dont la vitesse est de **2 m/s**.

III.7.2.DEUXIEME VARIANTE

Pour la deuxième variante on va prendre le même tracé sauf pour le dernier tronçon où on le réservoir de reprise .nous allons le dimensionné cette fois directement on enlève le réservoir de reprise et on aura :

Refoulement : Réservoir projeté touil ver projeté abdelmoula

Le débit qui circule dans les conduite est le même qui sorte du premier forage plus le débit sortant du deuxième forage est égale a 576 l/s

Ainsi le diamètre économique moyennant la relation (III.3) est de : $D_{ec} = 758.9 \text{ mm}$

Conclusion :

Le calcul technico-économique du diamètre économique sera pour la gamme de diamètres compris entre **500 et 900 mm en fonte**.

➤ **Calcul des frais d'exploitation**

Les résultats de calcul de la hauteur manométrique totale en fonction du diamètre figurent dans le tableau III.8.1.

Tableau III.8.1 : Variation des HMT en fonction du diamètre

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Débit (l/s)	λ	ΔH_{lin} (m)	ΔH_{totale} (m)	Hg (m)	HMT (m.c.e)
500	26047	576	0,0111	253,42	278,77	22	300,77
600	26047	576	0,0107	98,57	108,42	22	130,42
700	26047	576	0,0104	44,38	48,81	22	70,81
800	26047	576	0,0102	22,24	24,46	22	46,46
900	26047	576	0,0100	12,09	13,30	22	35,30

Les dépenses d'exploitation correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau III.8.2.

Tableau III.8.2 : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre

Diamètre	Débit	HMT	Puissance	Prix unitaire	Consommation	Dépenses annuelles
				moyen	Annuelle	
(mm)	(l/s)	(m.c.e)	(KW)	(DA)	(KWh)	(DA)
500	576	300,77	2427,86	4,67	17723374,53	82768159,07
600	576	130,42	1052,79	4,67	7685397,22	35890805,00
700	576	70,81	571,62	4,67	4172844,57	19487184,15
800	576	46,46	375,03	4,67	2737740,32	12785247,29
900	576	35,30	284,95	4,67	2080128,91	9714201,997

➤ **Calcul des frais d'investissement**

Les dépenses d'investissement correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau III.8.3.

Tableau III.8.3 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre

Diamètre	prix de pose	Prix du ml	Longueur	Prix total	Annuité	Investissement
(mm)	(DA)	(DA)	(m)	(DA)	(DA)	(DA)
500	1280,43	28000	26047	762667360	0,0888	67724861,59
600	1503,24	38000	26047	1028940892	0,0888	91369951,23
700	1742,29	48000	26047	1295637428	0,0888	115052603,60
800	1853,4	61000	26047	1637142510	0,0888	145378254,90
900	1938,6	74000	26047	1977972714	0,0888	175643977,00

➤ **Bilan des coûts (Exploitation - Investissement)**

Le bilan des coûts de l'exploitation et de l'investissement figure dans le tableau III.8.4.

Tableau III.8.4 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

Diamètre	(mm)	500	600	700	800	900
Investissement	(DA)	67724861,59	91369951	115052603,6	145378254,90	175643977
exploitation	(DA)	82768159,07	35890805	19487184,15	12785247,29	9714202
Bilan	(DA)	150493020,70	127260756	134539787,7	158163502,20	185358179

L'interprétation graphique des résultats du bilan (exploitation – investissement) est montrée dans la figure III.5

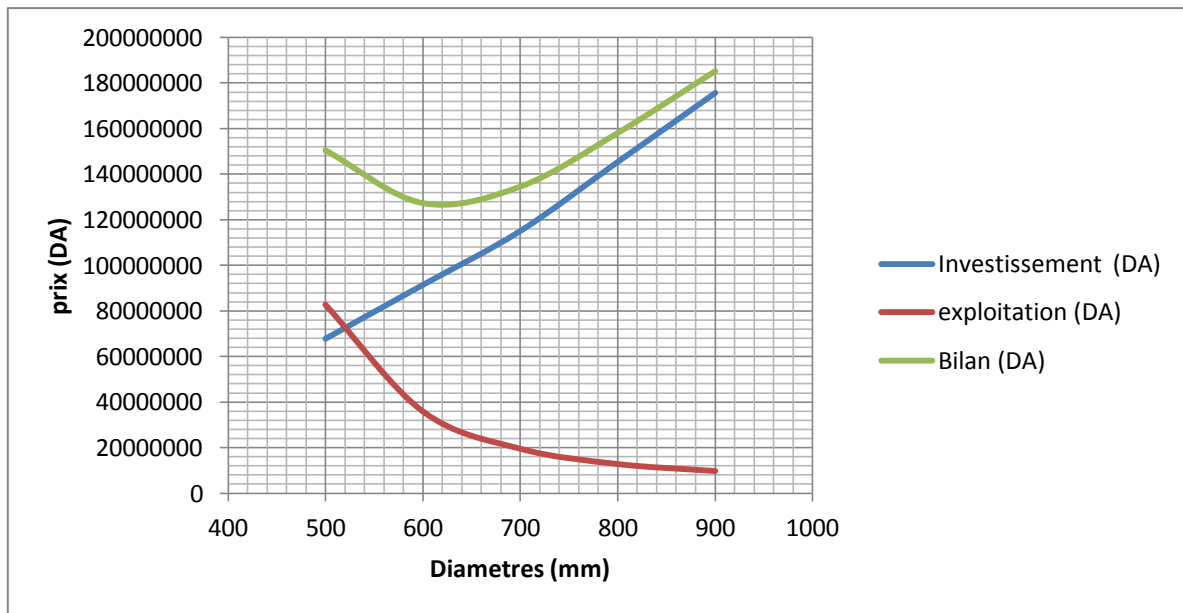


Figure III.5: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

Conclusion

Selon la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation, le bénéfice va au profit du diamètre **DN 600** dont la vitesse est de **2 m/s**.

CONCLUSION DES VARIANTES

Après les calculs technique-économique faites pour notre adduction nous avons opté pour la première variante où il y a le réservoir de reprise pour éviter une grande HMT et une grande pression et le calcul des pompes et réservoir anti-bélier sera facile et moins cher. Donc notre longueur sera divisée en deux 26047 m par 2.

C'est une grande longueur 26047 m et pour le dimensionnement du réservoir anti-bélier on aura des problèmes.

III.8. PROFIL EN LONG DU TERRAIN NATUREL

C'est une représentation graphique, permettant de visualiser le relief du tracé, ainsi que le cheminement de l'adduction. (Voir les planches N°3, 4, 5 et 6).

Récapitulatif des pressions pour les trois tronçons principaux :

Tableau III.9 : pressions dans le tronçon refoulement Maghboura réservoir tampon

cote de terrain (m)	Longueur cumulé	DH total (m)	COTE PIEZO (m)	Pressions (m.c.e)
1099,36	0,00	0,00	1147,04	47,68
1100,45	666,00	1,24	1146,89	46,44
1100,51	785,15	1,46	1146,73	46,22
1100,60	881,51	1,64	1146,64	46,04
1101,00	996,64	1,86	1146,82	45,82
1104,00	2076,85	3,87	1147,81	43,81
1106,00	3352,11	6,24	1147,44	41,44
1096,00	9318,41	17,35	1126,33	30,33
1104,00	11493,43	21,39	1130,29	26,29
1110,00	12371,30	23,03	1134,65	24,65
1108,00	13346,53	24,84	1130,84	22,84
1103,00	14226,60	26,48	1124,20	21,20
1106,00	14462,00	26,92	1126,76	20,76
1109,00	14577,00	27,13	1129,55	20,55
1110,00	14697,36	27,36	1130,32	20,32
1114,74	17318,00	32,18	1130,25	15,51

Tableau III.10 : pressions dans le tronçon gravitaire réservoir tampon ver Touil

Diamètre (mm)	Cote terrain (m)	Longueur cumulé (m)	DH total (m)	cote piezo (m)	Pressions (m.c.e)
500	1109,74	0	0,00	1109,74	0,00
	1099	3480,11	8,80	1100,94	1,94
	1097	3707,13	9,37	1100,37	3,37
	1096	3781,02	9,56	1100,18	4,18
	1097	4904,35	12,20	1097,54	0,54
400	1097	0	0,00	1097,54	0,54
	1088	777,65	5,70	1091,64	3,64
	1080	874	6,41	1090,93	10,93
	1077	2780	20,14	1077,00	0,00

Tableau III.11 : pressions dans le tronçon refoulement Touil ver station de reprise

Cote terrain (m)	Cumulé (m)	DH total	cote piezo (m)	Pressions (m)
1072,40	0	0,00	1130,59	58,19
1083,00	980,72	4,07	1137,12	54,12
1090,00	1720,37	7,15	1141,04	51,04
1100,00	8859,99	36,80	1121,39	21,39
1098,00	8934,67	37,11	1119,08	21,08

Tableau III.12 : pressions dans le tronçon refoulement station de reprise ver Abdelmoula

Cote terrain (m)	Cumulé (m)	DH total	cote piezo (m)	Pressions (m)
1098,00	0	0,00	1177,23	79,23
1107,15	7491,76	31,12	1155,26	48,11
1106,00	3811,07	15,83	1169,40	63,40
1104,00	17112,33	71,08	1112,15	8,15

CONCLUSION

L'étude technico-économique de l'adduction nous a permis de récapituler ce qui suit : l'adduction sera composée d'une partie gravitaire de **9 336 m** de longueur répartie en deux longueurs la première de **4904,25 m** avec un diamètre de **500 mm** en PEHD et la deuxième de **4431,74 m** et de **400 mm** de diamètre en PEHD et de deux partie refoulement une de **17 318m** de longueur et de **500 mm** de diamètre en PEHD et l'autre de **26 047 m** de longueur et de **600 mm** de diamètre en Fonte.

INTRODUCTION

Le chapitre dimensionnement des ouvrages annexes consiste à dimensionner les différents équipements et installations à projetées et la vérification des ouvrage existant.

Un chapitre très important qui contribue fortement au bon fonctionnement du système de transfert.

IV.1- DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS

IV.1.1- GENERALITES

Les réservoirs sont des ouvrages de stockages qui présentent les avantages suivants :

- Assure la sécurité de distribution en cas d'interruption d'adduction.
- Régulariser l'apport et la consommation d'eau pour permettre aux pompes un refoulement constant.
- Accumuler l'eau et faire face à la fluctuation de la consommation.
- Satisfaire les pressions de service dans le réseau de distribution.
- Maintenir l'eau à l'abri des risques de pollution et la préserver contre les fortes variations de température.
- Lutter contre d'éventuels incendies à l'aide d'une réserve d'eau permanente dans le réservoir.
- Il joue aussi un rôle de brise charge en cas de surpressions accidentelles (distribution étagée).
- Réducteur des dépenses d'énergie (stockage la nuit et distribution gravitaire pendant les heures de pointes).
- Jouent le rôle de relais.
- Milieu où on peut traiter l'eau à l'aide de chlore.

IV.1.2- EMBLACEMENT DU RESERVOIR

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème à résoudre, car il doit tenir comptes des considérations suivantes :

- L'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, les réservoirs doivent être construits à un niveau supérieur à celui des agglomérations ce qui est vérifié pour nos fractions.
- L'emplacement des réservoirs doit se faire de préférence à extrémité du réseau soit à proximité de l'important centre de la consommation.
- Pour des raisons d'économie, il est préférable que le remplissage du réservoir se fasse par gravité, ce qui implique qu'on puisse le placer à un niveau bas par rapport à la source d'eau, mais ceci est vérifié pour notre château d'eau.
- l'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés la pression suffisante. Et dans notre cas le réservoir existant se trouve à une cote qui satisfait les pressions. (B.SALAH, 2013)

IV.1.3-CLASSIFICATION ET CHOIX DE TYPE DE RESERVOIR [2]

D'après la situation et la topographie des lieux, les réservoirs peuvent être :

- Enterrés
- Semi enterrés
- Surélevés

D'après leurs formes, ils peuvent être :

- Circulaires
- Carrés
- Rectangulaires

Le choix de type de réservoir se fait à savoir des avantages qu'ils présentent suivant:

- Economie sur les frais de construction.
- Etude architecturale très simplifiée et moins sujette à critiques.
- Etanchéité plus facile à exécuter.
- Conservation de l'eau à une température constante.

Pour notre étude il s'agit des réservoirs semi enterré alimentés gravitairement.

IV.1.4- DETERMINATION DE LA CAPACITE DES RESERVOIRS [2]

➤ Réservoirs tampons

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

Le volume de réservoir tampon

$$V = \frac{Q_{tr} \times t}{2}$$

Avec :

Q_{tr} : débit sortant de la station de pompage (débit transité).

t : le temps de stockage ($t = 4$ heures) le « t » c'est également le temps de vannage du robinet placé à l'extrémité de la conduite gravitaire .

➤ **Réservoir de stockage :**

La capacité du réservoir doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie ; c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et d'autre part de la variation de la demande. Le plus souvent, la capacité est calculée pour satisfaire aux variations journalières de débit de consommation en tenant compte bien entendu du jour de plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie. Il est possible de réduire leur capacité en calculant le volume minimum pour assurer la continuité de la distribution. Pour notre projet et pour déterminer la capacité du réservoir on utilise la méthode analytique.

Le volume de régulation est calculé par la formule :

$$V_u = \frac{\alpha\% \times Q_{\max j}}{100} \quad (\text{m}^3)$$

V_u : volume utile du réservoir.

$\alpha_{\max}\%$: pourcentage du volume maximal qui devant être stocké.

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

La réserve d'incendie est par définition, la réserve minimale d'eau nécessaire pour l'extinction d'un sinistre moyen d'une durée de deux heures avec un débit moyen de $60\text{m}^3/\text{h}$, en conséquence cette réserve minimale à prévoir est de 120 m^3 . Le volume du réservoir serait donc :

$$V_t = V_u + V_{\text{inc}}$$

$$V_{\text{inc}} = 120\text{ m}^3.$$

IV.1.5-CALCUL DES DIFFERENTS RESERVOIRS [2] [5]

Les volumes normalisés des réservoirs :

250,500,1000,1500,2000,3000,5000,7500,10000,12000,15000,20000 m^3

➤ **Calcul du volume du réservoir de MAGHBOURA**

Le volume du réservoir:

$$V = \frac{Q_{tr} \times t}{2} = \frac{1036,8 \times 5}{2} = 2592\text{ m}^3$$

Donc le volume du réservoir normalisé on le prend de 3000 m^3

➤ **Calcul du volume de réservoir Tampon**

Le volume de réservoir tampon 1 est :

$$V = \frac{Q_{tr} \times t}{2} = \frac{1036,8 \times 5}{2} = 2592\text{ m}^3$$

Le volume normalisé de réservoir est 3000m^3 .

Le volume des réservoirs d'Abd el moula et du réservoir de la station de reprise est :

$$V = \frac{Q_{tr} \times t}{2} = \frac{2488,32 \times 4}{2} = 4976,64 \text{ m}^3 \quad V = \frac{Q_{tr} \times t}{2} = \frac{2488,32 \times 4}{2} = 4976,64 \text{ m}^3$$

Le volume des réservoirs normaliser est de 5000m³.

➤ **Calcul du volume de réservoir alimenté gravitaire et refoulement de Touil**

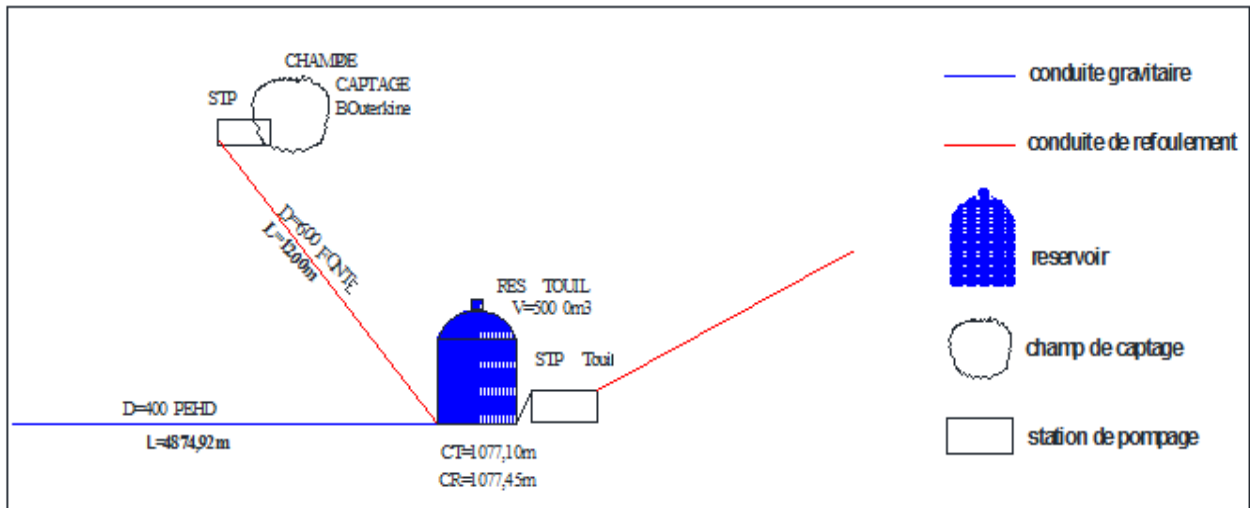


Figure IV.1: schéma synoptique d'alimentation du réservoir Touil

$$V = \frac{Q_{tr} \times t}{2} = \frac{2488,32 \times 4}{2} = 4976,64 \text{ m}^3$$

Le volume de réservoir normaliser est de 5000m³.

IV.1.6.FORME DES RESERVOIRS

La hauteur optimale d'eau utile est située généralement entre 3 et 6 m. Cette hauteur peut atteindre 7 à 8 m dans les grandes ouvrages.

1. *Le diamètre D de la cuve*

On calcule le diamètre de la cuve utilisant la formule (III.6)

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times V_n}{\pi \times h}} \quad (\text{m}) \quad (\text{IV.6})$$

- h : hauteur utile optimale d'eau (m), 3 < h < 6 m.

➤ **Réévaluation de la hauteur d'eau h :**

2. la section de la cuve

La section de la cuve est donnée en se basant sur la formule suivante :

$$S = \frac{V_n}{h} \quad (\text{m}^2) \quad (\text{IV.7})$$

3. La hauteur totale H du réservoir

La hauteur du réservoir est donnée par la formule (IV.8) :

$$H = h + R \quad (\text{m}) \quad (\text{IV.8})$$

4. La hauteur de la réserve d'incendie :

Par suite la hauteur de la réserve d'incendie est donnée par la formule (IV.9) :

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \quad (\text{IV.9})$$

Les dimensions des différents réservoirs terminaux sont portées dans le tableau IV.1

Tableau IV.1: Tableau donnant les dimensions des réservoirs terminaux.

Réservoirs A projeté	Volume (m ³)	D (m)	S (m ²)	h (m)	H _{inc} (m)	R (m)	H (m)
Réservoir Maghboura	3000	26	530.66	5.65	0.22	0.35	6
Réservoir tampon I	3000	26	530.66	5.65	0.22	0.35	6
Réservoir Aabd el moula	5000	34	907.46	5.5	0.13	0.50	6
Réservoir Station reprise	5000	34	907.46	5.5	0.13	0.50	6
Réservoir Touil	5000	34	907.46	5.5	0.13	0.50	6

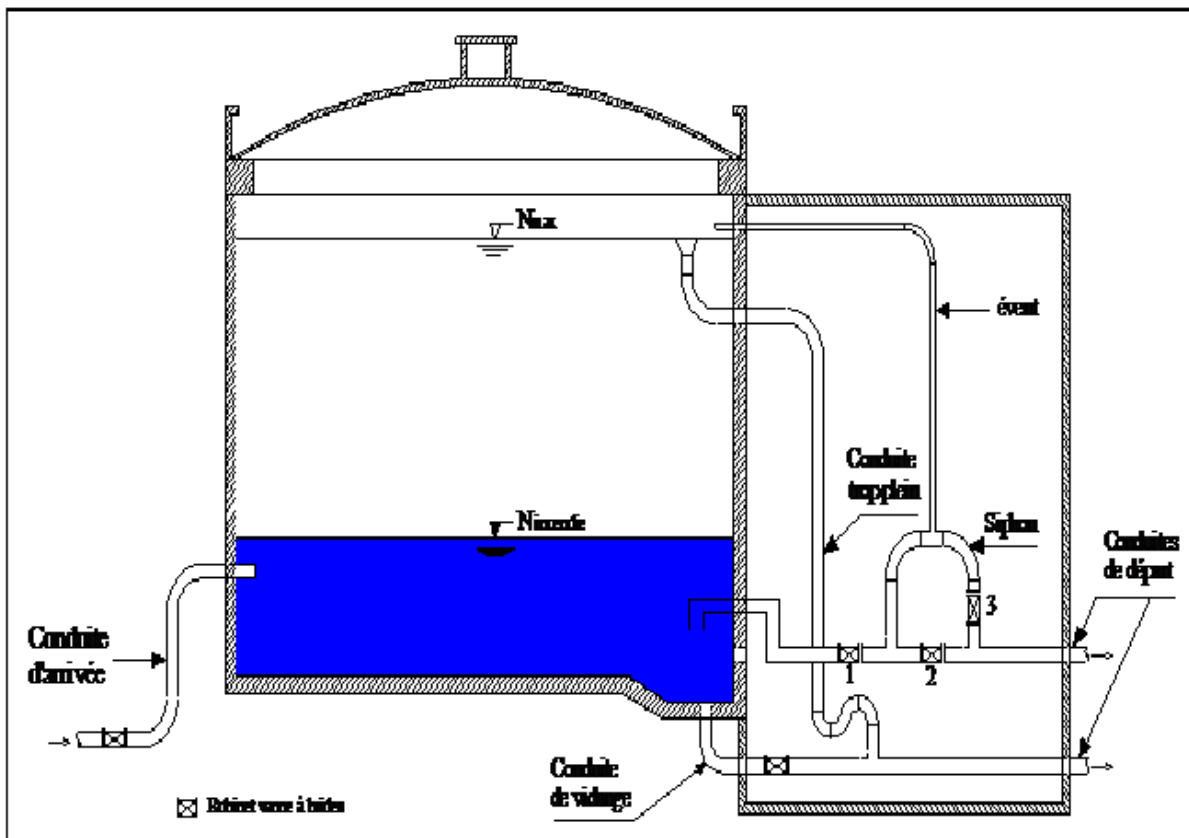


Figure IV.2: Equipement du réservoir.

IV.2-DIMENSIONNEMENT DES DISPOSITIFS POUR LUTTER CONTRE LE COUP DE BELIER**IV.2.1-PHENOMENE DU COUP DE BELIER [4]****IV.2.1.1.Définition**

Le coup de bélier étant un cas particulier du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites en charge à écoulement gravitaire ou par refoulement.

On entend aussi sous le terme « coup de bélier » un écoulement non permanent du liquide accompagné des variations sensibles de la pression et de la vitesse qui peuvent engendrer d'énormes dommages matériels.

IV.2.1.2.Causes du coup de bélier

Les causes les plus fréquentes qui provoquent ce phénomène sont :

- ✓ L'ouverture ou la fermeture brusque des vannes placées sur les conduites en charge à écoulement gravitaire ;
- ✓ L'arrêt brutal ou démarrage d'un ou plusieurs groupes électropompes alimentant une conduite de refoulement ;
- ✓ Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP ;
- ✓ La modification de la vitesse d'une pompe ;
- ✓ L'interruption de l'alimentation électrique dans une station de pompage est la cause la plus répandue du coup de bélier.

IV.2.1.3.Les risques dus 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 vitesses). Les surpressions et les dépressions peuvent atteindre des valeurs considérables entraînant la détérioration des conduites, en absence de mesure de protection.

IV.2.1.3.1.Risque de forte pression

Les coups de bélier provoquent des surpressions qui s'ajoutent à la pression initiale. Si la somme de la surpression et de la pression initiale dépasse la pression maximale admissible (PMA) des conduites, il peut y avoir fissuration de ces dernières, et dislocation des joints.

IV.2.1.3.2.Pression négative

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par l'apparition d'une pression négative, soit à la suite d'une forte pression, soit à la suite d'un arrêt brusque de la pompe. Si cette pression devient inférieure à 10 m.c.e, il se produit une poche de cavitation. D'autres conséquences néfastes peuvent être créées dans la conduite, telles que l'implosion de la conduite, l'aspiration des joints et le décollement de l'enduit interne de protection.

IV.2.1.3.3. Fatigue des conduites

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

IV.2.1.4. Description des phénomènes physiques

Quatre phases peuvent être envisagées, suite à l'arrêt brusque ou instantané du groupe électropompe :

Phase 01

Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir à une vitesse ou célérité désignée par a .

Si la distance entre la pompe et le réservoir est : L le temps mis par cette onde pour atteindre le réservoir est $\frac{L}{a}$. Au bout de ce temps la conduite est en dépression sur toute la longueur.

Phase 02

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

Phase 03

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

Phase 04

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

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

La période du mouvement est donc $\frac{4L}{a}$

IV.2.1.5. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier

Il n'est pas possible de supprimer totalement les effets du coup de bélier, mais il convient de rechercher leur atténuation à une valeur compatible avec la résistance des installations.

Les moyens de protection contre ce phénomène sont :

a) Reservoir d'air

Les réservoirs hydropneumatiques sont des réservoirs dans lesquels le volume d'eau est équilibré par la pression de fonctionnement en régime permanent. Cette réserve d'eau permet de réduire les dépressions en fournissant une quantité d'eau demandée par la dépression sous forme d'un débit contrôlé par un orifice, une tuyère ou un clapet percé. Il est en effet essentiel d'introduire dans le système un amortissement faute de quoi, les oscillations dureraient sur une longue période. L'expérience a démontré qu'il est préférable d'avoir une plus grande perte de charge au retour qu'à l'aller, dans le sens du réservoir vers la conduite. (Figures IV-3 et IV-4).

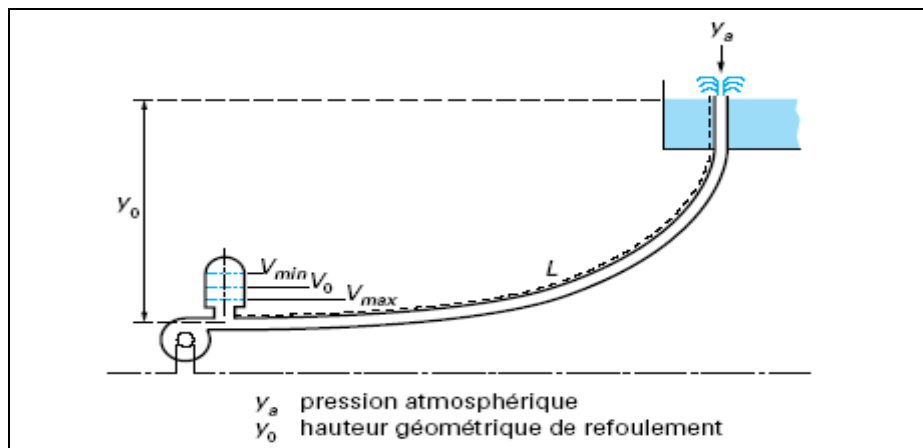


Figure IV.3: Emplacement d'un réservoir anti-bélier

b) Cheminée d'équilibre

C'est un réservoir à l'air libre sous forme d'un tube piézométrique vertical. Il permet de transformer les surpressions et les dépression en variation de hauteur de colonne d'eau.

Dans les cas de refoulement sur des dénivellations importantes, l'utilisation de cheminées d'équilibre devient impraticable puisque leurs hauteurs seraient trop grandes. Sur une conduite de refoulement, cependant, une cheminée peut être placée en cours de parcours pour contrer les effets de la cavitation. La hauteur de la cheminée sera alors réduite et son emplacement, son niveau d'entretien étant réduit, ne pose pas de problème.

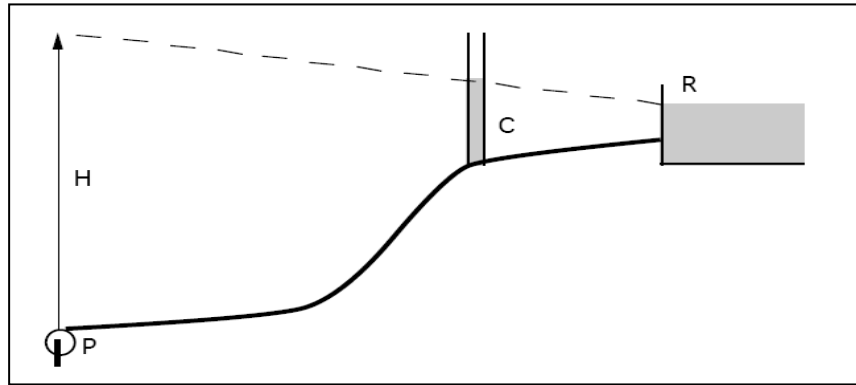


Figure IV.4 : Cheminée d'équilibre sur une conduite de refoulement

a) Soupape de décharge

Ce sont des appareils dits équipements mécaniques qui s'ouvrent pour réduire la surpression à une valeur acceptable. Ordinairement ces dispositifs sont généralement constitués d'un ressort à boudin, qui à 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 libère 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.

Ce dispositif est inefficace pour protéger les conduites contre les dépressions et les cavitations.

a) Volant d'inertie

C'est un moyen par lequel, on peut continuer à assurer l'alimentation de la veine liquide, malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe. Le volant d'inertie calé sur l'arbre du groupe, restitue l'énergie qu'il a accumulée pendant la marche normale 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.

Le tableau ci-après récapitule les avantages et les inconvénients de chaque dispositif anti-bélier.

Tableau IV.2 : Avantages et inconvénients des appareils anti-bélier

Appareils	Avantages	Inconvénients	Observation
Soupape de Décharge	Coût limité ; Entretien et réglage facile ; Ne consomme pas d'énergie ; Indépendant d'une installation électrique ;	Nécessite un entretien et un contrôle attentif (ressort) ; Perte considérables d'eau pendant le fonctionnement.	Utilisé comme protection contre la surpression
Cheminée d'équilibre	Bon fonctionnement (ne comporte pas d'organes mécaniques susceptibles de fonctionner défectueux) ; durée de vie importante ; Indépendante d'une installation électrique ; Pas de pertes d'eau ;	Possibilités d'installation limitées ; Ouvrage coûteux (hauteur généralement très développée).	Utilisé comme protection et pour la dépression et pour la surpression
Réservoir d'air	Bon fonctionnement ; Bonne sécurité ; Pas de pertes d'eau.	Entretien et réglage compliqué qui exige du personnel qualifié ; Coût élevé.	Utilisé comme Protection contre la dépression et la surpression
Volant d'inertie	Dispositif économique Intéressant sur les installations qui ne s'arrêtent pas trop souvent.	Consommation d'énergie supplémentaire ; Protection limitée par la puissance du moteur et les caractéristiques de Démarrage ; Inapproprié dans les stations à forte fréquence de démarrage ;	Utilisé comme Protection contre les dépressions

On opte pour le réservoir d'air car le moins encombrant ; qui trouve sa place à l'environnement immédiat de la station de pompage. Son rôle intervient dans les deux cas de la surpression et la dépression. et la longueur dépasse $L > 1000\text{m}$.

IV.2.2.CALCUL DES RESERVOIRS D'AIR [7]

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

Comme méthode de calcul, on distingue :

➤ Méthode de VIBERT

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

➤ Méthode de BERGERON

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

➤ Méthode de PEUCH et MEUNIER

La méthode de PEUCH et MEUNIER est une excellente méthode de dimensionnement des anti-béliers car elle met en évidence les enveloppes de dépressions qui permettent de protéger les zones vulnérables.

Dans notre cas on travaille avec la méthode de PEUCH et MEUNIER vue sa simplicité, on peut l'utiliser pour des longueurs de refoulement qui dépassent les 1 000 m et pour sa fiabilité des résultats. L'annexe IV.7.

➤ **Cas dépression :**

Nous allons étudier le dimensionnement du ballon anti-bélier afin que la conduite soit protégée dans son ensemble dans le cas le plus grave d'arrêt brusque et total de la station.

Pour protéger la conduite contre la dépression, nous calculerons à l'aide de la méthode de PUECH et MEUNIER le volume U_0 afin que le coussin d'air soit suffisant pour propulser l'eau dans la conduite.

Tableau IV.3 : Les caractéristiques des conduites de refoulement

Station de pompage	Type de matériau	D (mm)	S (m ²)	V (m/s)	L (m)	HMT (m)
SP « maghboura »	PEHD	500	0,162	1,22	17318	47,68
SP «touil»	Fonte	600	0,274	2	26047	58,19

Calcul de la célérité des ondes avec la loi d'Alleivei .[8]

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + k \frac{D}{E}}} \quad (IV-3)$$

- **Station de pompage de maghboura**

Avec :

k : Coefficient dépend de la nature de conduite voir le tableau tableau IV-4 :

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

e_m : Epaisseur de la conduite (m). $e_m=0,045 \text{ m}$ pour le PEHD (DN500)

D : Diamètre de la conduite.

Tableau IV.4 : Coefficient dépendant de la nature de conduite [8]

Matériau	k	Matériau	k
Fer	0,5	Béton	5
Acier	0,5	Amiante ciment	4
Fonte grise	1	PEHD	83
Fonte ductile	0,59	PEBD	500
PVC	33		

A.N :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3+83 \times \frac{0,5}{0,045}}} = 319,12 \text{ m/s}$$

La méthode PUECH et MEUNIER utilise trois nombre adimensionnels

K : coefficient qui caractérise les pertes de charge $K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0}$ (IV-4)

A : coefficient qui caractérise la conduite de refoulement $A = \frac{aV}{gH_0}$ (IV-5)

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

Ayant calculé K et A, nous superposerons la famille de courbes B au profil en long absolu (Figure IV.6) de la conduite, et nous choisirons la courbe qui laisse au moins une sécurité de 3 m de pression absolue au-dessus du point le plus défavorable du profil. La valeur de B permet de calculer U_0 qui sera ainsi déterminé.

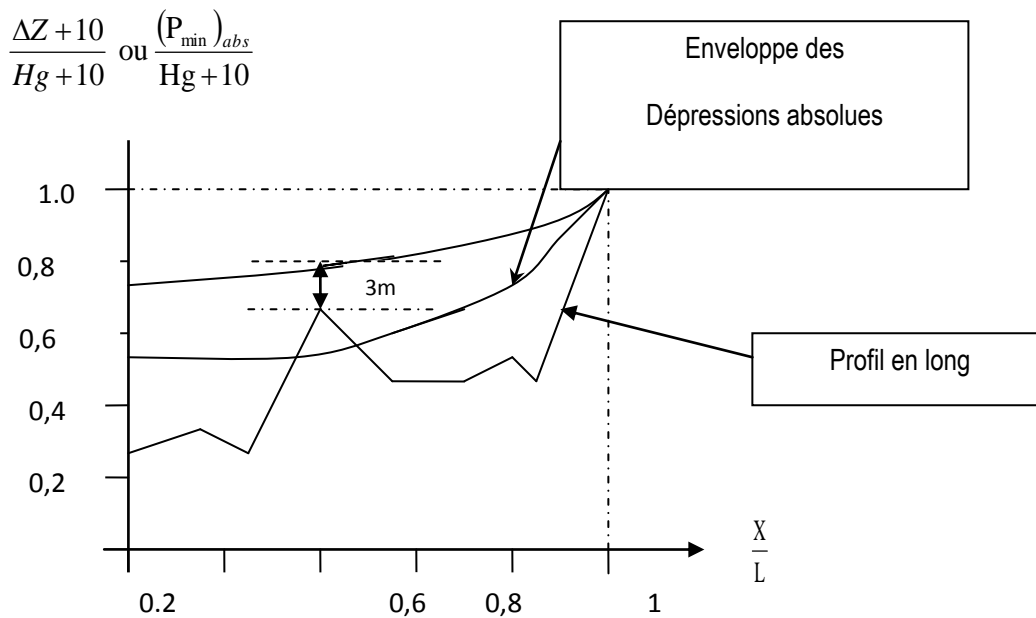


Figure IV.5 : profil en long absolu d'une conduite.

On a $HMT = 47,68 \text{ m}$

$H_g = 15,5 \text{ m}$

Tq: la hauteur de refoulement absolu $H_{abs} = HMT + 10$

$H_{abs} = 57,68 \text{ m}$

H_0 : pression minimal, $H_0 = H_g + 10 = 25,5 \text{ m}$

A.N

$K = 1,26$

$A = 1,52$

Nous devrions considérer la famille de courbe B pour $A = 1,52$ et $K = 1,26$ mais comme nous ne disposons pas de ces abaques, nous allons superposer le profil en long « absolu » aux familles de courbes ($K = 1,5$ $A = 1$) et ($K = 1,5$ $A = 2$).

Complétons d'abord le tableau du profil en long

Tableau IV.5 : Tableau du profil en long absolu

Côte z(m)	0	-4,23	9,55	-5,23	7,55	2,15	15,5
Longueur	0	5400	6600	9800	12000	14200	17318
	0,39	0,23	0,77	0,19	0,69	0,48	1,00
x/L	0,00	0,31	0,38	0,57	0,69	0,82	1,00

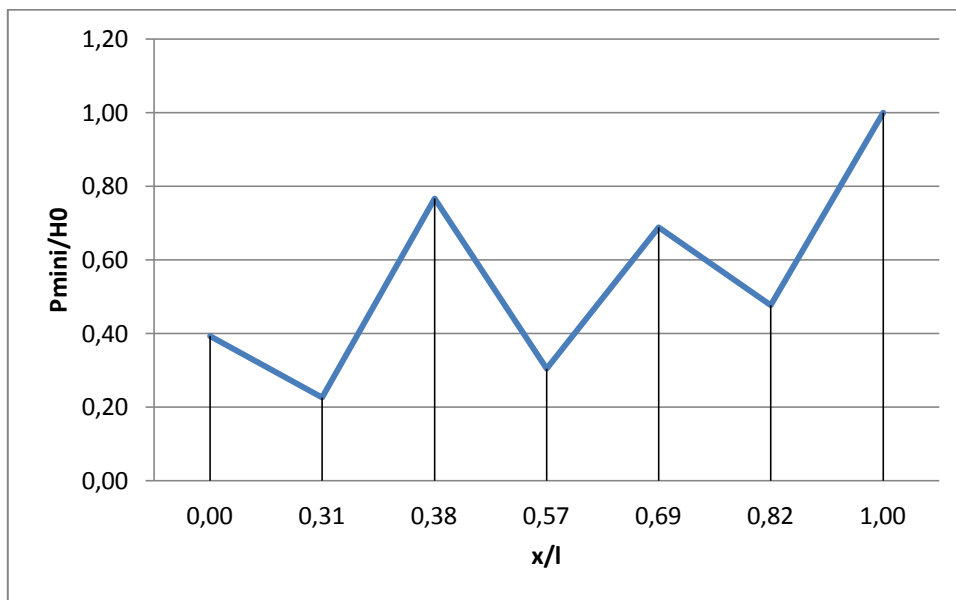


Figure IV.6 : Profil en long absolu.

Après la superposition avec des abaques en annexe IV.1 et annexe IV.2, nous optons pour deux valeurs de B=0,6 et B =1 on prend une valeur intermédiaire B= 0,8

Cette valeur nous permet de calculer le volume d'air comprimé U₀ en régime permanent :

$$U_0 = \frac{v^2}{gH_{abs}} \frac{LS}{B} \quad (IV-6)$$

A.N

$$U_0 = 7,56 \text{ m}^3$$

Le plus grand volume d'air sera pour la plus faible pression et nous lisons sur le graphique

$$\frac{P_{\min}}{H_0} = 0,73 \quad P_{\min} = 18,61$$

L'évolution du volume d'air est intermédiaire entre les lois isotherme et adiabatique, nous avons :

$$P_{\min} U_{\max}^{1,2} = H_{\text{abs}} U_0^{1,2}$$

$$U_{\max} = U_0 \left(\frac{H_{\text{abs}}}{P_{\min}} \right)^{\frac{1}{1,2}}$$

$$U_{\max} = 19,33 \text{ m}^3$$

Le volume de réservoir sera majoré de 20 pour cent et normalisé $V = 23,19 \text{ m}^3$

Selon la brochure de Hydrofort CHARLATTE le volume disponible est de 25 m^3 (25000L).

Détails du réservoir d'air :

L'encombrement du réservoir d'air pour lequel nous avons opté est donné dans l'annexe IV.6.

➤ **Cas surpression :**

Nous nous servons de l'abaque du DUBIN et GUENEAU (annexe IV.3)

$$\begin{cases} A = 1,26 \\ B = 0,8 \end{cases} \quad \text{Nous lisons} \quad \begin{cases} \alpha \frac{V_0^2}{H_0} = 3,2 \\ \frac{P_{\max}}{H_0} = 1,1125 \end{cases}$$

$$\alpha = \frac{1}{2 \times g} \left[\frac{D^2}{0,6d^2} - 1 \right]^2$$

$$\Rightarrow d = 110 \text{ mm}$$

La valeur de la surpression : $\frac{P_{\max}}{H_0} = 1,1125 \Rightarrow P_{\max} = H_0 * 1,1125$

$$P_{\max} = 28,368 \text{ m.}$$

Donc la conduite de refoulement peut résister à cette surpression.

• **Station de pompage de touil**

Nous allons faire le même travail comme la station de maghboura

k : Coefficient dépend de la nature de conduite voir le tableau IV-4 :

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

e_m : Epaisseur de la conduite (m). $e_m = 0,0099 \text{ m}$ pour le Fonte (DN600)

D : Diamètre de la conduite.

A.N :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + 0,59 \times \frac{0,6}{0,0099}}} = 1100 \text{ m/s}$$

La méthode PUECH et MEUNIER utilise trois nombre adimensionnels

$$K : \text{coefficient qui caractérise les pertes de charge } K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0} \quad (\text{IV-4})$$

$$A : \text{coefficient qui caractérise la conduite de refoulement } A = \frac{aV}{gH_0} \quad (\text{IV-5})$$

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

Ayant calculé K et A, nous superposerons la famille de courbes B au profil en long absolu (Figure IV.7) de la conduite, et nous choisirons la courbe qui laisse au moins une sécurité de 3 m de pression absolue au-dessus du point le plus défavorable du profil. La valeur de B permet de calculer U_0 qui sera ainsi déterminé.

Alors :

On a HMT = 58,19 m

Hg = 21m

Tq: la hauteur de refoulement absolu $H_{abs} = \text{HMT} + 10$

$H_{abs} = 68,19 \text{ m}$

H_0 : Pression minimal, $H_0 = Hg + 10 = 31 \text{ m}$

A.N

K=1,2

A=7,72

On a trouvé le A supérieur para port au abaque donné donc on va prendre A=4

Nous devrions considérer la famille de courbe B pour A=4 et K=1,2 mais comme nous ne disposons pas de ces abaques, nous allons superposer le profil en long « absolu » aux familles de courbes (K=1,5 A=4) et (K=1 A=4).

Complétons d'abord le tableau du profil en long

Tableau IV.6 : Tableau du profil en long absolu

Côte z(m)	0	15,6	12	17	15,9	17,6	16,91	19	20,5	21
Longueur	0	1003,21	1080,5	2221,67	2471,0	3916,2	4629,0	5693,4	7793,6	8934,6
	0,32	0,83	0,71	0,87	0,84	0,89	0,87	0,94	0,98	1,00
x/L	0,00	0,11	0,12	0,25	0,28	0,44	0,52	0,64	0,87	1,00

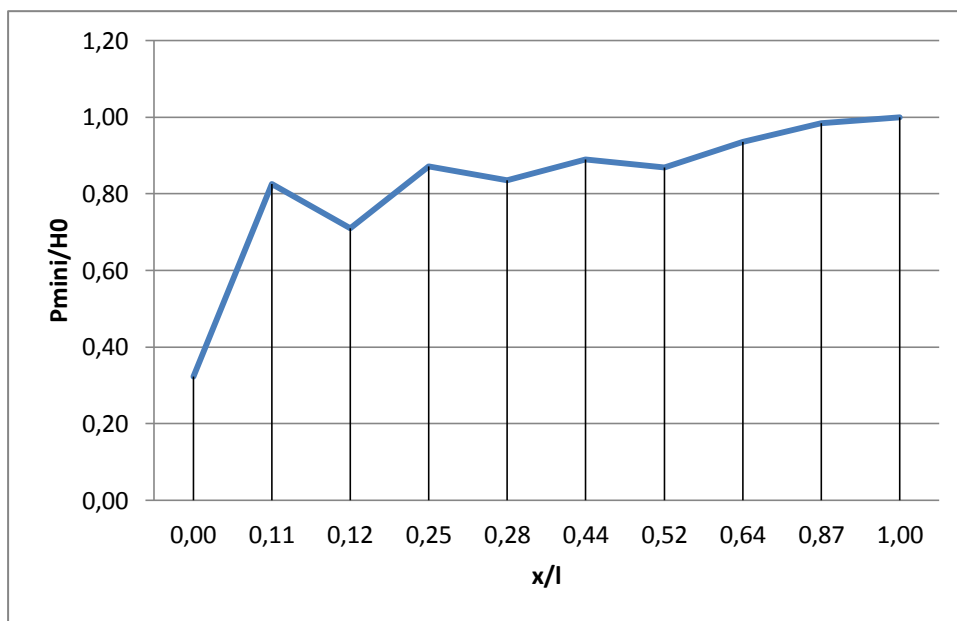


Figure IV.7 : Profil en long absolu

Après la superposition avec des abaques en annexe IV.4 et annexe IV.5, nous optons pour deux valeurs de $B=0,6$ et $B=0,4$ on prend une valeur intermédiaire $B=0,5$

Cette valeur nous permet de calculer le volume d'air comprimé U_0 en régime permanent :

$$U_0 = \frac{v^2}{gH_{abs}} \frac{LS}{B} \quad (IV-6)$$

A.N

$$U_0 = 30,19 \text{ m}^3$$

Le plus grand volume d'air sera pour la plus faible pression et nous lisons sur le graphique

$$\frac{P_{\min}}{H_0} = 0,72 \quad P_{\min} = 22,32$$

L'évolution du volume d'air est intermédiaire entre les lois isotherme et adiabatique, nous avons :

$$P_{\min} U_{\max}^{1,2} = H_{\text{abs}} U_0^{1,2} \quad (\text{IV-7})$$

$$U_{\max} = U_0 \left(\frac{H_{\text{abs}}}{P_{\min}} \right)^{\frac{1}{1,2}}$$

$$U_{\max} = 76,56 \text{ m}^3$$

Le volume de réservoir sera majoré de 20 pour cent et normalisé $V = 91,88 \text{ m}^3$

Selon la brochure de Hydrofort CHARLATTE le volume disponible est de 95 m^3 .

Donc on aura un réservoir de 70000 L et un autre de 25000 L

L'encombrement du réservoir d'air pour lequel nous avons opté est donné dans l'annexe IV.6.

➤ Cas surpression :

Nous nous servons de l'abaque du DUBIN et GUENEAU (annexe IV.3)

$$\begin{cases} A = 4 \\ B = 0,5 \end{cases} \quad \text{Nous lisons} \quad \begin{cases} \alpha \frac{V_0^2}{H_0} = 13 \\ \frac{P_{\max}}{H_0} = 1,03 \end{cases}$$

$$\alpha = \frac{1}{2 \times g} \left[\frac{D^2}{0,6d^2} - 1 \right]^2$$

$$\Rightarrow d = 64 \text{ mm}$$

$$\text{La valeur de la surpression : } \frac{P_{\max}}{H_0} = 1,03 \Rightarrow P_{\max} = H_0 * 1,03$$

$$P_{\max} = 31,93 \text{ m.}$$

Donc la conduite de refoulement peut résister à cette surpression.

• Station de reprise

Nous avons les mêmes dimensions que la station de pompage de touil donc on va avoir un réservoir d'anti bélier qui est égale a 70000L et un autre de 25000L

IV.2.3. PROTECTION DE LA CONDUITE GRAVITAIRE CONTRE LE COUP DE BELIER

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

déformation qui se propage à l'amont de la conduite qui constitue un véritable danger (pour la conduite).

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

IV.2.2.1. Détermination du temps de fermeture

Dans ce qui suit nous allons déterminer le temps de fermeture de la vanne, pour lequel la surpression maximum sera inférieure au coup de bélier. En fonction du temps de fermeture et du temps d'aller-retour de l'onde de surpression « t » (A.Morarel, 1994)

$$\text{Où : } t = \frac{2 \times L}{a} \quad (\text{IV-7})$$

t_r : temps de retour de l'onde de déformation (s) ;

L : longueur de la conduite (m).

a : la célérité (m/s)

Tableau IV.7 : Caractéristiques de la conduite gravitaire en PEHD

Q (m ³ /s)	D _N (mm)	L (m)	e (mm)
0.24	400	4874,92	44,7
0,24	500	5394,68	55,8

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

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + k \times \frac{D}{e}}} \quad (\text{IV-3})$$

a : Célérité d'onde (m/s) ;

D : Diamètre de la conduite (mm) ;

e : Epaisseur de la conduite (mm) ;

K : Dépendance du constituant de la canalisation. Pour le PEHD : K = 83.

Tableau IV.8 : Calcul de temps de fermeture des vannes.

conduite	D(mm)	e (mm)	L(m)	V_0 (m/s)	a (m/s)	t_r (s)	Temps de fermeture(s)
Partie 1 tronçon gravitaire	400	44,7	4874,92	1,91	351,99	27,69	>27,69
Partie 1 tronçon gravitaire	500	55,8	5394,68	1,22	351,77	30,67	>30,67

IV.3- ETUDE DE POMPAGE

INTRODUCTION

L'ingénierie de l'homme et la difficulté de transporter de l'eau d'un niveau bas à un niveau haut l'ont incité à créer une machine qui transforme l'énergie électrique en énergie hydraulique qui est la pompe.

Or le transfert de volumes importants d'eau implique la réalisation de station de pompage qui abrite plus d'une pompe.

On trouve aussi dans une station de pompage les équipements auxiliaires tels que les vannes, les coudes, et les accessoires nécessaires au bon fonctionnement de la station comme le réservoir anti-bélier, les équipements de ventilation, le système de levage et de drainage en cas d'inondation.

IV.3.1.PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT DES POMPES

La principale caractéristique de la pompe centrifuge consiste à convertir l'énergie d'une source de mouvement (le moteur) d'abord en vitesse (ou énergie cinétique) puis en énergie de pression.



Le rôle d'une pompe consiste en effet à conférer de l'énergie au liquide pompé (énergie transformée ensuite en débit et en hauteur d'élévation) selon les caractéristiques de fabrication de la pompe elle-même et en fonction des besoins spécifiques à l'installation. Le fonctionnement est simple : ces pompes utilisent l'effet centrifuge pour déplacer le liquide et augmenter sa pression.

À l'intérieur d'une chambre hermétique équipée d'entrée et de sortie (cochlée ou volute), tourne une roue à palettes (roue), le véritable cœur de la pompe.

La roue est l'élément tournant de la pompe qui convertit l'énergie du moteur en énergie cinétique (la partie statique de la pompe, c'est-à-dire la volute, convertit au contraire l'énergie cinétique en énergie de pression). La roue est à son tour fixée à l'arbre de pompe, directement emboîté sur l'arbre de transmission du moteur ou couplé à celui-ci par un couple rigide.

Lorsque le liquide entre dans le corps de la pompe, la roue (alimenté par le moteur) projette le fluide à la périphérie du corps de la pompe grâce à la force centrifuge produite par la vitesse de la roue : le liquide emmagasine ainsi une énergie (potentielle) qui sera transformée en débit et en hauteur d'élévation (ou énergie cinétique).

Ce mouvement centrifuge provoque au même moment une dépression capable d'aspirer le fluide à pomper.

En connectant ensuite la pompe à la tuyauterie de refoulement, le liquide sera facilement canalisé et atteindra l'extérieur de la pompe.

Le système centrifuge présente d'innombrables avantages par rapport aux autres types de pompage : il garantit un volume d'encombrement réduit, un service relativement silencieux et une mise en œuvre facile avec tous les types de moteurs électriques disponibles sur le marché.

IV.3.2. CHOIX DU TYPE DE POMPE

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.
- Doit répondre à la construction du Bâtiment la plus économique.

IV.3.3. COUPLAGE DES POMPES

On distingue deux types de couplage des pompes :

- Le couplage en série : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation de la hauteur d'élévation des pompes.
- Le couplage en parallèle : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation du débit refoulé par les pompes.

IV.3.4 .CHOIX DU NOMBRE DE POMPES

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

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

IV.3.4. DIMENSIONNEMENTS DES STATIONS DE POMPAGE [6]

Nous allons dimensionner nos trois stations de pompage

IV.3.4.1. Station de pompage de Maghboura

Le tableau suivant englobe le type, le nombre et les caractéristiques de chaque pompe choisie avec Caprari.

Tableau IV.9: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

n	Q (l/s)	HMT Appelée (m)	Type de pompe	η %	Vitesse (tr/min)	P_{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	N ^{bre} d'étage
1	240	47,68	—	—	—	—	—	—
2	125	47,68	MEC-AZRBH 2/125C	72	2900	110	6.31	0
3	80.3	47,68	PM 150/2C	79	1450	55	2.96	2
4	61,8	47,68	MEC-AZ 3/100 E	76.3	2920	45	5.4	0
5	47,3	47,68	MEC-AZ 2/80 A	78.2	2900	30	5.94	0
6	40	47,68	MEC-AZ 2/80 B	79.9	2900	30	4.15	0

D'après le tableau précédent la variante qui convient le plus à notre cas est celle avec 5 pompes et une pompe de secours, car elle est meilleure de point de vue rendement, (NPSH)_{ret} nombre d'étage , puissance et rendement . La pompe choisie est Caprari de type MEC-AZ 2/80 A.

IV.3.4.2. Station de pompage de Touil

Le tableau suivant englobe le type, le nombre et les caractéristiques de chaque pompe choisie.

Tableau IV.10 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

n	Q (l/s)	HMT Appelée (m)	Type de pompe	η %	Vitesse (tr/min)	P_{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	N ^{bre} d'étage
1	576	58,19	---	---	---	---	---	---
2	288	58,19	---	---	---	---	---	---
3	192	58,19	---	---	---	---	---	---
4	146	58,19	MEC_AZRBH 2/125 A	70,4	2900	132	8,15	0
5	115	58,19	MEC_AZRBH 2/125 C	76,4	2900	110	5,56	0
6	95	58,19	MEC_AZRBH 2/125 D	78	2900	75	4.41	0

D'après le tableau précédent la variante qui convient le plus à notre cas est celle avec 6 pompes et une pompe de secours, car elle est meilleure de point de vue rendement, puissance. La pompe choisie est Caprari de type **MEC_AZRBH 2/125 D**

IV.3.4.3. Station de pompage de reprise

Le tableau suivant englobe le type, le nombre et les caractéristiques de chaque pompe choisie.

Tableau IV.11 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

n	Q (l/s)	HMT Appelée (m)	Type de pompe	η %	Vitesse (tr/min)	P_{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	N ^{bre} d'étage
1	576	79,23	---	---	---	---	---	---
2	288	79,23	---	---	---	---	---	---
3	192	79,23	---	---	---	---	---	---
4	144	79,23	---	---	---	---	---	---
5	114	79,23	MEC_AZRBH 2/125 A	79,6	2900	132	5,49	0
6	98,9	79,23	MEC_AZRBH 2/125 A	79,9	2900	110	4.6	0

D'après le tableau précédent la variante qui convient le plus à notre cas est celle avec 6 pompes et une pompe de secours, car elle est meilleure de point de vue rendement, puissance. La pompe choisie est Caprari de type **MEC_AZRBH 2/125 A**

IV.3.4.4. Station de pompage du champ de captage bouterkine

Le tableau suivant englobe le type, le nombre et les caractéristiques de chaque pompe choisie.

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

Tableau IV.12 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

n	Q (l/s)	HMT Appelée (m)	Type de pompe	η %	Vitesse (tr/min)	P_{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	N ^{bre} d'étage
1	336	19.7	---	---	---	---	---	---
2	168	19.7	---	---	---	---	---	---
3	112	19.7	---	---	---	---	---	---
4	85.3	19.7	MEC-AZ 3/125 C	64.3	1460	30	4,98	0
5	67.6	19.7	MEC-AZ 3/125 F	70.2	1460	22	3.32	0
6	55.6	19.7	MEC-AZ 1/100 A	79.4	2850	15	5.42	0

D'après le tableau précédent la variante qui convient le plus à notre cas est celle avec 6 pompes et une pompe de secours, car elle est meilleure de point de vue nombre d'étage, (NPSH)_r et nombre de pompe. La pompe choisie Caprari est de type **MEC-AZ 1/100 A**.

IV.3.5.COURBES CARACTERISTIQUES DES POMPES

Pour chaque pompe et pour une vitesse de rotation et un diamètre de la roue donnés, on distingue les courbes caractéristiques suivantes :

* [H-Q] * [Pabs- Q] * [η_p - Q] * [(NPSH)r- Q]

Ces courbes sont tirées du catalogue des pompes CAPRARI après le choix du type et du nombre de pompe en parallèle.(annexe V.1) et.(annexe V.2)

IV.3.5.1.Station de pompage Maghboura

Voici les différentes courbes caractéristiques :

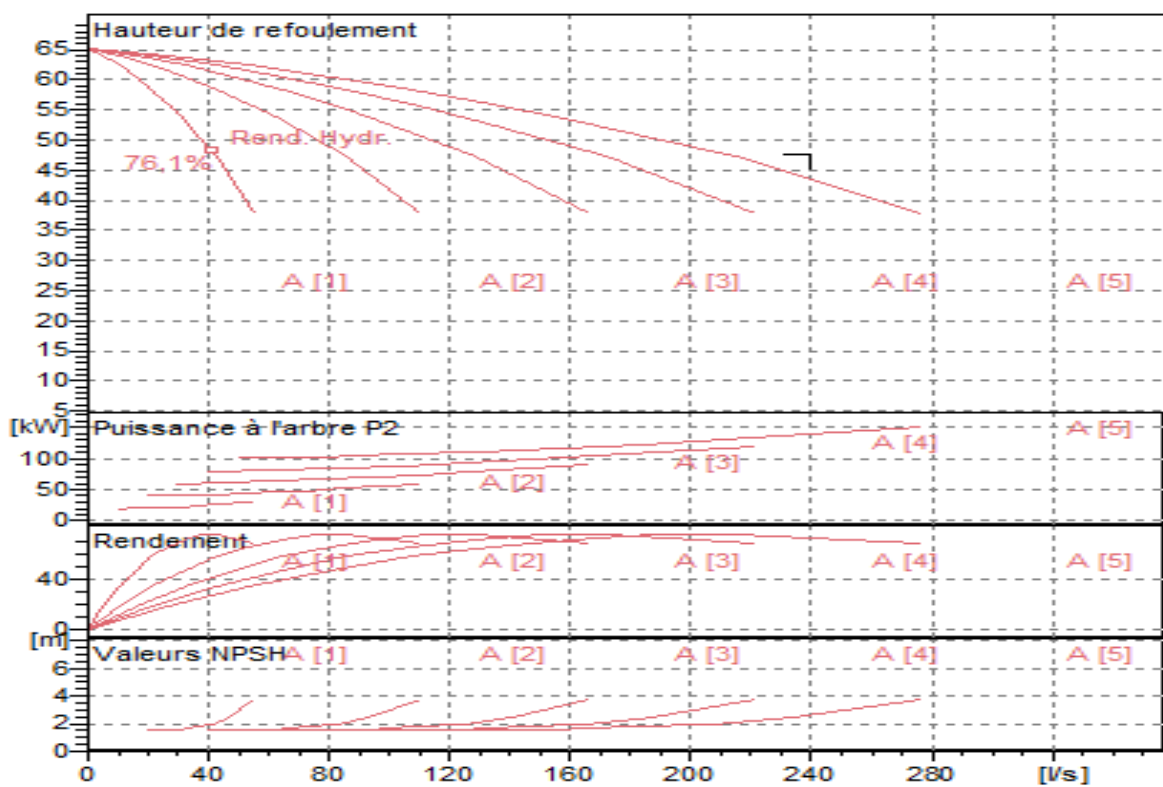


Figure IV.8 : Courbes caractéristiques de la pompe type MEC-AZ 2/80 A

IV.3.5.2. Station de pompage de Touil

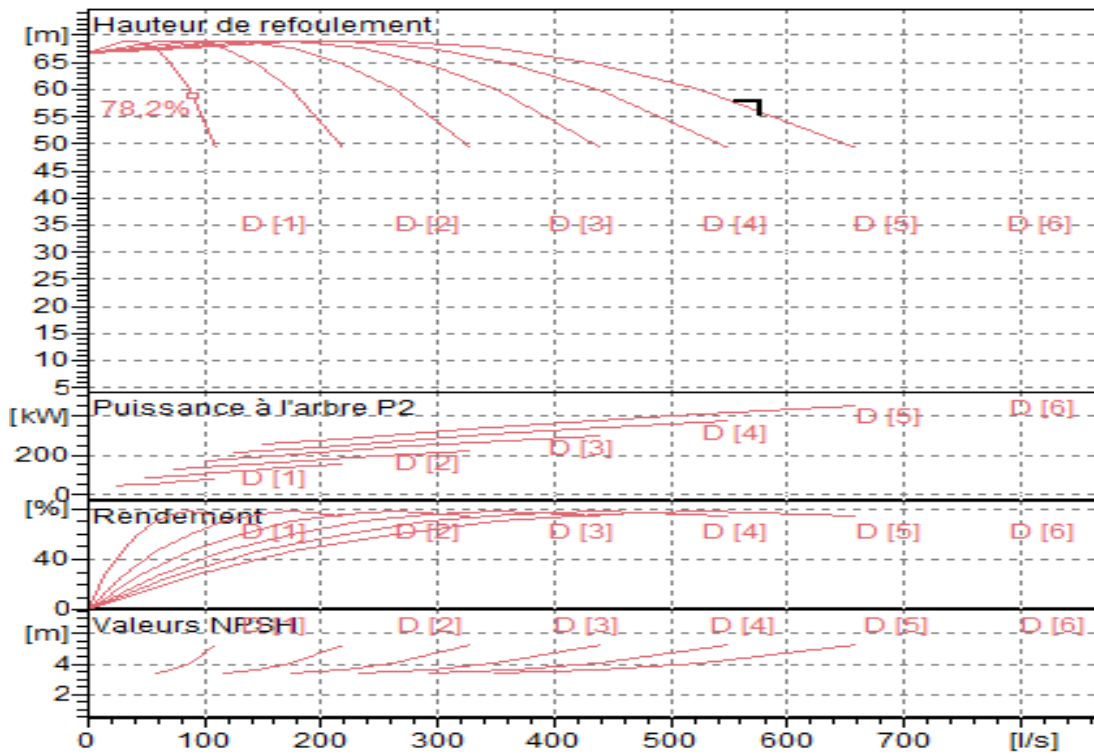


Figure IV.9 : Courbes caractéristiques de la pompe type MEC_AZRBH 2/125 D

IV.3.5.3. Station de pompage du champ de la station de reprise

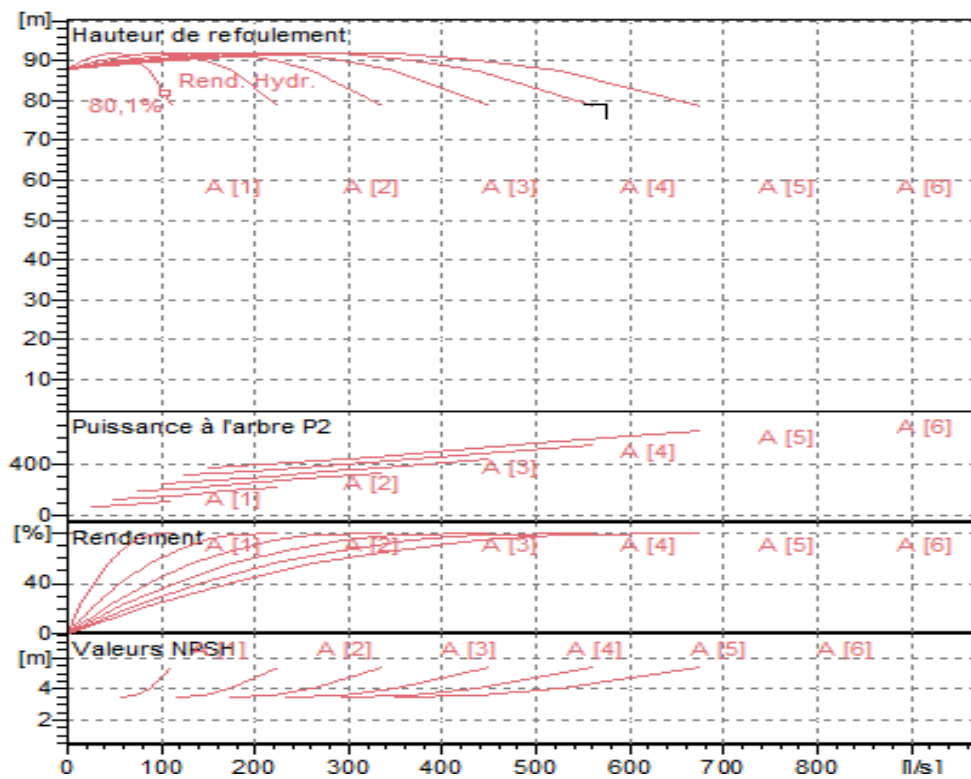


Figure IV.10 : Courbes caractéristiques de la pompe type MEC_AZRBH 2/125 A

IV.3.5.4. Station de pompage du champ de captage Bouterkine

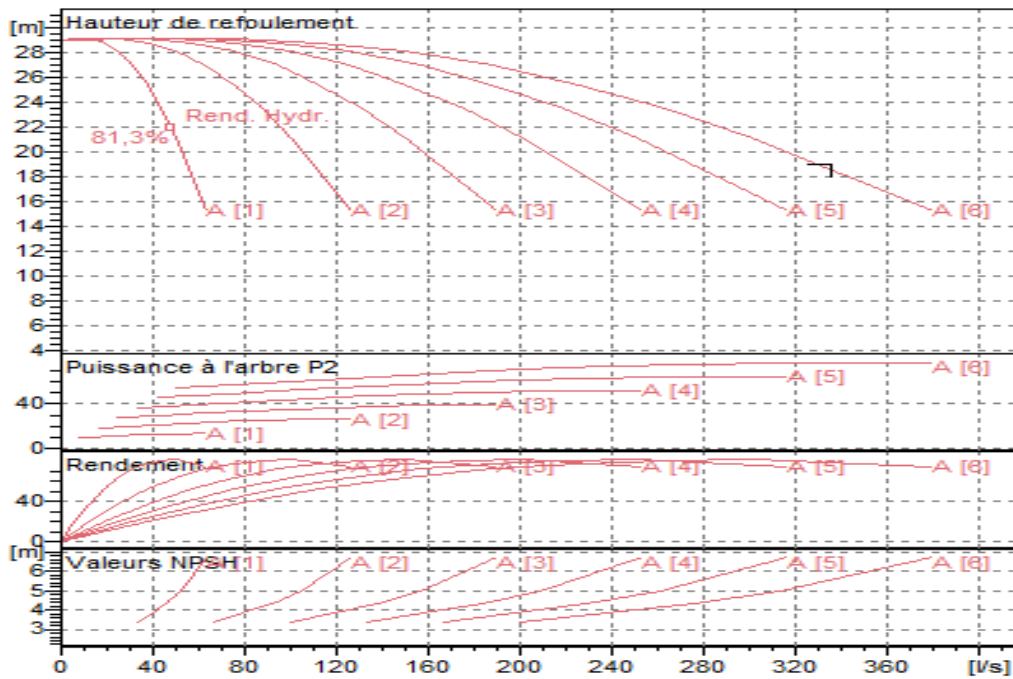


Figure IV.11 : Courbes caractéristiques de la pompe type MEC-AZ 1/100 A

IV.3.6. ENCOMBREMENT DES POMPES CHOISIES

L'encombrement des pompes choisies sont représenté d'après le catalogue de CAPRARI dans la figure suivante:

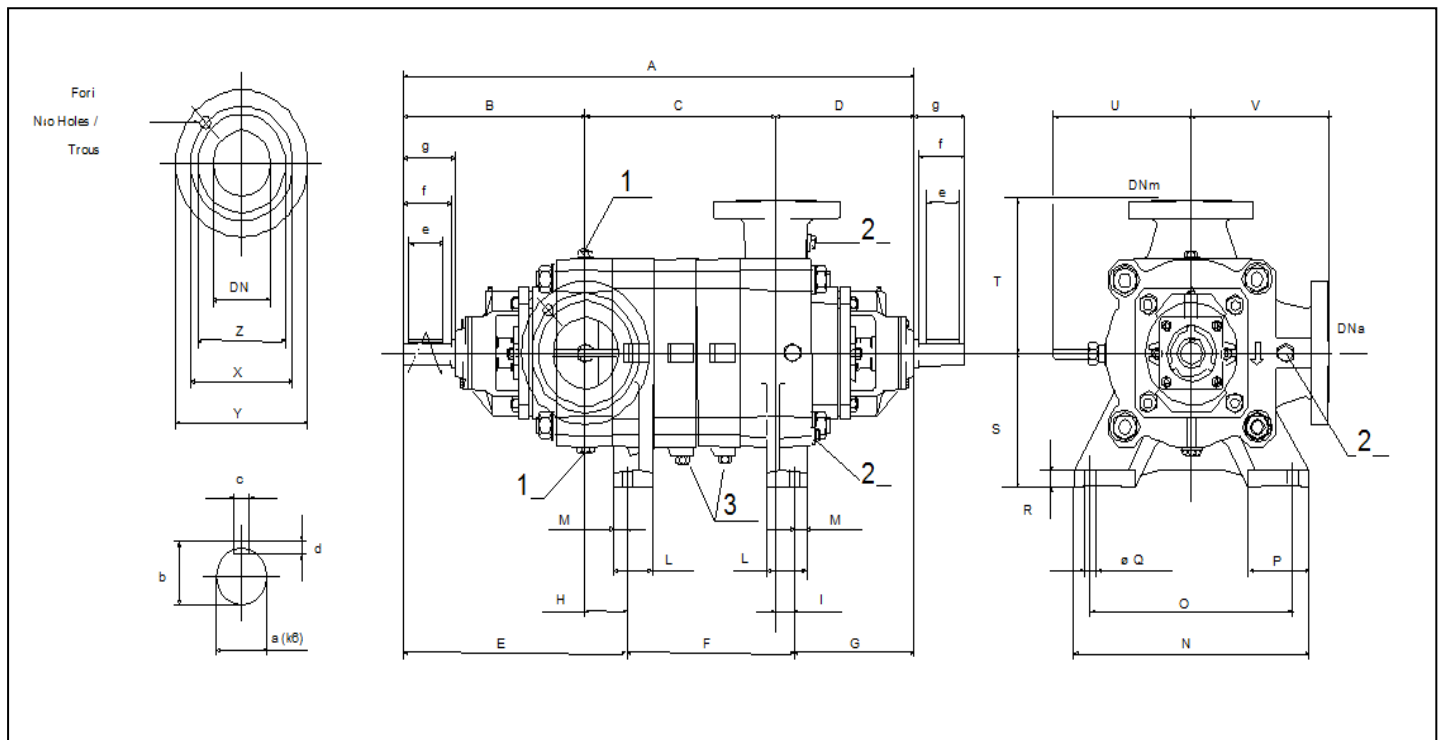


Figure IV.12. schéma de la pompe

➤ Station de pompage de maghboura

Dimensions			
a = 24	D = 234	F = 255	N = 250
A = 543	d = 7	G = 19	O = 152
B = 124	DNa = 100	H = 166	P = 180
b = 27	DNm = 80	I = 180	T = 16
C = 185	E = 125	L = 150	
c = 8	e = 65	M = 160	

Figure IV.13 : Encombrement de la pompe MEC-AZ 2/80 A

➤ Station de pompage de touil

Dimensions		
A = 1682	E = 200	M = 42
B = 155	F = 899	N = 140
C = 1299	G = 402	O = 420
D = 202	H = 680	P = 770
DNa = 150	I = 630	Q = 910
DNm = 125	L = 20	

Figure IV.14 : Encombrement de la pompe MEC_AZRBH 2/125 D

➤ Station de reprise

Dimensions			
a = 32	D = 282	F = 330	N = 350
A = 674	d = 7	G = 22	O = 208
B = 152	DNa = 150	H = 224	P = 247
b = 35	DNm = 125	I = 215	T = 19
c = 10	E = 155	L = 180	
C = 240	e = 80	M = 200	

Figure IV.15 : Encombrement de la pompe MEC_AZRBH 2/125 A

➤ Station de pompage du champ de captage Bouterkine

Dimensions		
A = 1130	E = 150	M = 38
B = 135	F = 528	N = 80
C = 828	G = 349	O = 240
D = 199	H = 430	P = 515
DNa = 125	I = 390	Q = 534
DNm = 100	L = 16	

Figure IV.16 : Encombrement de la pompe MEC-AZ 1/100 A

IV.3.7.POINTS DE FONCTIONNEMENT DES POMPES

Le point de fonctionnement d'une pompe est 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 courbe caractéristique de la pompe est donnée par le constructeur ou par les essais de pompage tandis que la courbe caractéristique de la conduite est déterminée par l'installateur de la pompe. 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 la plage de bon fonctionnement pour un rendement optimal.

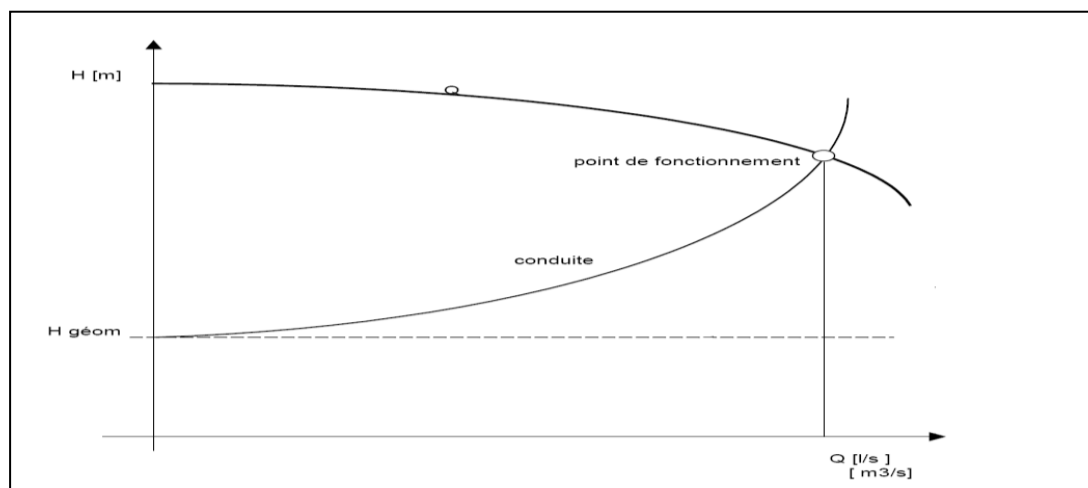


Figure IV.16 : Détermination de point de fonctionnement

IV.3.7.1.Courbes caractéristiques de la conduite

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

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

Avec :

H_g : hauteur géométrique (m) ;

Δh_t : Perte de charge totale occasionnée par la conduite (m) ;

$$\Delta h_t = 1,1 * \Delta h_p^{lin} \quad (V.2)$$

Avec :

Δh_p^{lin} : Perte de charge linéaire (m) ;

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L_{ref} * Q^2}{\pi^2 * g * D_{ec}^{5,3}} \quad (V.3)$$

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).

IV.3.7.1.1. Station de pompage de Maghboura

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (IV.13).

Tableau IV.13 : valeurs de calcul de point de fonctionnement

Q (m ³ /h)	5Q(m ³ /h)	Hg(m)	Lref(ml)	Dec(mm)	λ	ΔH_t (m)	Hc(m)	H(m)
0	0	15,5	17318	500	0,0111	0,00	16,00	56,00
20	100	15,5	17318	500	0,0111	0,43	15,93	57,80
40	200	15,5	17318	500	0,0111	1,73	17,23	58,50
60	300	15,5	17318	500	0,0111	3,89	19,39	58,40
80	400	15,5	17318	500	0,0111	6,91	22,41	57,70
100	500	15,5	17318	500	0,0111	10,80	26,30	56,40
120	600	15,5	17318	500	0,0111	15,55	31,05	54,40
140	700	15,5	17318	500	0,0111	21,16	36,66	51,90
160	800	15,5	17318	500	0,0111	27,64	43,14	48,50
180	900	15,5	17318	500	0,0111	34,98	50,48	44,00

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (V.7).

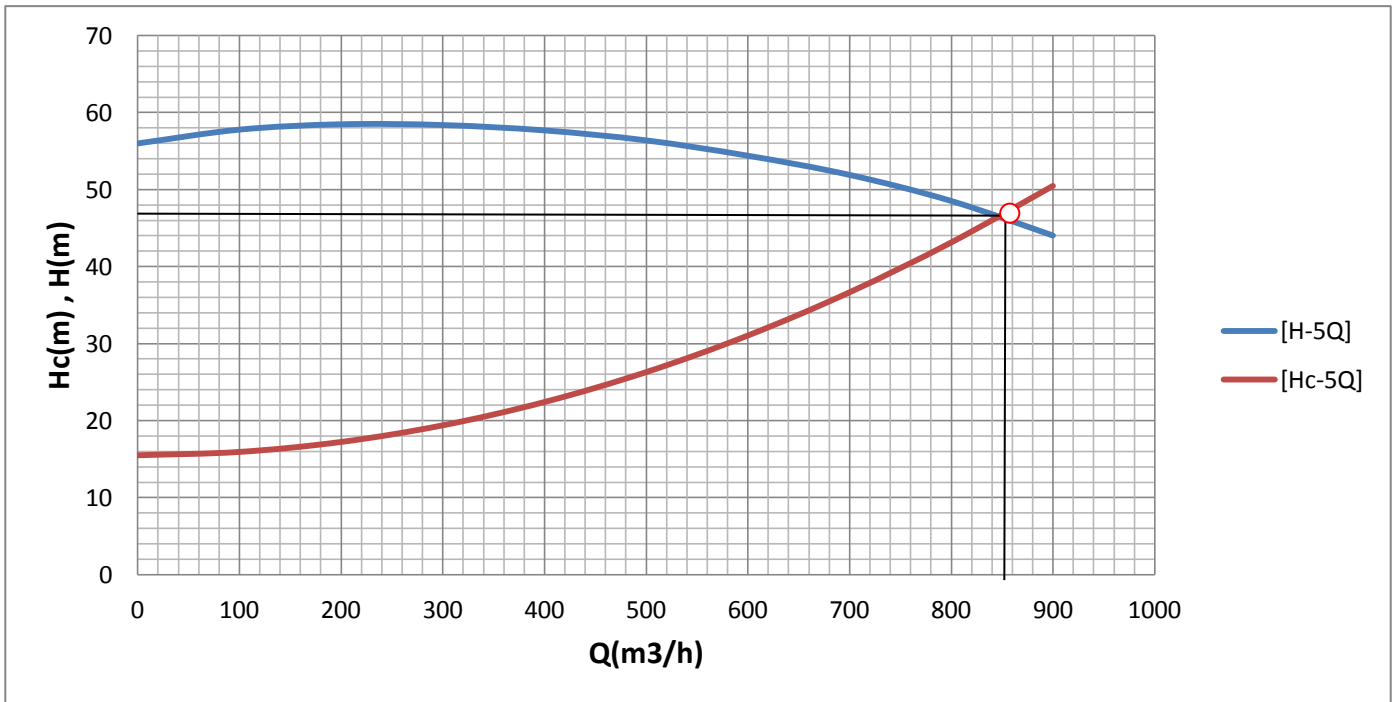


Figure IV.17 : Point de fonctionnement des pompes de la Station maghbouira

Le débit et la hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_d = 858 \text{ m}^3/\text{h} < Q_A = 864 \text{ m}^3/\text{h} \\ H_d = 47.2 \text{ m} \cong H_A = 47.6 \text{ m}. \end{array} \right.$$

Conclusion sachant le débit demande se trouve dans la plage de bonne fonctionnalité (-10% et +10%); par conséquent aucun réglage n'est nécessaire.

IV.3.7.1.2. Station de pompage de Touil

Tableau IV.14 : valeurs de calcul de point de fonctionnement

Q (m3/h)	6Q(m3/h)	Hg(m)	Lref(ml)	Dec(mm)	λ	$\Delta Ht(m)$	Hc(m)	H(m)
0	0	21	8934,67	600	0,0107	0,00	21,00	68,60
30	180	21	8934,67	600	0,0107	0,28	21,28	69,30
60	360	21	8934,67	600	0,0107	1,12	22,12	70,00
90	540	21	8934,67	600	0,0107	2,52	23,52	70,60
120	720	21	8934,67	600	0,0107	4,47	25,47	70,90
150	900	21	8934,67	600	0,0107	6,99	27,99	70,90
180	1080	21	8934,67	600	0,0107	10,07	31,07	70,50
210	1260	21	8934,67	600	0,0107	13,70	34,70	69,60
240	1440	21	8934,67	600	0,0107	17,90	38,90	68,10
270	1620	21	8934,67	600	0,0107	22,65	43,65	66,10
300	1800	21	8934,67	600	0,0107	27,96	48,96	63,50
330	1980	21	8934,67	600	0,0107	33,84	54,84	60,30
360	2160	21	8934,67	600	0,0107	40,27	61,27	56,40
390	2340	21	8934,67	600	0,0107	47,26	68,26	52,00

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (V.7).

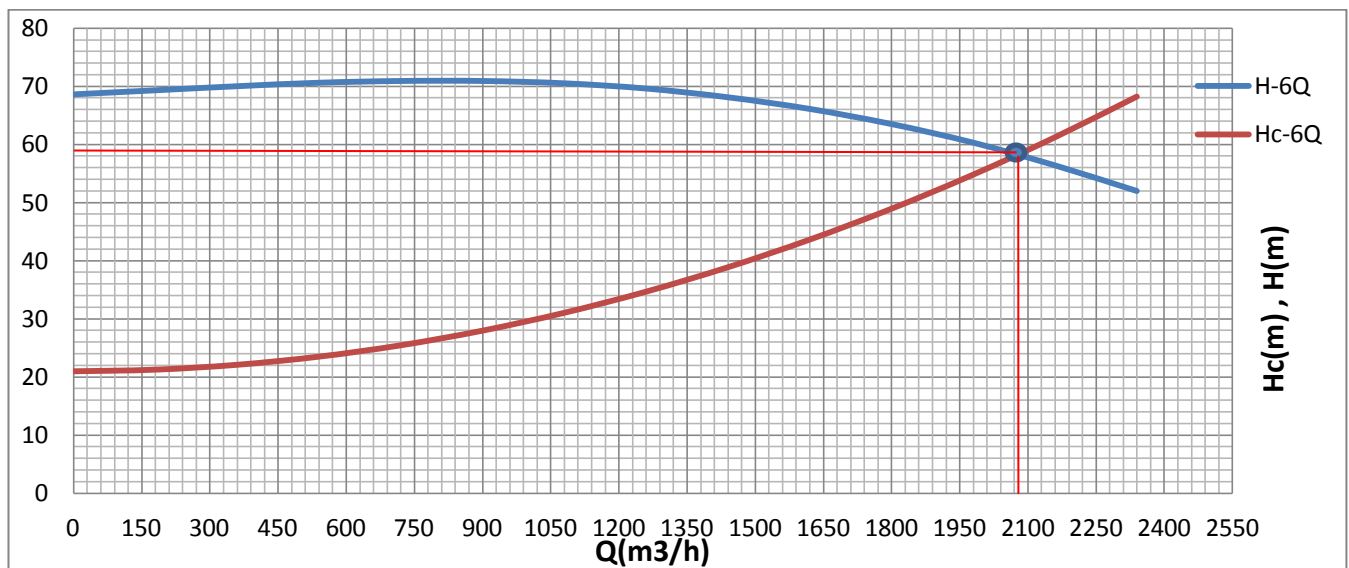


Figure IV.18 : Point de fonctionnement des pompes de la Station touil

Le débit et la hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_d = 2072,8 \text{ m}^3/\text{h} < Q_A = 2073,6 \text{ m}^3/\text{h} \\ H_d = 58 \cong H_A = 58,19 \text{ m.} \end{array} \right.$$

Conclusion : sachant le débit demande se trouve dans la plage de bonne fonctionnalité (-10% et +10%) par conséquent aucun réglage n'est nécessaire.

IV.3.7.1.2. Station de pompage de reprise

Tableau IV.15 : valeurs de calcul de point de fonctionnement

Q (m ³ /h)	6Q(m ³ /h)	Hg(m)	Lref(ml)	Dec(mm)	λ	ΔH_t (m)	Hc(m)	H(m)
0	0	8	17112,33	600	0,0107	0,00	8,00	84,00
30	180	8	17112,33	600	0,0107	0,54	8,54	84,90
60	360	8	17112,33	600	0,0107	2,14	10,14	85,80
90	540	8	17112,33	600	0,0107	4,82	12,82	86,70
120	720	8	17112,33	600	0,0107	8,57	16,57	87,40
150	900	8	17112,33	600	0,0107	13,39	21,39	87,90
180	1080	8	17112,33	600	0,0107	19,28	27,28	88,00
210	1260	8	17112,33	600	0,0107	26,24	34,24	87,80
240	1440	8	17112,33	600	0,0107	34,28	42,28	87,10
270	1620	8	17112,33	600	0,0107	43,38	51,38	86,00
300	1800	8	17112,33	600	0,0107	53,56	61,56	84,40
330	1980	8	17112,33	600	0,0107	64,81	72,81	82,20
360	2160	8	17112,33	600	0,0107	77,13	85,13	79,50
390	2340	8	17112,33	600	0,0107	90,51	98,51	76,33

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (V.7).

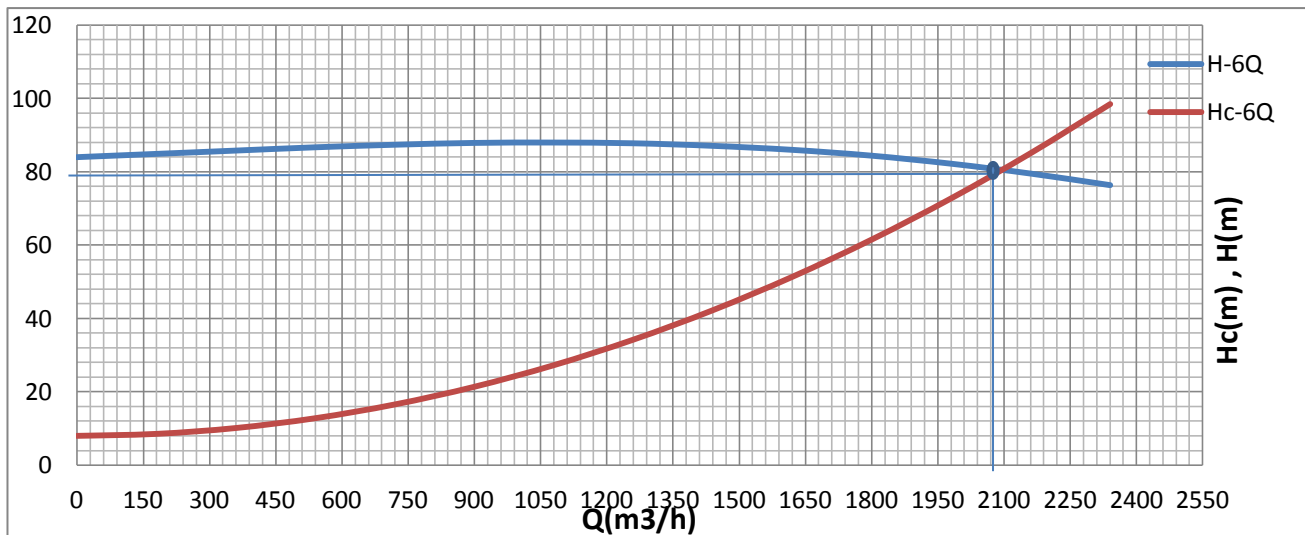


Figure IV.19 : Point de fonctionnement des pompes de la Station de reprise

Le débit et la hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement sont :

$$\begin{cases} Q_d = 2072,9 \text{ m}^3/\text{h} < Q_A = 2073,6 \text{ m}^3/\text{h} \\ H_d = 79,8 \cong HA = 79,23 \text{ m.} \end{cases}$$

Conclusion : sachant le débit demande se trouve dans la plage de bonne fonctionnalité (-10% et +10%) par conséquent aucun réglage n'est nécessaire.

IV.3.7.1.3. Station de pompage du champ de captage Bouterkine

Tableau IV.16 : valeurs de calcul de point de fonctionnement

Q (m3/h)	5Q(m3/h)	Hg(m)	Lref(ml)	Dec(mm)	λ	$\Delta Ht(m)$	Hc(m)	H(m)
0	0	15,4	1200	500	0,0111	0,00	15,40	29,00
30	180	15,4	1200	500	0,0111	0,10	15,50	29,10
60	360	15,4	1200	500	0,0111	0,39	15,79	28,90
90	540	15,4	1200	500	0,0111	0,87	16,27	28,10
120	720	15,4	1200	500	0,0111	1,55	16,95	26,60
150	900	15,4	1200	500	0,0111	2,42	17,82	24,20
180	1080	15,4	1200	500	0,0111	3,49	18,89	21,20
210	1260	15,4	1200	500	0,0111	4,75	20,15	17,40
228	1370	15,4	1200	500	0,0111	5,62	21,02	15,30

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (V.7).

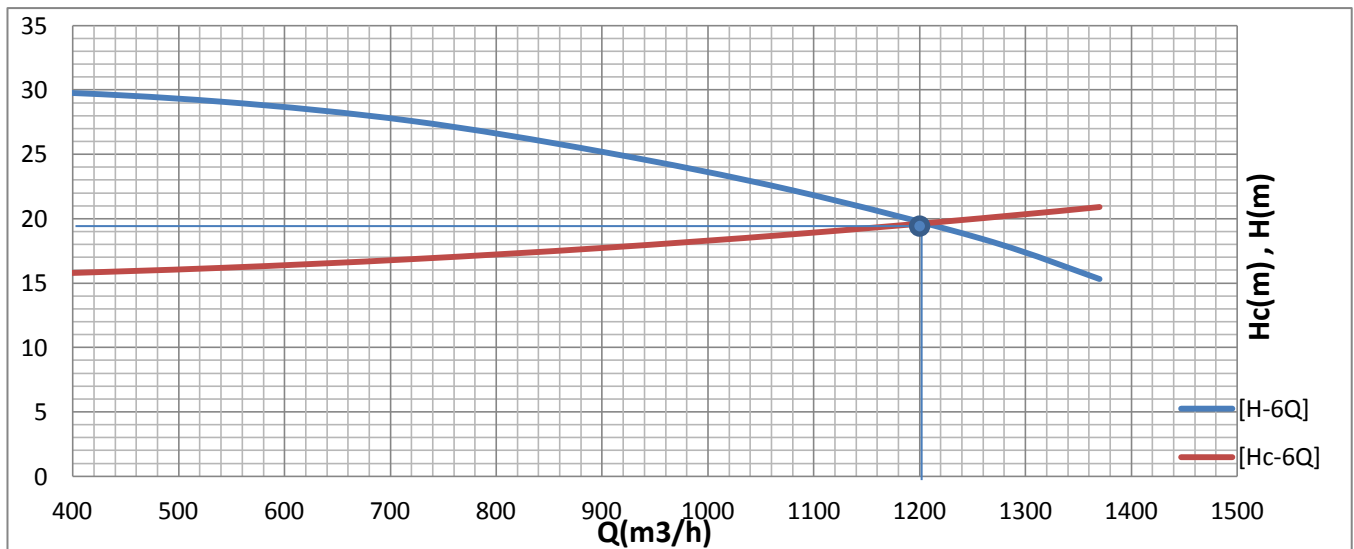


Figure IV.20 : Point de fonctionnement des pompes de la Station du champ de captage Bouterkine

Le débit et la hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement sont :

$$\begin{cases} Q_d = 1203 \text{ m}^3/\text{h} < Q_A = 1210 \text{ m}^3/\text{h} \\ H_d = 19.5 \cong HA = 19.7 \text{ m.} \end{cases}$$

Conclusion : sachant le débit demande se trouve dans la plage de bonne fonctionnalité (-10% et +10%) par conséquent aucun réglage n'est nécessaire.

IV.4- ACCESSOIRES

Sur une canalisation d'adduction, différents organes et accessoires sont installés pour :

Assurer un bon écoulement.

Régulariser les pressions et mesurer les débits.

Protéger les canalisations.

IV.4.1-LES 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 plusieurs types de robinet vanne :

➤ Robinet vanne à coin

Les vannes à coin sont des organes d'arrêt pour les conduites. Elles ne peuvent être employées comme organe de régulation. L'arrêt est fait par un obturateur en forme de coin. Les vannes à coin se divisent, conformément aux paliers de pression et à la forme du corps, en :

a-Vanne à cage méplate Elles sont en fonte avec tige filetée. Elles sont utilisées :

- Pour eau jusqu'à 40°C .
- Pour vapeur jusqu'à 150°C .
- Pour air jusqu'à 150°C .
- Pour huile jusqu'à 150°C .

Leurs caractéristiques sont représentées sur le tableau IV.17

Tableau IV.17 : Caractéristiques de la vanne à cage méplate :

DN [mm]	PN [Bars]	Raccord	Type
40-80	6	à bride PN 10	2300
100-300	4		
350-600	2,5		

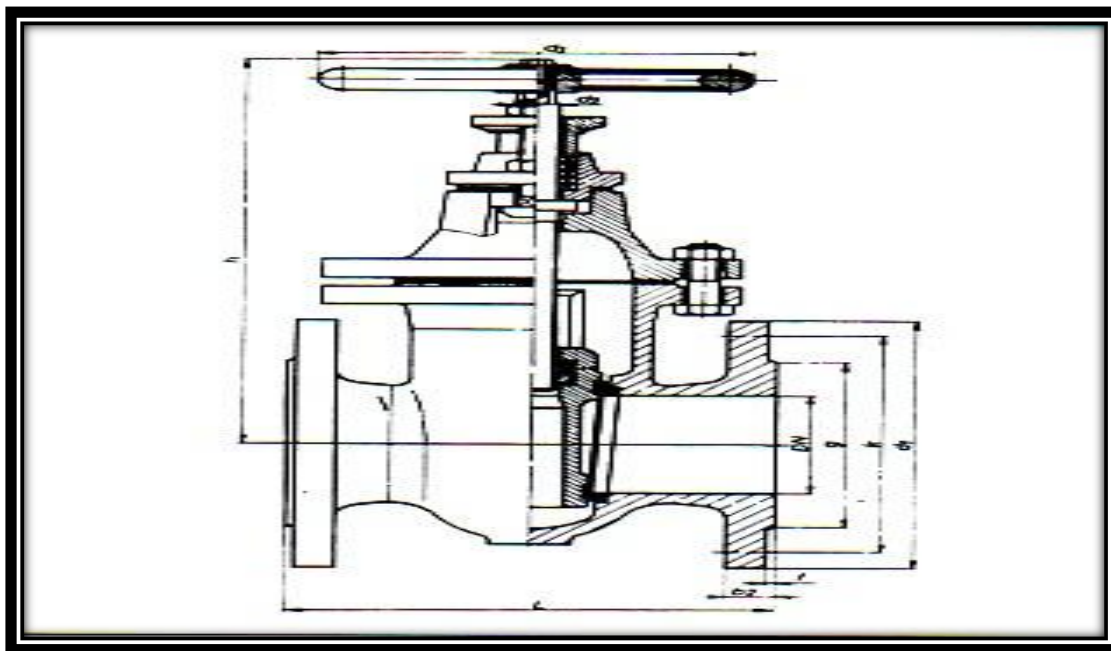


Figure IV.21: Robinet vanne à cage méplate.

b- Vanne à cage ovale :

Elles sont en fonte avec tige filetée intérieure. Elles sont utilisées :

- Pour eau jusqu'à 40°C.
- Pour vapeur jusqu'à 150°C.
- Pour air jusqu'à 150°C.

Les caractéristiques de cette vanne sont représentées dans le tableau IV-18;

Tableau IV.18 : Caractéristiques de la vanne à cage ovale

DN [mm]	PN [Bars]	Raccord	Type
40-65	16	à bride PN 10	2100
80-600	10		

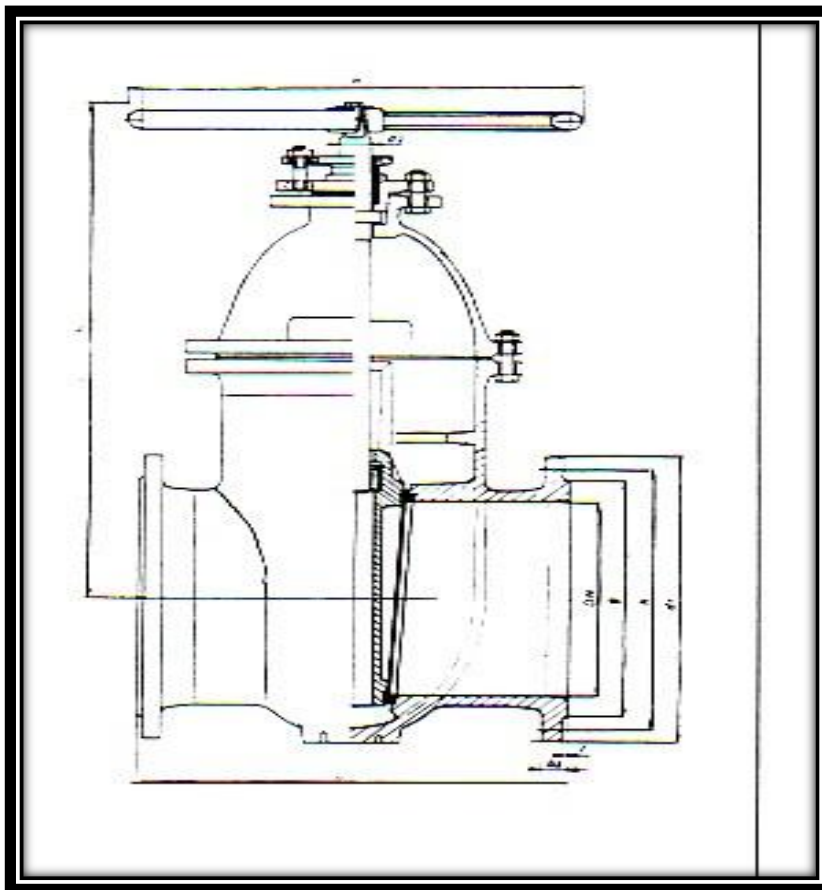


Figure IV.22 : Robinet vanne à cage ovale.

c-Vanne à cage ronde :

Elles sont en fonte avec tige filetée intérieure. Elles sont utilisées

- Pour eau jusqu'à 40°C.
- Pour eau jusqu'à 150°C.

Elle existe encore en PN 25, pour eau à 40°C : DN80-100-150.

Les caractéristiques de cette vanne sont représentées sur tableau IV.19;

Tableau IV.19 : Caractéristiques de la vanne à cage ronde

DN [mm]	PN [Bars]	Raccord	Type
80-300	16	à bride PN 16	2580-1
350-400			
400-450			
500-600			

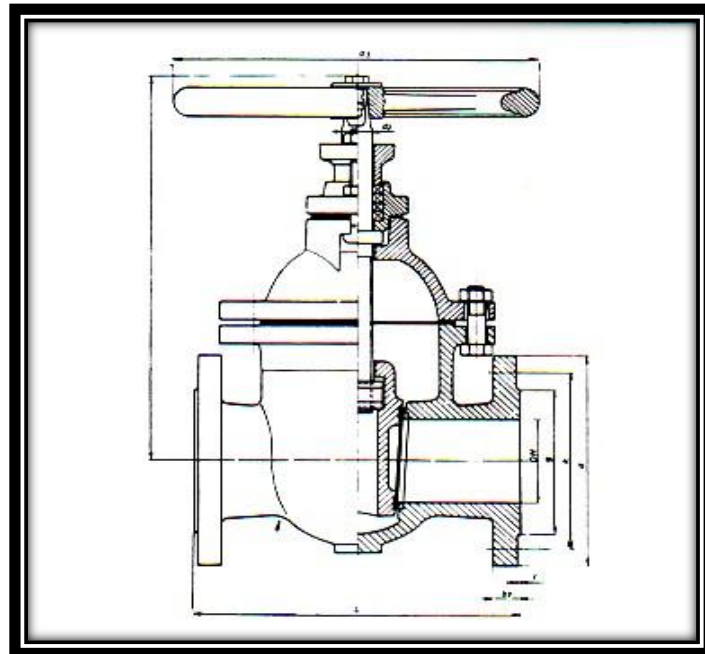


Figure IV.23 : Robinet vanne à cage ronde [PN16-25].

d-Robinet vanne à opercule métallique :

Les robinets vannes à opercule métallique sont conçus pour l'équipement des :

Réseaux d'adduction et de distribution d'eau.

Réseaux d'irrigation.

Réseaux de protection incendie.

Centrales thermiques.

Les caractéristiques de cette vanne sont représentées sur le Tableau IV.20

Tableau IV.20 : Caractéristiques de la vanne à opercule métallique

DN [mm]	PN [Bars]	Raccord	Type
40	16	à bride PN 16	/
50			
65			
80			
100			
125			
150			
200			

Les robinets d'arrêt ou de pise sont utilisés dans le réseau au niveau des branchements.

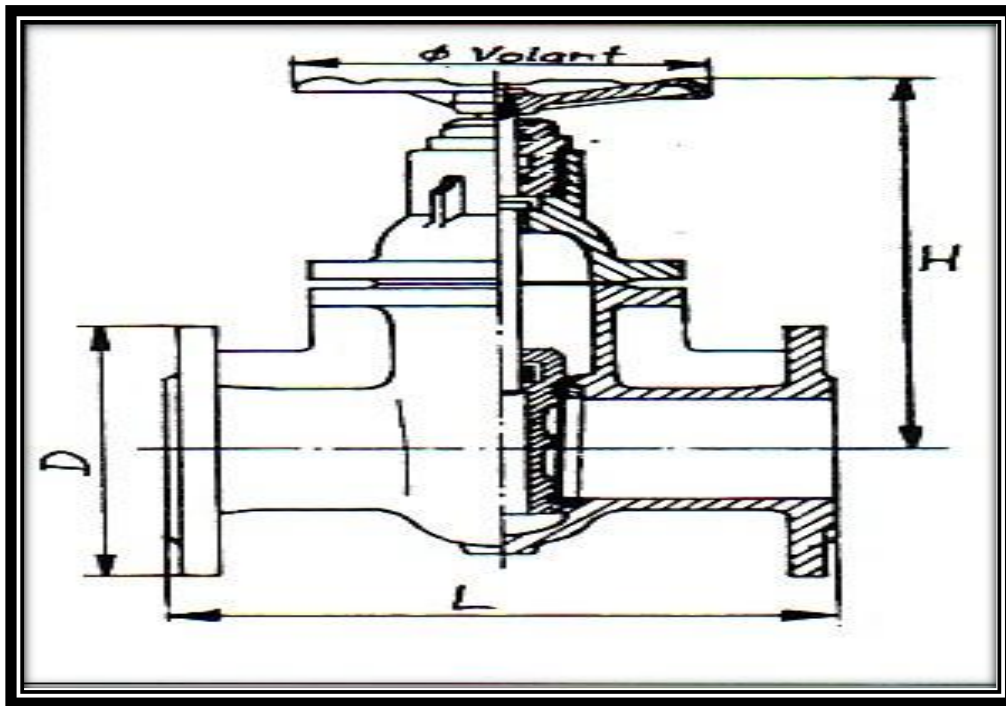


Figure IV.24 : Robinet vanne à opercule.

➤ **Les vannes papillons :**

Ce sont des vannes à survitesses utilisées surtout au niveau des réservoirs d'eau (sortie de la conduite), c'est une vanne se fermant sous la pression de l'eau, à ne pas utiliser à l'aval d'une conduite. Elle occasionne une faible perte de charge.

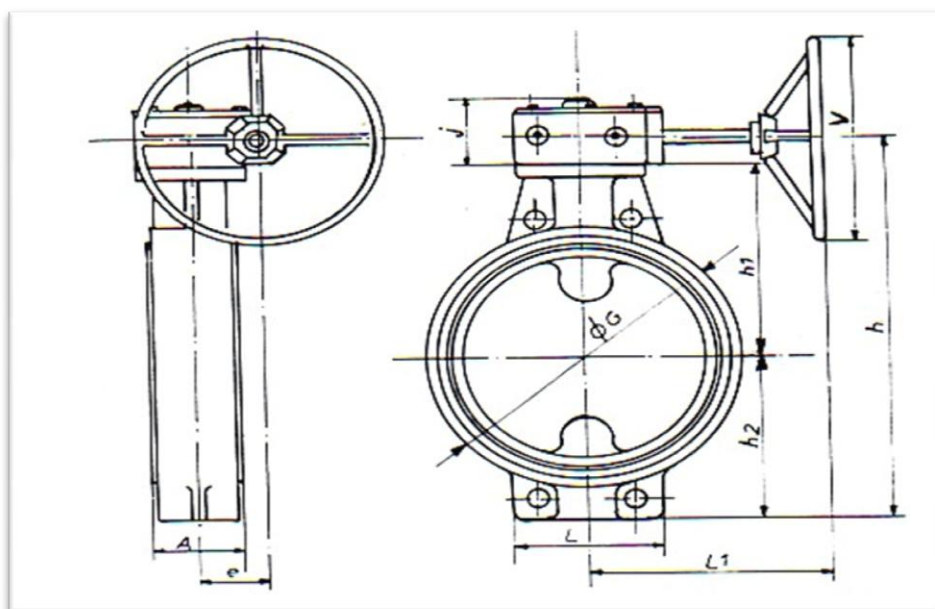


Figure IV.25 : Vanne papillon.

IV.4.2- LES VENTOUSES

On trouve sur le marché deux types de ventouses :

Ventouse simple : elle assure le dégazage des conduites à haute pression.

Ventouse à deux orifices : elle est formée d'une enceinte en communication avec la conduite, dans laquelle un flotteur vient obturer l'orifice calibré. Le flotteur est cylindrique ou sphérique. Il peut être couvert d'une enveloppe en caoutchouc. Les appareils se placent au niveau des points hauts des conduites ou se rassemble l'air, soit au moment de remplissage soit en cours de fonctionnement. C'est également en ces points qu'il faut faire une admission de l'air lors des vidanges.

Le choix de l'appareil dépend du mode de remplissage choisi, généralement on admet un remplissage à débit réduit avoisinant 1/10 du débit nominal. La vitesse de l'eau est alors faible ce qui entraîne une surpression faible au niveau de la ventouse.

On distingue :

Les ventouses manuelles qui sont constituées d'une prise verticale montée sur la génératrice supérieure d'un tuyau et d'un robinet à commande manuelle ;

Les ventouses automatiques comportant un flotteur sphérique logé dans un corps en fonte mis à la pression atmosphérique par un orifice placé à la partie supérieure du couvercle.

En fonctionnement normal, la ventouse est pleine d'eau, le flotteur est plaqué sur l'orifice ce qui rend le dispositif étanche. Lorsqu'une poche d'air se produit, le niveau baisse dans le corps de l'appareil, le flotteur descend et libère l'orifice par lequel l'air peut s'échapper.

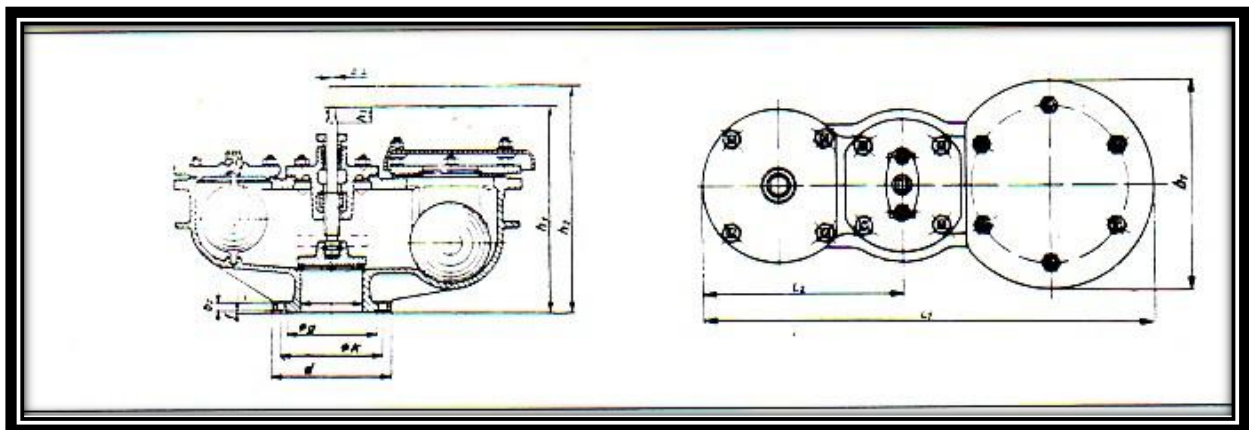


Figure IV.26 : Ventouse à deux flotteurs.

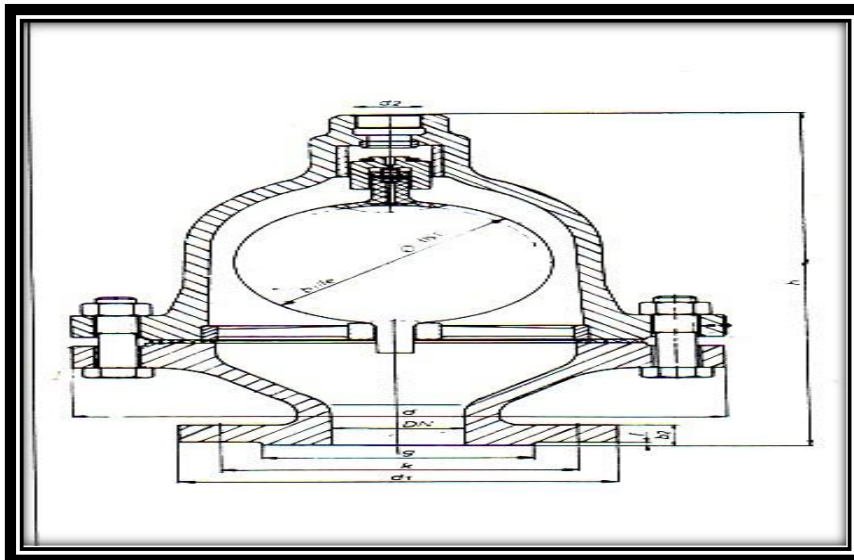


Figure IV.27 : Ventouse à un seul flotteur.

IV.4.3- LES REGULATEURS DE PRESSION :

➤ Régulateur de pression aval

Ce sont des organes de vannage qui introduisent automatiquement une perte de charge variable, de manière à ce que la pression aval soit maintenue à une valeur constante. Quelque soit le débit et la pression en eau, il faut maintenir ces appareils en état de propreté pour limiter les frottements entre pièces mobiles et éviter le coincement. Dans notre projet, l'eau à véhiculée est une eau de source ne contenant pas de matières en suspension. Nous avons :

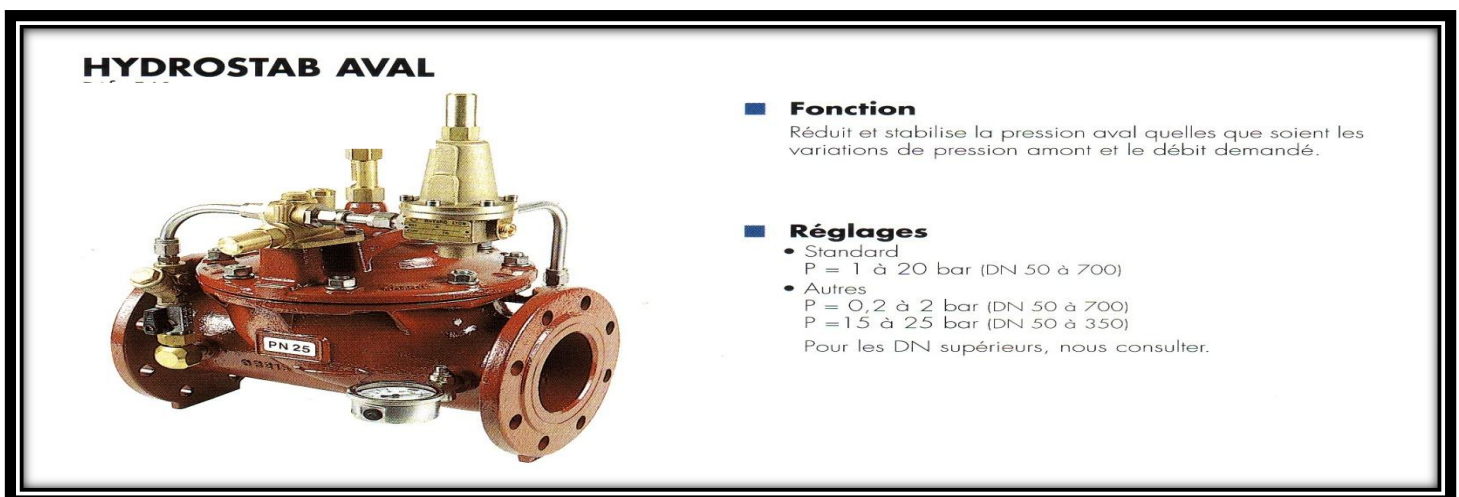


Figure IV.28 : Régulateur de pression aval

➤ Régulateur de pression amont :

Ce sont les mêmes appareils que les régulateurs aval mais inversé. Le réglage étant effectué par la pression amont. Cet appareil est destiné principalement à maintenir une pression suffisante dans les conduites gravitaires.

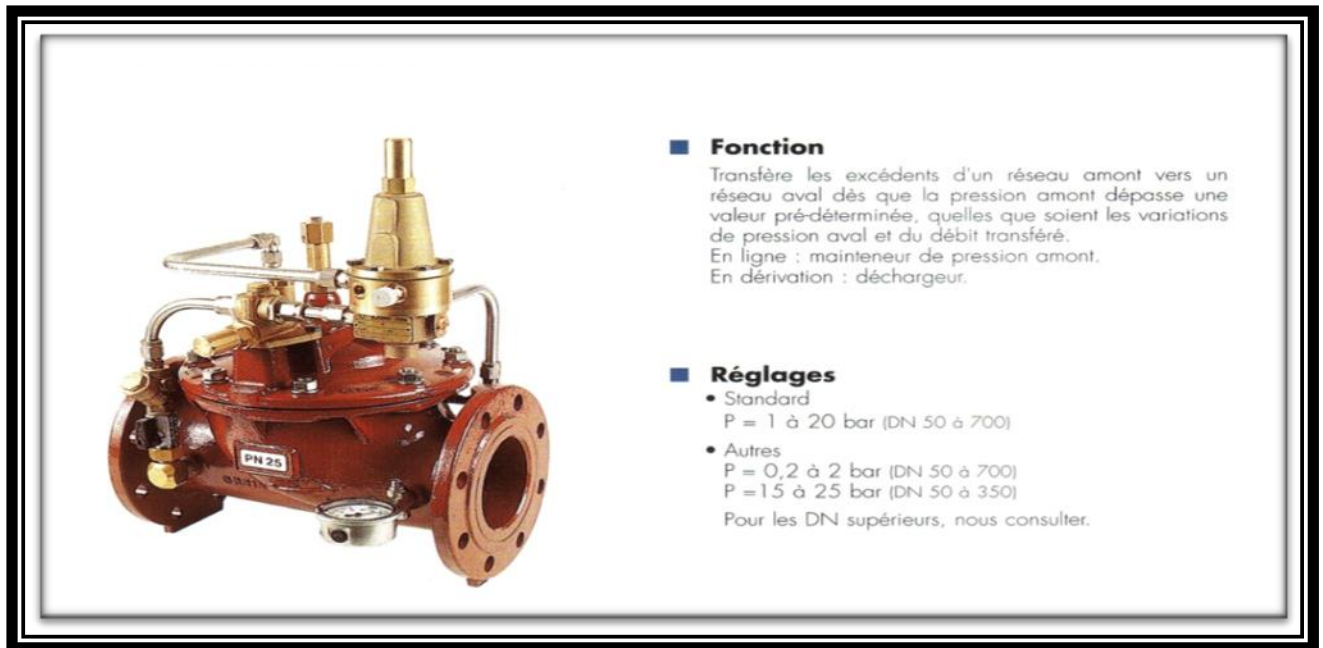


Figure IV.29 : Régulateur de pression amont (BAYARD,2010)

Régulateur de pression amont et aval :

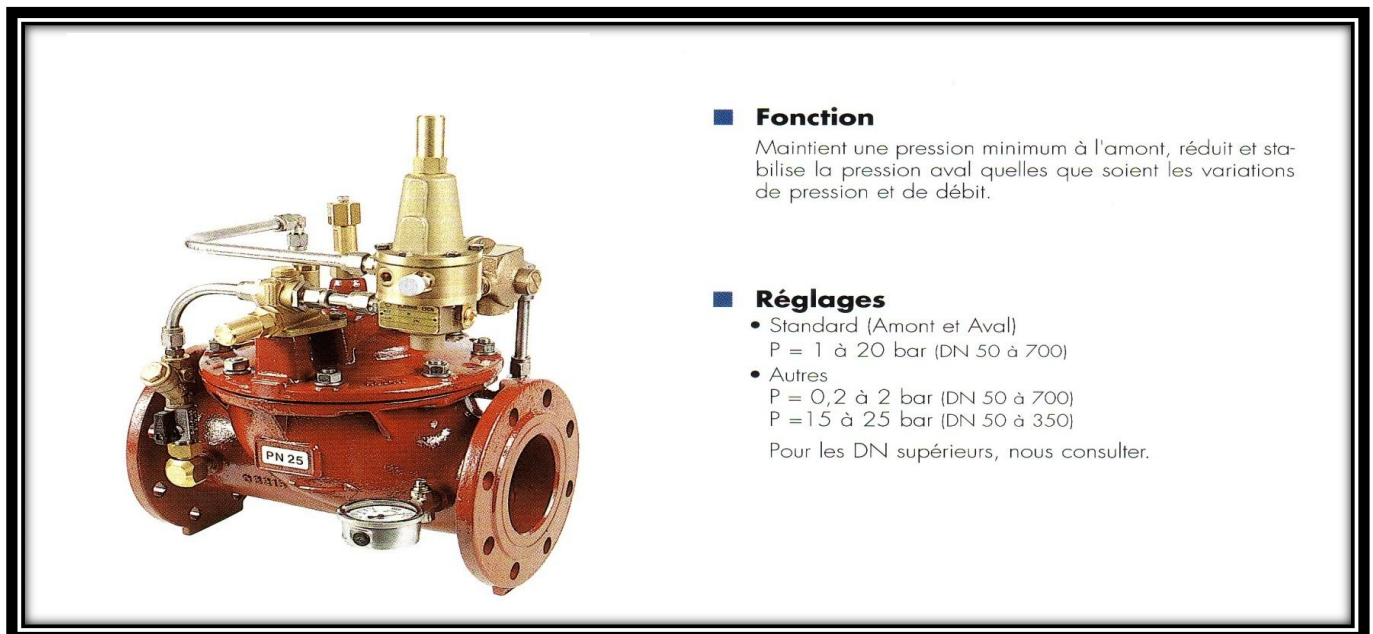


Figure IV.20 : Régulateur de pression amont et aval

CONCLUSION

À travers ce chapitre on a pu voir tous les systèmes annexes de notre projet de transfert d'eau d'où on a dimensionné certain équipement.

INTRODUCTION

La longévité d'un réseau d'adduction et de distribution d'eau potable et son bon fonctionnement reposent à la fois sur une bonne mise en place des conduites et de leurs équipements accessoires, à savoir : les vannes, clapets anti-retour,...etc. Ainsi qu'une meilleure protection contre d'éventuelles causes de destruction.

Afin de répondre aux critères de bonne mise en œuvre, il existe plusieurs variantes de pose de conduites et cela en fonction du tracé, de l'importance du réseau et de la nature du sol.

V.1.POSE DE CANALISATION

Dans la plupart des réseaux, les conduites peuvent être posées en terre, en galerie, en élévation au dessus du sol, sur des ouvrages d'art, dans le lit d'une rivière ou dans un sol marin.

Le choix du type de pose est essentiellement conditionné par la topographie du terrain, la disposition des lieux et la position des différents obstacles qui peuvent être rencontrés.

V.1.1. PRINCIPE DE POSE DE CANALISATIONS

Le levage et la manutention de tuyaux, les travaux dans les tranchées, sont des opérations dangereuses. Grâce aux instructions suivantes, la qualité des tuyaux et raccords ne sera pas détériorée lors de la pose et l'emboîtement et la procédure d'emboîtement ne sera pas compromise. Il est essentiel que ces opérations soient réalisées par un professionnel maîtrisant les procédures.

Les tuyaux doivent être manipulés avec soin, selon les recommandations du fabricant. Ils doivent être placés dans la tranchée avec un plan adapté à leur poids. Une grue mobile ou un ensemble bien conçu de chèvres à haubans peut être utilisé. Le positionnement des élingues doit être vérifié lorsque le tuyau se trouve juste au dessus de la tranchée pour garantir un bon équilibre.

Toutes les personnes doivent libérer la section de tranchée dans laquelle le tuyau est posé.

Tous les débris liés à la pose doivent être retirés de l'intérieur du tuyau avant ou juste après la réalisation d'un emboîtement. Ceci peut être effectué en faisant passer un goupillon le long du tuyau ou à la main, selon le diamètre. En dehors des opérations de pose, un bouchon temporaire doit être solidement appliqué sur l'extrémité ouverte de la canalisation. Cela peut faire flotter les tuyaux en cas d'inondation de la tranchée, auquel cas les tuyaux doivent être maintenus au sol par un remplissage partiel de la tranchée ou par étayage temporaire. Dans le cas où les tuyaux sont livrés avec des bouchons aux extrémités, ces derniers devront être récupérés par le maître d'œuvre pour recyclage après pose.

Une conduite doit être toujours posée avec une légère pente afin de créer des points bas pour la vidange, et des points hauts pour l'évacuation de l'air entraîné soit lors du remplissage de la conduite soit pendant le fonctionnement. On adopte en conséquence un

tracé en dents de scie avec des pentes de quelques millimètres par mètre et des changements de pente tout les 200 à 400 m.

Les canalisations doivent être éloignées lors de la pose de tout élément dure d'environ 10 m, de 30 cm des câbles électriques et de 60 cm des canalisations de gaz.

V.1.2. POSE DE CANALISATION DANS UN TERRAIN ORDINAIRE

La pose en terre s'effectue dans une tranchée dont la largeur minimale est de 0.60 m permettant aux ouvriers d'y accéder.

La profondeur de la tranchée est déterminée comme suite :

- On laisse une distance suffisante au dessus de la génératrice supérieure de la conduite afin d'éviter les dégâts pouvant être causés par les charges. Cette distance peut varier de 0.80 à 1.20 m, suivant que les régions sont exposées aux gels importants ou non.
- On recouvre ensuite le fond de la fouille d'un lit de pose de 0.15 à 0.20 m d'épaisseur bien pilonné et aussi bien nivelé, suivant les côtes du profil en long.

Ce lit de pose est assuré :

- Par du gravier dans les terres ordinaires ;
- Par des pierres cassées à l'anneau de 5 cm pour former des drains dans les terrains rocheux ou imperméables ;
- Par un lit en béton maigre, dans les parties rocheuses possédant des pentes importantes.

Avant la descente en fouille, on examine les tuyaux afin d'éliminer ceux ayant subis des chocs.

Finalement, on passe au remblaiement de la tranchée en la bourrant soigneusement par couches successives arrosées et bien tassées en dessous et sur les flancs du tuyau avec une terre purgée de pierres.

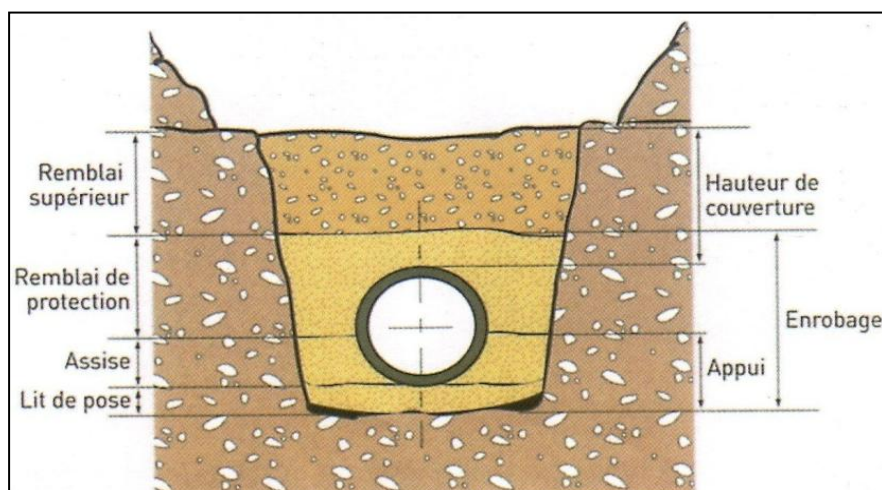


Figure V.1 : Pose de canalisation

V.1.3. POSE DE CANALISATIONS DANS UN MAUVAIS TERRAIN

Lorsque la conduite traverse des terrains de mauvaise qualité, on prévoit quelques solutions :

a) Cas d'un terrain peu consistant :

Pour éviter tout mouvement de la canalisation ultérieurement, celle-ci doit être posée sur une semelle en béton armé ou non avec interposition d'un lit de sable. La semelle peut être continue ou non en fonction de la nature du sol. Dans le cas où la canalisation repose sur des tasseaux, ces derniers doivent être placés plus proches des joints et soutenus par des pieux enfoncés jusqu'au bon sol (figure VII.2).

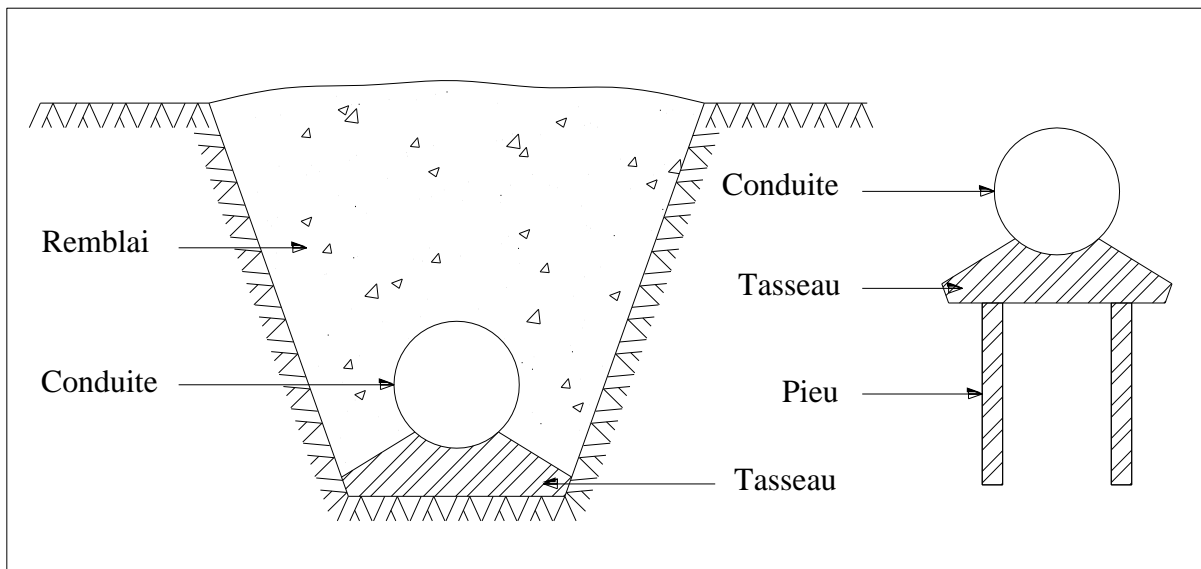


Figure V.2 : Pose de canalisation dans un terrain peu consistant

b) Cas d'un terrain mouillé :

Il est prévu dans la tranchée un moyen pour le drainage (conduite) couvert d'un lit de gravier de gros calibre, par la suite un lit en béton armé sur lequel repose la canalisation.

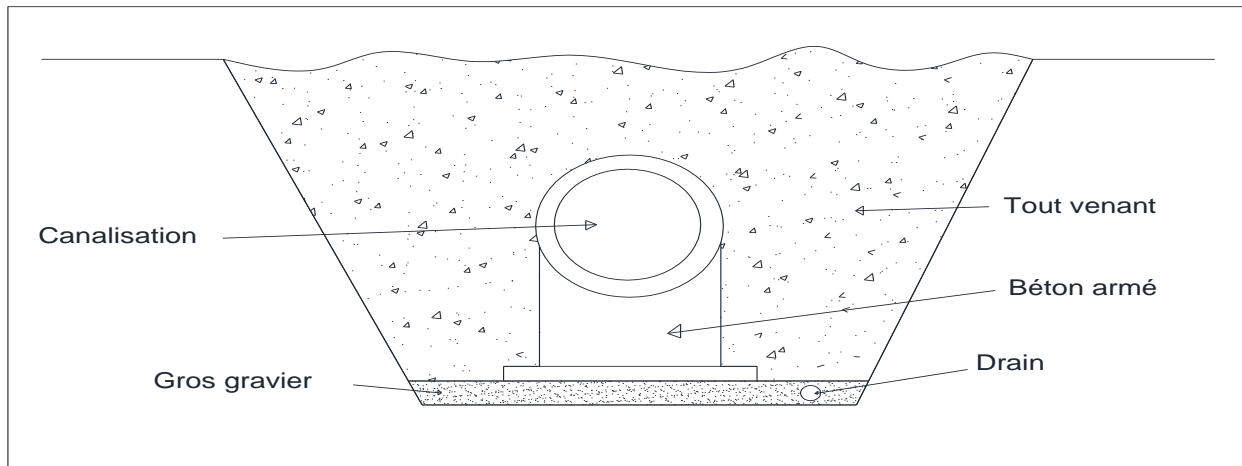


Figure V.3 : Pose de canalisation dans un terrain mouillé

V.1.4. POSE DE CANALISATION EN GALERIE

Dans certains cas le tracé de la canalisation peut rencontrer des obstacles qui nous obligent à placer la conduite dans une galerie.

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. Les robinets vannes sont placés dans des regards implantés de part et d'autre de la route (figure VII.4).

La pose des conduites en galerie présente un double avantage, faciliter leur surveillance et éviter les tassements de terrain en cas de fuite, ainsi que l'ouverture de la chaussée à l'occasion des réparations ou de remplacement. Cette pose est courante dans les villes ou les agglomérations disposent 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.

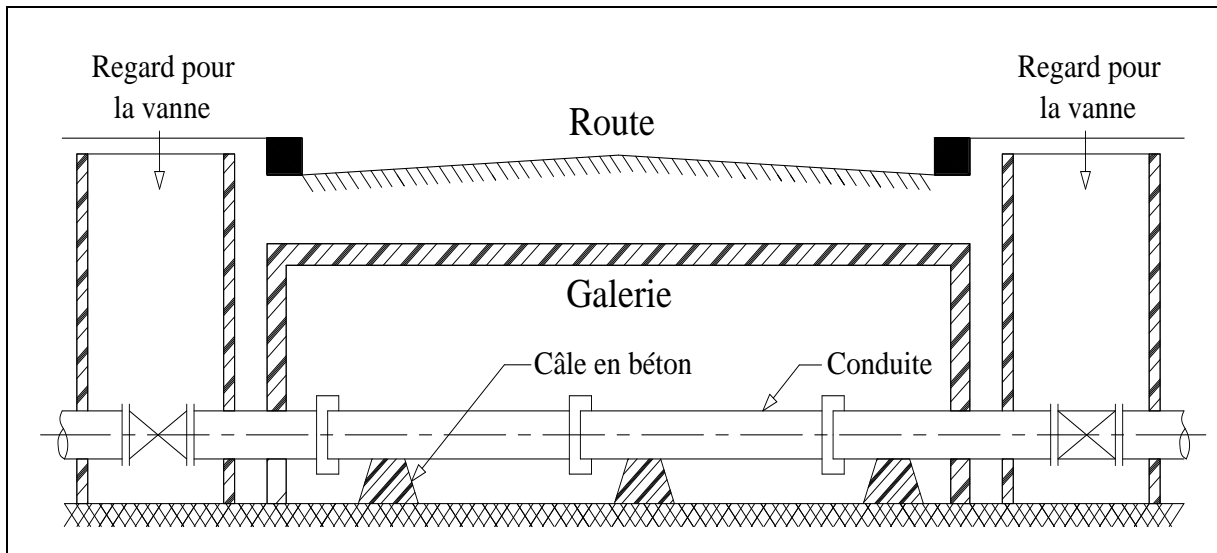


Figure V.4 : Pose de canalisation en galerie

V.1.5 POSE DE CANALISATION EN PENTE

Dans le cas où la canalisation est posée sur tasseaux ou galerie, l'ancrage de la conduite doit avoir lieu. Pour une canalisation sous remblai les ancrages peuvent ne pas être nécessaires.

Pour les conduites en fonte le joint type verrouille s'impose, en béton joint auto butée, en acier joint type soudé.

Il est préférable d'espacer les massifs d'ancrage pour favoriser l'absorption de la force de glissement par le travail des joints longitudinalement.

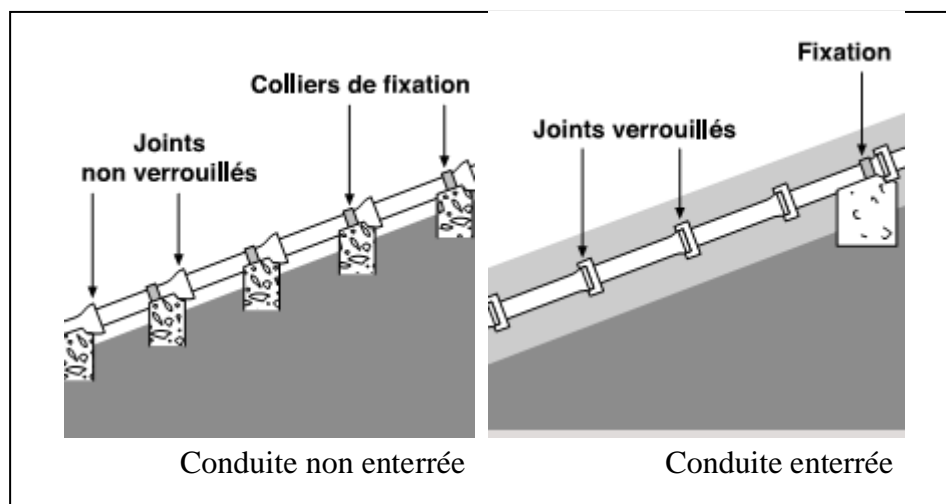
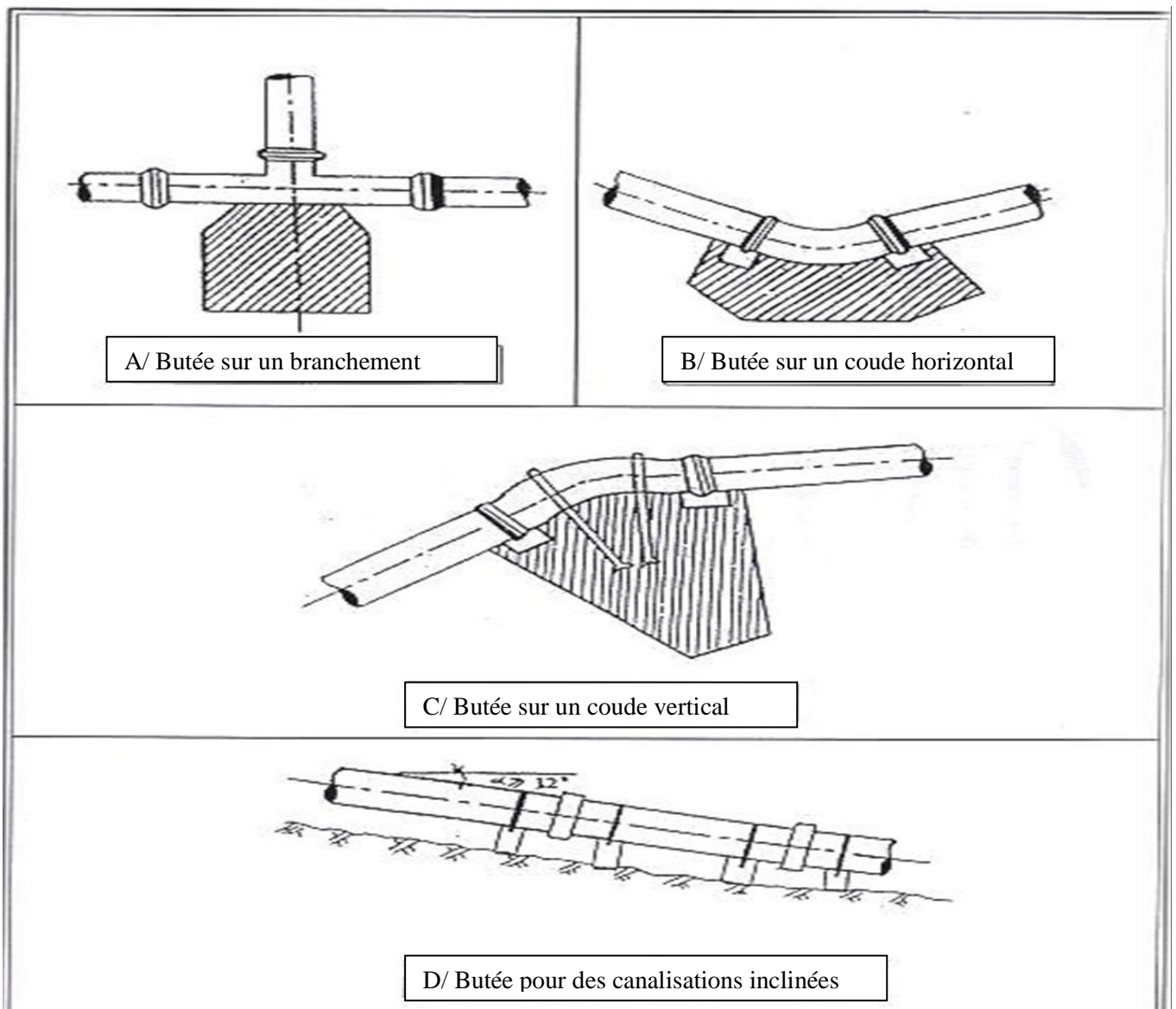


Figure V.5 : Pose de canalisation en pente

V.1.6 CAS D'AMARRAGE ET DE BUTEE D'UN COUDE

Il arrive souvent sur les conduites en acier ou sur les conduites en béton armé avec âme en tôle soudée aux joints tendance sous la poussée exercée par l'eau à un déboîtement du joint dans les parties soudées, parties coniques et branchements. On construit alors des massifs en béton qui par leur poids s'opposent à ce déboîtement, ces massifs parfois armés sont nécessaires même pour des conduites à joints soudés ou à brides, si l'intensité des efforts en jeu l'exige pour raison de sécurité, il n'est pas tenu compte de la butée des terres (à moins que l'on se trouve dans la roche compacte).

**Figure V.6 : Butées**

V.1.7 CONSTRUCTIONS DES REGARDS

Les regards sont généralement de forme carrée, leurs dimensions varient en fonction des sections des conduites ou la pièce à poser. La profondeur et l'épaisseur varient d'un regard à un autre.

Les différentes opérations pour l'exécution d'un regard sont les suivantes :

- Réglage du fond du regard ;
- Exécution de la couche du béton de propreté ;
- Ferrailage du radier de regard ;
- Bétonnage du radier ;
- Ferrailage des parois ;
- Coffrage des parois ;
- Bétonnage des parois ;
- Décoffrage des parois ;
- Ferrailage de la dalle ;
- Coffrage de la dalle ;
- Bétonnage de la dalle ;
- Décoffrage de la dalle.



Figure V.7 : Construction d'un regard

V.1.8 TRAVERSEE D'UNE RIVIERE

La pose de canalisation à la traversée d'une rivière demande certains travaux confortatifs en fonction de l'état de la traversée et de l'importance de l'adduction.

Pour qu'il n'y est 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 l'encrage en fonction des contraintes, et en cas d'insuffisance de couverture et risque d'affouillement, un ancrage avec des plots en béton ou si nécessaire, un ancrage béton.

Les tronçons immergés doivent être convenablement dimensionnés à vide pour éviter leur soulèvement par l'eau. Dans certains cas on prévoit des contres poids disposés sur la génératrice supérieure de la conduite pour la maintenir au contact du fond. IL est conseillé la protection du tuyau fonte par une manche polyéthylène.

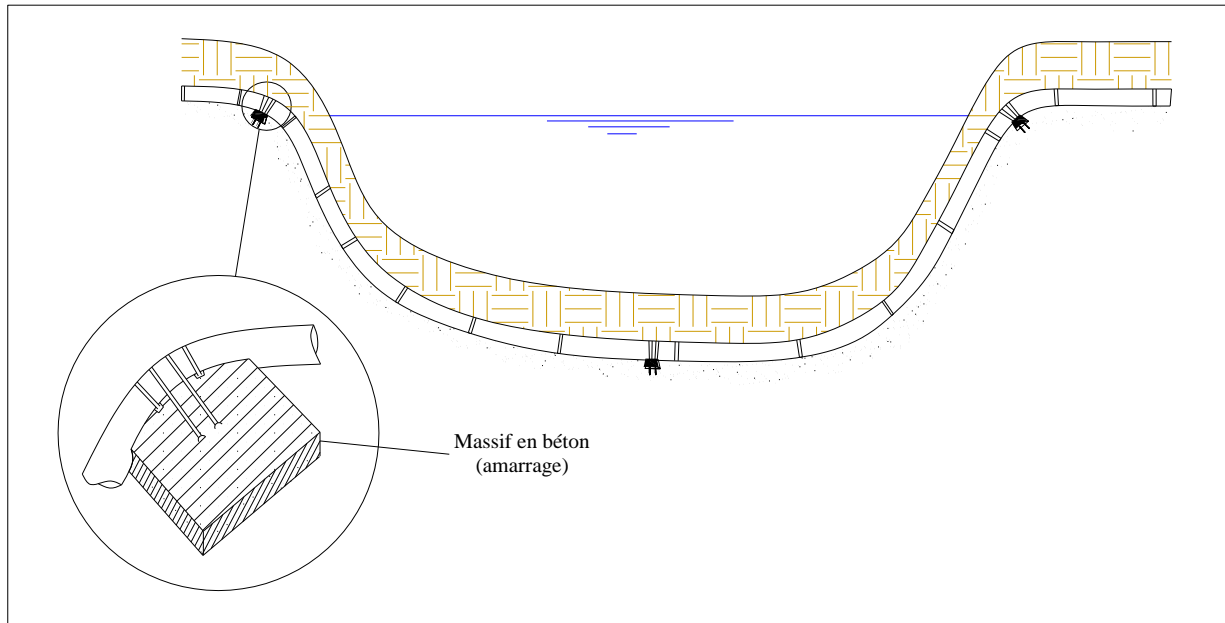


Figure V.8 : Traversée d'une rivière

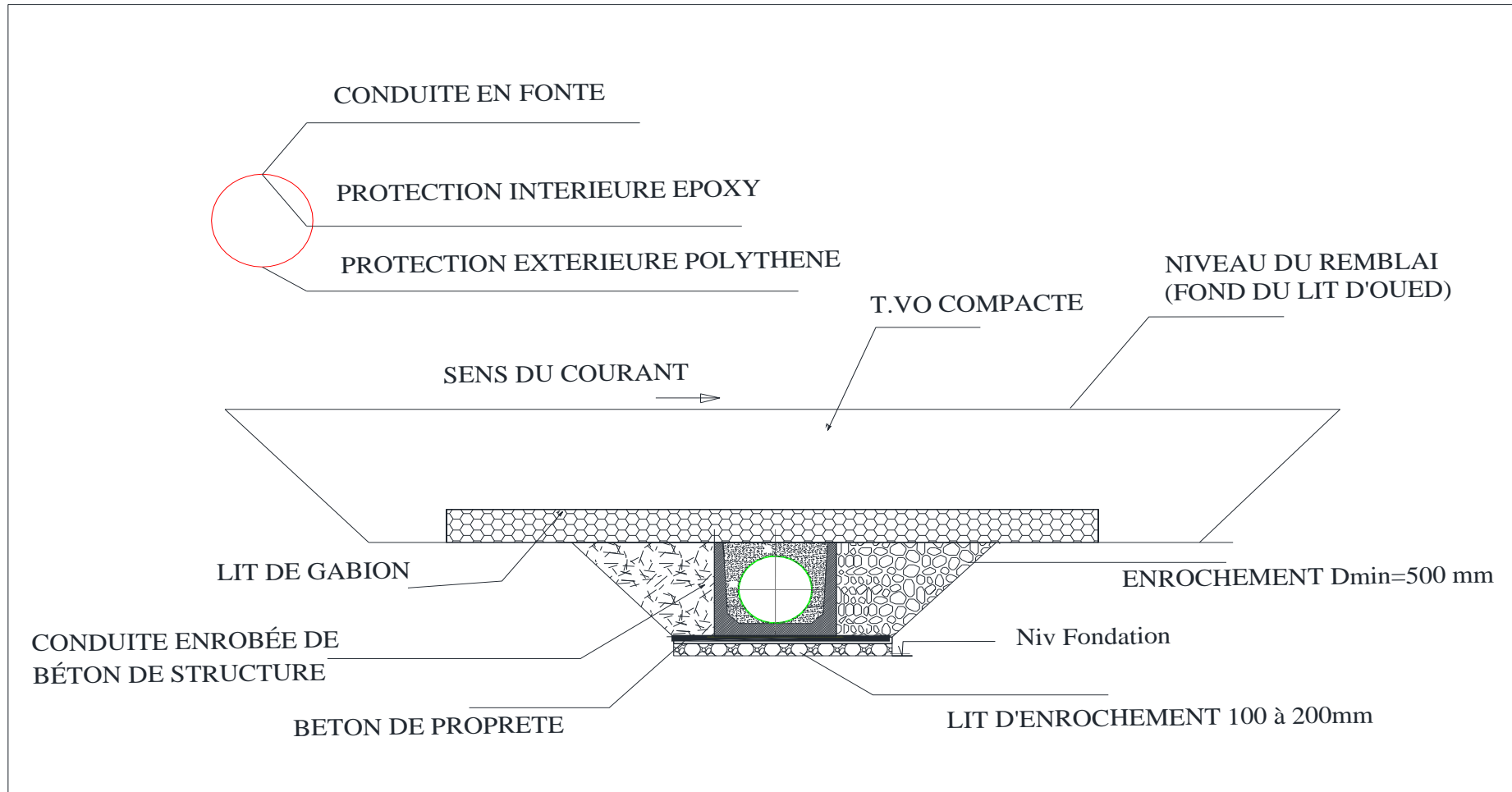


Figure V.9 : Détail de pose de canalisation

V.1.9 TRAVERSEE DE L'OLEODUC ET DU GAZODUC

En plus de la protection cathodique citée précédemment, il serait judicieux de prévoir un enrobage en béton afin d'éviter tout accident aux traversées et tout risque de tassement. Dans ce cas les tuyaux d'eau potable devront être posés au dessus de 80 cm minimum des tuyaux d'oléoduc et du gazoduc.

Ces passages devront être particulièrement surveillés lors de la pose en présence du personnel de la SONATRACH ou GRTG (gestion des réseaux et transport gaz)

V.1.10 TRAVERSEE DE LA VOIE FERREE

Dans de nombreux pays, les sociétés exploitantes exigent que les canalisations qui doivent passer sous voie ferrée, soient posées sous fourreau avec vanne amont et aval. Le fourreau est en béton, la canalisation en fonte est positionnée à l'intérieur du fourreau.

V.1.11 FORAGE DIRIGE

Le principe du forage dirigé permet l'installation des canalisations en fonte ductile sans tranchée. Les tuyaux du type ZMU sont les plus appropriés pour cette technique de pose. Ces tuyaux sont extérieurement revêtus d'une couche de minimum 5 mm de mortier de ciment projeté. Ce type de pose est indiqué pour le franchissement d'obstacles, de rivières, de voies ferrées, sans tranchée ouverte et sans perturbation de l'activité de surface. Grâce à leur revêtement, ces tuyaux peuvent être utilisés dans les sols les plus rocheux.

La pose d'une canalisation en fonte par forage dirigé se fait en plusieurs étapes

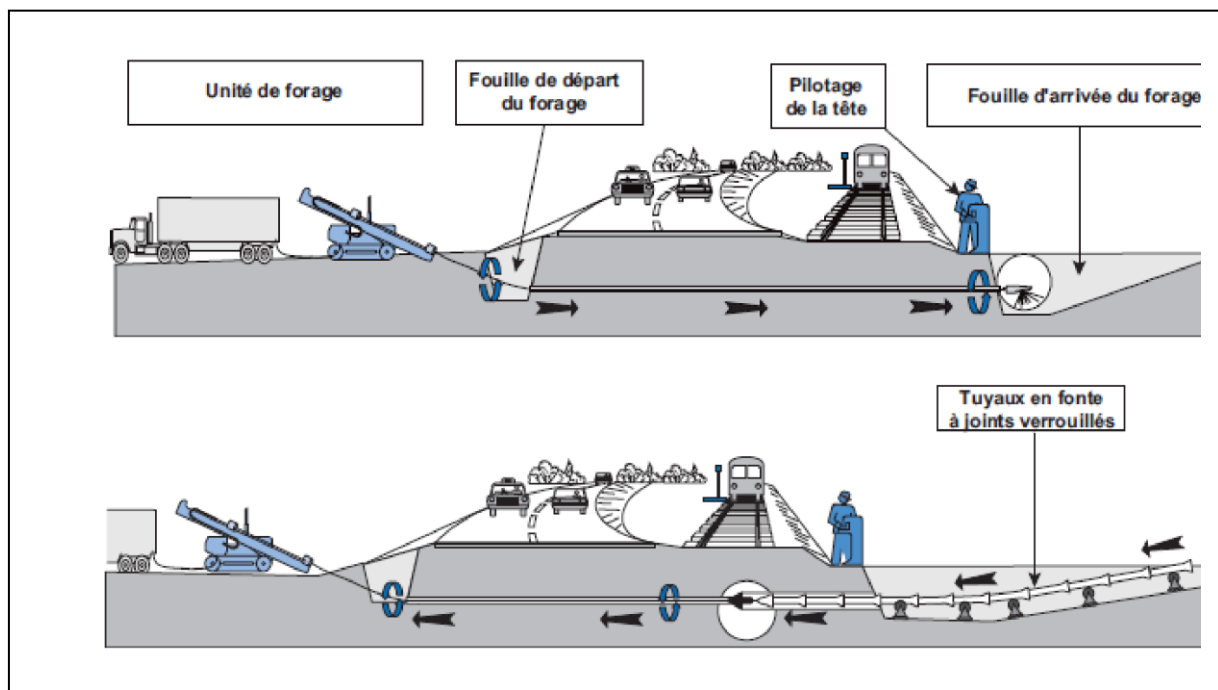


Figure V.10 : schéma de forage dirigé

Conclusion : dans le cadre du projet, et selon les terrains traversés les poses de canalisations utilisées sont :

- ✓ Pose de canalisation dans un terrain ordinaire et un mauvais terrain ;
- ✓ Pose de canalisation en galerie ;
- ✓ Pose de canalisation en pente ;
- ✓ Forage dirigé au niveau des axes principaux routier pour ne pas déranger la circulation.

V.2. PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LA CORROSION

Toute canalisation posée en terre nécessite une protection contre la corrosion. Cependant la conduite qui est la plus facilement et la plus rapidement corrodable est celle en acier. Dans notre étude nous avons opté pour des conduites en fonte ductile; toutefois nous citerons quelques types de corrosion avec leur remède respectif.

Il est donc de toute première importance d'étudier les moyens propres à limiter ses effets puisqu'il en résultera une économie dans la construction des tuyaux, lesquels sont calculés, notamment, pour résister à une pression intérieure donnée.

V.2.1. DEFINITION

La corrosion est le phénomène de dégradation d'un substrat métallique, sous l'action du milieu ambiant. Elle correspond au retour de la matière à son état le plus stable. Dans le cas du fer, par exemple, la forme stable dans la nature n'est pas le métal mais l'oxyde, c'est pourquoi une pièce en acier exposée sans protection à une atmosphère humide tend à se transformer en rouille (oxyde de fer hydraté).

V.2.2. LES DIFFERENTES FORMES DE CORROSION

a) Corrosion chimique

Elle est due à la présence de gaz dissous tels que le CO_2 et l' O_2 dans l'eau. La baisse de pH due à l'augmentation de la concentration des ions (H^+) engendre une attaque chimique dès qu'il y a une combinaison directe du métal et du milieu ambiant.

b) Corrosion électrochimique

La corrosion électrochimique est provoquée par une électrolyse caractérisée par la circulation du courant électrique.

Les processus électrochimiques créés par les différences de potentiels engendrés par la juxtaposition de masse humide et saline (milieu ambiant ou beigne la conduite) de composition chimiquement différente et dans lesquelles le potentiel de la partie métallique en contact (la surface des conduites) sera différent, cela provoquera une dissolution qui représente l'oxydation du métal qui va perdre des électrons dans le cas du fer, où l'état oxydé est plus stable que l'état réduit.

c) Corrosion biologique

La corrosion biologique est l'attaque des métaux par des bactéries. Il peut alors y avoir formation de composés, tels que le dioxyde de carbone, l'anhydride sulfureux, ou des acides

organiques qui détériorent le métal. La corrosion biologique intervient en particulier dans les canalisations enterrées.

V.2.3. LES FACTEURS DE LA CORROSION

La corrosion qu'elle soit interne ou externe, est due soit :

- ✓ À La nature du sol ;
- ✓ Aux installations électriques à courant continu situées au voisinage des réseaux d'alimentation en eau potable;
- ✓ La nature de l'eau ;
- ✓ Le matériau de la conduite ;
- ✓ L'agressivité de certaines eaux transportées, due soit au pH, la teneur en gaz dissous ou à la vitesse d'écoulement de l'eau ;
- ✓ La variation de la température de l'eau transportée.

V.2.4. CORROSION EXTERNE DES CANALISATIONS

Cette corrosion est caractérisée par une attaque du métal due à des phénomènes extérieurs en liaison, le plus souvent, soit avec la nature du sol, soit avec des installations électriques à courant continu situées au voisinage des réseaux d'alimentation en eau.

Si ces phénomènes sont importants, il peut se produire une destruction rapide des canalisations par formation de cratères qui mènent à une perforation, ou à une attaque sous forme de couche de rouille croûteuse ou filandreuse, annonçant une diminution de l'épaisseur du métal.

Il y a donc lieu d'attacher une grande importance à ces problèmes, en ce qui concerne plus particulièrement les réseaux de conduite en acier, lesquels, ordinairement, sont plus vulnérables que les conduites en fonte.

V.2.5. CORROSION INTERNE DES CANALISATIONS

A côté du problème envisagé aux paragraphes précédent et ayant trait à la corrosion extérieure des canalisations, il faut ajouter celui-ci en se rapportant à la corrosion intérieure.

Il arrive que les eaux fortement minéralisées provoquent, dans les canalisations, des dépôts se fixant sur les parois, surtout si la vitesse de l'eau est faible. Ces dépôts constituent alors autant de petites piles dans un milieu bon conducteur et il en résulte des attaques locales du métal et éventuellement, des perforations.

La présence de fer dans l'eau, même à des doses inférieures à 0,10 mg/l, peut, également, être la cause de perforation. En flocculant sous forme d'oxyde, il constitue des dépôts, donc des piles très actives. Il apparaît, sous chaque concrétion, une diminution rapide d'épaisseur du métal de la conduite.

En vue de remédier aux inconvénients signalés ci-dessus, il est indispensable, tout d'abord, d'exiger un revêtement très soigné des canalisations. Par ailleurs, on devra étudier soigneusement notre canalisation de façon à éviter les faibles vitesses.

L'exécution des travaux devra être ensuite attentivement faite. La pose de la canalisation, en particulier les joints, doit être correctement effectuée.

En fin, l'exploitation joue un grand rôle dans le maintien en bon état d'un réseau, elle doit être confiée à un personnel hautement qualifié.

* Corrosion par formation de pile

L'attaque d'une conduite métallique posée dans le sol peut être comparée à ce qui se passe lorsque l'on plonge dans un bac d'électrolyte deux métaux différents, ou l'un des deux se trouve protégé (cathode) et l'autre est attaqué (anode).

Le sol constitue, de par sa nature et en raison de l'humidité relative qui y règne, un électrolyte présentant une conductibilité plus ou moins grande. L'oxygène y joue un rôle important. Ces différences de concentration en gaz dissous dans le sol, ajoutées à des différences de concentration de sel, peuvent aboutir, en définitive, par suite de l'hétérogénéité de l'électrolyte, à la formation de piles de concentration dont la conduite en fer représente le circuit extérieur. Il naît alors un courant galvanique avec toutes les conséquences pouvant en résulter pour les zones anodiques qui se trouveront attaquées. C'est l'attaque dite par formation de pile géologique. C'est ainsi qu'il a été constaté que les terrains argileux, marécageux, humides et peu aérés sont anodiques et que les terrains calcaires, sableux, secs et bien aérés sont cathodiques.

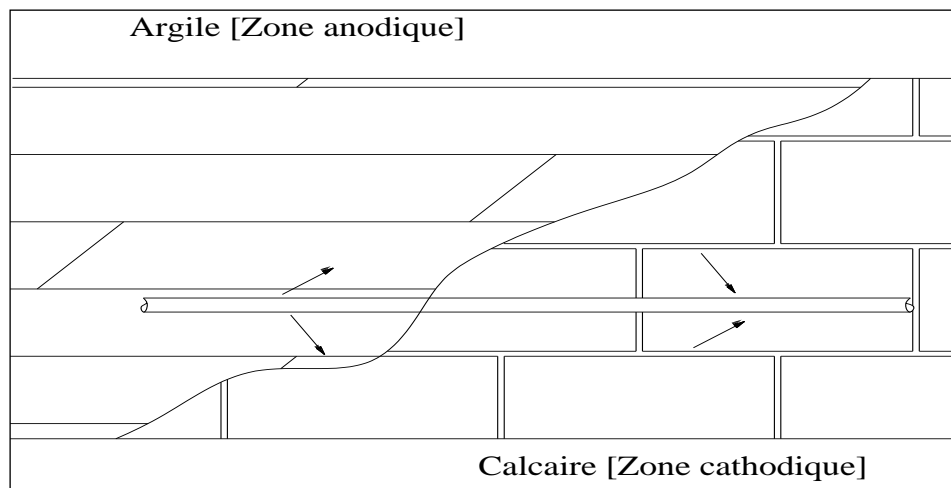


Figure V.11: Corrosion par formation de pile.

V.2.6. PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LA CORROSION

V.2.6.1 Protection contre la corrosion interne

En vue de remédier aux inconvénients cités précédemment, il est indispensable tout d'abord :

- ✓ D'exiger un revêtement intérieur des canalisations très soigné et constitué :
- ✓ D'un enduit bitumeux ;
- ✓ D'un enduit spécial.
- ✓ Eviter les faibles vitesses d'écoulement.
- ✓ Chasser l'air aux points hauts de la canalisation.
- ✓ Que la pose doit se faire avec soin

V.2.6.2 Protection contre la corrosion externe

Il s'agit de garantir une certaine durée de vie de l'objet, pour un coût minimal, comprenant tant les frais d'investissement que l'entretien. La lutte contre la corrosion englobe les méthodes suivantes :

- ✓ Protection par revêtement
- ✓ Protection cathodique si la conduite est en acier

V.2.6.3 Les revêtements

Pour que les réactions anodiques et cathodiques ne se produisent pas, on isole le métal du milieu corrodant à l'aide de revêtements, ces derniers peuvent être, soit d'un autre métal ou alliage moins sensibles à la corrosion, soit des matières plastiques où des peintures, soit des oxydes protecteurs formés à partir du métal lui-même (oxydation anodique), soit en fin, des couches passives obtenues en maintenant le métal à un certain potentiel.

Les principaux types de protection contre la corrosion extérieure sont :

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



Figure V.12 : Installations de tuyaux recouverts d'une protection en polyéthylène.

Dans notre cas de figure, une manche en polyéthylène ou une couche de goudron assureront la protection des conduites, en fonte ductile qui traverse les terrains agressifs.

CONCLUSION

La maîtrise de la pose de canalisation est primordiale dans une étude d'adduction en eau potable. Une pose mal faite sera à l'origine de fuites excessives dans le réseau qui entraîneront par la suite des infiltrations nocives et une dégradation de tout le réseau. Des essais d'étanchéités et de pressions sont obligatoires pour détecter d'éventuelles fuites au niveau des joints ou des conduites avant le remblaiement définitif.

Dans ce chapitre, différentes poses de canalisation ont été considérées selon le terrain traversé.

INTRODUCTION

Ce chapitre consiste à faire une estimation quantitative et financière de notre système de transfert

VI.1- CALCUL DU VOLUME DE TERRASSEMENTS :

VI.1.1- DECAPAGE DE LA COUCHE VEGETALE OU LA COUCHE DU GOUDRON

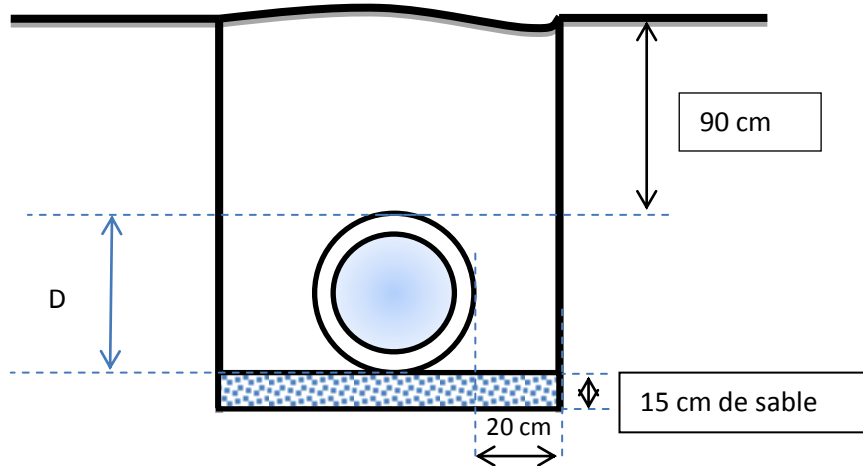


Figure VI.1 : Coupe de la tranchée dans un terrain ordinaire.

Le volume de la couche à décapier est :

$$V = B \times h \times L \text{ (m}^3\text{)}$$

B : largeur de la couche végétale (m)

h : hauteur de la couche (h = 0.1 m)

L : longueur totale des tranchées (m)

Tableau VI.1 : calcul du volume de la couche végétale ou du goudron pour les adductions

Diamètre (mm)	longueur de la conduite L(m)	largeur de la tranchée B(m)	Volume de la couche végétale V (m ³)
400 PEHD	4874,92	0,8	389,99
500 PEHD	5394,68	0,9	485,52
500 PEHD	17318	0,9	1558,62
500 FONTE	1200	0,9	108
600 FONTE	26047	1	2604,7
Total			5146,83

Donc le volume total de la couche végétale : $V_s = 5146,83 \text{ m}^3$

VI.1.2-CALCUL DU VOLUME DE DEBLAI :

D'après la planche N5 la surface à calculer est la surface rectangulaire

$$S = b \times H$$

$$b = 0.3 \times (N-1) + (0.2 \times 2) + (\emptyset \times N) \quad N = \text{nombre de conduite} = 1$$

$$H = 0,9 + \emptyset + 0,15$$

$$\text{Donc } b = 0,4 + \emptyset$$

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau VI.2

Tableau VI.2 : Calcul du volume de déblai pour les adductions

Diamètre (mm)	Longueur de la conduite (m)	Largeur de la tranchée b :(m)	Profondeur de la tranchée H : (m)	Volume de déblai (m ³)
400 PEHD	4874,92	0,8	1,45	5654,91
500 PEHD	5394,68	0,9	1,55	7525,58
500 PEHD	17318,00	0,9	1,55	24158,61
500 FONTE	1200,00	0,9	1,55	1674,00
600 FONTE	26047,00	1	1,65	42977,55
Total				81990,65

Donc le volume total de déblai est : $V_d = 81990,65 \text{ m}^3$.

VI.1.3-CALCUL DU VOLUME DE LIT DE SABLE

Ce lit correspond à une couche de sable de 15 cm sur le fond de la tranchée, c'est donc une surface constante le long de la tranchée. On calcul cette surface en utilisant la formule suivante :

$$S = e \times b \times L$$

Tableau VI.3 : Calcul du volume de sable pour les adductions

Diamètre (mm)	Longueur de la conduite (m)	Largeur de la tranchée b :(m)	Volume de sable (m ³)
400 PEHD	4874,92	0,8	584,99
500 PEHD	5394,68	0,9	728,28
500 PEHD	17318	0,9	2337,93
500 FONTE	1200	0,9	162,00
600 FONTE	26047	1	3907,05
Total			7720,25

Donc le volume total du lit de sable est : $V_s = 7720,25 \text{m}^3$

VI.1.4- CALCUL DU VOLUME DE REMBLAI

Ce volume est déduit à partir du volume du déblai. C'est le volume qu'occupe la conduite avec le volume occupé par le lit de sable

$$V_r = V_d - (V + V_s)$$

V_r : Volume du remblai compacté (m³) ;

V_d : Volume du déblai (m³) ;

V_s : Volume du sable (m³) ;

V : Volume occuper par la conduite (m³) ; $V = L \times \frac{\pi \times \theta^2}{4}$

L : Longueur de la conduite (m).

θ : Diamètre de la conduite(m).

Donc les volumes des travaux pour la conduite sont tablés dans le tableau V.4.

Tableau VI.4: calcul du volume de remblai pour les adductions

Diamètre (mm)	longueur de la conduite (m)	largeur de la tranchée b (m)	Volume de déblai (m ³)	Volume de sable (m ³)	Volume occupé par la conduite (m ³)	Volume de la couche végétale (m ³)	Volume du remblai (m ³)
400 PEHD	4874,92	0,8	5654,91	584,99	988,29	389,99	4081,63
500 PEHD	5394,68	0,9	7525,5786	728,28	253,25	485,52	6544,05
500 PEHD	17318	0,9	24158,61	2337,93	3680,07	1558,62	18140,61
500 FONT	1200	0,9	1674	162,00	255	108	1257,00
600 FONT	26047	1	42977,55	3907,05	7970,38	2604,7	31100,12
Total			81990,65	7720,25	13146,99	5146,83	61123,41

Donc le volume total du remblai est : $V_r = 61123,41m^3$

VI.1.5- VOLUME EXCEDENTAIRE

$$V_{exc} = V_f - V_r$$

V_{exc} : Volume du sol excédentaire en (m³).

V_f : Volume du sol foisonné en (m³).

Avec : $V_f = V_d \cdot K_f$

V_d : Volume du déblai en (m³)

K_f : Coefficient de foisonnement dépendant de la nature de sol pour notre cas on a : $K_f = 1,24$.

Tableau VI.5: calcul du volume excédentaire pour les adductions

Diamètre (mm)	Volume de déblai (m ³)	Volume du sol foisonné (m ³)	Volume du remblai (m ³)	Volume excédentaire (m ³)
400 PEHD	8429,54	7012,08	4081,63	2930,46
500 PEHD	2930,60	9331,72	6544,05	2787,67
500 PEHD	24158,61	29956,68	18140,61	11816,07
500 FONT	16740	2075,76	1257,00	818,76
600 FONT	42977,55	53292,16	31100,12	22192,04
Total	81990,65	101668,40	61123,41	40544,99

Donc le volume total excédentaire est : $V_r = 40544,99\text{m}^3$

Tableau VI.6: Le volume Total des travaux pour les adductions

Diamètre (mm)	Longueur de la conduite (m)	Volume de la couche végétale (m ³)	Volume de déblai (m ³)	Volume de sable (m ³)	Volume du remblai (m ³)	Volume excédentaire (m ³)
400 PEHD	4874,92	389,99	8429,54	584,99	4081,63	2930,46
500 PEHD	5394,68	485,52	2930,60	728,28	6544,05	2787,67
500 PEHD	17318	1558,62	24158,61	2337,93	18140,61	11816,07
500 FONT	1200	108	16740	162,00	1257,00	818,76
600 FONT	26047	2604,7	42977,55	3907,05	31100,12	22192,04
Total		5146,83	81990,65	7720,25	61123,41	40544,99

VI.2-DEVIS ESTIMATIF DES TRAVAUX

Tableau VI.7: Volumes et coûts des travaux total

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Décapage de la couche végétale	m ³	5146,83	200	1029366
2	Déblai	m ³	81990,65	400	32796260
3	Lit de sable	m ³	7720,25	300	2316075
4	Remblai compacté	m ³	61123,41	400	24449364
6	Volume excédentaire	m ³	40544,99	300	12163497
Total (hors taxe)					72 754 562

VI.3- CALCUL DU COUT DES CONDUITES ET ACCESSOIRES

VI.3.1- COUT DES CONDUITES

Tableau VI. 8 : Coût des conduites

Diamètre (mm)	Longueur de la conduite (m)	Prix unitaire des conduites (DA)	Prix total (DA)
400 PEHD	4874,92	7516,571	36 642 682,3
500 PEHD	5394,68	11724,792	63 251 500,9
500 PEHD	17318	11724,792	203 049 948
500 FONT	1200	28 000	33 600 000
600 FONT	26047	38 000	989 786 000
Total			1 326 330 131

VI.3.2-EVALUATION ET COUT DES ACCESSOIRES

Tableau VI.9: Estimation des vannes

Type	Diamètre 400(mm)	Diamètre 500(mm)	Diamètre 600(mm)	Total
vanne	0	3	0	4

Tableau VI.10: Coût des vannes

Type de coude	Nombre*Prix unitaire D 400 mm	Nombre*Prix unitaire D 500 mm	Nombre*Prix unitaire D 600 mm	Coût Total (DA)
vanne	0	702 000	0	702 000

Tableau VI.11 : Estimation des ventouses et coût.

Type	Prix unitaire D 150 mm	La somme Des ventouses	Coût des ventouses (Da)
Ventouse	225 000	4	900 000

Tableau VI.12 : Estimation du coût de regard pour les ventouses et les vannes de vidange

Type	Volume béton armé dosé à 350 kg/m ³	Prix unitaire du béton armé dosé à 350 kg/m ³	Volume Béton de propreté dosé à 150kg/m ³	Prix unitaire Du béton armé dosé à 150 kg/m ³	Le nombre de regards	Coût total (DA)
Regard de Ventouse	0,225	35 000	0.049	15 000	4	34 440
Regard de vidange	0,225	35 000	0.049	15 000	3	25 830
						60 270

Tableau VI.13 : Coût de Grillage Avertisseur.

Type	Longueur total	Prix unitaire	Coût total (Da)
Grillage Avertisseur	54834,60	7,82	428 806

Tableau VI.14 : Estimation du réservoir

Type	Volume m ³	Nombre de réservoir	Coût (DA)
Réservoir élevé	3000	2	40 550 000
Reservoir élevé	5000	3	82 950 000
Total			123 500 000

Tableau VI.15 : Estimation de la pompe.

Type	Débit (l/s)	HMT (m)	Nombre de pompe	Coût (DA)	Coût *le nombre de pompe (DA)
MEC-AZ 2/80 A	47,3	47,68	6	170 000	1 020 000
MEC_AZRBH 2/125 D	95	58,19	7	300 000	2 100 000
MEC_AZRBH 2/125 A	98,9	79,23	7	330 000	2 310 000
MEC-AZ 1/100 A	55,6	19,7	7	250 000	1 750 000
Total					7 180 000

Tableau VI.16 : Coût total des accessoires.

Type	Coût (DA)
Vanne	702 000
Ventouse	900 000
Regard de ventouse	34 440
Regard de vidange	25 830
Grillage Avertisseur	428 806
Réservoir	123 500 000
Pompe	7 180 000
Total	132 771 076

VI.4-COUT TOTAL DU PROJET

Le tableau VI.18 présente le coût total de notre projet de transfert d'eau

Tableau VI.17 : Coût total du projet.

Coût de terrassement	72 754 562
Coût de conduite	1 326 330 131
Coût des accessoires	132 771 076
Total hors taxe en DA	1 531 855 769

CONCLUSION

Après une estimation des travaux, des conduites et accessoires, on a évalué le coût total de notre projet de transfert d'eau à **1 531 855 769 DA** (prix hors taxe) .

CONCLUSION GENERAL

A travers ses conclusions à la fin de chaque chapitre, nous espérons avoir atteint les objectifs visés.

Après avoir étudié le projet en détail, il est donc possible d'alimenter en eau les villes au sud de la Wilaya de Tlemcen et à l'ouest de la Wilaya de Sidi Bel Abbés, tout en favorisant le maintien de la population des zones rurales proches du Chott El Gharbi et de ces Wilayas.

Un choix délibéré de solutions techniquement pertinentes mais simples et standardisées au maximum devrait permettre de réaliser les travaux dans des délais raisonnables.

Nous allons veiller pour qu'aussi cette adduction contribue à satisfaire tous les besoins de la zone d'étude, vu qu'elle est dimensionnée pour l'horizon 2033 et pour un débit journalier majoré de 1070908 m³/j.

Afin d'assurer l'alimentation en eau potable des différentes localités concernées par cette étude nous avons suivi les étapes suivantes : dans une première phase nous avons réalisé des enquêtes et recherche de l'information au niveau du terrain et dans diverses structures administratives et de réalisation ; ce qui nous a permis par la suite de dresser les besoins en eau du projet, de dimensionner :

- Les réservoirs : deux de 3000 m³ et trois de 5000 m³ ;
- Conduites d'adduction : en PEHD de diamètres 400mm et de longueur 4874,92m, diamètre 500 mm et longueur 22712,68m et en Fonte de diamètre 500 mm et longueur 1200m, de diamètre 600mm et longueur 26047m ;
- Les trois stations de pompage avec 6 pompes pour la première et 7 pour les deux autres à utiliser pour le tronçon de refoulement ;
- L'emplacement des antis bélier nécessaire à la garantie de la longévité des conduites et la protection des pompes (deux réservoirs de 70000L et trois 250000).

Le choix d'équipements reconnus pour leur fiabilité et leur facilité de maintenance devrait permettre des conditions d'exploitation aisées et économiques, rarement rencontrées dans un projet d'une telle ampleur.

BIBLIOGRAPHIE

[1] **ABRAMOV.N** .Alimentation en eau potable. Moscou, 1982.

[2] **F.VALIRON**. Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement. Tome I, 2003P.205, 206, 207, 216,217.

[3] **C.GOMELL et H.GUERREE**. La distribution d'eau dans les agglomérations de petite et moyenne importance ., Edition EYROLLES, 2004, université LAVAL.

[4] **A.LENCASTRE** .HYDRAULIQUE GENERALE. Cepadu es-Editions, 2000.

[5] **B.SALAH**. Polycopie d'Alimentation en Eau Potable. ENSH 1993, p.30 a, 63, 64,72, 73,74, 75,76.

[9] **A. Morel**, 1994.

Les mémoires fins d'études :

[8] **Y.BELKBIR**,(2013) <<etude du transfert d'eau potable a partir du complexe hydraulique sahel pour l'alimentation de la nouvelle ville Sidi Abdellah et renforcement des communes de Douera, Baba Hassen, Ouled Fayet et Souidania>>.(mémoire de fin d'étude ,ENSH.

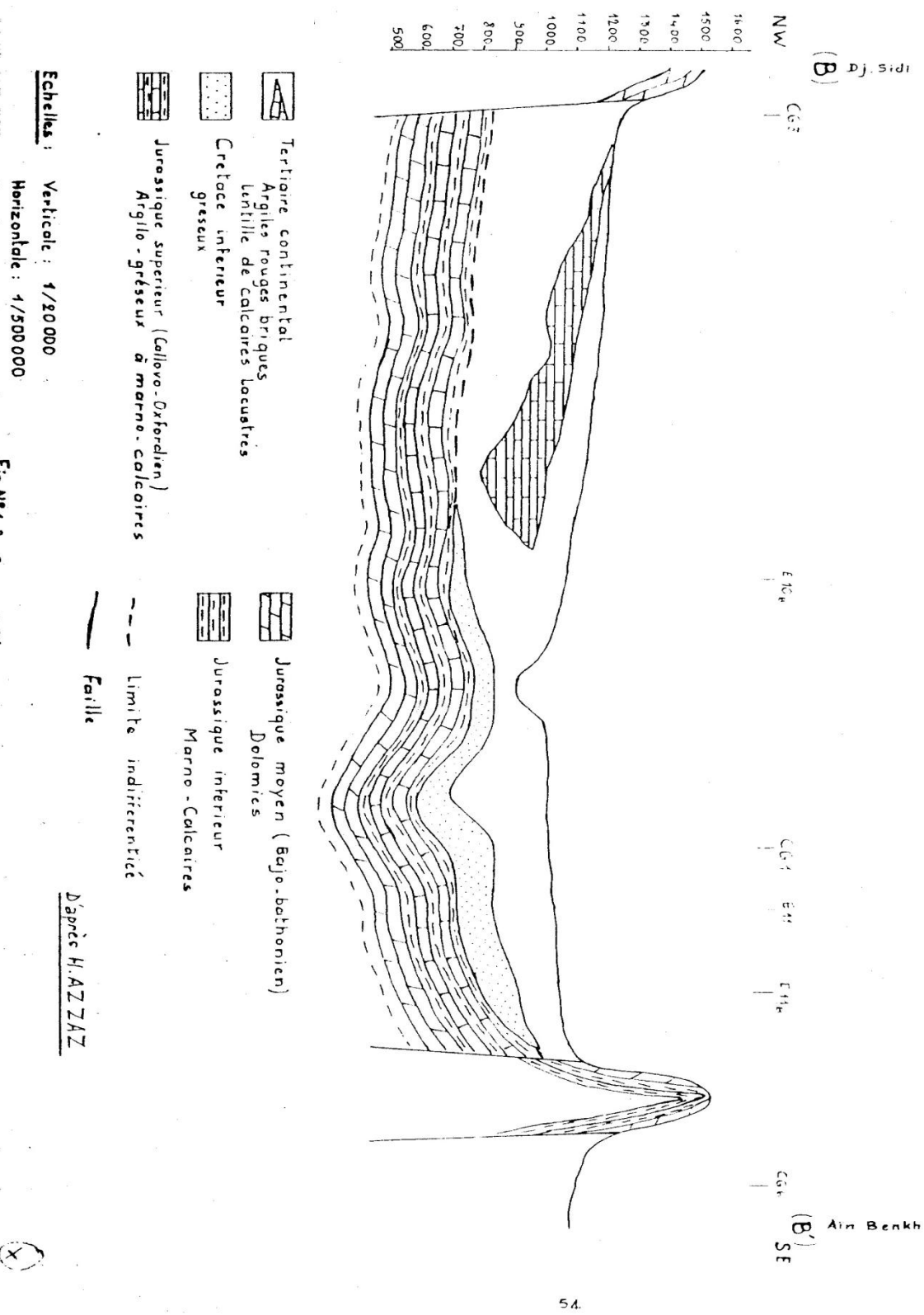
Catalogue :

[6] Caprari

[7] Charlatte (réservoirs hydraulique)

Annexes

ANNEXE I



ANNEXE I.1 résultat de la géophysique

SONDAGE Bab er Rachidia " Chatt El Gharbi "

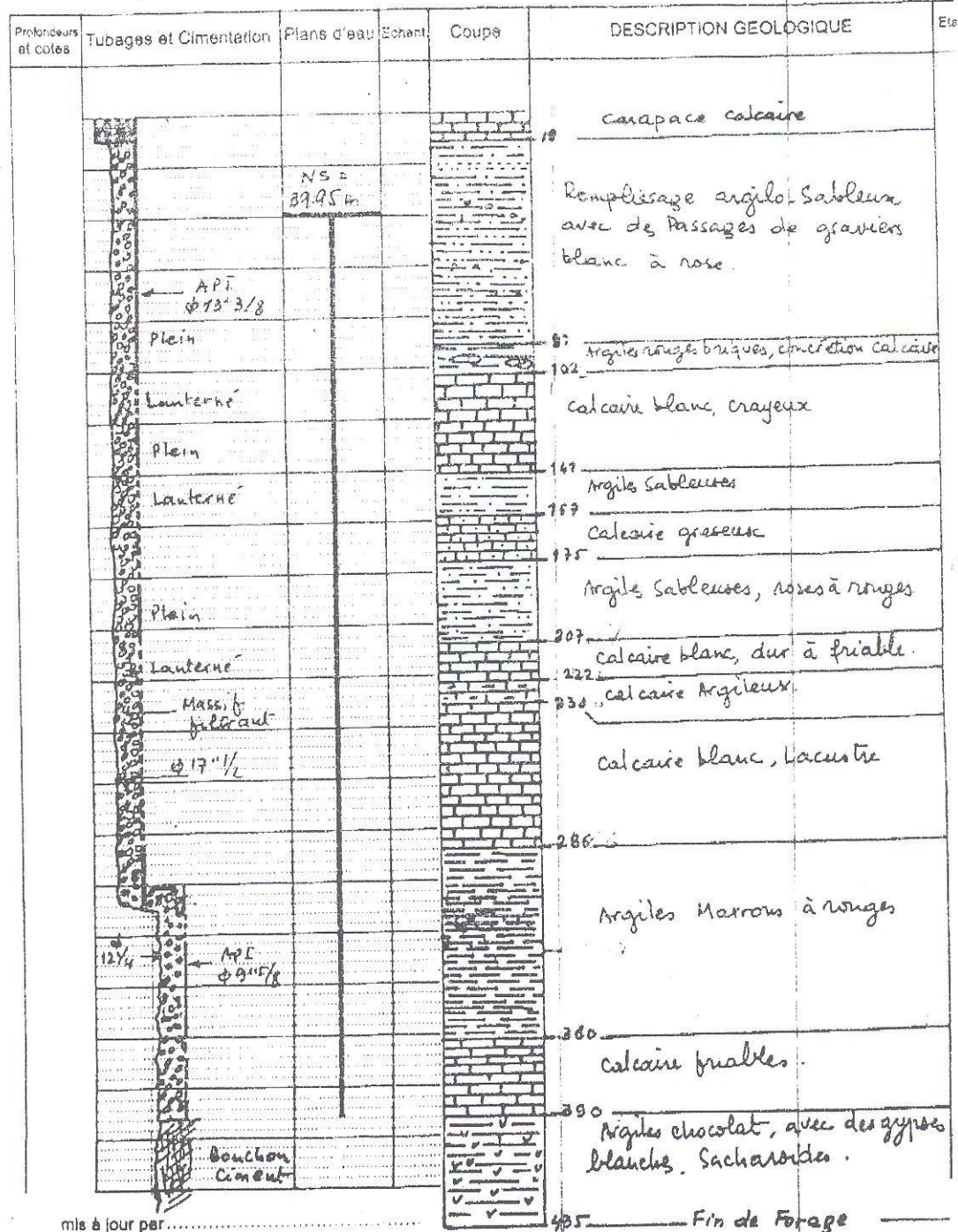
Carte : *Chatt El Gharbi* N° E 10 Echelle: 1:700000

Date des travaux : 05.02.06 - 12.07.07 X 133.500 Long :

Echelle de la coupe : Y 348.200 Latit :

N° Catalogue	N° Inventaire

Z/sol

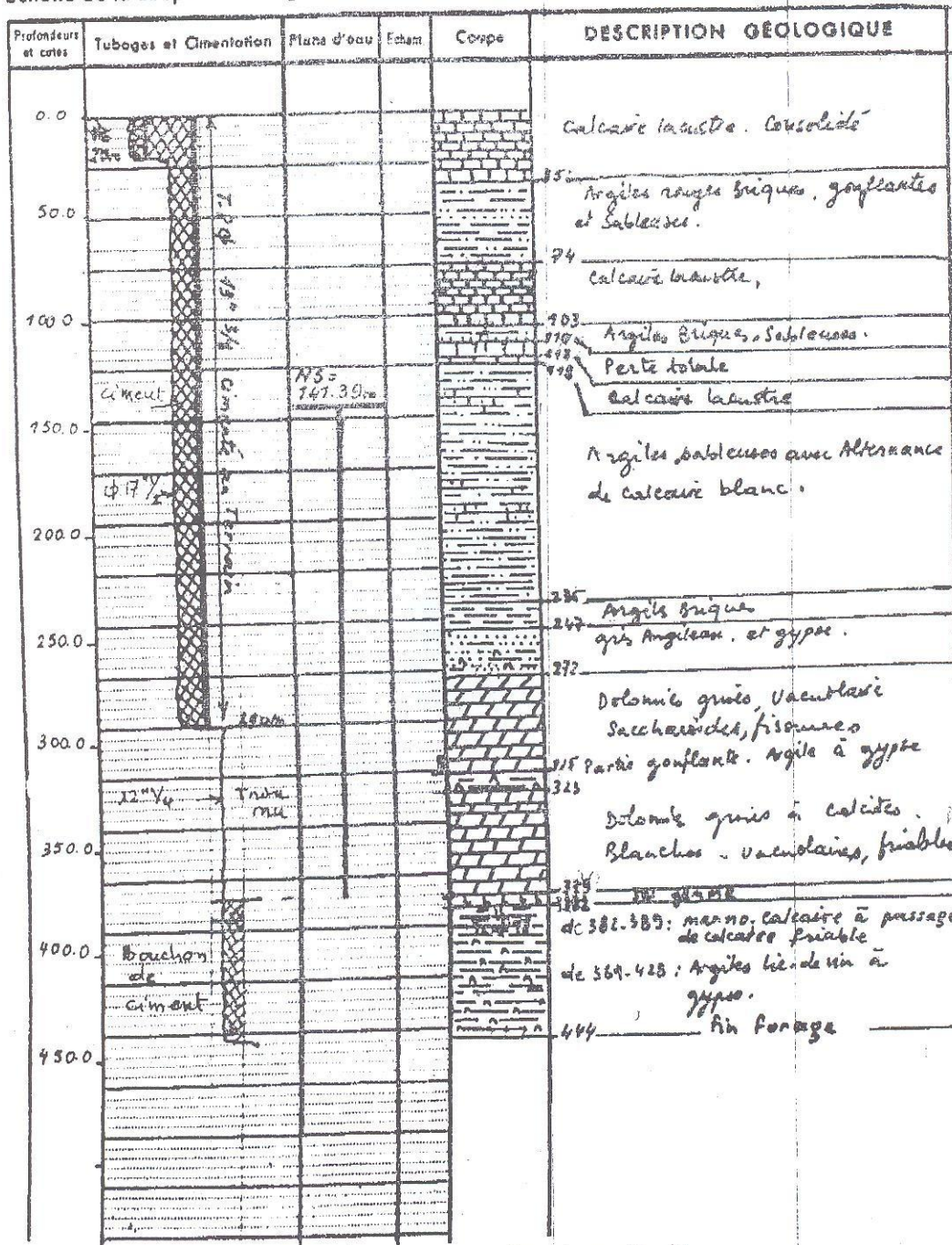


ANNEXE I.2 .coupe lithologique du forage de Maghbouira Bab rachidia

Chott El Gharbi.
SONDAGE Barrage Bouterkine
 Carte: E10 EL KASDIR au 1:200000
 Date des travaux: 27.05.04 - 04.09.05
 Echelle de la coupe: 1:2500

(1)

N° Fichier Forages: [] N° INVENTAIF: []
 X: 123.200
 Y: 363.700 Z: []



mis à jour par A. ACHACHI le Janvier 2007.

ANNEXE I.3 .coupe lithologique du forage de Bouterkine

	Mesures brutes			Mesures brutes diminuées des valeurs "hors norme"		
	RS (mg/l)	SO4 (mg/l)	NO3 (mg/l)	RS (mg/l)	SO4 (mg/l)	NO3 (mg/l)
Valeurs recommandées selon Normes algériennes		250			250	
Champ captant						
Oglat Maghboura						
Débit total du champ (l/s)	120	120	120	120	120	120
Forage 1	2280	551	10			
Forage 2	860	288	16	860	288	16
Moyenne	1570	420	13	430	144	8
Bab el Rachidia						
Débit total du champ (l/s)	484	484	484	484	484	484
Forage 1	1460	433	50	1460	433	50
Bouterkine						
Débit total du champ (l/s)	336	336	336	336	336	336
Forage 1	860	204	7	860	204	7
Forage 2	6000	3890	13			
Forage 3	480	139	42	480	139	42
Forage 4	880	237	11	880	237	11
Moyenne	2055	1118	18	555	145	15
Moyenne pondérée des champs captants de Oglat Maghboura, Bab Rachidia et Bouterkine						
Total des débits	940	940	940	940	940	940
Valeurs pondérées	1687	676	34	1005	293	32

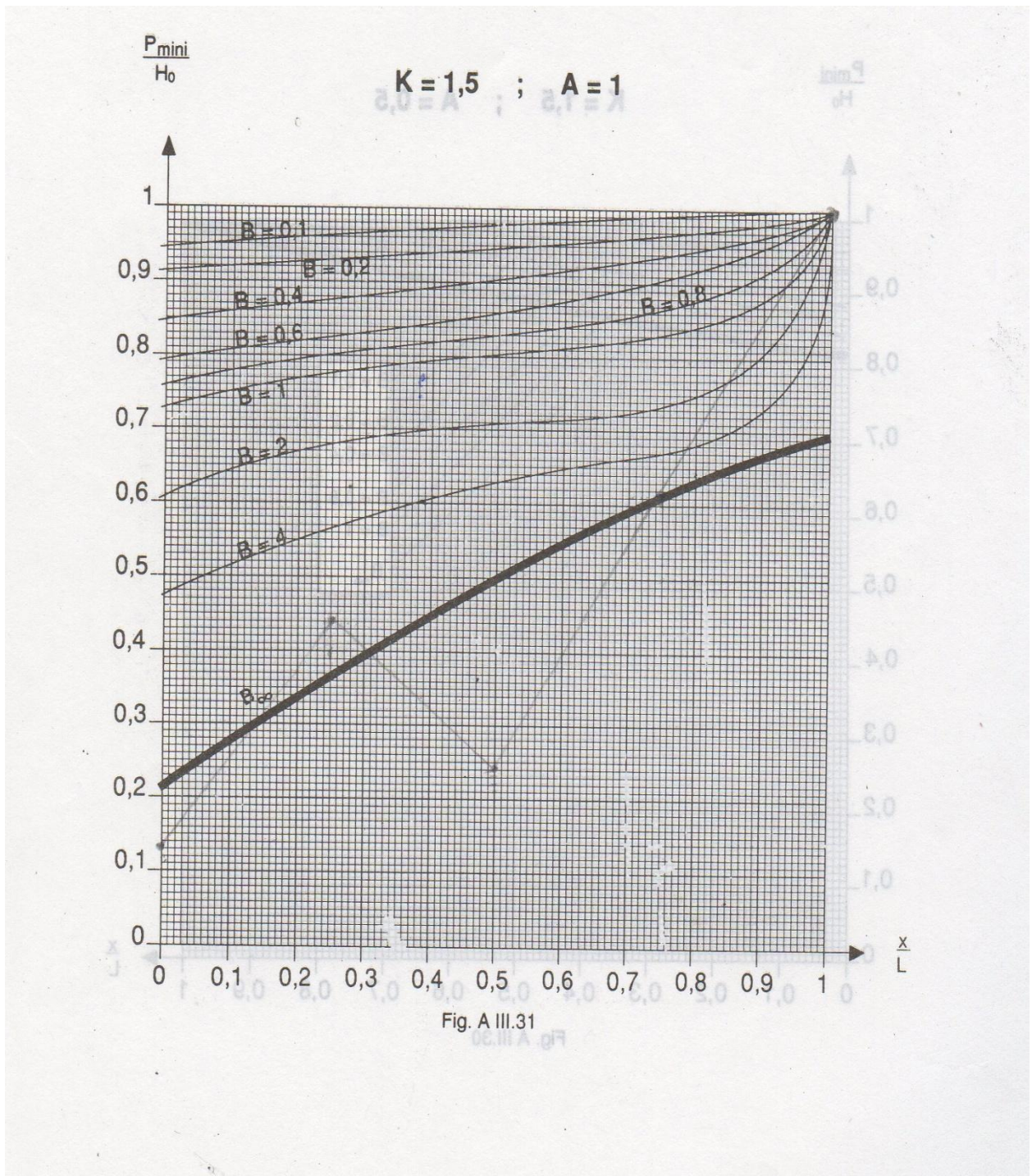
ANNEXE I.3. Résultats des analyses de l'eau

ANNEXE II

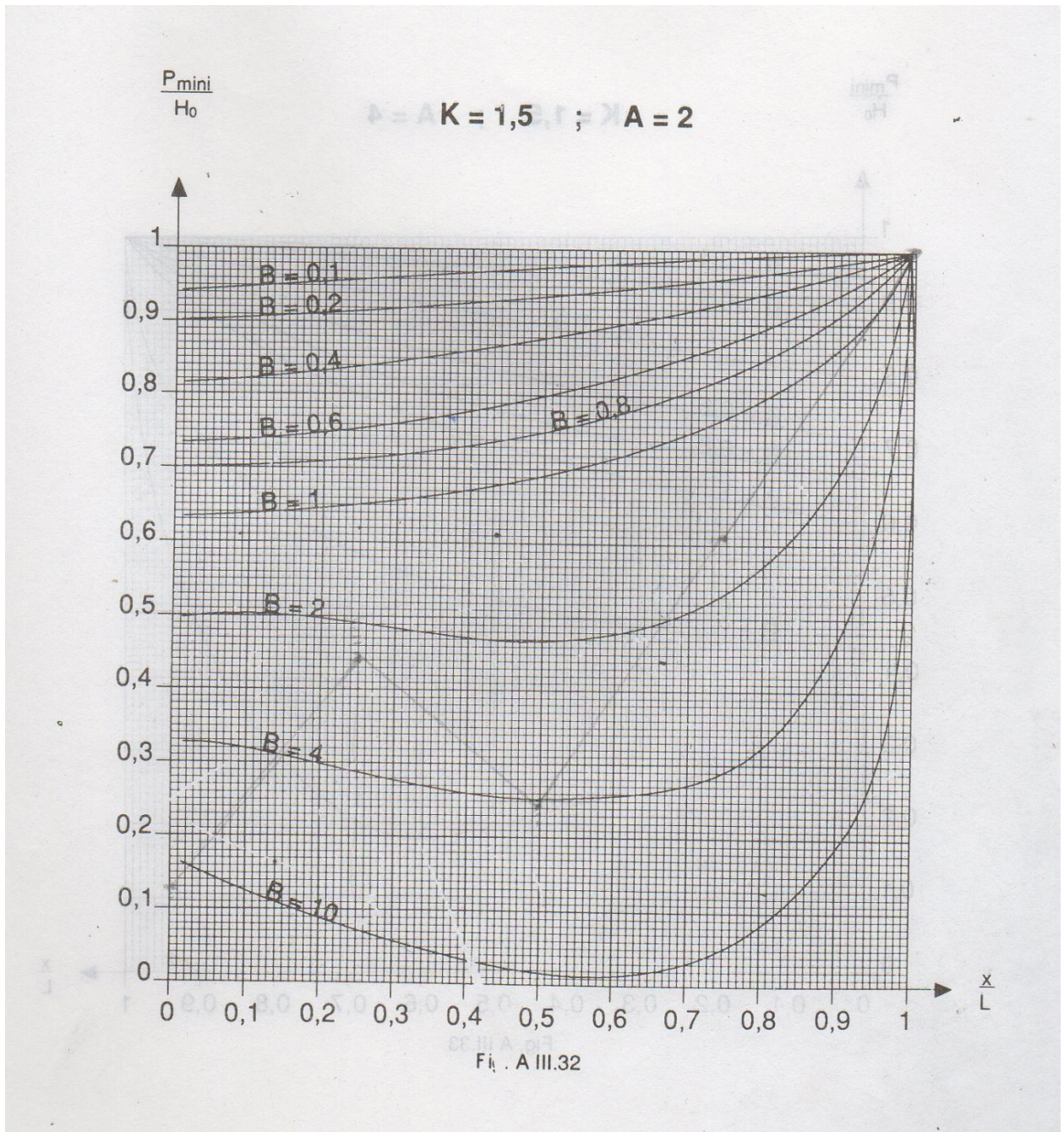
Tableau II.6: Répartition horaire des pourcentages du débit maximum journalier

Heures	Nombre d'habitants				Aggl.de type rural
	< 10000	10000 à 50000	50000 à 100000	> 100000	
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	4.20	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01
Total	100%	100%	100%	100%	100%

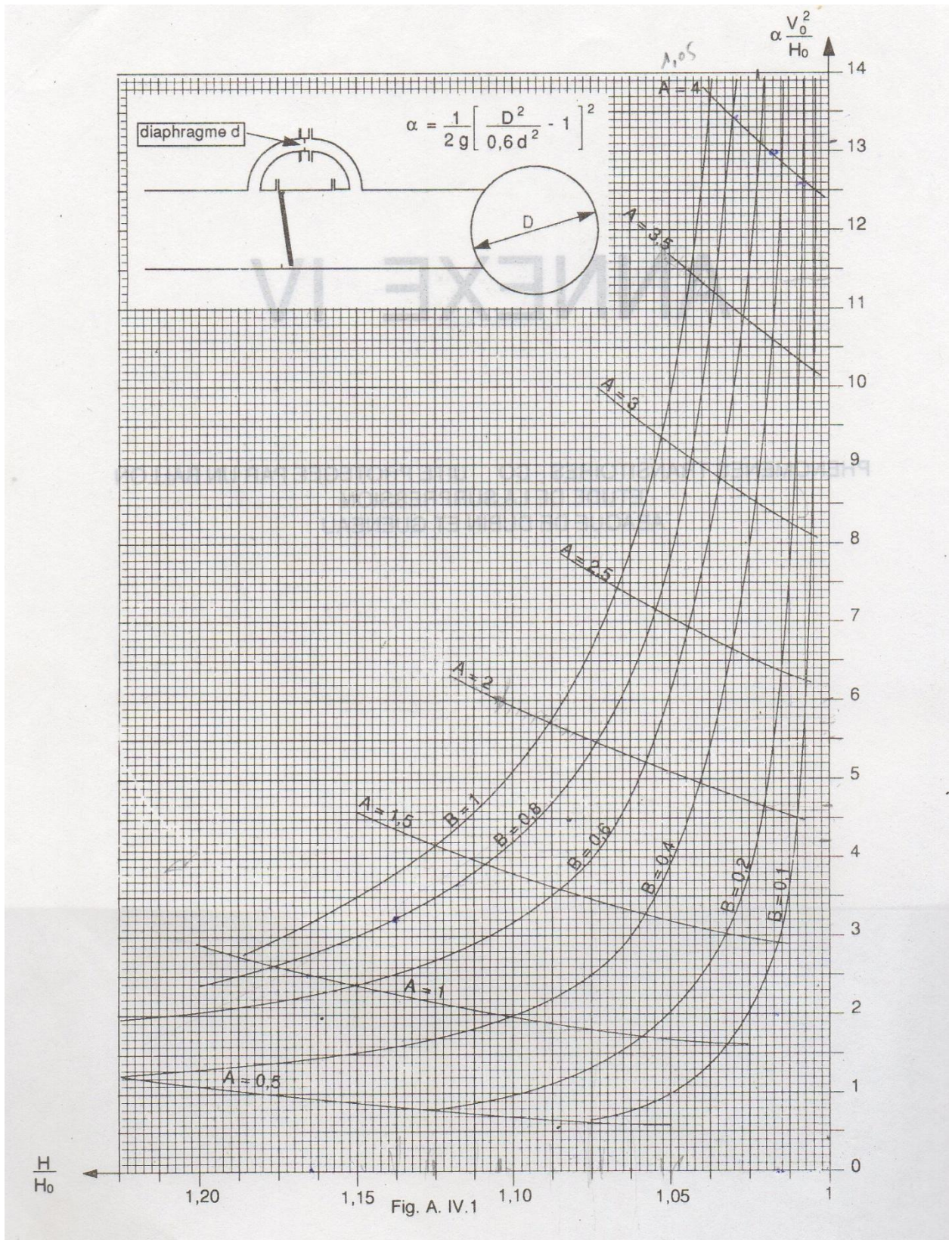
ANNEXE IV



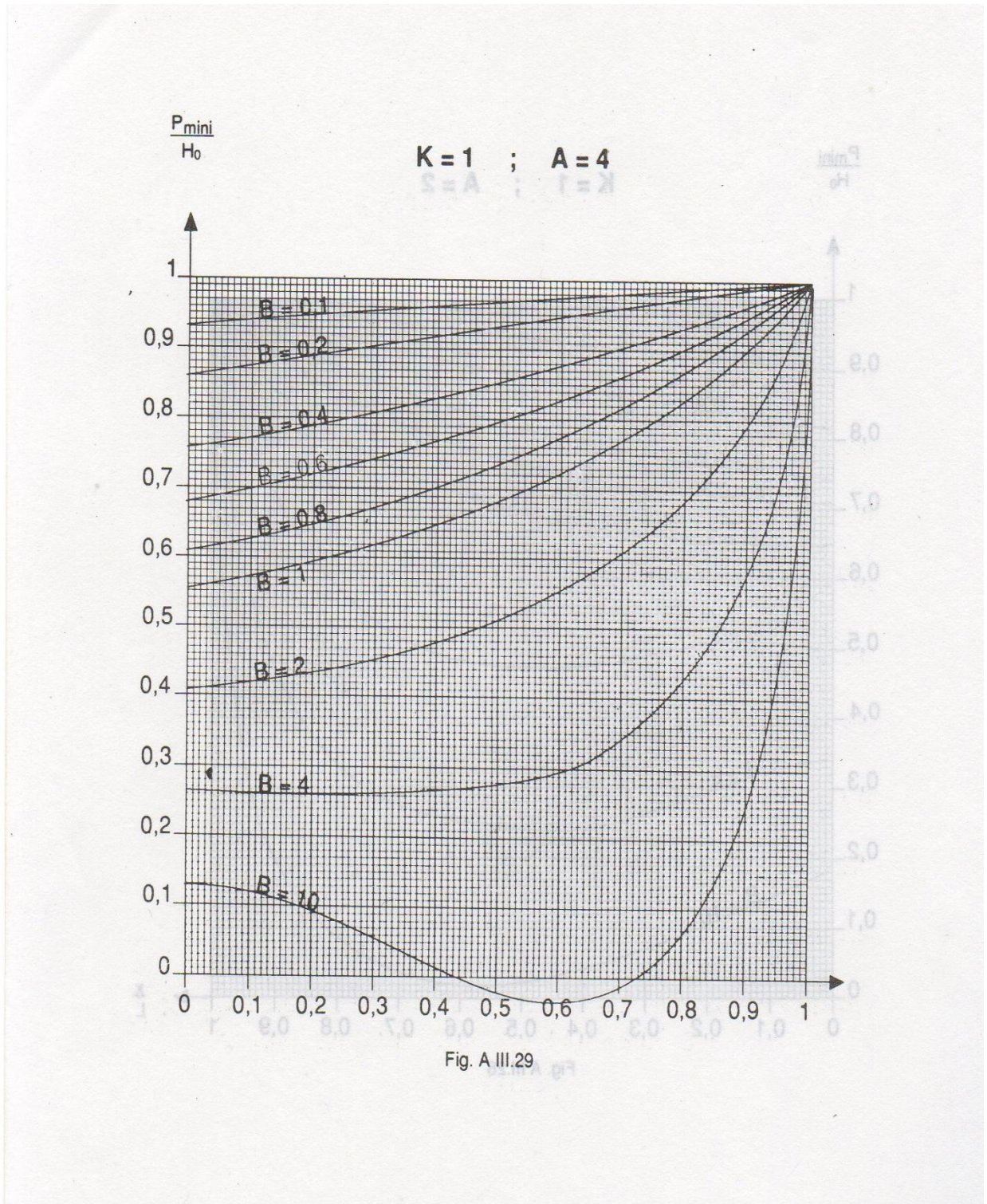
ANNEXE IV .1: l'abaque de Menier (K=1.5, A=1)



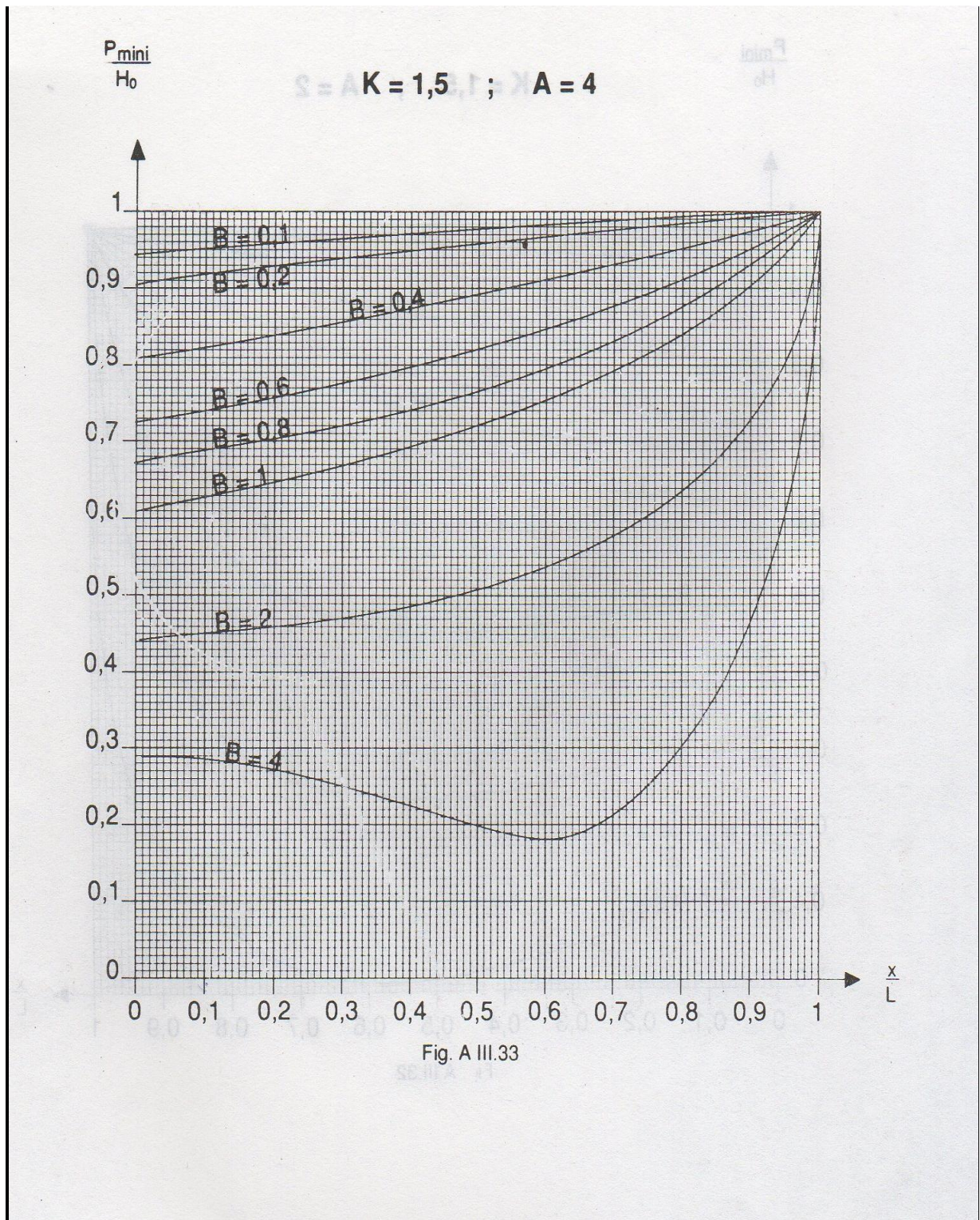
ANNEXE IV .2: l'abaque de Menier (K=1.5, A=2)



ANNEXE IV .3: Abaque de Dubin et Gueneau de surpression



ANNEXE IV .4: l'abaque de Menier ($K=1$, $A=4$)



ANNEXE IV .5: l'abaque de Menier (K=1.5, A=4)

**PEINTURE**

Interne. Peinture époxy alimentaire sans solvant, couleur blanche, épaisseur 100 microns.

Externe. Laque polyuréthane couleur orange et apprêt anti-corrosion polyuréthane, épaisseur 50 microns.

**VESSIE**

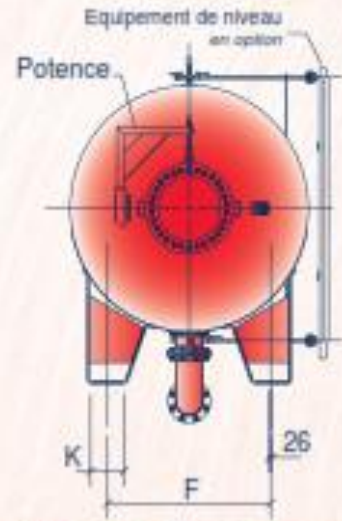
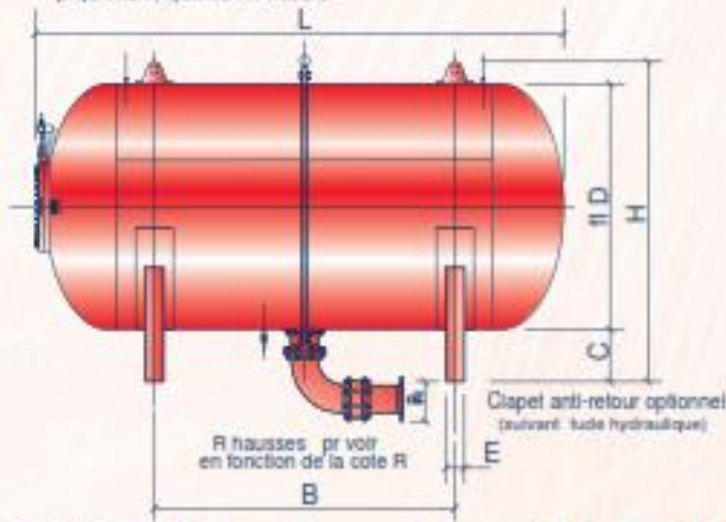
Butyl interchangeable qualité alimentaire avec ACS (Attestation Conformité Sanitaire).

**GARANTIE**

"Sans pièces d'usure et sous réserve des conditions normales d'utilisation."

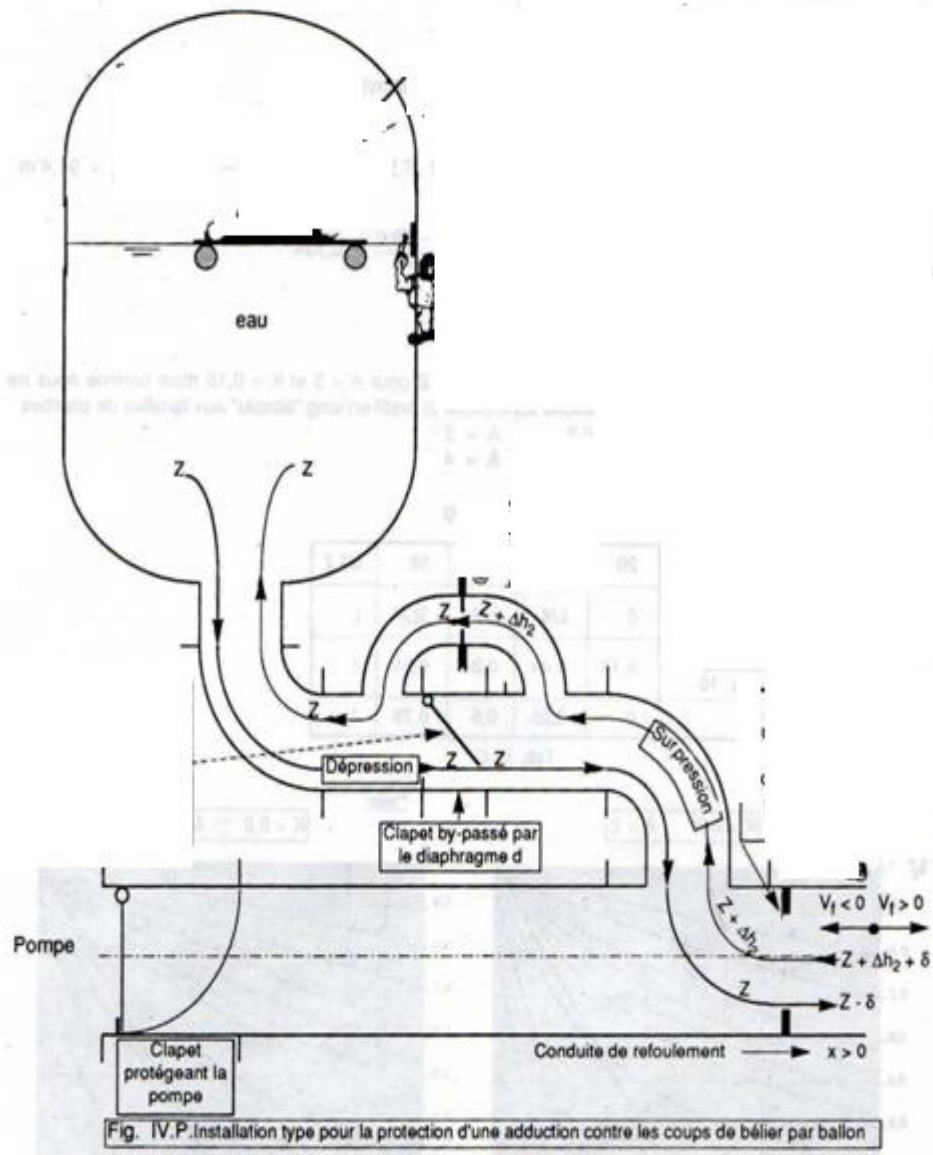
**EMBALLAGE**

Sans.



Capacité L	Ø D	L	H	Cote B (mm)	Cote E	Cote F	Cote K	Cote C	Potence
3000	1200	3010	1770	1600	150	900	167	400	Non
4000	1200	3800	1770	2400	150	900	167	400	Non
5000	1500	3170	2070	1700	150	1200	158	400	Non
6000	1500	4024	2070	2200	150	1200	158	400	Non
7000	1500	4480	2070	2500	150	1200	158	400	Non
8000	1500	4970	2070	3200	150	1200	158	400	Non
9000	1500	5470	2070	3700	150	1200	158	400	Non
10000	1900	4240	2470	2200	150	1300	268	400	Oui
10000	2100	3550	2670	1600	300	1600	328	400	Oui
12000	1900	4800	2470	3000	150	1300	268	400	Oui
12000	2100	4150	2670	2200	300	1600	328	400	Oui
15000	1900	5920	2470	3700	150	1300	268	400	Oui
15000	2100	4940	2670	3000	300	1600	328	400	Oui
18000	1900	7200	2470	5200	150	1300	268	400	Oui
18000	2100	6000	2670	3900	300	1600	328	400	Oui
20000	1900	7740	2470	5500	150	1300	268	400	Oui
20000	2100	6340	2670	4400	300	1600	328	400	Oui
25000	1900	9500	2470	5700	150	1300	268	400	Oui
25000	2100	7800	2670	5500	300	1600	328	400	Oui
25000	2500	5560	3300	3150	500	1900	500	590	Oui
30000	2100	9400	2670	5700	300	1600	300	400	Oui
30000	2500	6840	3300	4200	500	1900	500	590	Oui
35000	2500	7960	3300	5400	500	1900	500	590	Oui
35000	3000	5830	3800	3000	500	1900	500	590	Oui
40000	3000	6430	3800	3600	500	1900	500	590	Oui
50000	3000	7830	3800	5000	500	1900	500	590	Oui
60000	3000	9330	3800	6000	500	1900	500	590	Oui
70000	3000	10830	3800	7500	500	1900	500	590	Oui

ANNEXE IV .6 : Catalogue pour l'anti belier



ANNEXE IV .7: Installation pour la protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier