

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Dimensionnement de l'adduction du champ de captage de Bordj El Ghedir ver la ville de Bordj Bou Arreridj (w. Bordj Bou Arreridj) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0026-14

APA Citation (توثيق APA):

Mehaya, Mahfoud (2014). Dimensionnement de l'adduction du champ de captage de Bordj El Ghedir ver la ville de Bordj Bou Arreridj (w. Bordj Bou Arreridj)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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 HYDRAULIQUE URBIN

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: Conception Des Systèmes d'Alimentation en Eau Potable

THEME DU PROJET :

**DIMENSIONNEMENT DE L'ADDUCTION DU CHAMP DE
CAPTAGE DE BORDJ EL GHEDIR VER LA VILLE DE
BORDJ BOU ARERIDJ (W.BORDJ BOU ARERIDJ)**

PRESENTE PAR :

M^r MEHAYA MAHFOUD

Devant les membres du jury

	Noms et Prénoms	Grade	Qualité
M ^r	S.BOUALEM	Professeur	Président
M ^{me}	F.AMOUR	M.A.A	Examinatrice
M ^{me}	W.MOKRANE	M.A.A	Examinatrice
M ^{me}	L.KADDI	M.A.A	Examinatrice
M ^{me}	L.MOUHOUB	Ingénieur en chef	Examinatrice
M ^r	A.ZEROUAL	M.A.A	Promoteur

Session - 2014

Dédicaces

Je dédie ce travail :

*Avant tout à mes chers parents, Qui m'ont soutenu durant toutes ces
années de formation.*

À mes sœurs mes frères Miro , Rabeh

*Et les enfants de mes sœurs
Hamada, assill, eyad et ayoub*

À

*À toute la famille Mehaya ,
Harmouche ,*

À tous mes amis sans exception et d'une façon spéciale à : hamza

Brahim Bilel Zaki Moussaab Moh nabil farouk Oussama nour

KHABAB YUCEF

MEHAYA MAHFOUD



Remerciements

Avant tout, je remercie le bon Dieu qui a illuminé mon chemin et qui m'a donné la force, ainsi que la bonne volonté pour achever le cursus universitaire et ce modeste travail.

Je tiens en premier lieu à exprimer ma profonde gratitude à ma promoteur A. Zeroual pour son aide, ses conseils instructifs et précieux, sa confiance, ses encouragements et qui a bien voulu m'encadrer pour l'élaboration et le suivi de ce projet de fin d'étude.

Je remercie Monsieur B.SALAH et Madame W.Mokrane Madame ammeur Mademoiselle Kaddi, pour leurs conseils durant l'année de spécialité ainsi que pour leurs disponibilités à chaque fois que je les sollicite.

Je profite de l'occasion pour remercier tous mes enseignants de l'ENSH de la première année jusqu'à la cinquième année.

Je tiens aussi à exprimer mes vifs remerciements à toutes les personnes qui m'ont aidé tout au long de mon travail.

Mon respect aux membres du jury qui me feront l'honneur d'examiner mon travail : Mr B. SALAH, M^{me} W.MOKRANE, AMMEUR, Kaddi



Sommaire

Intoduction générale	1
Chapitre I : présentatuion de la zone d'étude	
I.1 Situation géographique.....	2
I.2 Aperçu Topographique.....	2
I.3 Hydrographie.....	2
I.4 Aperçu climatologie	2
I.4.1 Température	2
I.4.2 Pluviométrie : Période (1990-2010).....	4
I.4.3 Humidité.....	5
I.4.5 Vent	5
I.5 Aperçu géologique	6
I.5.1 Géologie régionale	6
I.6 Aperçu démographique	6
I.7 Aperçu hydraulique	6
I.7.1. Ressource en eau	6
I.7.2 Caractéristiques hydrauliques des forages et des sources	7
1.7.3 Adductions.....	8
I.8 Réseaux de distribution de la ville de Bordj Bou Arréridj	11
Chapitre II :estimation des besoin en eau	
II.1 Introduction.....	12
II.2 Evaluation de la population future	12
II.3 Estimation des besoins journaliers	13
II.4 Besoins en eau par catégorie	14
II.5 Estimation des besoins en eau potable à l'horizon 2038	16
II.5.1 Calcul des besoins moyens journaliers	17
II.6 Besoins domestiques pour l'année 2014 et l'horizon 2038	18
II.7 Récapitulation des besoins moyens journaliers	18
II .8 Variation des débits de consommation dans le temps.....	18
II .9 Coefficient d'irrégularité.....	18
II .9.1 Coefficient d'irrégularité maximale ($K_{max j}$)	18
II.9.2 Coefficient d'irrégularité minimale ($K_{min j}$)	19
II .9.3 Coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{max, h}$).....	19

II .9.4 Coefficient d'irrégularité minimale horaire (Kmin, h)	20
II .10 Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant	20
II .10.1 Détermination des graphiques de consommation actuelle.....	22
II .10.2 Détermination des graphiques de consommation a horizon 2038	24
II.11 Balance ressources/besoins	24
II.12 Conclusion :	25

Chapitre III : étude de l'adduction

III.1 INTRODUCTION	25
III.2 TYPE D' ADDUCTION.....	25
III.2.1 Adduction gravitaire	25
III.2.2 Adduction par refoulement	25
III.2.3 Adduction mixte	26
III.3 CHOIX DU TRACE DES ADDUCTIONS	26
III.4 CHOIX DU MATERIAU	26
III.5 Etude technico-économique.....	27
III.5.1 Détermination du diamètre avantageux (la partie gravitaire)	27
III.5.1 Calcul des diamètres économiques des conduites de refoulements [4]	28
III.5.2.1 Calcul des pertes de charge	29
III.5.2.1.1 Pertes de charge linéaires	29
III.5.2.2 Pertes de charge singulières.....	30
III.5.3 Hauteur manométrique totale	30
III.5.4 Puissance absorbée par la pompe	31
III.5.5 Dépenses annuelle de l'énergie	31
III.6 Dimensionnement de l'adduction	32
III.6.1 SCHEMA GENERAL DE L' ADDUCTION	32
III.14 Conclusion.....	41

Chapitre IV :etude du réservoir

IV.1 Introduction	42
IV.2 Définition	42
IV.3 Classification des réservoirs	42
IV.4 Equipement des réservoirs	43
IV.5 Emplacement des réservoirs	45
IV.6 Réservoirs alimentés gravitairement.....	45

IV.7 Réservoirs alimentés par refoulement.....	45
IV.8 Capacité de réservoirs.....	45
IV.8.1 La méthode analytique :	45
IV.8.2 Méthode graphique.....	46
IV.10 Dimensionnement des réservoirs tampons Bordj ELGhedir	46
IV.11 Hygiène et sécurité des réservoirs.....	48
IV.12 Traversée des conduites dans les parois du réservoir	49
IV.13 Concluions.....	50

Chapitre V :station de pompage

Introduction	50
V.1. Définition.....	50
V.2. Couplage des pompes	50
V.3.Choix du type de pompe	51
V.4.Choix du nombre de pompes.....	51
V.4.1 Courbes caractéristiques des pompes	54
V .5 Modes de réglage [4]	56
V .5 .1Diminution de la vitesse de rotation	58
V. 6 Dimensionnement du bâtiment.....	59
V.6.1. La hauteur du bâtiment	59
V.6.2 Largeur du bâtiment.....	60
V.6.3 La longueur du bâtiment :.....	60
V.7 Dimensionnement des Bâches de reprises de la station de pompage.....	61
V. 8 Equipements en amont et en aval des pompes.....	61
V.8.2 Equipements en amont : Aspiration.....	62
V.8.3 Equipements en aval : Refoulement	64
V.9 Organes de raccordement.....	66
V.8 CONCLUSION.....	67

Chapitre VI : coup de bélier

VI.1 Introduction	68
VI.2.Généralité sur le coup de bélier	68
VI.2.1 Conséquences des coups de bélier.....	68
VI.2.2 Causes des coups de bélier	69
VI.2.3 Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier	69

VI.3 Calcul du réservoir anti bélier.....	70
VI.3 .1 Méthode de VIBERT.....	71
VI.3 .2 Méthode de BERGERON	71
VI.4 Dimensionnement du réservoir anti bélier cas conduite de refoulement	71
VI.4.1. Calcul de la célérité d'onde C	72
VI.4.2 Calcul des capacités des différents réservoirs d'air	72
VI.5 Conclusion.....	73

chapitre VII : organisation de chantier

VII.1 Introduction.....	76
VII.2 Implantation du tracé des tranchées sur le terrain.....	76
VII.2.1 Matérialisation	76
VII.2.2 Nivellement.....	76
VII.2.3 Excavation des tranchées	76
VII.2.3.1 Enlèvement de la couche végétale	76
VII.2.3.2 Excavation.....	76
VII.2.3.3 La profondeur de la tranchée	77
VII.2.3.4 Largueur de la tranchée	77
VII.3 choix de l'excavateur	77
VII.3.1 Pelle équipée en rétro	78
VII.3.2 Pelle équipée en butée.....	78
VII.3.3 Rendement d'exploitation de la pelle choisie	79
VII.4 La durée d'excavation.....	80
VII.5 Aménagement du lit de pose des conduites	80
VII.6 Pose des conduites.....	80
VII.7 Epreuve de joint et de la canalisation	80
VII.8 Remblaiement de la tranchée.....	80
VII.9 Conclusion	80
Conclusion générale.....	81

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I: Présentation de la zone d'étude

Tableau I.1 Température moyenne mensuelle Période (1990-2010).	2
Tableau I.2 Répartition de la population.	6

Chapitre II: Estimation des besoins en eau

Tableau II.1 : Evaluation de la population	13
Tableau II.2 Estimation des besoins industriels à l'état actuel (2014).	14
Tableau II.3 Estimation des besoins en eau potables pour les différentes catégories.	15
Tableau II.4 Estimation des besoins en eau potables à l'horizon (2038) pour les différentes catégories.....	16
Tableau II.5 des besoins moyens journaliers l'horizon (2038)	17
Tableau II.6 Estimation des besoins domestiques.....	18
Tableau II.7 Estimation des besoins moyens.	18
Tableau II.8 Tableau récapitulatif des débits journaliers $Q_{min,j}$, $Q_{moy,j}$, $Q_{max,j}$	19
Tableau II .9 max en fonction du nombre d'habitants	19
Tableau II .10 min en fonction du nombre d'habitants	20
Tableau II .11 débit max horaire et débit min horaire.....	20
Tableau II .12 Répartition des débits horaire Actuelle (2014)	21
Tableau II .13 Répartition des débits horaire à l'horizon 2038.....	23
Tableau II.14 Balance ressources/besoins.	25

Chapitre IV: Etude de l'adduction

Tableau III.1 : Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau.....	27
Tableau III.2 Variation journalière des tarifs de l'énergie	31
Tableau III.3 Calcule la hauteur manométrique total de conduit en fonte.....	32
Tableau III.4 Prix d'exploitation de conduit en fonte	33
Tableau III.5 Frais d'amortissement de conduit en fonte.....	33
Tableau III. 6 Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation de conduit en fonte	34
Tableau III.7 Calcule la hauteur manométrique total de conduit en fonte.....	35
Tableau III.8 Prix d'exploitation de conduit en fonte	35
Tableau III.9 Frais d'amortissement de conduit en fonte.....	36
Tableau III.10 Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation de conduit en fonte	36

Chapitre V: Etude du pompage

Tableau V.1 Variantes pour le choix du nombre de pompes type (BD)	53
Tableau V.2 Courbe caractéristique de la conduite de refoulement.....	55
Tableau V.3 : Vitesses admissibles (Aspiration)	62

Chapitre VI: Anti bélier

Tableau VI.1 Comparaison entre les deux méthodes	70
Tableau VI.2 Calcul de célérité d'onde de tronçon de l'adduction de refoulement.....	72

Chapitre VII : Organisation de chantier

Tableau VII.1 : calcul du volume à excaver.....	79
Tableau VII.2 : Capacité du godet en fonction du volume de terrassement	79

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure I.1 Situation géographique de la wilaya de Bordj Bou Arréridj.	3
Figure I.2 Diagramme des températures moyennes mensuelles, minimales et maximales en (°c)....	4
Figure I.3 Schéma synoptique des adductions existantes.	10
Figure I.4 Schéma synoptique des adductions à court terme.	12

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Figure II .1 : Accroissement de la population de Bordj Bou Arréridj (2008-2038).....	13
Figure II.2 Diagramme à barres représente la consommation actuelle (2014).	22
Figure II.3 Graphique de consommation actuelle (2014).....	22
Figure II.4 Diagramme à barres représente la consommation à l'horizon 2038.	24
Figure II.5 Graphique de consommation a l'horizon 2038	24

Chapitre III : Etude de l'adduction

Figure III.1 Schéma synoptique de l'adduction de la 1 ^{ère} variante.....	32
Figuré III.2 Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du 1 ^{ère} variante.....	34
Figure III.3 Schéma synoptique de l'adduction mixte de la 2 ^{ème} variante	35
Figuré III.4 Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du 2 ^{ème} variante	37
Figure III.5 Schéma synoptique de l'adduction	38
Figure III.6 Schéma synoptique du tronçon R2X4000 –station de pompage	38
Figure III.7 Schéma synoptique du tronçon R1000 m –R2X4000.....	40

Chapitre IV : Dimensionnement des réservoirs

Figure IV.1 : Coup transversale d'un réservoir semi-enterré.....	44
Figure IV.2: Traversée des conduites (manchon à bout lisse)	49
Figure IV.3 : Traversée des conduites (Gaine en fonte)	50

Chapitre V : Etude du pompage

Figure V.4.1 Courbes caractéristiques des pompes.....	54
Figure V.2 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SP) de type MEC-AZRBH /125E.....	55
Figure V.3 : Point de fonctionnement de la pompe.....	56
Figure V.4 : Courbe caractéristiques de la SP après réglage.....	59
Figure V.5: Joint, Coude et clapet anti-retour	63
Figure V.6: Vanne d'aspiration, conduites d'aspiration collective et individuelle convergent, Coude.....	64
Figure V.7 : Pompe et moteur, divergent, coude, manomètre, conduites de refoulement individuel.....	65
Figure V.8 : Conduite de refoulement et ventouse.....	66
Figure V.9 : Coude, vanne à opercule et convergent	67

Chapitre VI : coup bélier

Figure VI 1 : le coup bélier dans une conduite	68
--	----

Figure VI.2 : réservoir d'aire.....	69
Figure VI.3 : Emplacement d'un réservoir anti-bélier.....	72

LISTE DES PLANCHES

Planche N° 1 : tracer d'adduction

Planche N° 2 : profil en long de l'adduction gravitaire de R*1000 m³ VERS R2*4000 m³

Planche N° 3 : Schéma synoptique des adductions de la ville de BBA

Planche N° 4 : profil en long de l'adduction gravitaire de R2*4000 m³ vers la bache de reprise

Planche N° 5 : profil en long de l'adduction par refoulement a partire de la bache de reprise vers R5000 m³

_____:

يهدف هذا
الشمالية
والجيولوجيا،
توسيع
المدينة. للقيام
والديموغرافيا،
جديدة
مدينة بوعريريج
البيانات الأساسية
هذا يسمح
تحديد تصميم
تضاريس،
البديل

Résumé :

Le présent travail vise à dimensionner le nouveau schéma d'adduction de la ville de Bordj Bou Arreridj pour faire face au problème d'insuffisance de pression dans la zone nord de la ville. Pour ce faire, il fallait définir l'ensemble des données de base concernant notre agglomération du point de vue topographié, géologie, climatologie, démographie, ainsi que la situation hydraulique. Ceci nous a permis de dégager le débit de dimensionnement et de dimensionner la variante d'adduction la plus adéquate et y compris la station de pompage.

Abstract:

The objective of this study is to design the new scheme of supply water transmission of the Bordj Bou Arreridj city to remedy to the insufficient pressure problem in the Northern Area of the city. To do this, it was necessary to define the basic data concerning our city in terms of topography, geology, climatology, demography, and the water situation. This has identified the discharge design and designing the most suitable transmission supply variant and including the pumping station.

Introduction :

L'augmentation de la demande en eau est une tendance mondiale forte, les pénuries d'eau sont une réalité appelée à s'aggraver avec le réchauffement climatique annoncé. A titre d'exemple, l'Algérie connaît une pression sur ces ressources et dépasse ces réserves renouvelables (Hadeff, 2001). Le changement climatique et la baisse des précipitations aggravent bien évidemment une situation qui sera bientôt critique. Quel que soit les solutions que l'on apporte pour remédier à la situation, il faut promouvoir une politique d'économie de l'eau qui vise à donner à l'eau sa vraie valeur économique.

L'état des réseaux des services publics d'eau potable pose problème : de grandes économies peuvent être réalisées au niveau des pertes du volume d'eau contenu dans le réseau de distribution. Le renouvellement des infrastructures des services d'eau est un enjeu de préservation de la ressource en eau, autant que d'économie sur les coûts d'exploitation, mais, avant tout, il représente des investissements de montant élevé, et l'échéance de ces remplacements approche. Le renouvellement est un impératif pour assurer la continuité, ainsi que la qualité du service.

Selon les gestionnaires du réseau d'alimentation en eau potable de la ville de Bordj Bou Arréridj, un volume très important d'eau potable est perdu dans les adductions d'alimentation en eau potable de la ville, sous forme de perte dans les fuites. La différence entre le volume produit et distribué est en accroissement continu, elle est accrue de **02%** en 2002 à **12%** en 2011.

C'est dans ce cadre que la Direction de l'Hydraulique de la Wilaya de Bordj Bou Arréridj, avait lancé un vaste programme de l'étude de renouvellement du réseau et des adductions de la ville pour augmenter le rendement du réseau et réduire le nombre des fuites.

L'objet de mon mémoire est l'étude de la dimensionnement de l'adduction du champ de captage de Bordj el Ghedir vers la ville de BBA à une longueur linéaire totale de 24000 m

CHAPITRE I :
Présentation du la
zone d'étude

I. Présentation générale de la Ville de Bordj Bou Arréridj

I.1 Situation géographique

La ville de Bordj Bou Arréridj est située au point géographique 36° de latitude Nord et 4°30' de longitude Est et d'une superficie de 2167 ha. Les limites administratives de la commune sont :

- Nord : communes medjana, HASSNAOUA
- Sud : Commune el hammadia
- Est : Communes sidi mberek et EL-ANASSER
- Ouest : Communes EL-ACHIR

I.2 Aperçu Topographique

La ville de Bordj Bou Arréridj se représente par un relief plus au moins régulier, elle est marquée par une multitude d'affluents, des CHAABATES et des Oueds traversant la ville de part et d'autre. Elle se situe au milieu d'une vaste plaine entourée des montagnes de MOURISSAN du Nord les MAADHID du Sud les hauts plateaux de l'Est et TAFARTAST et DJBEL -MANSOURA de l'Ouest. Elle limite à 920 mètres d'altitude.

I.3 Hydrographie

La ville de Bordj Bou Arréridj est parcourue par un réseau hydrographique représenté essentiellement par 4 Oueds dont le plus important est l'Oued ARRERIDJ, on distingue un grand bassin versant de l'Oued K'SOB qui appartient au grand bassin versant de CHOTT -EL-HODNA, il prend la direction Nord-Sud vers l'exutoire final, il draine un bassin de 1494 km dont 97.17% en superficie dans la wilaya.

I.4 Aperçu climatologie

La zone a un climat pseudo continental. Elle a un hiver froid, pluvieux avec chute des neiges, et elle a un été chaud et sec.

I.4.1 Température

La température de la zone d'étude atteint au mois juillet et Aout un maximum environ 40° (2 à 3 jours), tandis qu'elle peut diminuer sous 0° en hiver au minimum au mois de Décembre et janvier. Le tableau suivant illustre les données sur les valeurs moyennes mensuelles.

Tableau I.1 Température moyenne mensuelle Période (1990-2010).

Mois	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Déc
T (°C)	06	07	09	12	17	22	26	26	21	16	11	07

Source : (ONM Bordj Bou Arréridj)



Figure I.1 Situation géographique de la wilaya de Bourdj Bou Arréridj.

I.4.2 Pluviométrie : Période (1990-2010)

Les moyennes mensuelles des précipitations sont données dans le tableau suivant :

Tableau I.2 Pluviométrie moyenne mensuelle.

Mois	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Déc
Tmin	0.8	1.5	3.2	6.6	9.7	15.3	17.9	17.2	13.9	9.9	4.9	2.1
Tmax	10.3	10,4	14,6	18,4	22,2	29,3	34,2	32,4	27,4	21,1	14,6	10,8
Tmoy	5,5	5,9	8,9	12,5	15,9	22,8	26,1	24,8	20,6	15,5	9,7	6,4

Source : (ANRH Bordj Bou Arreridj)

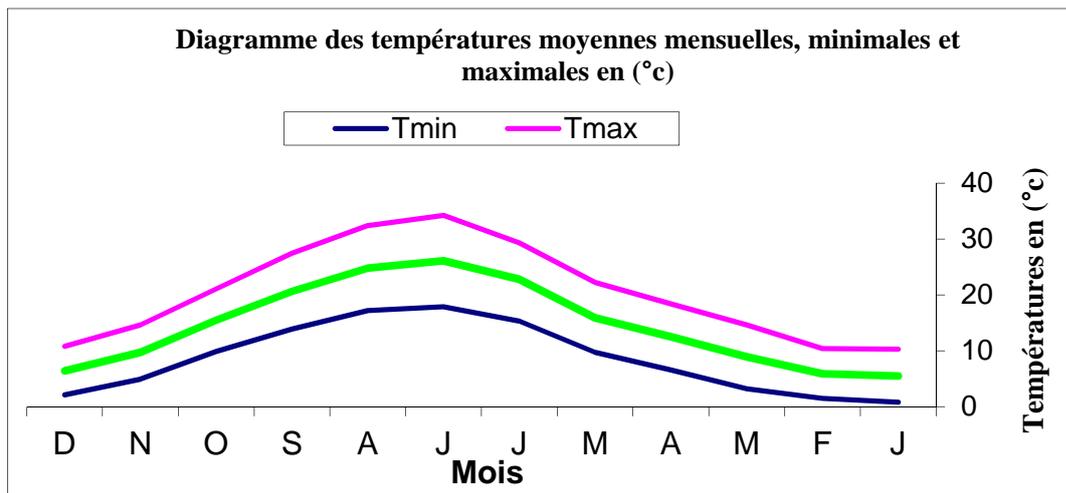


Figure I.2 Diagramme des températures moyennes mensuelles, minimales et maximales en (°c)

D'après le diagramme on enregistre deux périodes :

- Période chaude : Allant du mois de juin jusqu'au mois de septembre
- Période froide : Allant du mois de décembre jusqu'au mois de février.

I.4.3 Humidité

L'humidité relative ou état hydrométrique (exprimé en %) est le rapport de la tension de vapeur à la tension maximale. La moyenne mensuelle de l'humidité relative est de 70% à BBA

I.4.5 Vent

Les vents à la station de Bordj Bou Arreridj soufflent toute l'année d'une moyenne annuelle de 2.9 m/s, les plus fréquents sont les vents chauds du sud qui interviennent à partir du mois de Mai jusqu'au mois d'août avec des fréquences varient entre 3.1 et 3.0 m/s.

Tableau I.3 Vitesse moyenne du Vent.

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
V(m/s)	2.4	2.4	3.1	3.3	3.2	3.4	3.2	3.0	2.9	2.7	2.6	2.7

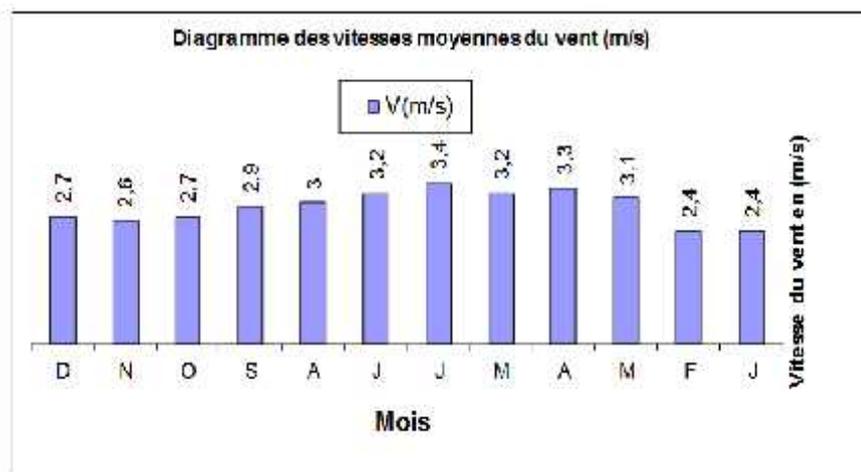


Figure I.3 Diagramme des vitesses moyenne du vent en (m/s)

I.5 Aperçu géologique

I.5.1 Géologie régionale

Les terres des hautes plaines sont de texture différente d'une zone à une autre. Elles sont caractérisées par des terres de type sol brun (argilo limoneuses), très profondes qui conviennent à toutes les cultures et généralement pour la culture extensive du blé

I.6 Aperçu démographique

D'après le dernier recensement qui a été effectué par le service de l'APC de Bordj Bou Arreridj (2008), la population de la commune a été de 167501 habitants, avec un taux d'accroissement de 1,77 % (APC de Bordj Bou Arreridj). Le tableau ci-après illustre l'évolution, de la population aux différents horizons d'étude

Tableau I.4 Répartition de la population.

Année	2 008	2 014	2 018	2 028	2 038
Nombre d'habitant	167 501	186 096	199 625	237 910	283 538

Source : (A.P.C de Bordj Bou Arreridj)

I.7 Aperçu hydraulique

I.7.1. Ressource en eau

a. Eaux superficielles

L'agglomération de Bordj Bou Arréridj appartient à la région des hauts plateaux ou l'apport moyen annuel varie entre 600 et 700 mm/an. Le barrage d'AIN ZADA est le seul ouvrage de stockage des eaux superficielles destinées à l'alimentation en eau potable de la ville de Bordj Bou Arréridj.

b. Eaux souterraines

- Le Nord de la Wilaya qui se caractérise par des aquifères peu productifs et de faibles potentialités.
- Le Sud de la Wilaya qui présente une zone assez favorable, qui donne des potentialités moyennes.

c. Les ressources en eau mobilisées

L'alimentation en eau potable de la ville de Bordj Bou Arréridj est assurée par les ressources en eaux citées ci-dessous :

- Eaux superficielles par le biais du barrage AIN ZADA.
- Forage LACHBOURG.
- Forage MOUGUERIANE.
- Source MOUGUERIANE.
- Forage Chania N°1.
- Forage Chania N°2.
- Forage Chania N°3 : (rabattement de la nappe).
- Forage LACHBOURG N°1 (rabattement de la nappe).
- Forage LACHBOURG N°2 (rabattement de la nappe).
- Forage kermane (rabattement de la nappe).

I.7.2 Caractéristiques hydrauliques des forages et des sources

a. Forage MOUGUERIANE : Ce forage est implanté dans la commune de Bordj Ghedir au Sud-Est de la ville de Bordj Bou Arréridj, avec un débit de 30l/s.

b. Source MOUGUERIANE : Située à proximité du forage MOUGUERIANE, avec un débit de 12l/s. La profondeur de ce captage atteint les 20m.

c. Forage CHANIA N°1 : Ce forage est implanté dans la commune de CHANIA au Sud Est de la ville de Bordj Bou Arreridj, ce forage donne une capacité de production de 12L/s.

d. Forage CHANIA N°2 : Ce forage est implanté dans la commune de CHANIA au Sud Est de la ville de Bordj Bou Arreridj, Ce forage donne une capacité de production de 25 L/s.

e. **Forage CHANIA N°3** : Ce forage est implanté dans la commune de CHANIA au Sud Est de la ville de Bordj Bou Arreridj, Ce forage donne une capacité de production de 25 L/s. Le récapitulatif des forages existes est donnés dans le tableau suivant :

Tableau I.5 Récapitulatif des forages existants.

Forage	CHANIA 1	CHANIA 2	CHANIA 3	MOUGUERIENNE
Coordonnées	X=698.5m Y=297,7m Z=1100 m	X=699.9 m Y=298.5 m Z=1060 m	X=701.7 m Y=298.5 m Z=1070 m	X=698,45 m Y=288,6 m Z=1270 m
Année de mise en service	Juillet 2005	AOUT 2005	OCT 2005	2003
Nature de tubage	ACIER	ACIER	ACIER	ACIER
Profondeur (m)	240	220	260	200
DN (mm)	300	300	300	300
Profondeur de calage (m)	100	150	150	70
Profondeur statique (m)	Artésien	Artésien	24	24
Profondeur dynamique (m)	----	----	----	----
Débit théorique du forage (l/s)	12	25	25	50
Destination	B.B.A	B.B.A	B.B.A	B.B.A

Source : (ADE Bordj Bou Arreridj)

1.7.3 Adductions

L'ensemble des adductions qui alimentent la ville de Bordj Bou Arreridj sont présentées dans le schéma synoptique suivant :

1.1 Adduction par refoulement AIN ZADA vers R2x4000 Boumerged

Le réservoir R2x4000 Boumerged est alimenté à partir du barrage de AIN ZADA à travers une conduite de refoulement en acier de diamètre $\varnothing 700$ mm (PN 25) et un linéaire de 31Km. Notre adduction prend naissance à partir de la station de traitement D'AIN ZADA. Le débit circulant à travers cette adduction est de $30480\text{m}^3/\text{j}$ et les populations desservie par cette adduction sont : Bordj Bou Arreridj, Ain Taghrout, Sidi Mbarek.

1.2 Adduction gravitaire Réservoir tampon 1000m^3 (BORDJ GHEDIR) vers Réservoir R2*4000 (BOUMERGED) La présente adduction est matérialisée par une conduite gravitaire de 10321 ml avec un diamètre $\varnothing 350$ mm en acier- ciment. Cette adduction est en mauvaise état vue le nombre de fuite enregistré par l'algérienne des eaux de la willaya de Bordj Bou Arreridj.

1.3 Adduction gravitaire LACHBOURG –CHÂTEAU D'EAU 2000m^3 : La présente adduction est matérialisée par une conduite de 9000 ml. Elle est partagée en deux tronçons :

- le 1er tronçon: représenté par la $\varnothing 300$ Fonte sur une longueur de 6000 ml.
- Le 2eme tronçon : représenté par la $\varnothing 250$ Fonte sur une longueur de 3000 ml, elle est en état de dégradation avancée.

1.2 Adduction par refoulement TIXTER vers Réservoir R2*4000 (BOUMERGED)

La présente adduction est matérialisée par une conduite gravitaire de 21350 ml avec un diamètre 300 mm en acier.

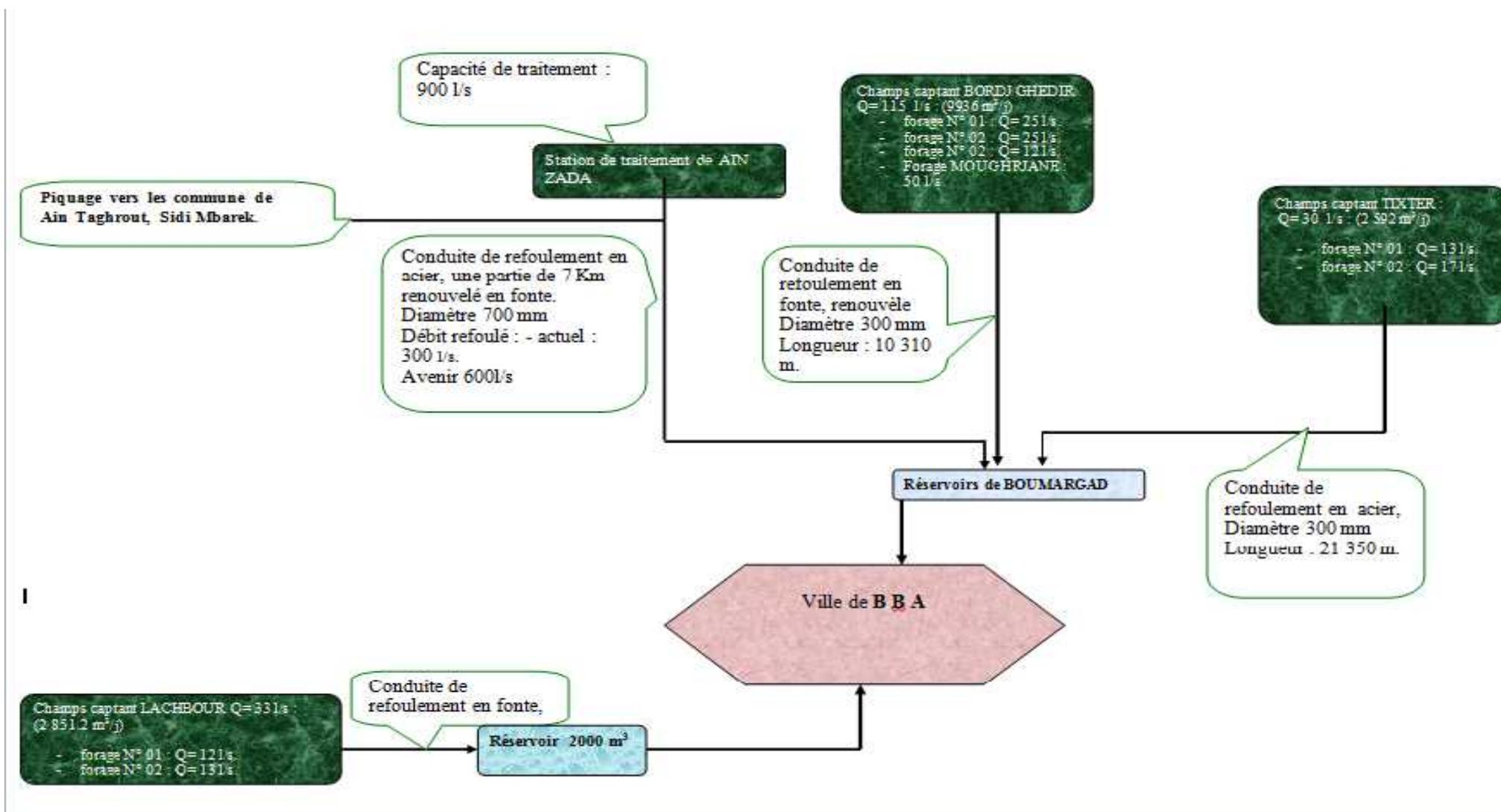


Figure I.4 Schéma synoptique des adductions existantes.

I.8 Réseaux de distribution de la ville de Bordj Bou Arréridj

Le linéaire du réseau d'eau potable a connu un développement significatif, résultant d'actions importantes de restructuration entreprises par la direction d'hydraulique de la wilaya et des nombreuses opérations immobilières (habitations et diverses activités) lancées par les organismes publics et les promoteurs privés. La longueur totale du réseau de distribution d'eau potable de la ville de Bordj Bou Arréridj s'élève à 434 Km, de diamètres allant de 40 à 900 mm, répartis comme suit :

40 à 150 mm : 325 Km (75 %)

160 à 350 mm : 35 Km (08 %)

Au-delà de 400 mm : 04 Km (1 %)

La longueur du réseau d'adduction représente 16 % de la longueur totale du réseau, soit 70 Km. Le réseau est formé globalement de conduites en : Amiante ciment ; Acier; Fonte ; PVC et PEHD.

D'après l'étude de diagnostic qui a été faite par un bureau d'étude en 2008, on constate que le réseau de la ville de Bordj Bou Arréridj ne répond pas parfaitement aux exigences et aux normes de fonctionnement des réseaux d'eau potable, à savoir la pression doit être entre 20 à 50 m.c.e, et la vitesse d'écoulement entre 0,5 et 1,5 m/s. Aussi, on a constaté que 40% du réseau doit être renouveler

En plus des insuffisances du point de vue hydraulique, différentes anomalies ont été évoqués par les gestionnaires de réseaux (Algérienne des eaux de BBA) sur le terrain, à savoir : Dégradation de la qualité de l'eau par le réseau ; Accroissement de nombre de fuites enregistrées ; Evolution de la demande ; Plaintes des abonnés pour insuffisance de pression ou mauvaise qualité de l'eau ; Dégradation visible des conduites.

L'une des propositions qui ont été exigées par le bureau d'étude à court terme pour remédier au problème du manque de pression dans le réseau est l'installation d'un nouveau réservoir à la route de Medjana. Ce dernier sera alimenté à partir de la station de pompage de Boumerged.

La figure suivante montre la transformation du schéma des adductions à court terme.

Dans notre travail on procède au dimensionnement des nouvelles installations indiqué dans le schéma synoptique.

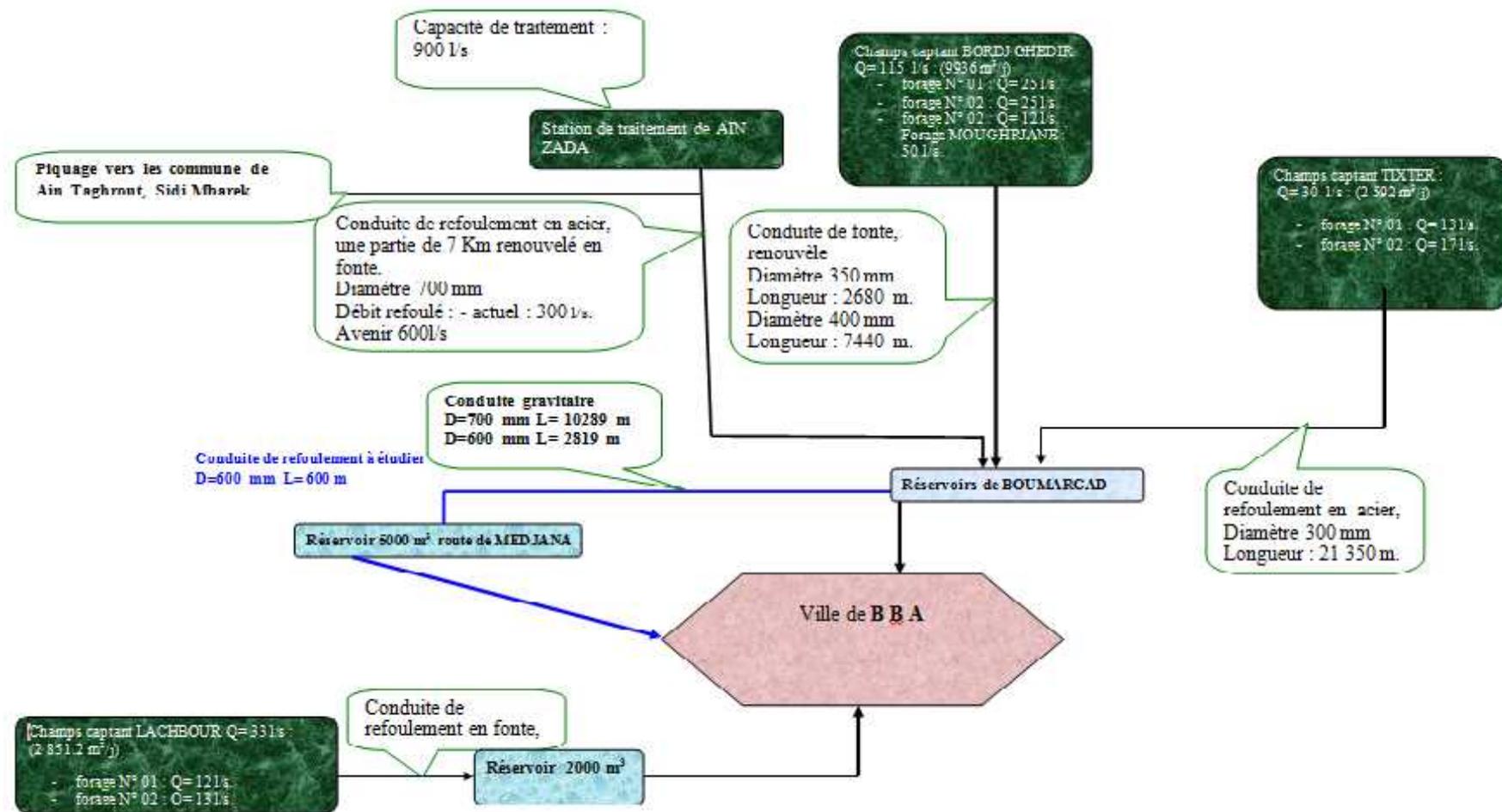


Figure I.5 Schéma synoptique des adductions à court terme.

CHAPITRE II :
Estimation des
besoin

II.1 Introduction

Le présent 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 différents horizons

II.2 Evaluation de la population future

En 2008, la population de la ville de Bordj Bou Arréridj était de 167 501 habitants (source A.P.C).

La ville est en pleine extension, par conséquent, cette étude aura comme horizon l'année 2038. L'estimation de la population à l'horizon de calcul est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

- P_n : population située à l'horizon prévu ;
- $P_0 = 167\,501$ hab. : population de base ou de l'année de référence (2008)
- n : nombre d'année séparant l'horizon de calcul de l'année de référence ;
- T : taux d'accroissement annuel de la population en (%), il est estimé à 1,7 % (d'après l'A.P.C de la willaya de Bordj Bou Arréridj)

Le tableau suivant présente le nombre d'habitant pour les différents horizons :

Tableau II.1 : Evaluation de la population

Années	Evaluation de la population [Hab.]
2008	167 501
2014	186 096
2018	199 625
2028	237 910
2038	283 538

L'accroissement de la population de la ville de Bordj Bou Arréridj est représenté dans la figure suivante :

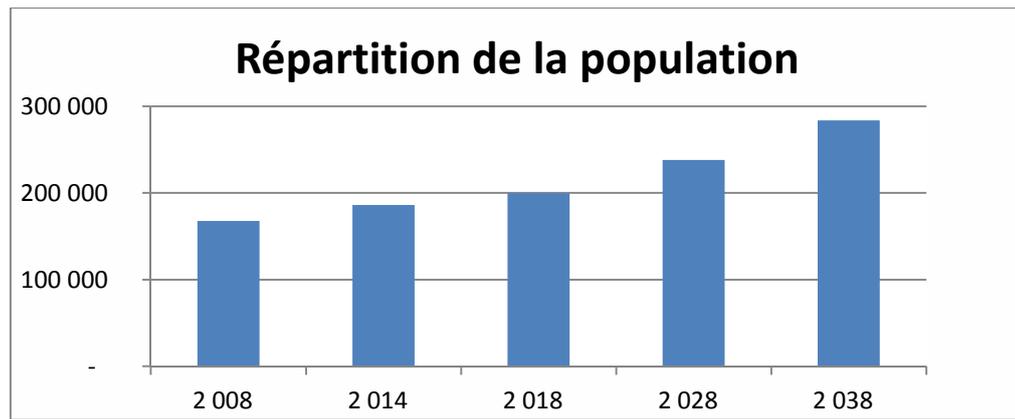


Figure II .1 : Accroissement de la population de Bordj Bou Arréridj (2008-2038)

II.3 Estimation des besoins journaliers

Les besoins journaliers sont calculés comme suit :

$$Q_{moyj} = \frac{(Q_i * N_i)}{1000} \quad [m^3/j] \quad (II.2)$$

Avec :

$Q_{moy,j}$: consommation moyenne journalière en m^3/j ;

- Q_i : dotation journalière pour chaque catégorie en l/j/catégorie ;
- N_i : nombre de consommateurs ;

II.4 Besoins en eau par catégorie

Besoins des équipements publics : Ils englobent les différents services suivants (Scolaires, Administratifs, Sanitaires, Culturels, et Services publics,.....) et le choix de

La dotation est variée selon la catégorie.

Besoins d'arrosages : La dotation pour l'arrosage des jardins publics et des rues est fixée de 05 l/m^2 sur une durée de 04 heures.

Le tableau suivant récapitule les différentes catégories de besoins.

Tableau II.2 Estimation des besoins industriels à l'état actuel (2014).

Catégories de Consommateurs Domestique	Type de Besoins	Equipements	Unité de base	Nombre	Dotation	Q _{moy, j}
					(l/j/unité)	(m ³ /j)
Zone industrielle	Industriels	9 Industrie Electronique & Electrique	employé	3560	30	106,8
		9 Industrie Agro-Alimentaire	employé	80	30	2,4
			tonne	17,3325	20000	346,65
		4 Industrie Sidérurgique et métallique	employé	1597	50	79,84
			tonne	117,92	12500	1474
		6 Industrie du Textile et cuir	stagiaire	85	30	2,55
			paire	4784	7	33,488
		3 Industrie du Papier	employé	40	30	1,2
			tonne	1,58	300000	474,075
		19 Bâtiment & Matériaux de Construction	employé	710	30	21,3
			tonne	30,635	6000	183,81
		8 Industrie Plastique et chimie	employé	485	30	14,55
tonne	4,85		20000	97		

Source (ADE de Bordj Bou Arréridj)

Tableau II.3 Estimation des besoins en eau potables pour les différentes catégories.

Catégories de Consommateurs Domestique	Type de Besoins	Equipements	Unité de base	Nombre	Dotation	Q _{moy, j}
					(l/j/unité)	(m ³ /j)
	Domestique		Hab.	186096	150	27914,4
Equipements publics	Scolaire	53 écoles primaires	élève	20444	10	204,44
		28 C.E.M	élève	16707	10	167,07
		11 LYCEE	élève	7984	10	79,84
		04 C.F.P.A	élève	1475	10	14,75
	Administratif	APC	employé	1700	15	25,5
		Daïra	employé	60	15	0,9
		6 P.T.T	employé	193	15	2,895
		Willaya	employé	2170	15	32,55
		Contribution impôt	employé	212	15	3,18
		Pompier	m ²	15000	05	75,00
		10 Police	Agent	900	40	36
		CNAC	employé	88	15	1,32
		Direction de la wilaya	employé	3493	15	52,40

	Sanitaires	2 Hôpital	lit	383	300	114,9
		07 Polyclinique	patient	280	15	4,20
		17 Salle de soins	Patient	680	20	13,6
		127 Cabinets médecin	m ²	12700	05	63,5
		67 Cabinets dentaire	m ²	6700	05	33,5
		73 Pharmacie	m ²	7300	05	36,5
	Socioculturels	4 Maison de jeune.	personnes	73	15	1,095
		36 Mosquée.	fidèles	27897	20	557,93
		9 Complexe sportive	personnes	1800	60	108,00
		stades communaux	m ²	4000	5	20,00
		7 Hôtel	lit	301	150	45,15
		Restaurant	repas	600	30	18,00
		Musé	personne	16	20	0,32
		Bibliothèque	personne	20	20	0,4
		Lavage automobile	unité	35	100	3,5
	Commerciaux	Artisanat	employé	16	30	0,48
		Commerce en gros	unité	600	30	18,00
		Commerce en détaille	unité	8500	30	255
		Abattoir	bétail	158	200	31,60
		Station d'essence	unité	10	1000	10,00
		cafés	clients	600	10	6,00
	Arrosages	Rues	m ²	12200	5	61,00
		Jardins publics	m ²	10000	5	50,00

Source (A.P.C de Bordj Bou Arréridj)

Tableau II.4 Besoins en eau potable de la ville de Bordj Bou Arréridj à l'horizon actuel (2014).

Catégories des besoins	$Q_{moyj}(m^3/j)$
Domestiques	27914,34
Scolaires	466,10
Administratifs	229,754
Sanitaires	266,20
Socioculturels	754,395
Commerciaux	321,08
Arrosages	111,00
Industriels	2837,66
Total	32900,53

II.5 Estimation des besoins en eau potable à l'horizon 2038

pour les besoins en 2038 on fait une majoration de 10% à 20% des différents besoins actuels

Tableau II.5 Estimation des besoins en eau potables à l'horizon (2038) pour les différentes catégories.

Catégories de Consommateurs Domestique	Type de Besoins	Equipements	Unité de base	Nombre	Dotation	$Q_{moy, j}$
					(l/j/unité)	(m^3/j)
Equipements publics	Scolaire	écoles primaires	élève	33413	10	334,13
		C.E.M	élève	27306	10	273,06
		LYCEE	élève	13049	10	130,49
		C.F.P.A	élève	2411	10	24,11
	Administratif	APC	employé	2778	15	41,67
		Daïra	employé	98	15	1,47
		P.T.T	employé	315	15	4,725
		Willaya	employé	3547	15	53,205
		Contribution impôt	employé	346	15	5,19
		pompier	m^2	30000	05	150
		Police	Agent	1471	40	58,84
		CNAC	employé	144	15	2,16
		Direction de la wilaya	employé	5709	15	85,635
		Sanitaires	Hôpital	lit	626	300
	Polyclinique		patient	458	15	6,87
	Salle de soins		Patient	1111	20	22,22
	Cabinets médicaux		m^2	25400	05	127
	Cabinets dentaires		m^2	13400	05	67
	Pharmacie		m^2	14600	05	73
	Socioculturels	Maison de jeunes	personnes	119	15	1,785
		Mosquée.	fidèles	27480	20	549,61
		Complexe sportive	personnes	2942	60	176,52
		stades communaux	m^2	8000	5	40

		Hôtel	lit	492	150	73,8
		Restaurant	repas	800	30	24
		Musé	personne	26	20	0,52
		Bibliothèque	personne	33	20	0,66
		Lavage automobile	unité	57	100	5,7
	Commerciaux	Artisanat	employé	26	30	0,78
		Commerce en gros	unité	981	30	29,43
		Commerce en détaille	unité	11712	30	351,36
		Abattoir	bétail	258	200	51,6
		Station d'essence	unité	16	1000	16
		cafés	clients	800	10	8

II.5.1 Calcul des besoins moyens journaliers

Pour répondre aux besoins de la population future, nous prévoyons la réalisation d'un programme d'équipement qui sera mis au point ultérieurement. En appliquant les mêmes formules pour le calcul des débits, nous aboutissons aux valeurs théoriques de l'annexe II.1 qui donne une image de projection possible pour l'horizon (2038).

Tableau II.6 des besoins moyens journaliers l'horizon (2038)

Catégories des besoins	$Q_{moy,j}(m^3/j)$
Scolaires	761,79
Administratifs	402,895
Sanitaires	483,89
Socioculturels	872,60
Commerciaux	457,17
Arrosages	133,2
Industriels	3405,19
Total	6516,74

II.6 Besoins domestiques pour l'année 2014 et l'horizon 2038

Tableau II.7 Estimation des besoins domestiques.

Année	2014	2038
Nombre d'habitants	186 096	283 538
Dotation (l/j/hab)	150	200
Débit $Q_{moy,j}$ (m^3/j)	27914,4	56707,6

II.7 Récapitulation des besoins moyens journaliers

Les résultats de l'Estimation des besoins moyens journaliers à différents horizons sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau II.8 Estimation des besoins moyens.

Année	2014	2038
Domestiques $Q_{moy,j}$ (m ³ /j)	27914,4	56707,6
Équipements $Q_{moy,j}$ (m ³ /j)	4986,189	6516,742
Besoins Totaux $Q_{moy,j}$ (m ³ /j)	32900.59	63224,342

II .8 Variation des débits de consommation dans le temps

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

- Variations annuelles qui dépendent du niveau de vie des abonnés de l'agglomération considérée ;
- Variations mensuelles et saisonnières qui dépendent de l'activité de la ville ;
- Variations hebdomadaires qui dépendent du jour de la semaine.
- Variations journalières qui dépendent du graphique de consommation de la population.

II .9 Coefficient d'irrégularité

II .9.1 Coefficient d'irrégularité maximale ($K_{max,j}$)

L'irrégularité de la consommation journalière au cours de la journée et qui dépend du rapport de $Q_{max,j}$ sur le $Q_{moy,j}$, nous oblige à tenir compte de cette variation en déterminant le rapport

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

Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum et noté par $K_{max,j}$

Avec :

$Q_{max,j}$: Débit de consommation maximum journalier ;

$Q_{moy,j}$: Débit de consommation moyen journalier

La valeur de $K_{max,j}$ varie entre **1,1** et **1,3**.

Pour notre cas on prend $K_{max,j} = 1,2$

II.9.2 Coefficient d'irrégularité minimale ($K_{\min, j}$)

Ce coefficient nous indique de combien de fois la consommation minimale est inférieure à la consommation moyenne. Ce coefficient est donné par le rapport suivant :

$$K_{\min, j} = \frac{Q_{\min, j}}{Q_{\text{moy}, j}} \quad (\text{II.4})$$

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum journalier. $K_{\min, j}$ varie de **0,7 à 0,9**.

Pour notre cas on prend $K_{\min, j} = 0,9$

Les consommations moyennes, minimales et maximales journalières sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau II.9 Tableau récapitulatif des débits journaliers $Q_{\min, j}$, $Q_{\text{moy}, j}$, $Q_{\max, j}$.

Horizons		Besoins totaux $Q_{\text{moy}, j}$ (m^3/j)	$K_{\max, j}$	$Q_{\max, j}$ (m^3/j)	$K_{\min, j}$	$Q_{\min, j}$ (m^3/j)
La ville de Bordj Bou Arreridj	2014	32900.59	1,2	39480.70	0,9	29610.53
	2038	63224,34	1,2	75869,21	0,9	56901,90

II .9.3 Coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{\max, h}$)

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire dans la journée. C'est ce qu'on appelle le coefficient de pointe.

Pour son calcul, on utilise la formule suivant :

$$K_{\max, h} = \Gamma_{\max} * S_{\max} \quad (\text{II.5})$$

- Γ_{\max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de **1,2 à 1,5** et dépend du niveau de développement local. Pour notre cas on prend $\Gamma_{\max} = 1,3$.
- S_{\max} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau N° II .9 donne Sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau II .10 S_{\max} en fonction du nombre d'habitants

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000
S_{\max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1.1

Pour notre cas on a un nombre d'habitants de **283 538 hab.**, donc $S_{\max} = 1,1$

$$K_{\max, h} = 1.3 * 1.1 = 1.43$$

II .9.4 Coefficient d'irrégularité minimale horaire ($K_{min, h}$)

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire caractérisant une sous consommation :

$$K_{min,h} = \Gamma_{min} * S_{min} \quad (II.6)$$

Γ_{min} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, varie de 0,4 à 0,6. Pour notre cas on prend $\Gamma_{min} = 0,5$.

- S_{min} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau N°II.10 donne Sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau II .11 S_{min} en fonction du nombre d'habitants

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

Pour notre cas on a un nombre d'habitants de **283 538 hab.** donc $S_{min} = 0,7$

$$K_{min,h} = 0,5 * 0,7 = 0,35$$

Tableau II .12 débit max horaire et débit min horaire

Horizon	$Q_{moy,h}(m^3/h)$	max	max	$K_{max,h}$	min	min	$K_{min,h}$	$Q_{max,h}(m^3/h)$	$Q_{min,h}(m^3/h)$
Actuelle	1645,03	1,3	1,1	1,43	0,5	0,70	0,35	2352,39	575,76
2038	3161,22	1,3	1,1	1,43	0,5	0,70	0,35	4520,54	1106,43

II .10 Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant

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

Tableau II .13 Répartition des débits horaire Actuelle (2014)

Heur	Horizon 2014					
	Q _{max,j} =39480.70 (m ³ /j)		Q _{in} =2837,66 (m ³ /j)		consommation cumulée	
(h)	%	m3/h	%	m3/h	%	m3/h
0_1	3,35	1322,60	0	0	3,35	1322,60
1_2	3,25	1283,12	0	0	6,60	2605,73
2_3	3,3	1302,86	0	0	9,90	3908,59
3_4	3,2	1263,38	0	0	13,10	5171,97
4_5	3,25	1283,12	0	0	16,35	6455,09
5_6	3,4	1342,34	0	0	19,75	7797,44
6_7	3,85	1520,01	0	0	23,60	9317,45
7_8	4,45	1756,89	0	0	28,05	11074,34
8_9	5,2	2053,00	0	0	33,25	13127,33
9_10	5,05	1993,78	0	0	38,30	15121,11
10_11	4,85	1914,81	0	0	43,15	17035,92
11_12	4,6	1816,11	0	0	47,75	18852,03
12_13	4,6	1816,11	12,5	354,71	52,35	20668,15
13_14	4,55	1796,37	12,5	354,71	56,90	22464,52
14_15	4,75	1875,33	12,5	354,71	61,65	24339,85
15_16	4,7	1855,59	12,5	354,71	66,35	26195,44
16_17	4,65	1835,85	12,5	354,71	71,00	28031,30
17_18	4,35	1717,41	12,5	354,71	75,35	29748,71
18_19	4,4	1737,15	12,5	354,71	79,75	31485,86
19_20	4,3	1697,67	12,5	354,71	84,05	33183,53
20_21	4,3	1697,67	0	0	88,35	34881,20
21_22	3,75	1480,53	0	0	92,10	36361,72
22_23	4,2	1658,19	0	0	96,30	38019,91
23_24	3,7	1460,79	0	0	100,00	39480,70

Q_{in} :débit industrielle

II .10.1 Dtermination des graphiques de consommation actuelle

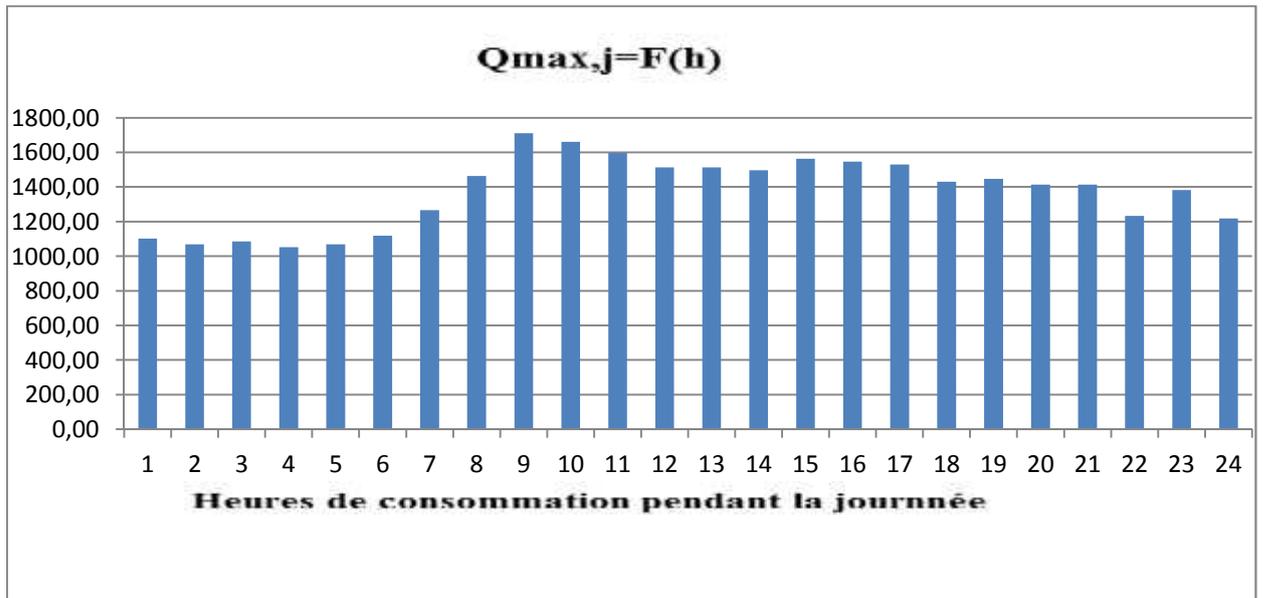


Figure II.2 Diagramme à barres représente la consommation actuelle (2014).

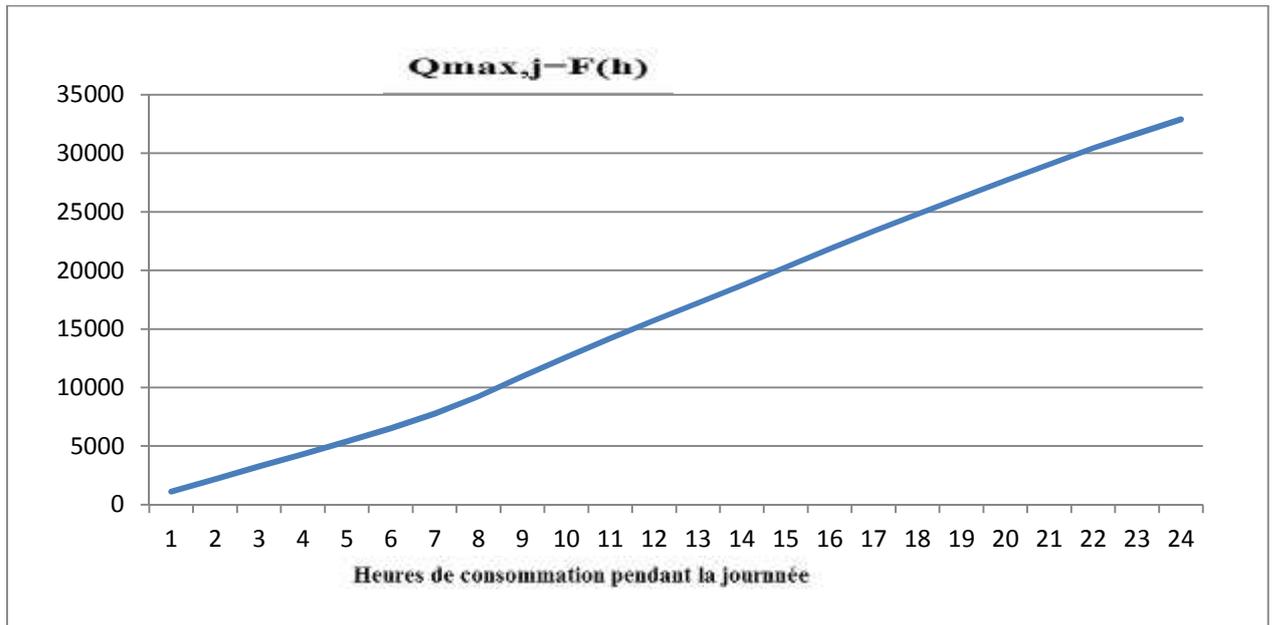


Figure II.3 Graphique de consommation actuelle (2014).

Tableau II .12 Répartition des débits horaire à l'horizon2038

Heur	Horizon 2038					
	Qmax,j=75869,21 (m ³ /j)		Qin=3405,19 (m ³ /j)		consommation cumulée	
(h)	%	m3/h	%	m3/h	%	m3/h
0_1	3,35	2541,62	0	0	3,35	2541,62
1_2	3,25	2465,75	0	0	6,60	5007,37
2_3	3,3	2503,68	0	0	9,90	7511,05
3_4	3,2	2427,81	0	0	13,10	9938,87
4_5	3,25	2465,75	0	0	16,35	12404,62
5_6	3,4	2579,55	0	0	19,75	14984,17
6_7	3,85	2920,96	0	0	23,60	17905,13
7_8	4,45	3376,18	0	0	28,05	21281,31
8_9	5,2	3945,20	0	0	33,25	25226,51
9_10	5,05	3831,40	0	0	38,30	29057,91
10_11	4,85	3679,66	0	0	43,15	32737,56
11_12	4,6	3489,98	0	0	47,75	36227,55
12_13	4,6	3489,98	12,5	425,6488	52,35	39717,53
13_14	4,55	3452,05	12,5	425,6488	56,90	43169,58
14_15	4,75	3603,79	12,5	425,6488	61,65	46773,37
15_16	4,7	3565,85	12,5	425,6488	66,35	50339,22
16_17	4,65	3527,92	12,5	425,6488	71,00	53867,14
17_18	4,35	3300,31	12,5	425,6488	75,35	57167,45
18_19	4,4	3338,25	12,5	425,6488	79,75	60505,69
19_20	4,3	3262,38	12,5	425,6488	84,05	63768,07
20_21	4,3	3262,38	0	0	88,35	67030,45
21_22	3,75	2845,10	0	0	92,10	69875,54
22_23	4,2	3186,51	0	0	96,30	73062,05
23_24	3,7	2807,16	0	0	100,00	75869,21

II .10.2 Détermination des graphiques de consommation a horizon 2038

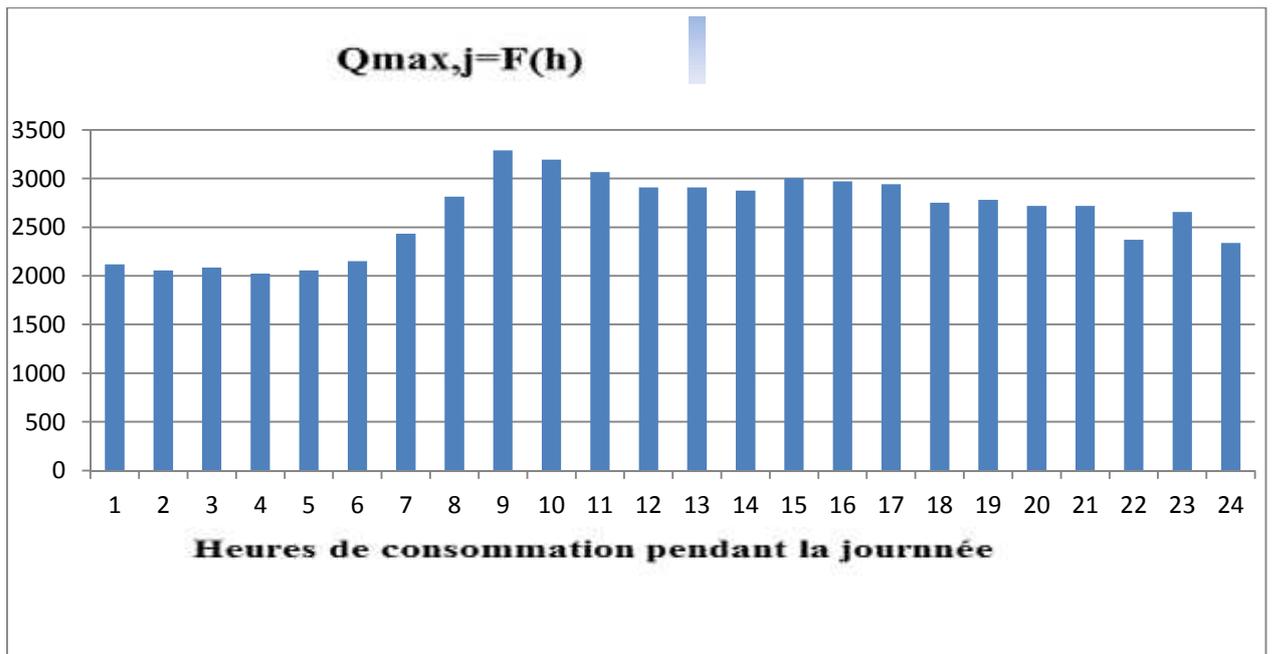


Figure II.4 Diagramme à barres représente la consommation à l’horizon 2038.

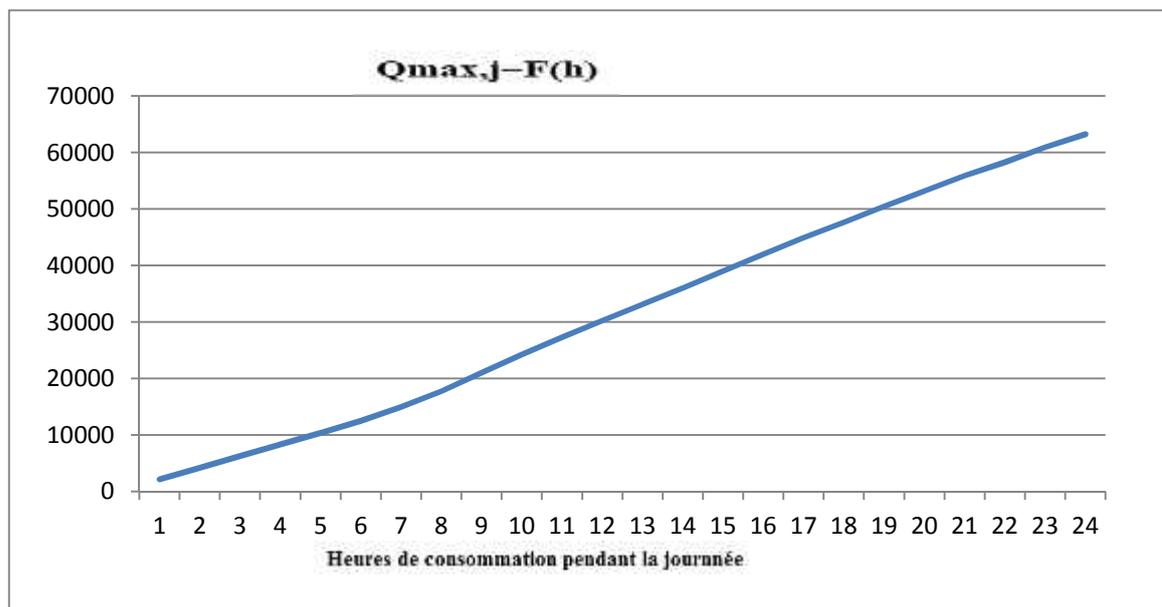


Figure II.5 Graphique de consommation a l’horizon 2038

II.11 Balance ressources/besoins

Nous avons déjà fait le calcul des besoins en eau, on a arrivé a déterminé les débits maximums journaliers pour les différents horizons de calcul, donc on peut faire une petite analyse sur le taux de satisfaction de ces besoins.

D'après la DHW de la willaya de Bordj Bou Arréridj les ressources disponible est de 33747m³/s

Le bilan ressources/besoins pour différents horizons est dressé dans le tableau ci-après :

Tableau II.13 Balance ressources/besoins.

Désignation	Actuel 2014	2038
Consommation de pointe (m ³ /j)	32900.59	63224,34
Ressources disponibles (m ³ /j)	33747	
L'excès (m ³ /j)	846,41	0
Déficit (m ³ /j)	0	29477.34
Déficit (l/s)	0	818.82

II.12 Conclusion :

Nous avons remarqué que le nombre de population des agglomérations à augmenter à l'horizon d'étude 2038 ainsi que la consommation maximale journalière et les ressource existante ne satisfont pas les besoins de l'agglomération à l'horizon d'étude 2038.

CHAPITRE III :

Etude d'adduction

III.1 INTRODUCTION

Les adductions sont nécessaires pour assurer le transport de l'eau entre le point de captage et le point d'accumulation. Dans ce chapitre on va procéder au dimensionnement des adductions reliant les forages de Bordj ELGhedir et les réservoirs 2*4000m³ Boumerged sur un linéaire gravitaire de 10.3km et l'adduction mixte 2*4000m³-station de pompage.réservoir-5000m³ sur une linéaire de 13,708km.

III.2 TYPE D'ADDUCTION

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

1. Adduction gravitaire.
2. Adduction par refoulement.
3. Adduction mixte.

III.2.1 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. Il existe deux types d'adductions gravitaires :

- . A surface libre (non en charge).
- . En charge (le plus rencontré).

III.2.2 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.2.3 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, il s'agit d'une adduction gravitaire à rénover, à partir d'un champ captant de Bordj ELGhedir vers 2*4000m³ et une adduction mixte 2*4000m³.station de pompage. Réservoir 5000m³.

III.3 CHOIX DU TRACE DES ADDUCTIONS

Le choix des conduites d'adductions doit tenir compte de certains impératifs que l'on se forcera dans la mesure du possible de respecter. Le tracé doit être le plus court possible entre le barrage et les réservoirs d'accumulation. Aux points hauts du tracé, peuvent se présenter des bulles d'air difficile à évacuer ou des ventouses seront exigées ainsi apparaît la nécessité d'éviter autant que possible les contres pentes. Il serait préférable de suivre les accotements des routes pour faciliter leurs poses et leurs exploitations (détection des fuites, tout dommage...) ainsi un accès rapide pour leurs entretiens et l'acheminement des matériaux. L'examen des conditions dans lesquelles seront établies ces canalisations, aussi bien au point de vue technico-économique.

III.4 CHOIX DU MATERIAU

Le choix du type de matériau pour l'établissement des conduites dépend essentiellement de leurs aspects techniques et économiques. Le choix porté sur les différentes conduites se fait en fonction de :

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

Il ne peut pas omettre d'intégrer le coût de transport qui reste un paramètre important. Dans le projet, nous avons opté pour les conduites en Fonte et cela en raison des avantages qu'elles présentent :

- Disponibilité sur le marché pour les grand diamètre
- Résistance à des grandes pressions (> à 20 bars)

L'assemblage des tuyaux se fait par le soudage .ou par de bride

III.5 Etude technico-économique

III.5.1 Détermination du diamètre avantageux (la partie gravitaire)

Le diamètre dans ce cas doit satisfaire certaines conditions de fonctionnement, qui sont comme suit :

La charge résiduelle à l'extrémité aval de la conduite soit positive ;

L'épaisseur choisie supporte la pression engendrée par la topographie surtout dans le cas de siphons.

Calcul du diamètre avantageux :

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

$$\Delta H_T = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{g * f^2 * D^5} = I_{moy} * L \quad (III.1)$$

En tenant compte du matériau de la conduite et du régime d'écoulement, on déduit la formule de la perte de charge ;

$$\Delta H_T = \frac{K' * L_e * Q^S}{D_{av}^m} \quad (III.3)$$

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

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

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

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}}$$

$$\text{Avec : } m_{\text{moy}} = \frac{\Delta H_t}{\Sigma L}$$

Selon le type de matériau les coefficients **K'**, **m** et **β** sont donnés dans le tableau III.1 :

Tableau III.1 : Coefficients K', m, β pour différents types de tuyau.

Tuyau	K'	M	β
Acier et fonte	0,00179_0,001735	5,1_5,3	1,9_2
Amiante-ciment	0,00118	4,89	1,85
Plastique	0,001052	4,772	2

III.5.1 Calcul des diamètres économiques des conduites de refoulements [4]

On utilise généralement deux méthodes, selon l'importance du projet :

- **Petits projets :**

On applique la formule de VIBERT, valable pour les petits et moyens DN, et les longueurs faibles :

$$D = 1.456 \left(\frac{ne}{f} \right)^{0.154} \times Q^{0.46} \quad (\text{III.3})$$

Où

D : diamètre économique

$$n = \frac{\text{durée de pompage en h}}{24}$$

f : prix de la conduite posée en DA/kg

Q : débit en m³/s

e : prix du kWh en DA.

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

Le DN choisi doit être identique ou immédiatement supérieur au diamètre D.

- **Grands projets**

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

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

La vitesse varie de façon importante avec le diamètre.

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

- coups de bélier,
- cavitation,
- abrasion.

Dans notre cas pour le calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement, on utilise en première approximation les deux formules approchées de BRESS et de BONNIN:

- **Formule de BRESSE**

$$D = 1,5 * \sqrt{Q} \quad (\text{III.4})$$

- **Formule de BONNIN**

$$D = \sqrt{Q} \quad (\text{III.5})$$

Q: débit à élever en m³/s.

Remarque : La formule de Bresse n'est valable que pour les petits linéaire (longueur de conduite 1Km).

A partir de ces deux diamètres déterminés, on choisit une gamme de diamètres parmi lesquels on optera pour celui qui présentera les frais les moins élevés.

III.5.2.1 Calcul des pertes de charge

III.5.2.1.1 Pertes de charge linéaires

L'écoulement est toujours turbulent et les parois doivent être considérées comme rugueuses (au sens de la mécanique des fluides). De très nombreuses études depuis le XIXe siècle ont été menées visant la détermination de la perte de charge en fonction du débit et de la section ; Les pertes de charge sont des pertes d'énergie hydraulique essentiellement dues à la viscosité de l'eau et au frottement de celle-ci contre les parois.

Elles ont pour conséquence :

- une chute de pression globale au bas d'un réseau gravitaire,
- une dépense d'énergie supplémentaire de pompage en refoulement.

La formule universelle de Darcy Weisbach donne :

$$\Delta H_l = I * L = \left\} \frac{L V^2}{D 2g} \quad (\text{III.6})$$

Sachant que la formule de la continuité nous donne $Q=V*S$

$$\text{Alors : } \Delta H_l = \frac{8L}{\pi^2 D^5} \frac{Q^2}{g} \quad (\text{III.7})$$

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

ΔH_l : Pertes de charge linéaires en (m)

I: gradient hydraulique en (m/m)

Q : débit m³/s

La détermination de λ a été affinée par les chercheurs successifs et la valeur la plus communément donnée est celle de Colebrook

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \lg \left(\frac{k}{3.7D} + \frac{2.52}{\text{Re} \sqrt{\lambda}} \right) \quad (\text{III.8})$$

Avec :

Re : nombre de Reynolds = $\frac{VD}{\nu}$

K : paramètre lié à la rugosité de la paroi
 ν : viscosité cinématique.

Une autre étude a été faite par Mr Nikuradsé pour la détermination de λ , dont la formule de calcul est comme suit :

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \operatorname{Ln} \frac{K_s}{D})^{-2} \quad (\text{III.9})$$

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

$$K_s = K_0 + T \quad (\text{III.10})$$

K_0 : rugosité absolue des tuyaux neufs, égale à 0,8 mm .

T : vieillissement déterminé à partir de l'abaque de « PETER.LAMONT»
 $T = 0,027 \text{ mm/an}$ (voir l'annexe II)

T : temps de service, $T=30$ ans.

Alors, $K_s = 0,8 + 0,027 * 30 = 1.6\text{mm}$.

III.5.2.2 Pertes de charge singulières

Les pertes de charge singulières sont provoquées par des accidents de parcours dus à des changements plus ou moins brusques dans la géométrie de la conduite ; la perte de charge est due au brassage du fluide, à la réorganisation de l'écoulement et elle s'exprime sans référence au nombre de Reynolds ou à la rugosité de la paroi. Bien que la singularité géométrique soit parfois très localisée comme par exemple un élargissement brusque de section, la réorganisation de l'écoulement se fait sur une longueur de l'ordre d'une dizaine du diamètre en aval. Cela pose une convention à définir dans l'évaluation de la perte de charge par voie expérimentale pour atteindre une approche correcte du coefficient de perte de charge.

Pour le dimensionnement des adductions hydrauliquement longues les singularités sont estimées entre 5% et 10 % des pertes de charge linéaires.

Pour le nôtre cas on prendra

$$\Delta H_s = 0,10 * \Delta H_l \quad (\text{III.11})$$

III.5.3 Hauteur manométrique totale

La HMT d'une pompe est la différence de pression en mètre colonne de liquide (mcl) entre les orifices d'aspiration et de refoulement, (hauteur géométrique d'élévation totale) y compris la pression nécessaire pour vaincre les pertes de charge dans les conduites d'aspiration et de refoulement (J_{asp} , J_{ref}).

$$H_{mt} = H_{\text{géom.tot}} + J_{asp} + J_{ref}$$

J_{asp} =Perte de charger en aspiration

J_{ref} =Perte de charger en refoulement

III.5.4 Puissance absorbée par la pompe

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

$$P = \frac{g * Q * HMT}{\eta} \quad (III.14)$$

Avec :

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

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

g: pesanteur (9.81 m/s²)

III.5.5 Dépenses 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.

$$K = u * E$$

K : Dépenses annuelles d'énergie (DA) ;

E : Energie consommée par année (KW) ;

u : Prix du KWh, varie trois fois par jour

Tableau III.2 Variation journalière des tarifs de l'énergie

Périodes	Horaires	Nombre d'heure	Prix du KWh d'énergie
		(H)	(DA)
Heures pleines	06h.17h	11	4,98
Heure de pointes	17h.21h	4	8,35
Heures creuses	21h.06h	9	0,68

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

Le prix du KWh pendant les 24 heures de pompage est tel que :

$$u = \frac{4,98 * 11 + 8,35 * 4 + 0,68 * 9}{24} = 3,92 \Rightarrow u = 3,92 \text{ DA}$$

III.6 Dimensionnement de l'adduction

III.6.1 SCHEMA GENERAL DE L'ADDUCTION

Notre adduction est composée de deux parties :

III.6.1.1 partie refoulement: à partir de la bache d'eau de la station de pompage vers le réservoir R5000m³ (C_{TN}=1040m). Ce dernier situé entre la ville de Bordj Bou Arréridj et la commune de MEDJANA et destiné à l'alimentation en eau potable.

III.6.1.1.1 Premier variante :

L'emplacement de la station pompage d'un cote de terrain 985 m avec une longueur de refoulement L_r=600 m le schéma suivante représente la 1^{ère} variant

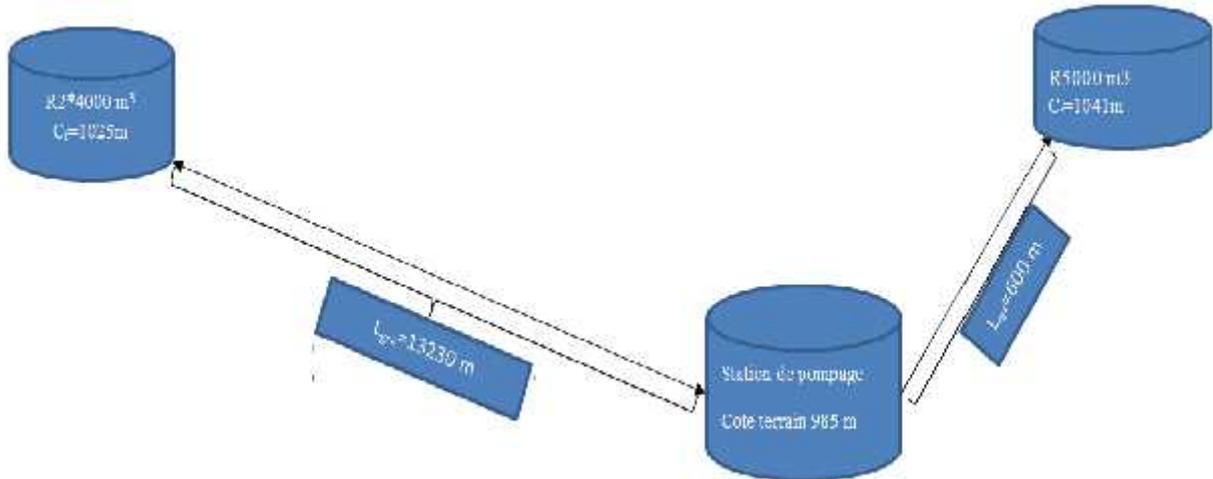


Figure III.1 Schéma synoptique de l'adduction de la 1^{ère} variante

$H_g = \text{Côte du trop-plein du réservoir} - \text{Côte du niveau minimale de la bache d'eau}$

Côte du niveau minimale de la bache d'eau = Côte radier + 0,5 m ;

Côte du niveau eau minimale de la bache d'eau = 985 + 0,5 = 985,5 m ;

Côte du trop-plein du réservoir est égale à 1041m ;

$H_g = 1041 - 985,5 = 55,5\text{m}$

On utilisé la formule de Bonine :

$D = \sqrt[4]{Q} = \sqrt[4]{0,469} = 0,684\text{m} = 684\text{ mm}$

Tableau III.3 Calcule la hotteur manométrique total de conduit en fonte

Diamètre (mm)	Débit (m ³ / s)	V (m/s)	S (m ²)	H _g (m)	H _{lin} (m)	H _{totale}	h _{mt}
500	0,469	2,39	0,0285	59,50	9,96	11,45	70,95
600	0,469	1,66	0,0270	59,50	3,80	4,37	62,92
700	0,469	1,22	0,0259	59,50	1,68	1,93	61,43
800	0,469	0,93	0,0250	59,50	0,83	0,96	60,46
900	0,469	0,74	0,0242	59,50	0,45	0,51	60,01
1000	0,469	0,60	0,0235	59,50	0,26	0,30	59,80
1100	0,469	0,89	0,0229	59,50	0,16	0,18	59,68

Tableau III.4 Prix d'exploitation de conduit en fonte

Diamètre en (mm)	HMT (m)	P (K Watt)	E (KWh)	F exploita (DA)
500	70,95	385,128	2811435,554	11020827,37
600	63,87	353,371	2579606,806	10112058,68
700	61,43	342,598	2500965,252	9803783,79
800	60,46	338,165	2468607,53	9676941,52
900	60,01	336,202	2454271,83	9620745,57
1000	59,80	335,192	2446899,184	9591844,80
1100	59,68	334,687	2443212,861	9577394,42

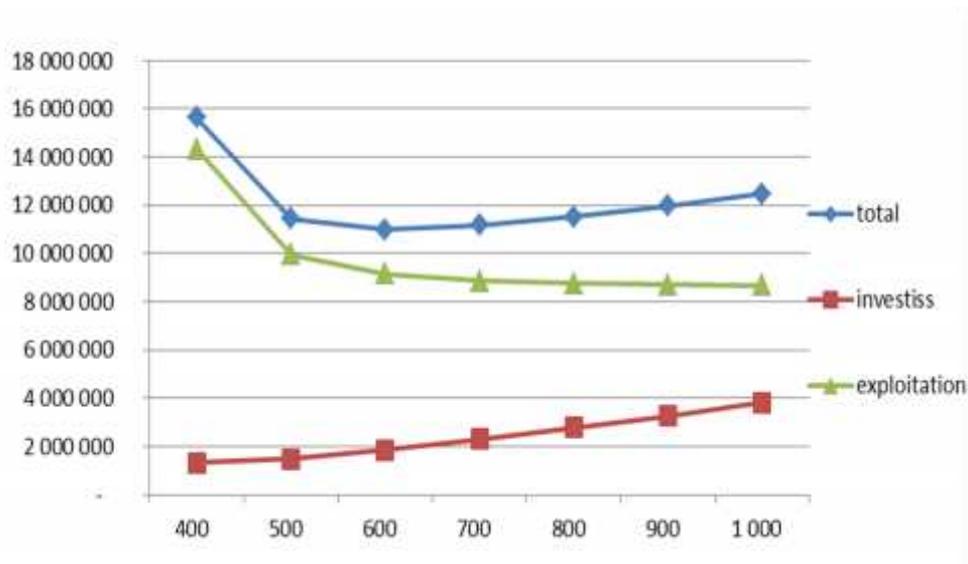
Tableau III.5 Frais d'amortissement de conduit en fonte

Diamètre en (mm)	Prix de l'unitaire (DA)	A(%)	L (m)	Prix de la conduite (DA)	F amorti (DA)
400	23 500	0,0925	600	14 100 000	1 304 250
500	26 632	0,0925	600	15 979 200	1 478 076
600	33 383	0,0925	600	20 029 800	1 852 757
700	41 577	0,0925	600	24 946 200	2 307 524
800	49 898	0,0925	600	29 938 800	2 769 339
900	58 827	0,0925	600	35 296 200	3 264 899
1 000	68 591	0,0925	600	41 154 600	3 806 801

Tableau III. 6 Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation de conduit en fonte

Diamètre (mm)	exploitation (DA)	investissement(DA)	Total (DA)
500	11020827,37	1446117,60	12466944,97
600	10112058,68	1812696,90	11924755,58
700	9803783,79	2483394,21	12287178,00
800	9676941,52	2709461,40	12386402,92
900	9620745,57	3992882,63	13613628,20

1000	9591844,80	6517859,78	16109704,58
1100	9577394,42	7515432,23	17092826,64



Figuré III.2 Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du 1^{ère} variante

Conclusion

A partir de la courbe de frais totale le diamètre économique est 600 mm

III.6.1.1.2 Deuxième variante :

L'emplacement de la station de pompage a une cote de terrain de 960 m a une conduite de refoulement de longueur linaire 3227 m comme le schéma suivante

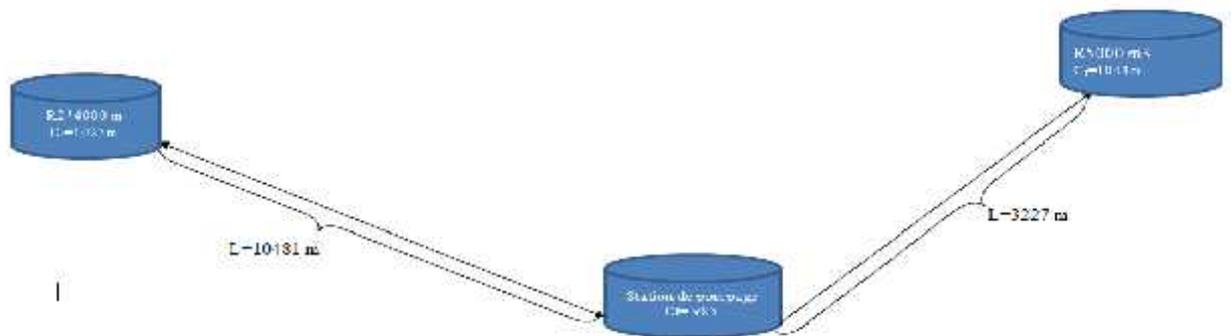


Figure III.3 Schéma synoptique de l'adduction mixte de la 2^{ème} variante

Tableau III.7 Calcule la hotteur manométrique total de conduit en fonte

Diamètre (mm)	S (m ²)	Débit (m ³ /s)	V (m/s)		H _{lin}	H _{totale}	h _{mt}
500	0,20	0,469	2,390	0,024	8,31	9,14	141,073
600	0,28	0,469	1,660	0,023	3,18	3,48	102,985
700	0,38	0,469	1,219	0,022	1,42	1,56	89,907
800	0,50	0,469	0,934	0,021	0,70	0,77	84,646
900	0,64	0,469	0,738	0,020	0,38	0,42	82,266
1 000	0,79	0,469	0,597	0,020	0,22	0,24	81,088
1 100	0,95	0,469	0,494	0,019	0,13	0,15	80,462

Tableau III.8 Prix d'exploitation de conduit en fonte

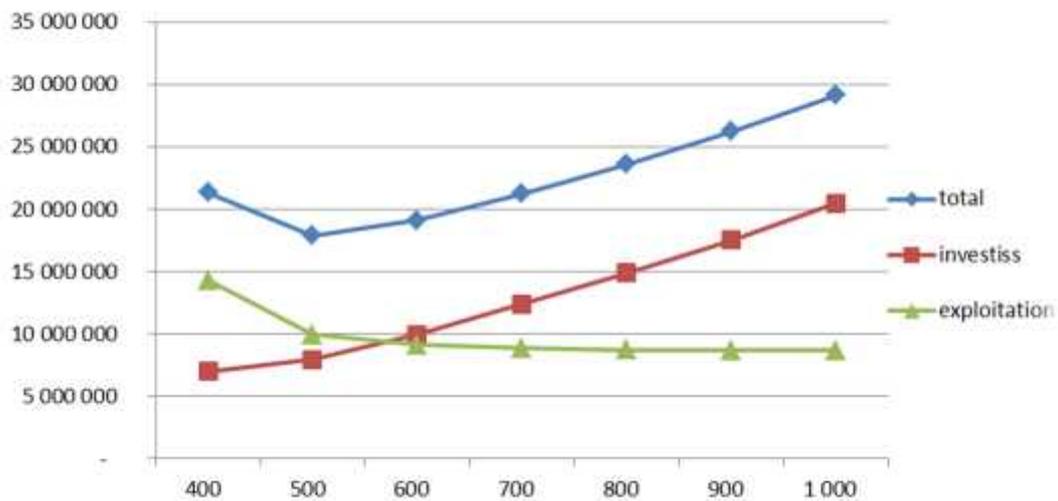
Diamètre en (mm)	HMT (m)	P (K Watt)	E (KWh)	F exploita (DA)
500	141,073	791,536	5778216,19	22650607,47
600	102,985	577,832	4218174,638	16535244,58
700	89,907	504,453	3682509,302	14435436,46
800	84,646	474,934	3467019,622	13590716,92
900	82,266	461,583	3369556,445	13208661,27
1000	81,088	454,974	3321310,31	13019536,41
1100	80,462	451,459	3295651,131	12918952,43

Tableau III.9 Frais d'amortissement de conduit en fonte

Diamètre en (mm)	Prix des unitaires (DA)	A(%)	L (m)	Prix de la conduite (DA)	F amorti (DA)
500	26632	0,0905	3227	85941464	7777702,49
600	33383	0,0905	3227	107726941	9749288,16
700	41577	0,0905	3227	134168979	12142292,60
800	49898	0,0905	3227	161020846	14572386,56
900	58827	0,0905	3227	189834729	17180042,97
1000	68591	0,0905	3227	221343157	20031555,71
1100	79089	0,0905	3227	255220203	23097428,37

Tableau III.10 Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation de conduit en fonte

Diamètre (mm)	F exploitations (DA)	F amortissement (DA)	Bilan (DA)
400	39 179 370	7 014 691	46 194 062
500	19 397 794	7 949 585	27 347 379
600	14 997 508	9 964 742	24 962 250
700	13 480 011	12 410 631	25 890 642
800	12 867 383	14 894 428	27 761 812
900	12 589 477	17 559 712	30 149 189
1 000	12 451 557	20 474 242	32 925 799

**Figuré III.4** Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation de la 2ème variante**Conclusion**

A partir de la courbe de frais totale on prend le diamètre économique 600 mm

III.11 Comparaison économique

Variante	longueur	Diamètre	Prix
Variante 1	600	600	11924755,58
Variante 2	3227	600	24 962 250

III.13 Analyse

Après le calcul économique des deux variant on opte pour la variante le moins chère, donc la variante 1.

III.6.1.2 Partie gravitaire :

à partir du réservoir R1000m³ de Bordj ELGhedir ($C_{TN}=1062.70m$, vers le réservoir R2*4000m³ (boumerged), d'une longueur 10300 m linéaire, la deuxième partie gravitaire, se commence à partir de réservoir R2*4000 (boumerged) ver la bache d'eau de la station de pompage

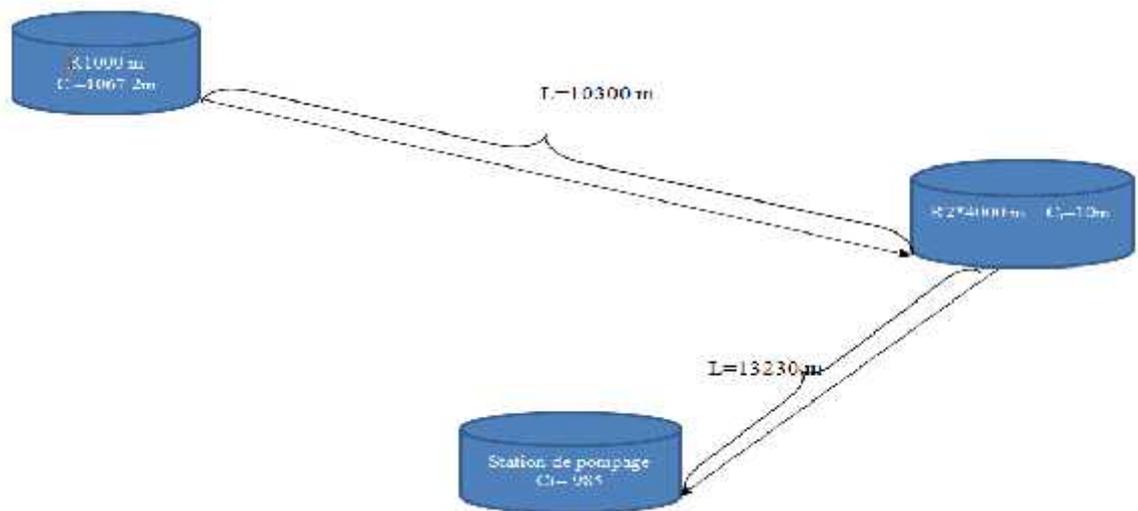


Figure III.5 Schéma synoptique de l'adduction

a. Tronçon R2X4000 –station de pompage

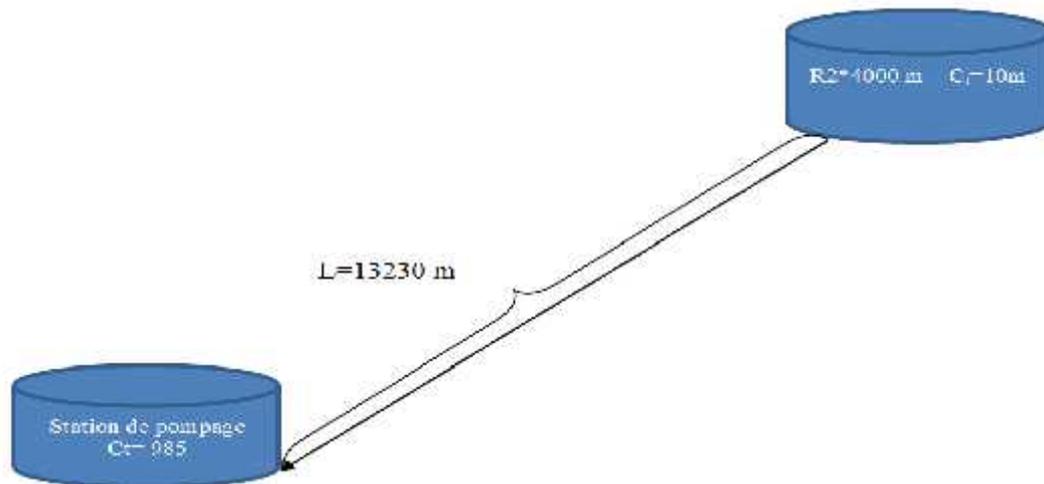


Figure III. 6 Schéma synoptique du tronçon R2X4000 –station de pompage

$$L_e = 1,1 \times L_g = 1,1 \times 13108 = 14418,8m \quad \Rightarrow \quad L_e = 14418,8m.$$

$$D = \sqrt[5]{\frac{K' \times L_e \times Q^5}{\Delta H_{11-3}}}$$

$$\sqrt[5]{\frac{0,00179 \times 14418,8 \times (0,469)^5}{40}} = 0,682m$$

Application :

$$D_{cal} = 682 \text{ mm}$$

Donc $D_{n1} = 700 \text{ mm}$ et $D_{n2} = 600 \text{ mm}$

$$D_{n2} < D_{cal} < D_{n1} \quad 600 < 682 < 700$$

_ $D_{n1} = 700 \text{ mm}$

$$\text{On a: } Q = S \times V \Rightarrow V = \frac{4 \times Q}{f \times D^2}$$

$$D_{n1} = 700 \text{ mm} \quad \cdot \quad V = \frac{4 \times 0,469}{f \times (0,7)^2} = 2,39 \text{ m/s} \quad \Rightarrow \quad V = 1,22 \text{ m/s}$$

$$D_{n2} = 600 \text{ mm} \quad \cdot \quad V = \frac{4 \times 0,469}{f \times (0,6)^2} = 1,6 \text{ m/s} \quad \Rightarrow \quad V = 1,66 \text{ m/s}$$

Calcul de la distance x

$$dh = (K' \times X \times Q^B) / D_1^m + (k' \times (L.X) \times Q^B) / D_2^m$$

Après la résolution de cette équation on tire la longueur X et L.X

X= m et L.X= m

La premier tronçon $D=700$ $L_1=10289 \text{ m}$

deuxiem tronçon $D=600$ $L_2 = 2819$ m

b. Tronçon R1000 m –R2X4000

Notre conduit est font donc on utiliser les paramètres suivant : $K'=0,00179$, $M=5.1$, $\beta= 2$

Les forages sont produisant un débit total $=50 +12+ 25+25 + 0 = 112$ l/s

Calcul du tronçon R1000-R2X4000 (gravitaire) :

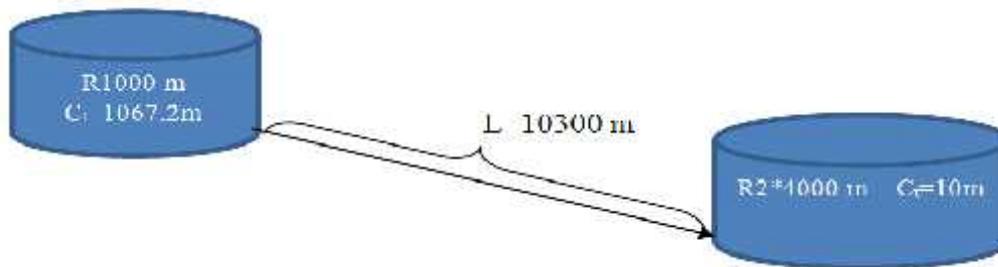


Figure III.7 Schéma synoptique du tronçon R1000 m –R2X4000

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' \times L_e \times Q^5}{\Delta H_{t11-3}}}$$

$$\cdot L_e = 1,1 \times L_g = 1,1 \times 10300 = 11321,2 \quad \Rightarrow L_e = 11321,2m.$$

$$\cdot Q = 112 \text{ l} / j = 0,112 m^3 / s$$

$$\cdot \Delta H_{t1-2} = C_{P1} - C_{P2} = 1067,20 - 1025 = 42,2m, \text{ c'est la perte de charger disponible}$$

Avec :

$$\text{Donc : } D_{av} = \sqrt[5,1]{\frac{0,00179 \times 11321,2 \times (0,112)^2}{42,2}} = 0,367m \quad \Rightarrow D_{cal} = 367mm$$

Donc $D_{n1} = 400$ mm et $D_{n2} = 350$ mm

$$D_{n2} < D_{cal} < D_{n1} \quad 350 < 380 < 400$$

Calcul de la vitesse :

$$\text{On a : } Q = S \times V \Rightarrow V = \frac{4 \times Q}{f \times D^2}$$

_ $D_{n1} = 400$ mm

$$V = \frac{4 \times 0,122}{f \times (0,4)^2} = 0,97m/s \quad \Rightarrow V = 0,97m/s$$

_ $D_{n2} = 350$ mm

$$V = \frac{4 \times 0,122}{f \times (0,35)^2} = 1,26 \text{ m/s} \quad \Rightarrow \quad V = 1,26 \text{ m/s}$$

On utilise les deux diamètres dans notre cas, on utilise le $D_n=350$ mm dans le premier tronçon et continue par le deuxième diamètre normaliser $D_n=400$ mm comme le schéma suivant

Calcul de la distance x :

$$dh = (K \cdot X \cdot Q^B) / D_2^m + (L \cdot X \cdot Q^B) / D_1^m$$

Après la résolution de cette équation on tire la longueur X et L.X

$$X = 3565 \text{ m} \quad \text{et} \quad L \cdot X = 7756.2 \text{ m}$$

La longueur du premier tronçon = 2860 m

La longueur de la deuxième tronçon = 7440 m

III.14 Conclusion

Après le dimensionnement notre adduction se compose de :

- L'adduction par refoulement constituée de la station de pompage, La conduite de refoulement à une longueur de 600 m et un diamètre de 600 mm en fonte,
- adduction gravitaire à une longueur totale de la conduite de 13230 m et de diamètre est de 700 mm et de diamètre est de 600 mm et des longueurs respectivement 10289 m et 2819 m
- adduction gravitaire à une longueur totale de la conduite de 10300 m et de diamètre est de 350 mm et de diamètre est de 400 mm et des longueurs respectivement 2860 m et 7440 m

CHAPITRE IV :

Etude des réservoir

IV.1 Introduction

Les réservoirs sont des ouvrages hydrotechniques variés nécessitant une étude technique approfondie afin qu'ils puissent remplir à bien, les tâches auxquelles ils sont conçus. Ils servaient de réserve d'eau, cependant leur rôle a sensiblement changé au cours du temps.

IV.2 Définition

Le rôle des réservoirs a sensiblement varié au cours de ces âges. Servant tout d'abord de réserves d'eau, en suite à parer à un accident survenu dans l'adduction, Ils permettent de rendre optimal le débit pour tous les ouvrages situés en amont, c'est-à-dire, les réservoirs disposent d'un volume permettant de compenser :

La variation horaire de consommation aval, appelé volume de régulation

D'une réserve de sécurité dite réserve incendie

D'une réserve pour utilisation exceptionnelles

Autrement dit, les réservoirs servent principalement à harmoniser la demande et la production, alors que pour être efficace, la production doit être constante lorsque le débit de production est supérieur au débit de consommation, on accumule l'excédent dans des réservoirs

IV.3 Classification des réservoirs

On peut classer les réservoirs en plusieurs catégories :

D'après la nature des matériaux de construction, on distingue :

- Les réservoirs métalliques
- Les réservoirs en maçonnerie
- Les réservoirs en béton armé, ordinaire ou précontraint

D'après la situation des lieux, ils peuvent être :

- Enterrées
- Semi-enterrées
- Surélevées

D'après leurs formes :

- Circulaires
- Rectangulaires
- Ou d'une forme quelconque

L'alimentation d'une agglomération urbaine ne comportera que rarement un réservoir unique, le plus souvent plusieurs réservoirs seront nécessaires; soit au centre de consommation importe, soit en position de réservoir d'équilibre en extrémité du réseau. A cet effet, nous avons envisagé pour le cas de notre réseau :

- Deux bâches de reprises réparties sur le long du réseau principal.
- Six réservoirs terminaux qui desservent toute la population de la zone, placés d'une manière telle que la ligne des niveaux piézométriques relatifs à chaque canalisation de distribution, passe au-dessus de tout appareil de puisage
- Un réservoir de mise en charge

La majorité de ces ouvrages sont projetés, puisque c'est le cas de toutes les bâches de reprises des stations de pompes

- **Réservoirs terminaux:**

Les réservoirs terminaux du réseau d'adduction constituent les réservoirs de têtes des réseaux de distribution des différents centres à desservir

- **Réservoirs de mise en charge:**

Les réservoirs de mise en charge sont des réservoirs placés sur les points hauts du tracé généralement alimentés par refoulement, dont le but est d'alimenter gravitairement d'une grande partie du réseau d'adduction située à l'aval

- **Les bâches de reprises:**

Les bâches de reprises sont des réservoirs qui servent à alimentation directe en eau des stations de pompage

Si le débit de sortie est identique ou inférieure au débit d'entrer, il n'est pas nécessaire de disposer d'un volume tampon.

En principe, il devrait y avoir égalité des débits entrant et sortant

IV.4 Equipement des réservoirs

Les dispositions constructives générales adoptées pour notre projet sont les suivantes

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

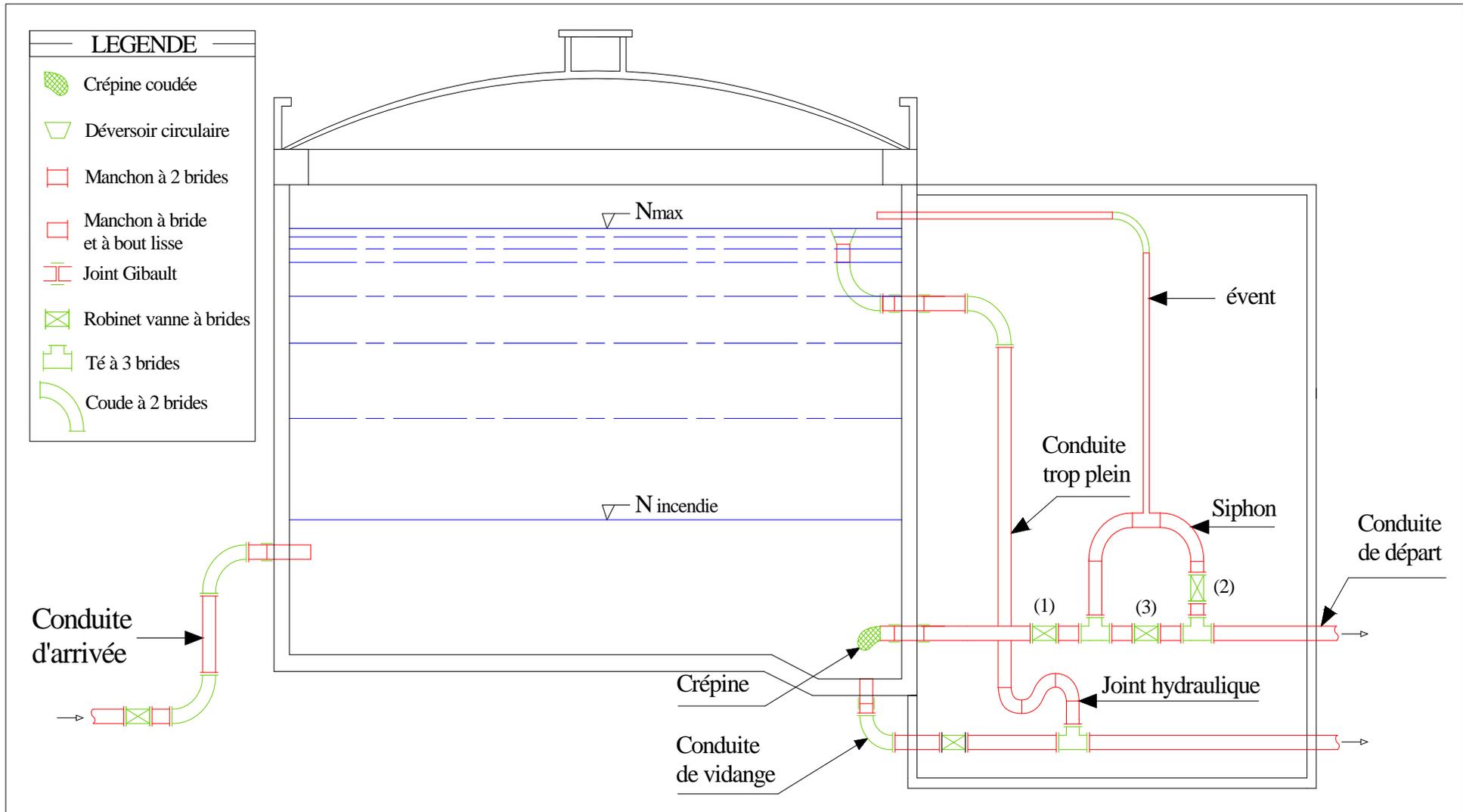


Figure IV.1 : Coup transversale d'un réservoir semi-enterré

IV.5 Emplacement des réservoirs

L'emplacement des réservoirs doit être choisi de telle sorte à assurer une alimentation en eau au point le plus défavorable. Il dépend de la topographie du lieu. C'est après une étude économique l'on pourra déterminer le meilleur emplacement possible

IV.6 Réservoirs alimentés gravitairement

Les réservoirs alimentés gravitairement, que ce soit des réservoirs terminaux, des réservoirs tampons ou des bâches de reprises, possèdent à leurs entrées des obturateurs à disques autocentrés qui contrôlent le niveau haut des réservoirs et détruisent la charge résiduelle au droit de l'entrée des réservoirs. Ces dispositifs nécessitent un certain volume d'eau pour permettre la dissipation de l'énergie résiduelle à la sortie de la vanne.

IV.7 Réservoirs alimentés par refoulement

Ces réservoirs doivent disposer d'un volume suffisant entre le niveau haut d'arrêt des pompes et le niveau de remise en charges de ces dernières, ceci dans le but de limiter le nombre d'arrêts et de mise en charge des pompes de la station d'alimentation

IV.8 Capacité de réservoirs

Le plus souvent, un réservoir est calculé pour satisfaire les variations journalières du débit consommé, en tenant compte, bien entendu du jour de plus forte consommation. La capacité du réservoir est déterminée en fonction du débit d'apport et celui de sortie augmenté éventuellement de la réserve incendie. Deux méthodes peuvent être appliquées pour la déterminer:

- La méthode analytique.
- La méthode graphique

IV.8.1 La méthode analytique :

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

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

V_r : capacité résiduelle (m^3),

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

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

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

$$V_T = V_r + V_{\text{inc}} \quad (\text{IV.2})$$

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

V_{inc} : volume d'incendie estimé à 120 m³.

- **Détermination de résidu maximum dans les réservoirs**

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

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

IV.8.2 Méthode graphique

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

Donc :

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

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

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

Dont le volume totale sera :

$$V_t = V_r + V_{inc} .$$

IV.10 Dimensionnement des réservoirs tampons Bordj ELGhedir

Le réservoir de de Bordj El Ghedir joue le rôle, de tampon et de mise en charge, qui sert à transiter le débit refoulé par les trois forages gravitaire ment vers les réservoirs d'alimentation 2x4000 de boumerged

Le volume de réservoir sera déterminé selon la formule suivante :

$$V_{RT} = V_R + V_S + V_L$$

V_R : volume du réservoir.

V_S : volume de sécurité.

V_L : volume nécessaire au signal d'alarme.

On a :

$$Q = Q_0 - Q_0 \times \frac{t}{T} = Q_0 \times \left(1 - \frac{t}{T}\right)$$

$$dV = Q_0 \times \left(1 - \frac{t}{T}\right) dt$$

$$V = Q_0 \times \int_0^T \left(1 - \frac{t}{T}\right) dt = \frac{Q_0 T}{2}$$

$$V_R = \frac{Q_0}{2} * t$$

Avec :

Q_0 : débit transité ($Q_{tr}=403,2 \text{ m}^3/\text{h}$).

t : temps de fermeture de la vanne télécommandée située ($t=2700\text{s}$)

$$VR = \left(\frac{403,2}{2}\right) * 0,75 = 151,2 \text{ m}^3$$

$$V_R = 151,2 \text{ m}^3$$

$$V_S = \frac{Q_0}{2} * t' \quad (\text{IV.4})$$

Avec :

$$t' = 900 \text{ s}$$

$$V_S = 403,2 * (0,25/2) = 50,4 \text{ m}^3.$$

$$V_L = S * h$$

$$H = 10 \text{ cm} = 0,1 \text{ m}$$

$$S = (V_S + V_R) / D = 115,2/7 = 16,45 \text{ m}^2$$

$$V_L = 2,69 \text{ m}^3$$

$$V_{RT} = 244,85 \text{ m}^3$$

Alors : $V_{RT} = 204,29 \text{ m}^3$ (volume normaliser)

Le réservoir tampon existante de bordj Ghedir dont la capacité est de 1000 m^3 peut couvrir les besoins à l'horizon 2038.

Dimensionnement du réservoir tampon R1000 m³

➤ Le diamètre D de la cuve

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow$$

$$\frac{f * D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * V_n}{f * h}} \quad (\text{IV.4})$$

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

S : section du réservoir (m^2) ;

D : diamètre de la cuve (m) ;

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

$$\text{donc } D = \sqrt{\frac{4 * 1000}{3.14 * 5}} = 15.96 \quad \text{Alor } D = 16 \text{ m}$$

- Réévaluation de la hauteur d'eau h :

$$h = \frac{4 * V}{f * D_n^2} \quad (\text{IV.6})$$

$$h = 4.97 \text{ m} \quad h = 5 \text{ m}$$

- **La section de la cuve**

On calcule la section de la cuve moyennant la formule

$$S = \frac{V}{h} \quad (\text{IV.7})$$

$$S = 200 \text{ m}^2$$

- **La hauteur totale H du réservoir**

On calcule la hauteur du réservoir moyennant la formule

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

Avec :

H : hauteur totale du réservoir (m) ;

h: hauteur d'eau (m);

R : revanche (m),

IV.11 Hygiène et sécurité des réservoirs

Les réservoirs doivent être protégés contre toute pollution d'origine extérieure contre les élévations importantes de températures.

Ils doivent être faciles d'accès et leur installation doit permettre de vérifier en tout temps leur étanchéité. Ils doivent être munis d'un dispositif permettant une prise d'échantillon d'eau à l'amont et à l'aval immédiat du réservoir.

L'ensemble des matériaux constituant les réservoirs ne doit ni se désagréger ni communiquer à l'eau des saveurs ou odeurs désagréables. La stagnation prolongée de l'eau peut y être la cause, une vidange chaque mois en période d'été s'avère nécessaire.

Au moins une fois par ans, les réservoirs sont vidés, nettoyés et désinfectés pour éviter toute contamination de l'eau

IV.12 Traversée des conduites dans les parois du réservoir

Pour assurer l'étanchéité du réservoir au niveau des traversées des conduites dans les voiles ou le radier de la cuve, deux cas sont possibles :

1er cas : La traversée peut être faite avec un manchon à bout lisse raccordé à la conduite extérieure au moyen d'un joint de type Gibault, en cas de tassement différentiel, le mouvement n'est pas transmis au manchon. Dans ce cas l'étanchéité est assurée par un produit bitumineux reposant sur une bague de forme de "U" (figure IV.2).

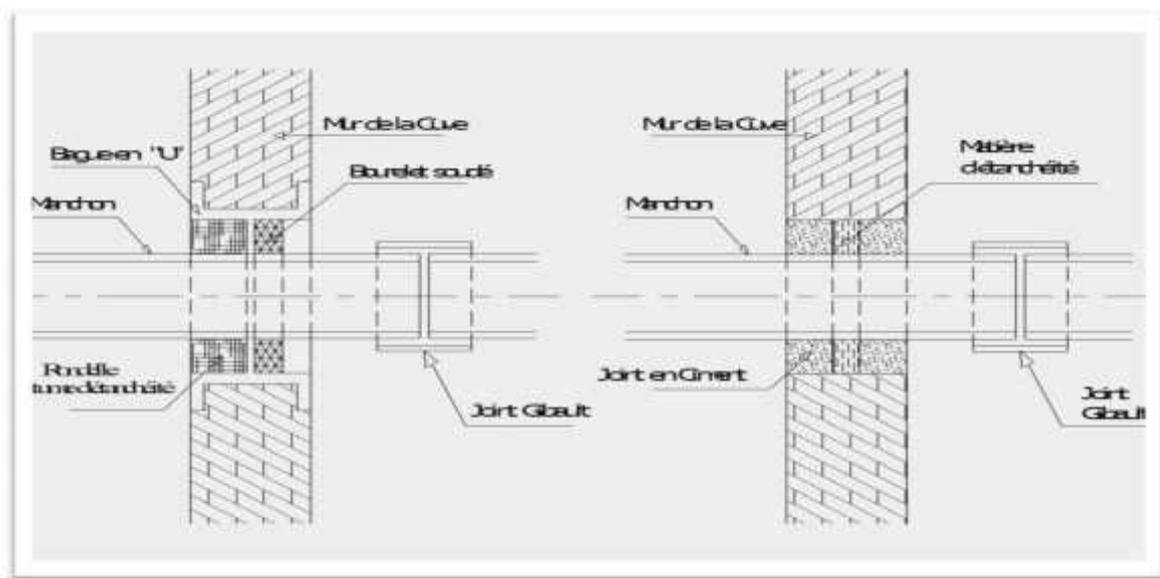


Figure IV.2: Traversée des conduites (manchon à bout lisse)

➤ **2eme cas :**

La traversée peut être réalisée également par des gaines en fonte comportant des cannelures. La gaine comporte un rétrécissement où vient s'insérer la rondelle en caoutchouc d'étanchéité, celle-ci est coincée grâce un écrou vissé ou clavette (figure IV.3).

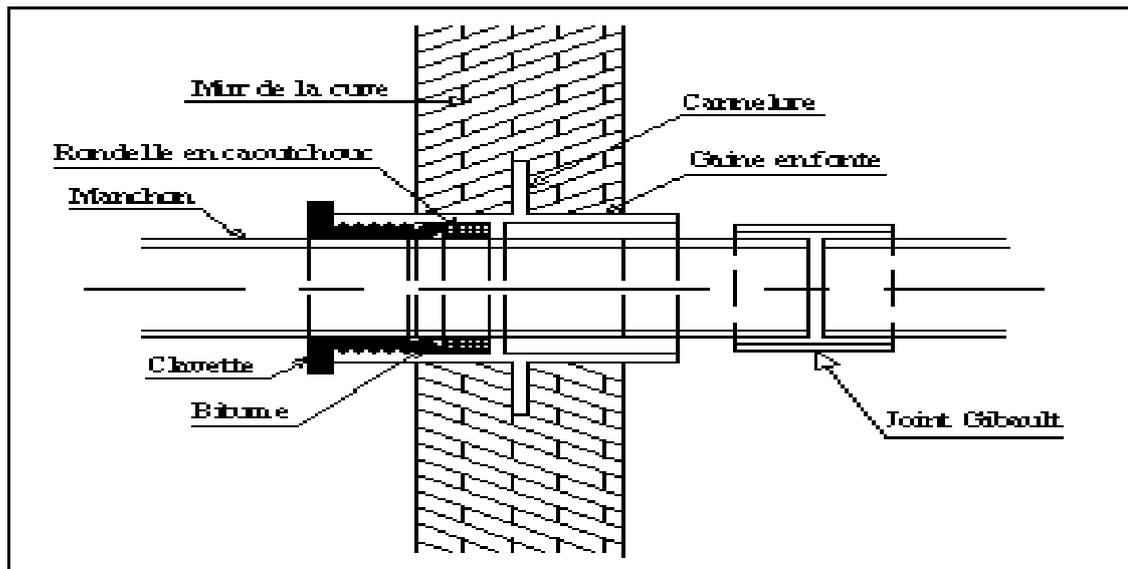


Figure IV.3 : *Traversée des conduites (Gaine en fonte)*

Concluions

Après le calcul de réservoir, nous avons remarqué que le réservoir suffisent jusque a l'horizon de 2038.

CHAPITRE V :

Station 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

V.1. Définition

Station de pompage est la station de pompage de l'eau ou des liquides en général. Il peut être utilisé pour plusieurs applications telles que l'approvisionnement en eau potable et le détournement de l'eau des montagnes pour les lieux bas et à l'assainissement dans les basses terres et l'évacuation des eaux usées du site de traitement.

V.2. 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.

V.3. 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.

On opte pour les pompes ITALIE (pompes centrifuge multicellulaire à axe horizontal de marque CAPRARI.)

V.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)_r minimale.
- Nombre d'étage minimal.
- Puissance absorbée minimale.

Pour n= 1

$$Q_{cal} = \frac{Q_f}{n} = \frac{0.469}{1} = 0,469 \text{ m}^3/\text{s}$$

Pour une seule pompe on a :

D'autre part on a Hmt= 62,98m

D'où d'après le Logiciel CAPRARI on ne trouve aucune variante

Pour n=2

Pour une seule pompe on a :

$$Q_{cal} = \frac{Q_f}{n} = \frac{0.469}{2} = 0,2345 \text{ m}^3/\text{s}$$

D'où d'après le Logiciel CAPRARI on ne trouve aucune variante

Pour n=3

Pour une seule pompe on a :

$$Q_{cal} = \frac{Q_f}{n} = \frac{0.469}{3} = 0,15633 \text{ m}^3/\text{s}$$

D'où d'après le Logiciel CAPRARI on ne trouve aucune variante

Pour n=4

MEC-AZRBH 2/125B

Pompe

- Centrifuge monocanal à axe horizontal
- Palier de base à roulements à bain d'huile

- Corps extérieur : en fonte
- Roue : en bronze
- Arbre : en acier inox protégé, au niveau de la garniture, par une bague d'usure interchangeable
- Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement

Données techniques / Caractéristiques

Q : 427,5 m³/h

H : 64,5 m

Fréquence : 50 Hz

Monophasé / Triphasé : 3

Puissance moteur P2 : 110 kW

Diamètre refoulement: DN125 16 bar

Raccord d'aspiration : DN150 16 bar

POUR N =5

MEC-AZRBH 2/125C

Pompe

- Centrifuge monocanal à axe horizontal
- Palier de base à roulements à bain d'huile
- Corps extérieur : en fonte
- Roue : en bronze
- Arbre : en acier inox protégé, au niveau de la garniture, par une bague d'usure interchangeable
- Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement

Données techniques / Caractéristiques

Q : 346,8 m³/h

H : 66,4 m

Fréquence : 50 Hz

Monophasé / Triphasé : 3~

Puissance moteur P2 : 90 kW

Diamètre refoulement: DN125 16 bar

Raccord d'aspiration : DN150 16 bar

Tableau V.1 Variantes pour le choix du nombre de pompes type (BD)

Variante	n	Qappelé (l/s)	HMT (m)	(%)	Pabs (Kw)	(NPSH)r (m)	Vitesse (tr/min)	Typede pompe
1	1	469	62.98	-	-	-	-	-
2	2	234.5	62.98	-	-	-	-	-
3	3	156.33	62.98	-	-	-	-	-
4	4	117.25	62.98	77.8	110	5.81	2900	MEC-AZRBH /125B
5	5	93.8	62.98	79.5	90	4.47	1730	MEC-AZRBH 25C

On a choisi la variante N°5 avec une pompe de secours. [5]

V.4.1 Courbes caractéristiques des pompes

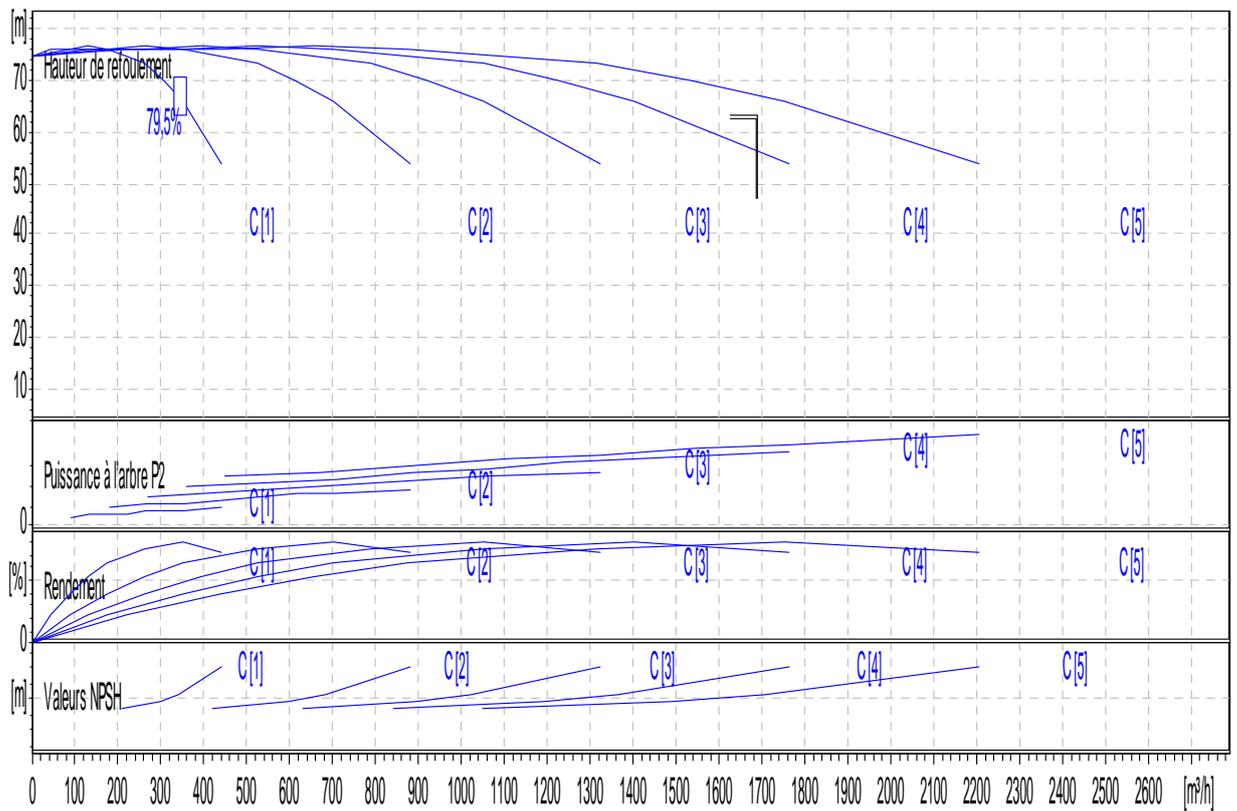


Figure V.1 : Les courbes caractéristiques de la pompe MEC-AZRBH /125C

Dimensions mm

- A = 1827
- B = 165
- C = 1406
- D = 250
- DNa = 150
- DNm = 125
- E = 250
- F = 906
- G = 500
- H = 690
- I = 640
- L = 20
- M = 42
- N = 140
- O = 420
- P = 845
- Q = 910

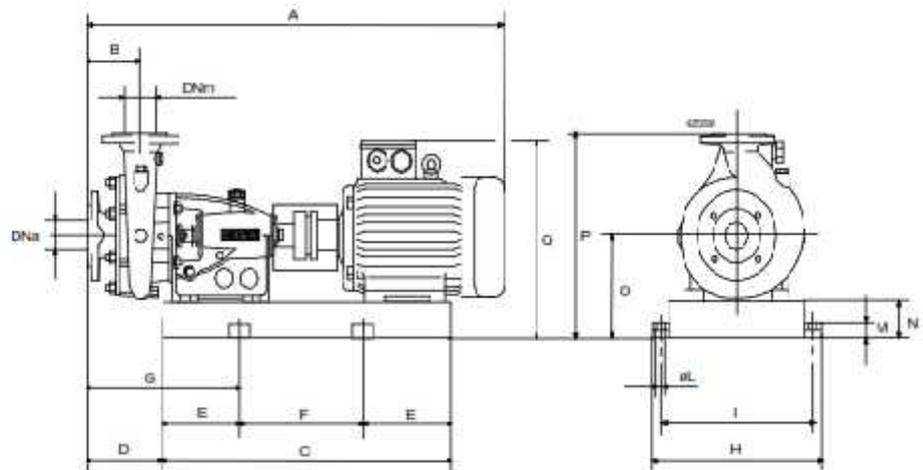


Figure V.2 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SP) de type MEC-AZRBH /125E

Tableau V.2 Courbe caractéristique de la conduite de refoulement

N°	Q(m ³ /h)	8*Q(m ³ /h)	L _{ref} (m)	D (mm)	} 0,024	Δh_p^{lin} (m)	Δh_t (m)	Hc(m)
1	0	0	600	600	0,024	0,00	0,00	59,50
2	80	400	600	600	0,024	0,19	0,21	59,71
3	160	800	600	600	0,024	0,76	0,83	60,33
4	240	1200	600	600	0,024	1,70	1,87	61,37
5	320	1600	600	600	0,024	3,03	3,33	62,83
6	400	2000	600	600	0,024	4,73	5,20	64,70

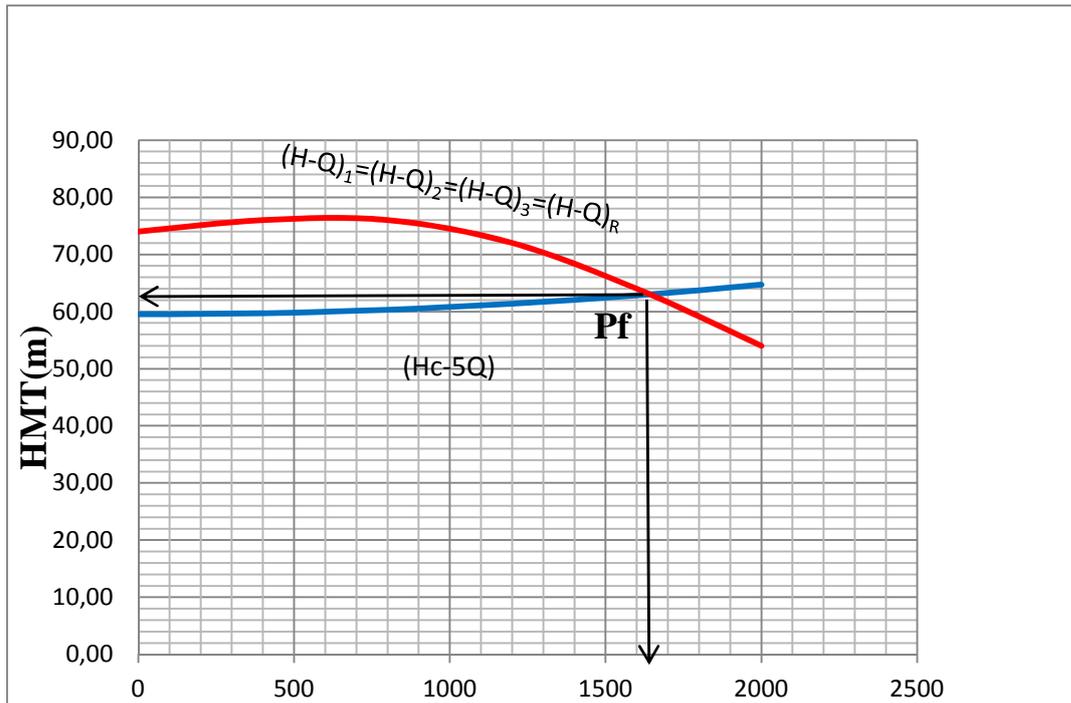


Figure N°V.3 : Point de fonctionnement de la pompe

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

Le débit correspondant au point de fonctionnement est inférieur au débit appelé et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement est supérieure à la hauteur manométrique appelée

V .5 Modes de réglage [4]

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

A-Débit disponible > Débit appelé

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

A-Débit disponible > Débit appelé

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

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

Le rendement de l'installation après vannage est :

$$y_{ap,van}^{inst} = y_{av,van}^{inst} * \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v} \quad (V.4)$$

- $y_{ap,van}^{inst}$: rendement de l'installation après le vannage (%) ;

- $y_{av,van}^{inst}$: rendement de l'installation avant le vannage (%) ;

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

- h_v : différence entre la hauteur H' et la hauteur appelée ;

$$h_v = H' - H_{app} \quad (V.5)$$

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

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

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

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

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t \quad (V.6)$$

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

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

- Q_{pf} : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m³/h).

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

Rognage : C'est la diminution du diamètre de la roue, en gardant la même vitesse de rotation, et la même distance entre les deux flasques.

Détermination du rendement de rognage

q : débit appelé par la pompe

Q : débit du point de fonctionnement

Pour calculer le nouveau diamètre on utilise les lois de similitude :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{Q}{q} = \lambda^2 \dots\dots\dots (1) \\ \frac{H_{mt}}{h_{mt}} = \lambda^2 \dots\dots\dots (2) \end{array} \right.$$

De (1) et (2) on aura :
$$H_{mt} = \frac{h_{mt}}{q} \cdot Q$$

C'est une équation d'une droite de la forme :

$$H_{mt} = a \cdot Q$$

En outre

$$\frac{Q}{q} = \left[\frac{D}{d} \right]^2 \Rightarrow D = d \cdot \sqrt{\frac{q}{Q}} \quad (\text{V.7})$$

Avec :

q : débit appelé par la pompe (m³/s)

Q : débit du point de fonctionnement (m³/s)

d : diamètre de la roue à rogner (mm)

D : diamètre de la roue après rognage (mm)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Avec} \quad \left[\frac{d}{D} \right]^2 = \frac{1}{m^2} \\ \\ \text{R \%} = (1-m) \cdot 100 \end{array} \right.$$

Avec:

m : coefficient de rognage

$R\% < 15$: c'est bon, sinon il faut opter pour une autre solution.

B- Débit disponible < Débit appelé

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

On a $Q_{App} > Q_{PF}$

On utilise le réglage d'augmentation de la vitesse de rotation

V.5.1 augmentation de la vitesse de rotation

Dans ce cas, on va faire un réglage qualitatif donc on augmente la vitesse de rotation de la pompe :

La nouvelle vitesse de la pompe sera :

on trace la courbe de proportionnalité est égale : $H = a * Q^2$.

$$a = \frac{H_{app}}{Q^2} = \frac{62.92}{1688,4^2} = 0,000022 .$$

Donc : $H = 0,000022 * Q^2$

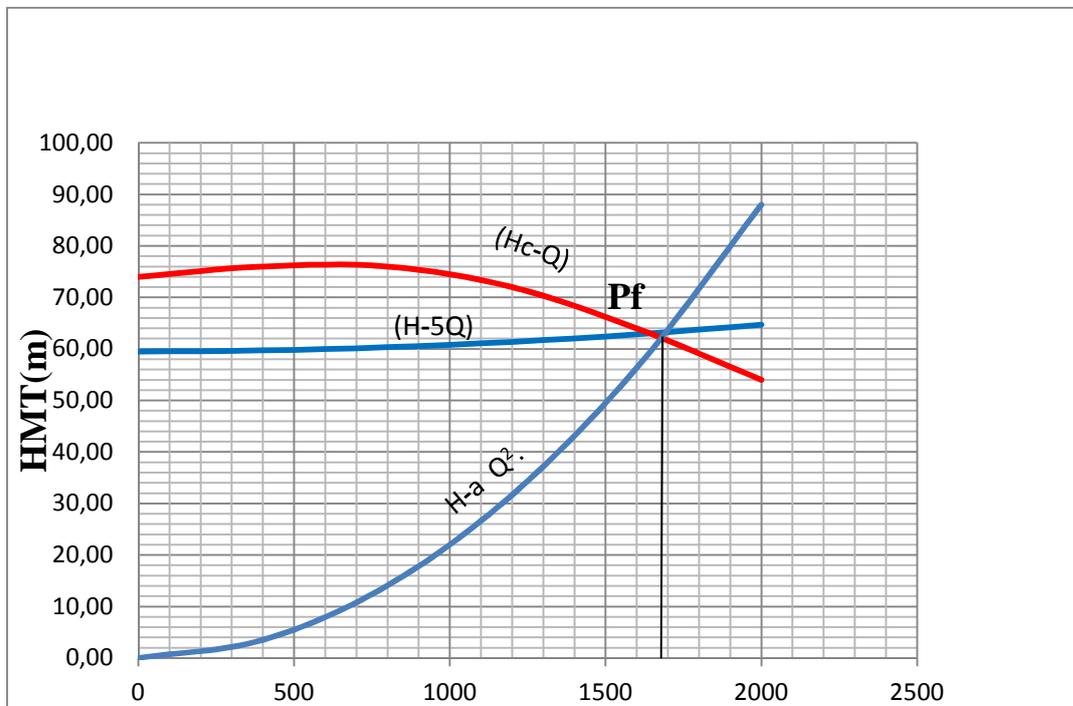


Figure V.4 : Courbe caractéristiques de la SP après réglage

$$\frac{Q_{app}}{Q_{pf}} = \frac{n}{N} \Rightarrow n = N \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} \text{ Tr/min.}$$

N : la vitesse initiale de la pompe.

n : la nouvelle vitesse de la pompe.

$$\text{Donc } n = 1730 * \frac{1690}{1650} = 1772 \text{ Tr/min.}$$

V. 6 Dimensionnement du bâtiment

V.6.1. La hauteur du bâtiment

$$H_b = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5$$

h1: Distance vertical $h_1 = h_p + h_{\text{socle}} + h_{\text{reserve}}$

$$h_{\text{reserve}} = 0,5 \text{ m}$$

$$h_{\text{socle}} = (20 \div 60) \text{ cm en prend } h_{\text{socle}} = 60 \text{ cm}$$

h_p : Hauteur de la pompe est égale à 845 mm = 0,845 m

$$h_1 = 1,004 + 0,5 + 0,6 = 1,9204 \text{ m}$$

h2 : Hauteur réservée à l'homme.

$$h_2 = 2,2 \text{ m}$$

h3: Hauteur de chariot

$$h_3 = 0,3 \text{ m}$$

h4 : Hauteur profilée

$$h_4 = 0,8 \text{ m}$$

h5 : Hauteur de sécurité

$$h_5 = 0,5 \text{ m}$$

Donc :

$$H_b = 0,845 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5 = 4,645 \text{ m}$$

V.6. 2 Largeur du bâtiment

$$l_b = l_p + l_{\text{asp}} + l_{\text{sin}} + l_c + l_r$$

l_r : (0,8 – 1,2) m : réserve on prend $l_r = 0.8 \text{ m}$

l_p : Longueur de la pompe = 1827 mm = 1,827 m

Pour déterminer la longueur d'aspiration, il faut d'abord déterminer les longueurs des pièces utilisées (tronçon, convergent, clapet pied crépine).

$$L_c = 0,53 \text{ m}, l_{tr} = 0,8 \text{ m}, D_e = 0,6 \text{ m}.$$

Pour le refoulement nous avons :

$$L_{tr} = 0,8 \text{ m}; l_d = 1,05 \text{ m}.$$

Pour le robinet vanne après consultation du catalogue on a choisi :

$$\text{Un robinet vanne : } \quad \text{langueur A} = 310 \text{ mm}$$

$$\text{Hauteur H}' = 385 \text{ mm}$$

$$\text{Hauteur H} = 1272 \text{ mm}$$

Donc :

$$l_b = 0,8 + 1,827 + 0,53 + 0,8 + 0,6 + 0,8 + 1,05 + 0,31 + 0,385 + 1,272 = 8,374 \text{ m}$$

V.6.3 La longueur du bâtiment :

La longueur du bâtiment est calculée par la formule suivante :

$$L_b = n_p.L + l_{int} + l_{p.f} + l_r$$

Avec :

n_p : nombre de pompes = 7 pompes;

L : Longueur de la pompe+ moteur ;

l_{int} : Distance entre deux pompes voisines;

$l_{p.f}$: Longueur de la plate-forme;

l_r : Surface du bureau du personnel;

$$L_b = 7 * (0.69) + (0,5*6) + 1,5 + 6 = 15.33 \text{ m}$$

IV.7 Dimensionnement des Bâches de reprises de la station de pompage

La bache de reprise dans notre cas joue un rôle transitoire. Son dimensionnement est basé sur le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge qui est généralement, estimé à un quart d'heure (15min).

La station de pompage se situe à. Les pompes de cette station sont alimentées par gravité a partie de réservoir tampon dhraa eladjroud. La station de pompage alimente le réservoir Rx5000 m3 de route de madjana Le débit entrant à la station de pompage est de 1688.4 m3/h, soit un débit de 469 l/s.

Le volume de la bache sera détermine selon formule suivant :

$$V_{\text{b\^ache}} = \frac{Q_{\text{tr}} * t}{T} + 0,3 * \frac{Q_{\text{tr}} * t}{T}$$

- T : c'est le temps entre deux démarrages de la pompe T=0.25h.
- N= 5 démarrages.
- V= Volume de la b\^ache.
- Q=débit de refoulement.
- $0,3 * \frac{Q_{\text{tr}} * t}{T}$ majoration de volume

$$V_{\text{b\^ache}} = \frac{1688,4 * 0,25}{4} + 0,3 * \frac{1688,4 * 0,25}{4}$$

$$V_{\text{b\^ache}} = 137,18 \text{ m}^3$$

- La b\^ache existante de notre station dont la capacité est de 500 m^3 peut couvrir les besoins à l'horizon 2038.

V. 8 Equipements en amont et en aval des pompes

Les équipements hydrauliques d'une station de pompage comprennent en dehors des pompes elles-mêmes :

- Les équipements d'aspiration : grille, tulipe d'aspiration, crépine, clapet, joint, vanne, convergent, dispositif anti-vortex, appareils de protection anti-bélier, circuit d'amorçage de la conduite et de la pompe.
- Les équipements de refoulement : joint, divergent, clapet anti-retour, vanne, appareils divers.

V.8.2 Equipements en amont : Aspiration

L'aspiration des pompes d'une station peut se faire soit dans une b\^ache d'aspiration, soit d'une conduite

➤ Canalisation à l'aspiration

Il est conseillé de projeter la conduite d'aspiration pour des considérations tant technique qu'économique :

- Nombre de conduites d'aspiration doit être logiquement égal à celui des pompes ;

- La longueur de la conduite d'aspiration doit être la plus courte que possible (<50m), elle doit être conçue de façon à éviter les coudes, et elle doit relier le plan d'aspiration à l'entrée de la pompe en présentant une pente minimale de 5%.

La détermination du diamètre de la canalisation se fait en considérant les vitesses admissibles dans la conduite.

Les vitesses sont tabulées en fonction des débits et diamètres.

Tableau V.3 : Vitesses admissibles (Aspiration)

Diamètre Da (mm)	Vitesse admissible (m/s)
Da<250	0,70÷1,0
250<Da<800	1,0÷1,50
Da>800	1,5÷1,8

Tulipe : La nécessité de la tulipe dépend essentiellement de la vitesse d'entrée de l'eau dans la conduite d'aspiration. Pour des valeurs ne dépassant pas 0,8m/s, il est possible de ne pas prévoir de tulipe, cependant son utilisation permet de diminuer les pertes de charge. Aussi est-il recommandé d'en prévoir dès que la vitesse atteint 0,5m/s.

Crépine : La crépine évite l'entrée accidentelle des corps solides, dans les pompes ; il est à noter qu'une crépine doit être toujours immergée pour éviter l'air (une marge suffisante doit être prévue pour le vortex) et éloignée d'environ 0,5m du fond du puisard.

Joints : Une attention particulière sera donnée aux joints afin de supprimer toutes possibilités d'entrée d'air et éventuellement d'agents polluants, en général on préfère les joints soudés. Pour les raccordements sur des appareillages (vannes, pompes, etc...) on utilisera les joints à brides pour l'entretien ou réparation des appareillages.



FigureV.5: Joint, Coude et clapet anti-retour

Vanne d'aspiration : La vanne montée à l'aspiration de la pompe permet d'isoler la pompe pour les travaux d'entretien ou de démontage sans arrêter les autres pompes. Elle sert aussi au réglage des débits.

Convergent : Le convergent permet d'avoir une accélération progressive de l'écoulement favorisant ainsi la bonne répartition des vitesses à l'entrée de la pompe au lieu d'une variation brusque du diamètre qui engendre une perte de charge singulière ; donc le convergent est l'organe destiné à servir de liaison entre deux conduites de diamètres différents.

Sa longueur est déterminée par la formule suivante :

$$L_c = (3,5 \div 4) \times (D_a - d_a)$$

Où D_a : Diamètre de la conduite d'aspiration

d_a : diamètre de la tubulure d'aspiration (entrée)



Figure V.5: Vanne d'aspiration, conduites d'aspiration collective et individuelle convergent, coude et manomètre

V.8.3 Equipements en aval : Refoulement

- **Conduite de refoulement :** Refoulement collectif $\text{Ø}600\text{mm}$ $V_r = 1,62\text{m/s}$
- **Divergent et conduite de refoulement :** Contrairement à ce qui se passe à l'aspiration, la vitesse de l'eau à la sortie de la pompe peut être $(3\div 7)$ m/s, par conséquent il faut ralentir l'écoulement afin de garder une vitesse dans la plage des vitesses admissibles en plaçant un divergent.

La longueur du divergent est déterminée par la formule suivante :

$$L_d = (3,5\div 5) \times (D_r - d_r) \text{ (m)}$$

D_r : diamètre de la conduite de refoulement (du convergent)

d_r : diamètre de la tubulure d'aspiration

Tableau V.4: vitesses admissibles (Refoulement)

Diamètre D_a (mm)	Vitesse admissible (m/s)
$D_r < 250$	$1\div 1,5$
$250 < D_r < 800$	$1,2\div 2,0$
$D_r > 800$	$1,8\div 3$

➤ Vanne d'isolement

Les vannes d'isolement à l'intérieur du bâtiment permettent le démontage de la pompe ou du clapet sans arrêter les autres pompes.



Figure V.6 : Pompe et moteur, divergent, coude, manomètre, conduites de refoulement individuel et collectif, clapet anti-retour

➤ Ventouse

Le rôle d'une ventouse est tout d'abord d'évacuer l'air contenu dans les conduites.

Le cas se présente lorsque la conduite étant vide, on procède à son remplissage, l'air sera chassé.

Quand la conduite est en service, il est nécessaire, également, de pouvoir évacuer l'air abandonné par l'eau. Cet air se cantonne aux points hauts des canalisations.

Les ventouses seront donc prévues aux points hauts. il est souhaitable d'en prévoir aussi aux changements de pentes. Ces appareils doivent permettre, en outre, l'admission de l'air dans la conduite lorsque l'on procède à sa vidange.

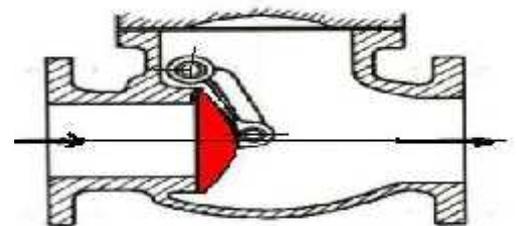


Figure V.7 : Conduite de refoulement et ventouse

- **Réservoir anti-bélier :** On un seul collecteur de refoulement donc on installe sur ce collecteur un réservoir anti-bélier, assurant la protection de l'installation en amont

.

- **Clapet anti-retour :** Il ne permet pas le retour de l'eau lors de l'arrêt de la pompe vers celle si afin d'éviter qu'elle s'endommage.



Clapet à battant

V.9 Organes de raccordement

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

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

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

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



Figure V.8 : Coude, vanne à opercule et convergent

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

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

V.8 CONCLUSION

Après le choix, on a adapté pour des pompes centrifuges multicellulaires à axe horizontal type **MEC-AZRBH 25C** pour notre station de pompage. Ce pompe seront entraînée par moteur électriques asynchrones triphasés, afin d'assurer le bon fonctionnement des pompes

CHAPITRE VI :

Coup de bélier

VI.1 Introduction

Le coup de bélier est un phénomène transitoire, oscillatoire se manifeste dans les conduites en charge à écoulement gravitaire ou refoulement dont les causes les fréquents sont les suivants :

- Arrête brutal, par disjonction inopinée d'un ou plusieurs groupes électropompes alimentant une conduite débitant sur un réservoir (cas refoulement).
- Fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement ou d'un robinet d'obstruction placé au bout d'une conduite (cas gravitaire).

VI.2.Généralité sur le coup de bélier

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



Figure N 1 : le coup bélier dans une conduite

VI.2.1 Conséquences des coups de bélier

Il est important de ne pas sous-estimer les effets des coups de bélier. Ils peuvent avoir les conséquences suivantes :

- Affaissement des éléments internes des purgeurs (tous types de purgeurs)
- Purgeurs fendus
- Jauges de pression surchargées
- Mécanismes internes déformés
- Bris de valves
- Dommages aux tubes des échangeurs
- Bris des soudures de tuyauterie ou des tuyaux eux-mêmes
- Rupture des raccords de tuyauterie
- Bris des supports/attaches de tuyauterie

Dans les cas extrêmes, en plus d'endommager les équipements, les coups de béliers peuvent être dangereux pour le personnel de l'usine.

Les bruits de coups de bélier sont des signaux d'alarme indiquant que quelque chose ne va pas dans le réseau vapeur et que celui-ci doit être corrigé. En supprimant les coups de bélier, vous bénéficiez d'un environnement de travail plus sécuritaire et vous réduisez les coûts de maintenance et les arrêts de production.

VI.2.2 Causes des coups de bélier

- Mauvaise conception d'une installation (accumulation de condensat indésirable aux points bas, contre-pente, etc.)
- Manœuvre brusque de la robinetterie
- Utilisation d'appareils non-conformes
- Défauts de fonctionnement des appareils de réglage ou de purge (purge insuffisante)
- Vitesse d'écoulement de la vapeur supérieure à celle de l'eau : il en résulte un entraînement de gouttes d'eau qui rencontrent ensuite des obstacles et produisent des coups de bélier hydrauliques. Même de très faibles masses d'eau, lorsqu'elles sont lancées à haute vitesse, engendrent des forces considérables. C'est ce qui se produit sur les pales des turbines, par exemple.

1) La surpression

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

2) La dépression

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

3) Fatigue de la canalisation

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

VI.2.3 Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier

Il existe différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier :

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

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



Figure VI.2 réservoir d'air

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

c) **Soupape de décharge**: C'est appareils fait intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinaire, qui par sa compression obture en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est-à-dire où la surpression à craindre est maximale et 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.

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

Pour notre adduction on propose comme moyen de protection, le réservoir d'air.

Car

- Il intervient dans la protection contre la surpression et la dépression ;
- Il est simple à installer
- Il est utilisé pour les moyennes et grandes hauteurs de refoulement ;
- Il a un bon fonctionnement ;
- Il a une bonne sécurité.

VI.3 Calcul du réservoir anti bélier

Le calcul du réservoir anti bélier 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 :

VI.3 .1 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.

VI.3 .2 Méthode de BERGERON

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

Tableau VI.1 Comparaison entre les deux méthodes

Méthode de BERGERON	Méthode de VIBERT
Tient compte les pertes de charges	Néglige la perte de charge
Tient compte les conditions aux limites	Néglige les conditions aux limites
Cas réel	savoir la valeur maximale de coup de bélier
Même hypothèses	Utiliser dans les petites installations
Bon résultats pour les petites et les grandes installations	Même hypothèses Bon résultats pour les petites installations

VI.4 Dimensionnement du réservoir anti bélier cas conduite de refoulement

La célérité de l'onde élastique C est fonction du fluide écoulé (l'eau) et des caractéristiques de la conduite (diamètre et épaisseur) et du sol.

Dans le cas d'une conduite indéformable, (C) correspond à la vitesse de propagation du son dans l'eau (~1400 m/s). Mais lorsque l'on prend en compte la déformation de la conduite, cette vitesse de propagation diminue

Elle est donnée par la formule publiée par B.SALAH qui tient compte de l'effet du sol sur la conduite.

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K \cdot 2 \cdot a \cdot (1 - \mu_m^2) \cdot (1 - \mu_s)}{(1 - \mu_m^2) \cdot a \cdot E_s + E_m \cdot e_m \cdot (1 - \mu_s)}}} \quad (\text{VI.1})$$

Avec :

k : Coefficient de compressibilité de l'eau ; $k = 2,07 \cdot 10^9$ pascal

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

e_m : Epaisseur de la conduite (m)

a : Rayon intérieur de la conduite (m)

μ_m : Coefficient de poisson du matériau de la conduite ; $\mu_m = 0,3$ (fonte)

μ_s : Coefficient de poisson du sol entourant la conduite ; $\mu_s = 0,33$

E_m : Le module de Young du matériau de la conduite ; $E_m = 1 \cdot 10^{11}$ Pascal

E_s : Module de Young du sol considéré $E_s = 2 \cdot 10^8$ Pascal

$$Z = Hg + \frac{C * V_0}{g} \quad (\text{VI.2})$$

La charge statique absolue:

$$Z_0 = Hg + 10$$

La charge maximale absolue:

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

Avec :

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

(annexe VI)

$$U_0 * Z_0 = U_{\max} * Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{\min}}{Z_0}} \quad (\text{VI.3})$$

En tenant compte de la sécurité en ajoutant 100 Litres à U_{\max}

Les caractéristiques de l'adduction de refoulement sont représentées dans le tableau VI.2:

Tableau VI.2 Les caractéristiques de tronçon de l'adduction de refoulement.

N° de Station	Type de matériau	D (mm)	Sc (m2)	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
SP	fonte	600	0,2826	1,65	600	59.5

VI.4.1. Calcul de la célérité d'onde C

Les résultats trouvés pour le calcul de la célérité d'onde C sont regroupés dans le tableau VI.3:

Tableau VI.3 Calcul de célérité d'onde de tronçon de l'adduction de refoulement.

N° de station	K (Pa) (x 10 ⁹)	... (Kg/m ³)	a (m)	ν_m	ν_s	Es (Pa) (x 10 ⁸)	Em (Pa) (x 10 ¹¹)	em (m)	C (m/s)
SP	2,07	1000	0,294	0,3	0,33	2	1	0,0062	895.27

VI.4.2 Calcul des capacités des différents réservoirs d'air

Tableau VI.4 Calcul de volume du réservoir d'air de l'adduction de refoulement.

N° de station	Z0 (m)	Zmax (m)	V0 (m/s)	g (m/s ²)	h0 (m)	h0/Z0 (x10 ⁻³)	U0/L*S (x10 ⁻³)	Zmin/Z0	Zmin (m)	U0 (m3)	Umax (m3)	V (m ³)
SP1	69.5	220.08	1.65	9,81	0.14	1.9	3	0,5	34.75	0.504	1,008	1.5

Un réservoir anti-bélier est placé après la pompe (Voir Figure VI.2)

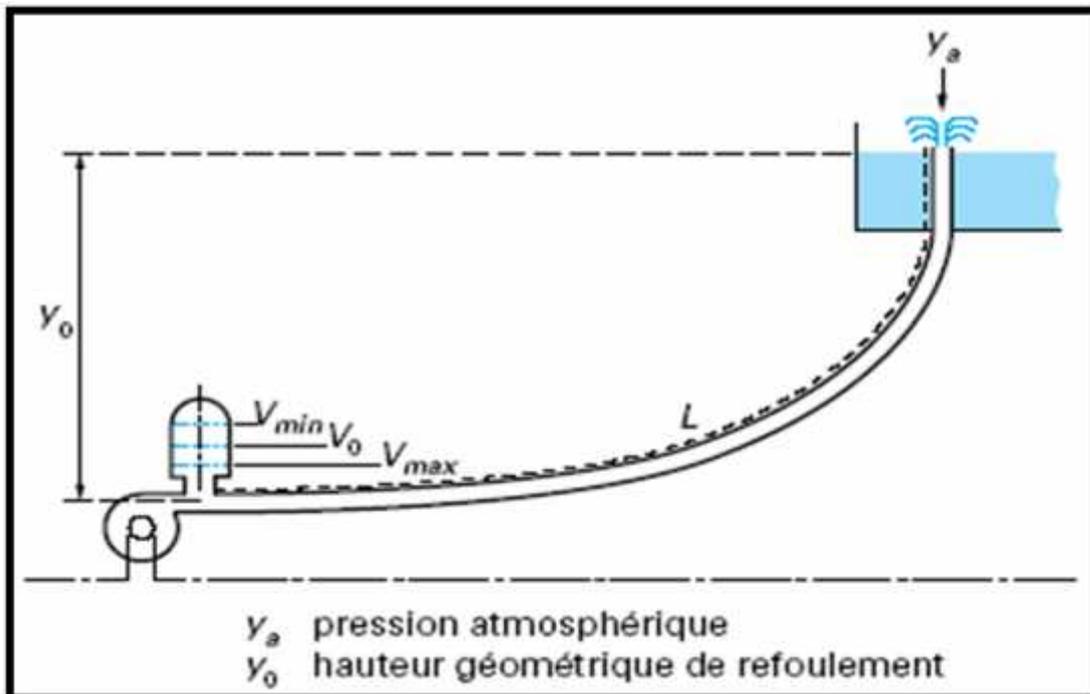


Figure VI.3 : Emplacement d'un réservoir anti-bélier

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons vu la définition du phénomène du coup de bélier, les causes, les conséquences. (cas conduite en refoulement,). En fin nous avons vu comment calculer le volume de réservoir d'air

.

CHAPITRE VII :
Organisation de
chantier

VII.1 Introduction

L'organisation d'un chantier consiste à déterminer et coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour la réalisation et l'exécution des travaux dans les meilleures conditions et dans les plus brefs délais.

Les étapes à utiliser sur les chantiers pour la réalisation d'une adduction en eau potable (A.E.P) sont :

- Implantation des traces des tranchées sur le terrain.
- Excavation des tranchées.
- Pose des conduites.
- Epreuve de joint et de canalisation.
- Remblaiement des tranchées.

VII.2 Implantation du tracé des tranchées sur le terrain

VII.2.1 Matérialisation

On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en ligne droite et espacée de 50 jusqu'à 60 m. On effectue ce travail en mesurant sur le plan leurs distances par des repères fixés où des bornes.

La direction des axes et leurs extrémités est ainsi bien déterminée.

VII.2.2 Nivellement

Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux ou plusieurs points situés sur une pente uniforme. Lorsque le terrain compte des obstacles on procède au nivellement par cheminement et par un simple calcul, on détermine la hauteur de chaque point ainsi la profondeur de tranchée en point.

VII.2.3 Excavation des tranchées

Cette opération se divise en deux étapes :

VII.2.3.1 Enlèvement de la couche végétale

Pour la réalisation de cette opération, on opte pour un bulldozer ou un angledozer.

VII.2.3.2 Excavation

Selon les caractéristiques du terrain ; l'excavation sera réalisée mécaniquement. La profondeur minimale de la tranchée a excavée doit atteindre 1 m pour les raisons suivantes :

- Pour garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.
- Pour protéger la canalisation contre le gel.

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

L'excavation des tranchées s'effectue par tronçon successive en commençant par les points hauts pour assurer s'il y lieu l'écoulement naturel des eau d'infiltrations.

Donc l'excavation nécessite la détermination de plusieurs paramètres tels que :

- La profondeur de la tranchée « H_{tr} »
- La largeur de la tranchée « b »

VII.2.3.3 La profondeur de la tranchée

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

$$H_{tr} = D + h + h_1$$

Elle est donnée par la relation suivante :

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

D : diamètre de la conduite (m).

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

On prend : $h=1$ m.

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

D'où : $H_{tr} = 1,15 + D$ (m).

VII.2.3.4 Largueur de la tranchée

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

$b = D + 0,6$ m.

b : largeur de la tranchée (m) et D : diamètre de la conduite (m).

VII.3 choix de l'excavateur

Comme il a été mentionné précédemment l'excavation sera réalisée mécaniquement alors le choix de l'engin (pelle mécanique équipée en rétro où en butée) est basé sur leur champ d'application et l'exigence du chantier.

VII.3.1 Pelle équipée en rétro

Les aptitudes de la pelle en rétro sont :

- Creuser en dessous de la surface d'appui à son niveau.
- Peut excaver dans la direction de la machine.
- Creuser avec grande précision et rapidité des tranchées à talus verticaux.

VII.3.2 Pelle équipée en butée

Les caractéristiques de la pelle en butée sont :

- Excavation en hauteur au dessus de l'assise de la machine.
- Ramassage des matériaux.

Connaissant la nature des travaux demandés et comparant le champ d'application ainsi que les caractéristiques de chacune des deux types de pelle, on opte pour une pelle mécanique équipée en rétro à roue pneumatique pour atteindre un rendement optimal.

Pour déterminer les caractéristiques de la pelle, nous devons calculer le volume total à excaver pour notre réseau d'adduction.

D(mm)	L(m)	b(m)	h(m)	S(m ²)	V(m ³)
350	2860	0.8	1.35	1.08	2894.4
400	7440	0.75	1.3	0.98	7291,2
700	10289	0.725	1.275	0.92	9465,88
600	2819	0.71	1.26	0.89	2508,91
600	600	0.7	1.25	0.88	528
volume total à excaver					22688.39

Tableau VII.1 : calcul du volume à excaver

D'après ce tableau VII.1, le volume total du réseau y compris l'adduction est de **22007.07 m³**.

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

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

Tableau VII.2 : Capacité du godet en fonction du volume de terrassement

Comme le volume total est supérieur à 20000 m³ et inférieur à 100000 m³, on opte pour une pelle avec une capacité du gobet égale à **1.25 m³**.

VII.3.3 Rendement d'exploitation de la pelle choisie

Le rendement de la pelle est donné par la relation :

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

Avec : q : capacité du gobet 1.25 m³.

K_r : coefficient de remplissage du gobet K_r = 0,8 - 0,9 on prend K_r = 0,8

K_t : coefficient d'utilisation du temps dépend de la nature du sol et de l'habilité du Conducteur:

K_t = 0,7- 0,9 prenons K_t = 0,8

K_f : coefficient de foisonnement du sol K_f = 1,2.

T_c : la duré d'un cycle de remplissage du gobet T_c = (15-30) s

On prend : T_c = 20 s

$$\text{AN : } R_p = \frac{3600 \times 0,65 \times 0,8 \times 0,8}{20 \times 1,2} = 62,40 \text{ m}^3 / \text{h}$$

Si on prend une durée de travail de 8 heures par jour

$$\text{Donc } R_p = 500 \text{ m}^3/\text{j.}$$

VII.4 La durée d'excavation

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

$$T = \frac{V}{R_p} = \text{jours}$$

V : volume du sol excavé (m³) et R_p : capacité du godet en jour (m³/jour)

-application

$$T = \frac{22688,39}{500} = 45 \text{ jours}$$

VII.5 Aménagement du lit de pose des conduites

Avant la pose des conduites, on procèdera aux opérations suivantes :

- Eliminer les grosses pierres des déblais placés sur les cotes de la tranchée de façon à éviter leurs chutes accidentelles sur la canalisation une fois posée.
- Nivelier soigneusement le fond de la fouille pour que la pression soit constante entre les points de changement de pentes prévues.
- Etablir en suite le niveau du fond de la tranchée en confectionnant un lit de pose bien damé avec la terre meuble du sable , ce lit de sable est à une épaisseur d'environ 20 cm (pour notre cas nous avons pris 15 cm).

VII.6 Pose des conduites

Avant la descente des conduites dans la fouille, on procède à un triage des conduites de façon à écarter celles qui ont subies des chocs ; et on les descend lentement à l'aide d'un engin de levage, dans le fond de la fouille. Au cours de pose, on vérifie régulièrement l'alignement des tuyaux pour n'avoir pas des difficultés au raccordement des conduites.

VII.7 Epreuve de joint et de la canalisation

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement, on l'effectue à l'aide d'une pompe d'essai qui consiste au remplissage en eau de la conduite sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0.2 bar.

VII.8 Remblaiement de la tranchée

Une fois les épreuves réussies, la mise en place du remblai bien tassée doit être effectuée manuellement on utilisant la terre des déblais (tout élément indésirable étant exclu).

Conclusion

Ce chapitre nous a permis de savoir comment faire les travaux pour réaliser un réseau d'adductions en eau potable sur un chantier dans les meilleures conditions et le bon fonctionnement.

CONCLUSION GENERALE

Un bon dimensionnement du système d'adduction, des ouvrages de stockages et des équipements hydromécaniques ne suffisent pas pour une bonne exploitation, une gestion rigoureuse du système est indispensable pour un meilleur rendement et encore assurer la pérennité du projet.

Aussi nous avons pensé à présenter quelques conseils pratiques en guise de conclusion : Afin de pallier à un éventuelle disfonctionnement pouvant survenir au cours de l'exploitation, il est recommandable de faire appelle, dans la mesure du possible, aux produit et aux matériaux locaux.

Nous recommandant aussi la mise en disposition d'un groupe d'électrogène de secoure approprié, pour assurer la continuité du service en cas d'interruption d'alimentation des groupes électropompes en énergie électrique.

Les stations de pompages doivent être équipées d'un poste transformateur pour chaque groupe électropompe, d'un pupitre de contrôle, et d'un système de télégestion dans le but de faciliter le contrôle et la supervision.

BIBLIOGRAPHIE

« Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement », Tome I
P.205, 206, 207.

C.GOMELL et H.GUERREE « La distribution d'eau dans les agglomérations de petite et moyenne importance », Edition EYROLLES, 2004, université LAVAL.

B.SALAH « polycopie d'Alimentation en Eau Potable », p.30a, 63, 64,72, 73,74, 75,76)

A.LENCASTRE «HYDRAULIQUE GENERALE». Cepadu es-Editions,2000.

ABRAMOV.N "Alimentation en eau potable" Moscou, 1982.

A.G.H.T.M « les stations de pompage », édition Technique et Documentation, Paris 1982,
p.101.

Hadef R & Hadef A. (2001) Le déficit d'eau en Algérie: une situation alarmante.
Désaliénation 137, 215-218.

Catalogue :

[8] CAPRARI

Site internet :

.Google maps

ANNEXES

Annexe (1) : Abaque de VIBERT.

ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR

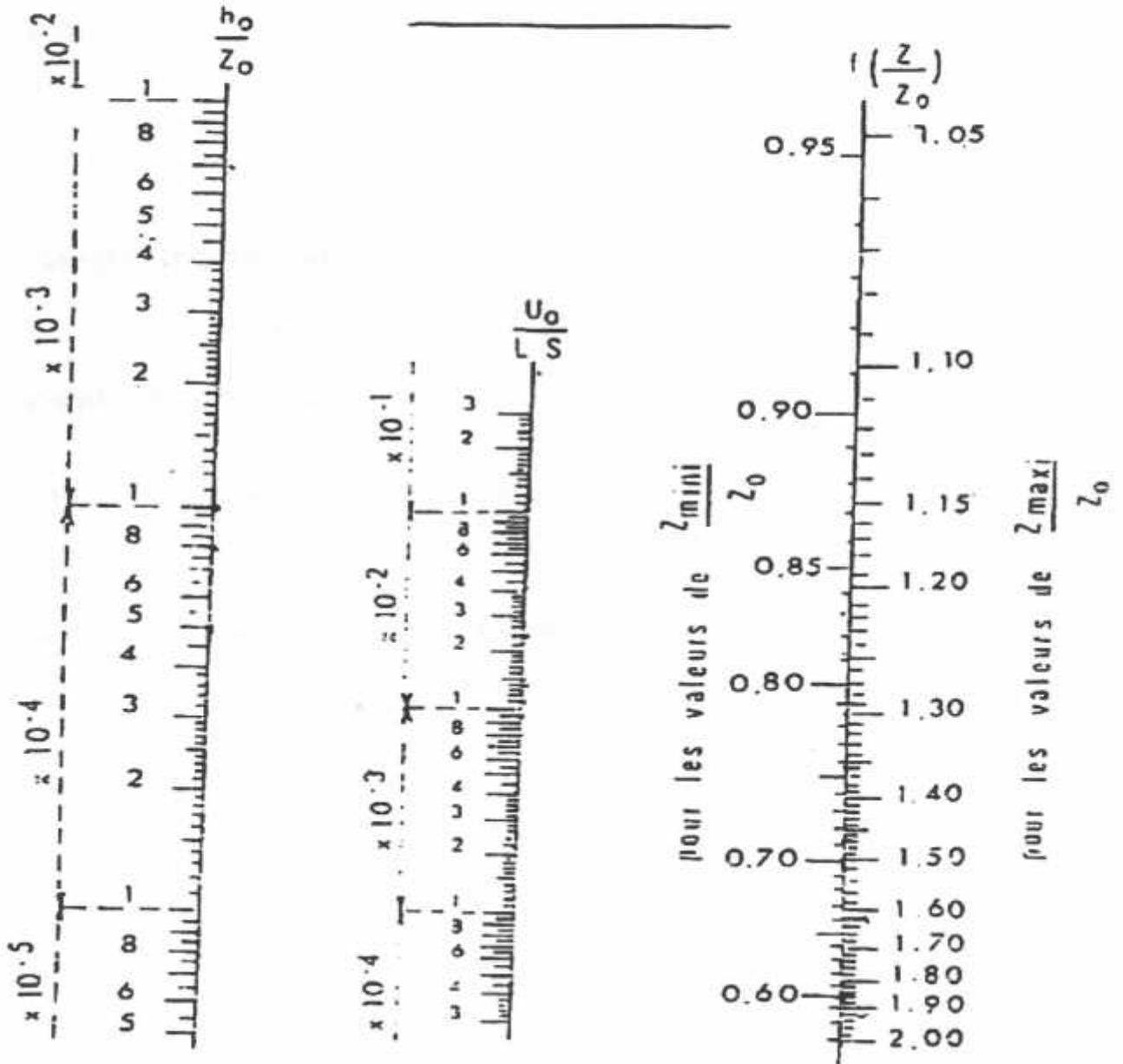


PLANCHE XXVII

Nomenclature

P_n : Population pour l'horizon considéré ;

P_0 : Population à l'année de référence ;

t : Taux d'accroissement annuel de la population (%) ;

n : Nombre d'années séparant l'année de référence à l'horizon considéré.

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

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

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

V_r : volume résiduel (m^3) ;

a : Fraction horaire du débit maximum journalier (%) ;

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

V_{inc} : volume d'incendie (m^3)

R_{max} : résidu maximal journalier

Q_a : le débit de la source (m^3/j).

N : nombre d'heures de pointe dans une journée.

$K_p * Q_{moy,h}$ ($Q_{max,h}$) : le débit de pointe (m^3/h).

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

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

t : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge (h)

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

S : section du réservoir (m^2) ;

D : diamètre de la cuve (m) ;

h : hauteur utile optimale d'eau (m)

H : hauteur totale du réservoir (m) ;

R : revanche (m).

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

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

F_{am} : Frais d'amortissement (DA)

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

A : Annuité d'amortissement

i : Taux d'annuité (%)

n : Durée de l'amortissement de la conduite (ans)

H_g : hauteur géométrique (m) ;

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

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

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

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) ;

H_{mt} : Hauteur manométrique totale (m) ;

η : rendement de la station de pompage (%)

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) ;

P : 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_v} : Longueur équivalente des pertes de charge singulière (m) ;

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

S : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

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

D_a : diamètre conduite aspiration (m) ;

d_a : diamètre de la tubulure d'aspiration (m) ;

Q_{exp} : Débit d'exploitation (m^3/s) ;

V_{ref} : Vitesse de refoulement (m/s)

C_{TpR} : Côte du trop plein du réservoir (m) ;

$C_{\text{Tp.B}}$: Côte du trop plein de La bache (m) ;

$C_{\text{r.R}}$: Côte radier du réservoir (m) ;

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

$y_{\text{inst}}^{\text{ap, van}}$: Rendement de l'installation après le vannage (%) ;

$y_{\text{inst}}^{\text{av, van}}$: Rendement de l'installation avant le vannage (%) ;

$H_{\text{avant, vannage}}$: Hauteur manométrique avant vannage (m) ;

$H_{\text{après, vannage}}$: Hauteur manométrique après vannage (m) ;

H_v : Perte de charge engendrée par la fermeture de la vanne de refoulement (m) ;

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

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

Q_{app} : Débit appelé par la pompe (m^3/s) ;

Q_{pf} : débit du pointe de fonctionnement (m^3/s) ;

d : diamètre de la roue à rogner (mm) ;

D : diamètre de la roue après rognage (mm) ;

m' : Coefficient de rognage ;

R : Pourcentage de rognage (%) ;

H_c : Hauteur manométrique total (m) ;

η_{tr} : Rendement d'accouplement direct (1) (%) ;

η_m : Rendement du moteur (%) ;

η_p : Rendement de la pompe (%) ;

K : Coefficient de correction ;

N_m : Vitesse de rotation du moteur (tr/mn) ;

N_p : Vitesse de rotation de la pompe (tr/mn) ;

d : Distance entre la génératrice inférieure de la conduite et le surface du sol (m) ;

L_c : Longueur de convergent (m) ;
 $(NPSH)_r$: Charge nette d'aspiration requise, elle est fournie par le constructeur (m) ;
 $(NPSH)_d$: Charge nette d'aspiration disponible, elle est fournie par l'installateur(m) ;
 r : marge de sécurité (m) ;
 Δh_{asp} : Perte de charge totale du coté aspiration (m) ;
 ∇_{axe} : Niveau de l'axe de la pompe (m) ;
 ∇_{min} : Niveau minimal du plan d'eau de la bêche d'aspiration (m) ;
 C : Célérité en (m/s) ;
 k : Coefficient d'élasticité de l'eau ;
 ρ : Masse volumique de l'eau (kg/m^3) ;
 e_m : Epaisseur de la conduite (m) ;
 a : Rayon intérieur de la conduite (m) ;
 μ_m : Coefficient de poisson du matériau de la conduite ;
 μ_s : Coefficient de poisson du sol entourant la conduite ;
 E_m : Module de Young de la conduite en PEHD ;
 E_s : Module de Yong du sol ;
 V_0 : vitesse moyenne de refoulement en (m/s).
 Z_0 : La pression absolue en (m.c.e)
 U_{max} : volume du réservoir d'air (m^3) ;
 S_c : section de la conduite (m^2) ;
 t' : le temps de fermeture du robinet vanne (h) ;
 σ_{admi} : Contrainte admissible supportée par le matériau de canalisation (MPa) ;
PMS : pression maximale de service (m) ;
PMF : C'est une pression qui correspond à la PMS augmentée du coup de bélier (m) ;
 S_{exc} : surface des déblais de chaque coupe (m^2) ;
 b : largeur de la tranchée (m) ;
 V_{exc} : volume des déblais entre deux coupes consécutives (m^3) ;
 L_{exc} : distance entre deux coupes consécutives (m) ;
 H_{tr} : profondeur de la tranchée (m) ;
 h' : hauteur de la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol (m) ;
 h_1 : épaisseur du lit de pose de sable (m) ;
 V_D : Volume du déblai (m^3) ;

S_t : La section de tranchée (m^2) ;
 V_s : volume du lit de sable (m^3) ;
 e : épaisseur du lit de sable (m) ;
 S_D : surface du déblai (m^2) ;
 S_s : surface du lit de sable (m^2) ;
 R_P : capacité du godet en jour (m^3 /jour).