

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude de l'Adduction en eau potable du champ de captage de
Zouia vers le groupement urbain de (w. Tlemcen) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0004-11

APA Citation (APA توثيق):

Belabbaci, Rabie (2011). Etude de l'Adduction en eau potable du champ de captage
de Zouia vers le groupement urbain de (w. Tlemcen)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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 بتنظيم الإنتاج العلمي لأساتذة و باحثي المدرسة.

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

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

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
« ARBAOUI Abdellah »

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception des Systèmes d'Alimentation En Eau Potable

THEME

ETUDE DE L'ADDUCTION EN EAU POTABLE DU CHAMP DE CAPTAGE DE ZOUIA VERS LE GROUPEMENT URBAIN DE TLEMCCEN

Présenté par :

BELABBACI RABIE

Promotrice :

M^{me} N. ZENDAGUI

Devant le jury composé de :

President: M^r O. KHODJET KESBA
Examineurs: M^r M.S. BENHAFIDH
M^r A. AYADI
M^{me} L. TAFAT.
M^r R. KERID

Octobre 2011

DEDICACE

Je Dédie ce modeste travail

Spécialement à mes très chers parents pour leurs Sacrifices, leur

Aide et leur soutien.

À ma très chère sœur

À mes frères FOUZI, AISSAM, FERES, OMAR et leurs enfants

(ADNANE, MERIEM)

À mes grands-pères et mes grands-mères

À mes oncles À mes tantes

Mon ami RIDHA

À ma grande famille BELABBACI

À mes Amis : Abdelghani, Lamine, Mourad, Mouhamed, Abdelghafour, Rachid,

Seifeddine, et tous le groupe AEP

À tout mes amis de l'école.

B. RABIE

REMERCIEMENT

Avant tout, je remercie DIEU qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de courage pour achever mes études.

Mes remerciements à ma mère et mon père... Je remercie fortement ma promotrice : M^{me} N. ZENDAGUI de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail.

Par la même occasion je remercie :

Les membres du jury qui m'ont honoré par leur présence et qui vont juger mon travail.

Mes Enseignants de l'ENSH pour leurs contributions à ma formation d'ingénieur d'état en hydraulique.

Mes remerciements vont également à : ma sœurs, mes frères : et toute la famille DJAIL, et tous mes amis,

Qu'il me soit permis de remercier toutes les personnes qui ont Contribuées de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

B.RABIE

ملخص :

تعاني المجموعة الحضرية بتلمسان من عجز واضح في مجال التزويد بالمياه الصالحة للشرب مما يستدعي انجاز دراسة شاملة لتحسين الوضع.

من خلال هذه المذكرة سندرس مشروع التزويد بالمياه الصالحة للشرب من حقل آبار المياه الجوفية الواقع بمنطقة الزوية نحو مدينة تلمسان وتشمل هذه الدراسة تحديد أبعاد أنابيب النقل وحجم الخزانات و محطة الضخ وحماية الأنابيب من ظاهرة الطرق المائي .

Résumé :

Le groupement urbain de Tlemcen souffre d'un pur déficit en alimentation en eau potable, ce qui appelle à réaliser une étude complète pour améliorer la situation.

A travers ce mémoire on va étudier un projet d'alimentation en eau potable à partir de champ captage de Zouia vers le groupement, cette étude constitue le dimensionnement de l'adduction et les capacités des réservoirs et les stations de pompage et la protection des conduites contre le phénomène de coup de bélier.

Abstract:

This study outlines ways to improve potable water supply for the suburbs of Tlemcen

The project is based in Zouia and involves accessing underground water by means of boreholes

The retrieved water is to be stored in multiple reservoirs and is in turn pumped uphill to a main reservoir for distribution to the suburbs with the help of gravity.

It also involves determining pipeline and reservoir dimensions as well as addressing the phenomenon of water hammer.

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I : présentation de la ville

Introduction :	1
I.1 Présentation De La Wilaya De Tlemcen :	1
I.2 Présentation du groupement urbain de Tlemcen :	3
I.2.1. Situation géographique:	3
I.2.2 Situation climatique :	4
a) Climat :	4
b) Température :	4
c) Pluviométrie :	4
d) Les vents :	5
I.2.3 Situation démographique :	5
I.2.4 Situation hydraulique actuelle :	6
A.1) BARRAGE MEFFROUCHE :	6
A.2) BARRAGE BENI BAHDEL :	6
A.3) BARRAGE Sekek :	6
B) Ressources souterraines :	7
Conclusion:	8

Chapitre II : estimation des besoins en eau

Introduction :	9
II.1. Estimation de la population aux différents horizons (2020,2040) :	9
II.2. Evolution de la population du G.U.T à travers les horizons projetés	10
II.3. Calcul des besoins :	12
II.3.1 Dotations à différents horizons :	12
II.3.2. Estimation des besoins en eau :	13
A) Débit Moyen Journalier :	13
II-3-3) Variation de la consommation journalière :	15
A) Consommation maximale journalière :	15
B) Consommation minimale journalière :	15
II-3-4) Variation de la consommation horaire :	16

A) Débit moyen horaire :	16
B) Consommation maximale horaire:	16
C) Consommation minimale horaire :	17
d) Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant :	18
II.4. Comparaison entre les ressources et les besoins :	24
Conclusion :	24

Chapitre III : Champ captage

Introduction :	25
III.1) Présentation du champ de captage de Zouia :	25
III.2) Situation des champs de captage :	25
III.3) Répartition des forages dans le champ de ZOUIA :	26
III.4) Caractéristiques de réalisation des forages existantes.	26
III.5) Calcul de volume de production journalière des forages :	27
III.6) Fonctionnement Cyclique des forages :	28
III.7) Comparaison entre le volume produit de champ de captage de ZOUIA et les besoins maximales journalière de notre zone d'étude :	28
CONCLUSION:	29

Chapitre IV : étude de l'adduction

Introduction :	30
IV.1 Quelques notions simples sur l'adduction :	30
IV.1.1 Types d'adduction :	30
A) Adduction gravitaire :	30
B) Adduction par refoulement :	30
D) Adduction mixte :	30
IV.1.2 Adduction et types d'écoulement :	30
a) Ecoulement à surface libre:	30
b) Ecoulement en charge :	30
IV.1.3) La ligne piézométrique :	30
IV.1.4) L'air dans les tuyauteries :	30
IV.1.5) Dépôts dans l'adduction:	31
IV.1.6) Choix du trace:	32
IV.2. Etude technico-économique de l'adduction :	33
IV.2.1. cas de refoulement :	33
A) Calcul des diamètres économiques des conduites de refoulements :	33

B) Calcul des pertes de charge :.....	33
C) Calcul de la hauteur manométrique totale :.....	34
D) Puissance absorbée par la pompe :.....	35
E) Energie consommée par la pompe :.....	35
F) Frais d'exploitation :.....	35
J) Frais d'amortissement :.....	35
IV.2.2) Cas gravitaire :.....	35
A) Détermination de diamètre avantageux.....	35
IV-3) Etude et choix des variantes :.....	37
IV-3-1- la première variante :.....	37
IV.4. Etude de la première variante :.....	40
IV.4.1. Dimensionnement de la conduite gravitaire RT --ST bouhlou :.....	40
IV.4.2. Partie Refoulement : Champ de captage —réservoir tampon.....	41
IV.4.3 Détermination des cotes piézométriques au niveau des points de piquage :.....	47
IV.4.4. Détermination des cotes piézométrie de chaque point du collecteur principale :.....	47
IV.4.5 Détermination des cotes piézométrie des autres points.....	47
IV.4.6 Détermination des pressions dans chaque point :.....	48
IV.4.7. Détermination de la hauteur manométrique de chaque pompe immerge :.....	48
IV.5. Etude de la deuxième variante :.....	49
IV.5.2. Partie gravitaire les Bâches d'accumulation -Station de reprise (BAC-SP) :.....	49
IV.5.3. Partie Refoulement : Champ de captage —Bâche d'accumulation.....	50
IV.5.4. partie de Refoulement : station de pompage —réservoir tampon.....	54
A) caractéristiques de la station de pompage :.....	54
IV.5.5. Détermination de la hauteur manométrique de chaque pompe immerge :.....	56
IV-6 Etude tronçon a fort pression.....	57
IV-7 de-Choix de variantes :.....	59
Conclusion :.....	59

Chapitre V : étude des réservoirs

Introduction :.....	60
V -1-. Fonctions techniques des réservoirs existants :.....	60
V -2. Classification des réservoirs :.....	61
V.3. Emplacement des réservoirs.....	61

V.4. Dimensionnement des réservoirs du système d'adduction:.....	62
V.4. 1. Réservoir Tampon RT1 :.....	62
A) Le volume de réservoir tampon.....	62
B) Le diamètre D de la cuve.....	62
C) Réévaluation de la hauteur d'eau h :.....	62
D) La hauteur totale du réservoir.....	63
V.4.2) Dimensionnement les bâches d'accumulation N°1 et N°2:.....	63
A) Capacité du réservoir:.....	63
D) Diamètre du réservoir.....	63
V.4.3) bâche de reprise :.....	64
A) Estimation de la capacité totale du réservoir par la méthode analytique.....	65
B) Dimensions du réservoir.....	66
C) section du réservoir.....	67
D) La longueur des cotes.....	67
V.5.) Les équipements des réservoirs :.....	67
V.5.1) La conduite d'arrivée ;.....	67
V.5.2) La Conduite de départ ;.....	67
V.5.3) La Conduite du trop-plein :.....	67
V.5.4) La Conduite de vidange :.....	67
V.5.5) La Conduite BY-PASS :.....	67
V.5.6) Matérialisation de la réserve d'incendie :.....	68
V.5.7).Système à deux prises :.....	68
V.5.8). Système à siphon.....	68
V.6.) Entretien des réservoirs :.....	68
V.7.) Hygiène et sécurité :.....	68
V.8.)Traversée des conduites dans les parois du réservoir.....	69
Conclusion.....	71

Chapitre VI : étude du pompage

Introduction.....	72
VI.1- Choix des pompes :.....	72
VI.2- Choix du nombre de pompe:.....	72
VI-3- Couplage des pompes.....	73
VI-4. Refoulement : Station SPP - Réservoir Tampon RT.....	73
VI-5- Courbes caractéristiques des pompes.....	74
VI.6- Point de fonctionnement:.....	75

VI-7- Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données.....	77
VI-8-Réglage dans la partie : SP 1 - Réservoir tampon :.....	78
a) Vannage.....	79
b) diminution du temps de pompage.....	79
c) Rognage.....	79
VI-8- Etude de la cavitation [3].....	81
VI-9-1- Refoulement : SP 1 - Réservoir tampon :.....	82
VI-10- Choix du moteur électrique.....	83
VI-10-1- Critères de choix du moteur électrique.....	83
VI-10-2- Vitesse de rotation du moteur.....	83
VI-10-3- Puissance fournie par le moteur.....	83
VI.11 Refoulement : les forages de Champ de captage –Bâche d'accumulation BAC.....	84
VI.11. 1 Calcul de la hauteur manométrique pour les quinze(12) forages.....	84
VI. 11. 2 .Choix des pompes des forages :.....	85
Conclusion :.....	85

Chapitre VII : protection des conduites

VII-1- Causes du coup de bélier [1] [2].....	87
VII-2- Risques dus aux coups de bélier.....	87
VII-2-1) Cas de la surpression.....	87
VII-2-2) Cas de dépression.....	88
VII-2-3) Fatigue de la canalisation.....	88
VII-3- Description des phénomènes physiques.....	88
VII-3-1) État d'équilibre d'un système hydraulique.....	88
VII-3-2) Onde élastique et oscillation en masse.....	88
VII-3-3) Perturbation de l'équilibre, effet sur les pressions.....	89
VII-4- Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier [5].....	89
VII-5- Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier.....	90
VII-5-1) Réservoirs d'air :.....	90
VII-5-2) Cheminée d'équilibre :.....	90
VII-5-3) Soupape de décharge :.....	90
VII-5-4) Volant d'inertie :.....	90
VII-6- Calcul des réservoirs d'air.....	90
VII-7-Dimensionnement des réservoirs d'air par la formule de SALAH B [4].....	91

VII-8) Encombrement du réservoir d'air [13].....	94
Conclusion	97

Chapitre VIII : organisation de chantier

INTRODUCTION :	98
VIII. 1- Implantation de la trace des tranchées sur le terrain :	98
VIII. 2- NIVELLEMENT DE LA PLATE-FORME DE POSE :	98
VIII.3-Décapage de la couche de terre végétale.....	98
VIII.4- EXCAVATION DES TRANCHEES :	99
VIII.4.1- LA PROFONDEUR (Htr) :	99
VIII.4.2- LARGUEUR DE LA TRANCHEE :	100
VIII.4.3- CHOIX DU COEFFICIENT DU TALUS :	100
VIII.4.4 SECTION DE LA TRANCHEE :	101
VIII.4.5 Volume à excaver :	101
VIII.4.6.Détermination de la capacité du godé.....	101
VIII.4.7 Rendement d'exploitation de la pelle choisie.....	102
VIII.4.8 Le volume des remblais.....	102
VIII.4.9 La durée d'excavation.....	103
VIII-6) Elaboration Du Planning D'exécution Des Travaux :	103
VIII-5) Planification des travaux :	104
VIII8.)Evaluation Du Projet	108
VIII-8.1-) Devis estimatif d'établissement de la conduite de transfert :	108
VIII-8.2) Devis global :	109
Conclusion :	109

Conclusion générale

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : présentation de la ville

Tableau N° I-1 : Températures mensuelles moyennes en °C.....	4
Tableau N° I-2 : La répartition mensuelle des pluies en (mm) :.....	4
Tableau N° I-3 : La répartition annuelle de la vitesse du vent en m/s :.....	5
Tableau N° I-4 : Évolution de la population G.U.T	5
Tableau N° I-5 : Situation des ressources hydriques du G.U.T	7

Chapitre II : estimation des besoins en eau

Tableau N°II-1) : Evolution de la population du G.U.T à travers les horizons projetés	10
Tableau N° II-2) : Dotations aux différents horizons pour les milieux urbains.....	12
Tableau N°II-3) : Dotations aux différents horizons pour les milieux ruraux.....	12
Tableau N°II-4) : Estimation de la consommation domestique de la commune de Tlemcen..	13
Tableau N°II-5) : Estimation de la consommation domestique de la commune de Mansourah.....	13
Tableau N°II-6) : Estimation de la consommation domestique de la commune de Chetouane.....	13
Tableau N°II-7) Estimation de la consommation du G.U.T.....	14
Tableau N° II-8) : Estimation de la consommation journalière maximale du G.U.T	15
Tableau N°II-9) : Estimation de la consommation journalière minimale du G.U.T	15
Tableau N°II-10) : β_{max} en fonction du nombre d'habitants.....	16
Tableau N°II-11) β_{min} en fonction du nombre d'habitants :.....	17
Tableau N°II-12) : Calcul des consommations maximales, minimales, et horaires pour la commune :.....	17
Tableau N°II-13) : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants :.....	18
Tableau N° II-14) : Variation des débits horaires pour l'horizon 2008 pour l'ensemble des agglomérations	19
Tableau N°II-15) : Variation des débits horaires pour l'horizon 2020 pour l'ensemble des agglomérations	20
Tableau N° II-16) : Variation des débits horaires pour l'horizon 2040 pour l'ensemble des agglomérations	21
Tableau N°II-17) : Comparaison entre les ressources et les besoins.....	24

Chapitre III : Champ captage

Tableau .III.1 : Coordonnées Lambert des forages existants.....	26
Tableau .III.3 : Caractéristiques de réalisation des forages existantes.....	26
Tableau.III.4 : Production en eau des forages.....	27
Tableau N°III.4 : Comparaison entre le volume	28

Chapitre IV : Etude De L'adduction

Tableau IV-1 : Coefficients K^2 , m , β pour différents types du tuyau	36
Tableau N° IV.2 : Détermination du diamètre de la conduite gravitaire.....	40
Tableau N°IV-3 : Calcul des frais d'amortissement	41
Tableau N°IV-5 : Calcul des frais d'amortissement et frais d'exploitation du Tronçon G-RT:	42
Tableau N°IV-6 : Calcul des frais d'amortissement et frais d'exploitation du Tronçon F-G:	42
Tableau N°IV-7 : Calcul des frais d'amortissement et frais d'exploitation du Tronçon E-F:	42
Tableau N°IV-8 : Calcul des frais d'amortissement et frais d'exploitation du Tronçon D--E:.....	43
Tableau N°IV .9-: Calcul des frais d'amortissement et frais d'exploitation du Tronçon C--D.....	43
Tableau N°IV-10 : Calcul des frais d'amortissement et frais d'exploitation du Tronçon B--C:..	43
Tableau N°IV-11 : Calcul des frais d'amortissement et frais d'exploitation du Tronçon A-B.....	43
Tableau N°IV-12 : Calcul des frais d'amortissement et frais d'exploitation du Tronçon BBS4—A :	43
Tableau N°IV-13 : Calcul des frais d'amortissement et frais d'exploitation du Tronçon I-A	44
Tableau N°IV-14 : Calcul des frais d'amortissement et frais d'exploitation du Tronçon BBS8-I	44
Tableau N°IV-15 : Calcul des frais d'amortissement et frais d'exploitation du Tronçon BBS5I:	44
Tableau N°IV-16 : Calcul des frais d'amortissement et frais d'exploitation du Tronçon BBS6-I:.....	44
Tableau N°IV-17 : Calcul des frais d'amortissement et frais d'exploitation du Tronçon BBS2-C:	44
Tableau N°IV-18 : Calcul des frais d'amortissement et frais d'exploitation du Tronçon J--D:.....	45
Tableau N°IV-19 : Calcul des frais d'amortissement et frais d'exploitation du Tronçon BBS1-J:.....	45
Tableau N°IV-20 : Calcul des frais d'amortissement et frais d'exploitation du Tronçon BBS3-J:.....	45
Tableau N°IV-21 : Calcul des frais d'amortissement et frais d'exploitation du Tronçon K--E:	45
Tableau N°IV-22 : Calcul des frais d'amortissement et frais d'exploitation du Tronçon BBS7-K:	45
Tableau N°IV-23: Calcul des frais d'amortissement et frais d'exploitation du Tronçon NK2-K:.....	46
Tableau N°IV-24 : Calcul des frais d'amortissement et frais d'exploitation du Tronçon NK1-F:.....	46
Tableau N°IV-25: Calcul des frais d'amortissement et frais d'exploitation du Tronçon H—G :	46
Tableau N°IV-26 : Calcul des frais d'amortissement et frais d'exploitation BOUHLOU--H:	46
Tableau N°IV-27: Calcul des frais d'amortissement et frais d'exploitation du Tronçon MOUHEMED SALAH2-H.....	46
Tableau N°IV.28 : Détermination des cotes piézométriques du collecteur principale :	47
Tableau N°IV.29 : Détermination des cotes piézométrie des autres points :	47
Tableau N°IV.30 : Détermination des pressions dans chaque point :	48
Tableau N°IV.33 : Détermination de la hauteur manométrique de chaque pompe immerge:	48
Tableau IV-31: Diamètres normalisés pour différents tronçons de l'adduction :	49

Tableau IV.33: Détermination du diamètre économique :	50
Tableau N°IV-34 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon : BBS2-R1	51
Tableau N°IV-35 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon : BBS4-R1	51
Tableau N°IV-36 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon : BBS5-R1	51
Tableau N°IV-37 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon : BBS6-R1	51
Tableau N°IV-38 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon : BBS8-R1	52
Tableau N°IV-39 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon : BBS1-R1	52
Tableau N°IV-40 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon : BBS3-R1	52
Tableau N°IV-41 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon : BBS7-R1	52
Tableau N°IV-42 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon : NK2-R1	53
Tableau N°IV-43 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon : BBS4-R1	53
Tableau N°IV-44 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon : BOU-B.....	53
Tableau N°IV-45 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon : MS-B	53
Tableau N°IV-46 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon :B -SP.....	54
Tableau N°IV.49 : Détermination de la hauteur manométrique de chaque pompe.....	55
Tableau IV-46:Calcul des frais d'amortissement du tronçon Sp-Réservoir tampon	55
Tableau IV-47: Calcul des frais d'exploitation du tronçon Sp-Réservoir tampon.....	55
Tableau IV-48: Bilan du tronçon SP-réservoir tampon	56

Chapitre V : étude des réservoirs

Tableau. V.1: Evaluation du volume résiduel du réservoir de la station de reprise.....	65
--	----

Chapitre VI : étude du pompage

Tableau VI.1 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre	73
Tableau VI-2-a Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP1-Réservoir)	76
Tableau VI-3: Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température.....	81
Tableau VI-4: Coefficient de correction en fonction de la puissance.....	84
Tableau .VI. 5 : calcul du HMT des forages.....	85
Tableau .VI.6. Caractéristiques des pompes.....	85

Chapitre VII : protection des conduites

Tableau VII-1: Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement....	93
Tableau VII-2: Calcul de célérité d'onde de l'adduction de refoulement:.....	93
Tableau VII-3: Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement:93	

Chapitre VIII : organisation de chantier

Tableau N° VIII.1 : choix du coefficient du talus.....	100
Tableau N°VIII.2: calcul du volume du déblai :	101
Tableau N°VIII.3 : Capacité du godet en fonction du volume de terrassement	101
Tableau N°VIII.4: calcul du volume du remblai.....	102
Tableau N° : VIII.5 : Détermination du délai de la réalisation (conduite Gravitaire):	105
Tableau N°VIII.6 : Devis estimatif de l'établissement de la conduite de transfert et de Bâche d'accumulation :	108
Tableau N°/VIII.8 : Devis estimatif global.....	109

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : présentation de la ville

Figure I.1 : les limites administrative du groupement urbaine de Tlemcen.....2

Chapitre II : estimation des besoins en eau

Figure: II-1 : Histogramme de nombre d'habitation aux différents horizons.....11

Figure: II-2 : Histogramme de taux d'accroissement aux différents horizons11

Figure: II-3 Histogramme de consommation totale.....22

Figure. II-4: la courbe intégrale.de la consommation totale.....23

Chapitre IV : étude de l'adduction

Figure IV-2 Schéma vertical pour la variante N°1.....38

Figure IV-3 Schéma vertical pour la variante N°2.....39

Figure IV.3 : schéma vertical de la bêche d'aspiration54

Chapitre V : étude des réservoirs

Figure .V.1Le régime de travail de la station de reprise.....64

Figure-V-2 Coupe transversale d'un réservoir semi enterré.....70

Figure V-4:Traversée des conduites (Gaine en fonte)69

Figure V.3: Traversée des conduites (manchon à bout lisse).....69

Chapitre VI : étude du pompage

Figure VI.1 : Les courbes caractéristiques de la pompe MEC-AZRBH 2/1.....74

Figure VI.2 : Point de fonctionnement des pompes de la Station76

Figure VI.3 Les courbes caractéristiques de la pompe après réglage.....80

Chapitre VII : protection des conduites

Figure VII-1: Planche d'encombrement des réservoirs d'air.....96

Figure VII-2: Schéma d'installation du réservoir d'air97

Chapitre VIII : organisation de chantier

Figure: VIII.1 un bulldozer98

Figure VIII.2 une pelle mécanique97

Figure VIII.3 : remblayage des fouilles.....99

Figure VIII.4: Rouleau lisse.....103

Figure VIII.5:Réseau à nœud (adduction).....106

Figure VIII.6 : planning des travaux (diagramme de gainte107

Liste des planches

Planche n°1 : plan topographique de l'adduction du champ de captage de Zouia –Bouhlou

Planche n°2 : profil en long de l'adduction tronçon gravitaire (RT-A1)

Planche n°3 : profil en long de l'adduction tronçon gravitaire (A1-ST)

Planche n°4 : profil en long de l'adduction (SP-RT)

Planche n°4 : profil en long de l'adduction (BAC-SP)

Liste des abréviations

- ❖ **G.U.T** : groupement urbain de Tlemcen
- ❖ **P.O.S** : Plan d'occupation de sol
- ❖ **DHW** : Direction d'Hydraulique de la Wilaya TLEMEN
- ❖ **ADE** : Algérienne Des Eaux de Tlemcen.
- ❖ **ANRH** : Agence Nationale Des Ressources Hydraulique de Tlemcen
- ❖ **AEP** : Alimentation en Eau Potable.
- ❖ **Cons** : Consommation.
- ❖ **Cr**: Côte Radier
- ❖ **C_{tp}** : Côte Trop- Plein
- ❖ **D** : Diamètre
- ❖ **DN** : Diamètre Nominal
- ❖ **D_{th}** : Diamètre Théorique.
- ❖ **D_{ex}** : Diamètre extérieur.
- ❖ **H** : Hauteur.
- ❖ **Ha** : Hectare.
- ❖ **Hg** : Hauteur géométrique.
- ❖ **Hmt** : Hauteur manométrique totale.
- ❖ **Max** : Maximum.
- ❖ **Min** : Minimum.
- ❖ **Moy** : Moyen.
- ❖ **NGA** : Niveau géographique de l'Algérie.
- ❖ **NPSH d** : Charge nette d'aspiration Disponible.
- ❖ **NPSH r** : Charge nette d'aspiration Requise.
- ❖ **P.D.A.U** : Plan directeur d'aménagement et d'urbanisme)
- ❖ **PN** : Pression Nominale.
- ❖ **Q** : Débit.
- ❖ **R** : Réservoir.
- ❖ **S** : Section.
- ❖ **ST** : Station de traitement

INTRODUCTION GENERALE

La situation alarmante de pénurie d'eau douce dans laquelle se trouvent certains pays notamment dans les régions arides et semi-arides du globe, qui ne disposent pas de ressources suffisantes en eau pour assurer la survie de populations de plus en plus nombreuses, nécessite une action urgente et immédiate dans ce domaine. A ce propos, l'Algérie fait partie des régions les plus vulnérables du monde.

Très affecter par les changements climatique qui se produisent à travers l'ensemble du globe, L'Algérie, en particulier la partie Ouest du pays subit une sécheresse sévère qui dure depuis plusieurs années voire des décennies, Ce malheur qui menace toutes les Wilayas du pays n'a pas épargné non plus la Wilaya de Tlemcen, qui était considérée comme le château d'eau de l'Ouest Algérien.

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

Donc, en raison de la balance déficitaire qui caractérise non seulement le groupement urbain de Tlemcen, les services d'hydraulique de Tlemcen ont vu nécessiter de rechercher de nouvelles ressources et veillant à la protection des ressources existantes.

Dans ce mémoire de fin d'étude nous allons accéder à l'étude de l'adduction en eau potable du champ captage de Zouia vers le groupement urbaine de Tlemcen. Afin de combler le déficit qu'a connu cette région depuis longtemps

Introduction :

Ce chapitre portera sur la description générale de l'aire d'étude, on y abordera aussi bien les aspects géographiques, géologiques topographiques, et climatiques, aussi les volets démographie et la situation hydraulique.

I.1 Présentation De La Wilaya De Tlemcen :

La wilaya de Tlemcen est une zone côtière, située dans l'extrême Nord - Ouest du pays. Elle occupe 4 % de la superficie totale du territoire national, Limitée :

- au Nord par la mer méditerranée
- au Sud par la wilaya de Naâma
- à l'Est par les wilayas d'Ain- Témouchent et de Sidi Bel Abbés
- à l'Ouest par le royaume marocain

La population de l'ensemble de la wilaya de Tlemcen était de 922 396 en 2008, sur un territoire de superficie de 9091km².

La zone d'étude regroupe pour sa part **235919**habitants ; elle est bordée de relief important en bordure côtière, les monts des Traras, et les monts de Tlemcen en profondeur. Ces deux zones montagneuses sont séparées par la vallée de la Tafna dirigée suivant un axe Sud/Ouest- Nord/Est.

I.2 Présentation du groupement urbain de Tlemcen(G.U.T) :

Le groupement urbain de Tlemcen se compose de trois communes qui sont :

a) Commune de Tlemcen :

Commune urbaine, chef-lieu de la wilaya, sa position centrale sur les piémonts Nord de Tlemcen lui confère un rayonnement sur l'ensemble des communes de la wilaya, elle est située au carrefour des axes Est et Ouest (RN7, ligne de chemin de fer) et Nord-Sud(RN22).

La commune s'étend du plateau de Lalla Setti (1200 m d'altitude) au sud; à Koudia (760m) au Nord. Entre ces deux extrémités de formation rocheuse se trouve une zone des piémonts et de plaines totalement urbanisées, les extrémités Sud et Ouest se confondent avec l'urbanisation des communes de Mansourah et Chetouane.

b) Commune de Mansourah :

Elle est limitée à l'Est et au Nord par la commune de Tlemcen, à l'Ouest par la commune de Béni Mester et au sud par la commune de Terny, elle connaît une forte concentration de la population et une extension spatiale de son tissu urbain en raison de sa qualité de commune résidentielle du groupement de Tlemcen.

c) Commune de Chetouane :

Elle se situe à 3 km au Nord-est de la ville de Tlemcen couvrant une superficie de 4611 hectares et partageant la même zone industrielle avec Tlemcen.

Son relief est assez diversifié, composé de monticules boisés au Sud-est, des terres agricoles au Sud et Sud-ouest, et la couronne rocheuse et accidentée au Nord Oudjelila, El Horra et Sidi Yahia.

I.2.1. Situation géographique :

Le groupement des communes de Tlemcen, Chetouane et Mansourah occupe environ 11200 hectares constituant le bassin intérieur de Tlemcen (voir la figure I.1).

Ce bassin est limité :

- ✓ au Sud par la falaise de Lalla Setti (1200 m d'altitude)
- ✓ au Nord par la haute colline d'Ain El Houtz
- ✓ à l'Est par Oum El Allou
- ✓ à l'Ouest par les monticules de Béni Mestre.

I.2.2 Situation climatique :

a) Climat :

Le groupement Urbain de Tlemcen jouit par un climat méditerranéen subissant l'influence continentale. La saison d'été est très chaude et sèche, allant de juin à septembre. En hiver, le climat est humide et très froid

b) Température :

Les contrastes de température sont très exagérés à cause des terrains rocheux qui favorisent un réchauffement diurne et le rayonnement nocturne.

Les températures dans la zone d'étude sont données par le tableau N° I-1 :

Tableau N° I-1 : Températures mensuelles moyennes en °C :

Station	Mefrouche												
Mois	Jan	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Déc	Moyenne
T _{min} (°C)	6.4	7.0	8.1	9.4	12.3	15.9	18.9	19.4	17.3	13.8	10.4	7.7	12.21
T _{max} (°C)	13.9	15.5	17.3	19.8	23.0	26.6	30.8	31.7	27.9	23.1	18.3	14.3	21.86
T _{moy} (°C)	10	11.2	12.7	14.6	17.6	21.2	24.8	29.3	22.6	18.4	14.3	11.0	17.36

Source: (ANRH) de Tlemcen

c) Pluviométrie :

Sur le plan pluviométrique, les monts de Tlemcen reçoivent chaque année les plus importantes précipitations dans l'Ouest algérien, ce qui leur permet d'assurer l'alimentation en eau potable d'un certain nombre de villes de la région. Par contre les précipitations diminuent quand on se dirige vers le Sud.

La répartition mensuelle des pluies est donnée par le tableau N° I-2 :

Tableau N° I-2 : La répartition mensuelle des pluies en (mm) :

Station	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Année
Mefrouche	12.	25.3	56.5	55.8	49.5	66.4	61.8	40.7	29.6	5.4	1.2	1.3	406.2
Hannaya	17.0	27.7	18	44.8	46	20.9	22.5	15.0	26.4	5.9	2.2	4.3	228.4
S.Bounakhla	16.3	26.14	42.46	39.32	45.2	50.83	46.88	35.34	28.14	6.94	2.08	3.63	343.5

Source : (ANRH) de Tlemcen

D'après le tableau N° I-2 on distingue :

Une saison humide qui dure (7) mois (d'octobre à avril) où la pluviométrie atteint 92% des précipitations moyennes annuelles avec des maximums répartis entre Février et Mars.

Une saison sèche de cinq (5) mois (mai – Septembre) avec des minimums en Juillet et Août.

d) Les vents :

La répartition annuelle de la vitesse du vent est représentée dans le tableau N°I-3 :

Tableau N° I-3 : La répartition annuelle de la vitesse du vent en m/s :

Nom de la station	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
Mefrouche	2.67	3.00	3.0	3.1	3.0	3.0	2.9	2.8	2.6	2.4	2.50	2.6	2.83
Hannaya	1.45	1.90	2.6	2.5	1.9	1.5	1.9	1.8	2.0	1.4	1.57	1.1	1.85
Sidi Bounakhla	3.06	3.66	3.6	3.6	2.1	3.0	2.8	2.8	2.8	2.7	2.80	3.2	3.05

Source: (ANRH) de Tlemcen

I.2.3 Situation démographique :

Le développement de la population du G.U.T selon les recensements effectués pour les horizons de 1967,1977,1987 , 1998 et 2008 y compris les taux d'accroissement entre chaque décompte de la population est représenté dans le tableau N° I-4 :

Tableau N° I-4 : Évolution de la population de G.U.T

commune	AN 1966	taux %	AN 1977	taux%	AN 1987	taux%	AN 1998	taux%	AN 2008
Tlemcen	86171	2,6	113052	-0,038	111275	1,59	132341	2,71	142239
Mansourah	10752	1.3	13547	1.6	20031	5,39	35697	7,29	46912
Chetouane	6225	0.9	11231	1.9	20828	4,86	35116	4,72	46768

Source : DPAT de Tlemcen.

I.2.4.) Situation hydraulique actuelle :**a) Ressources superficielles :**

Trois ressources principales, alimentent en eau potable le groupement urbain de Tlemcen, au moyen des barrages suivants :

A .1) Barrage Mefrouche :

Les eaux du barrage sont exclusivement destinées à l'alimentation en eau potable du groupement urbain de Tlemcen.

A .2) Barrage Beni Bahdel :

Les eaux du barrage sont essentiellement destinées à l'alimentation en eau potable de la ville d'Oran et des villes situées le long du couloir de transfert et vue la sécheresse qu'a connu le pays et en particulier la région Ouest, un piquage à été réalisé sur la conduite de transfert afin de renforcer l'alimentation en eau potable du groupement urbain de Tlemcen.

A .3) Barrage Sekek :

Ce Barrage au départ a été prévue pour la mise en valeur agricole des plaines d'Hennaya et El Fehoul ,des l'achèvement des travaux ,une adduction sera réalisé vers le G.U.T

B) Ressources souterraines :

Les eaux souterraines du groupement constituent les principales ressources d'alimentation en eau potable du groupement urbain de Tlemcen.

En effet plusieurs sources souterraines sont captées et de nombreux forages ont été réalisés pour satisfaire les besoins en eau potable du groupement urbain de Tlemcen.

Le tableau N° I-5 résume les volumes totaux annuels des ressources :

Tableau N° I-5 : Situation des ressources hydriques du G.U.T

TYPE DE LA SOURCE	NOM	Q (m ³ /j)
Eaux superficielles	Barrage Sekkak	15120
	Barrage de Meffrouch	12338
	Barrage de Béni bahdel	7393
Sources (en service)	Fouara supérieur	2556
	Fouara inférieure	390
	Ain bendou	748
Forages en service	Ain houtez	1764
	Saf Saf II	1483
	Saf Saf III	1836
	Ben zerdjeb	269
	Ouzidène	1457
	Chetouane	359
	Mansourah 2	1022
	Minaret	358
	Birouana	1120
	Ain Dfla	1799
	Ksra Chaara	186
	Imama	123
	Les Oliviers	565
	Beni Boublène	906
	Kiffane II	137
	Hôpital	432
	Djlissa	49
Forages hors service	Mansourah I	Problème technique
	Pépinière	A sec
	Boudjmil	A sec
TOTAL		52410

Source : (A.D.E) et (D.H.W) de Tlemcen.

Conclusion:

Dans cette partie nous avons cité les données nécessaires concernant notre région du point de vue géographique, climatique démographique ainsi que la situation hydraulique. Ces données nous serviront pour entamer notre étude du projet.

Introduction :

L'estimation de la quantité d'eau nécessaire à l'agglomération dépend étroitement du développement démographique, de l'amélioration de niveau de vie de la population et des infrastructures existantes, cette estimation est faite en fonction de l'évaluation de la population pour les différents horizons.

II.1. Estimation de la population aux différents horizons (2020,2040) :

La population aux différents horizons (2020 ; 2040) est calculée par la formule des accroissements finis :

$$P_N = P_0 [1 + (T/100)]^n \quad (II.1)$$

P_N : nombre d'habitants à l'horizon d'étude (hab.).

P_0 : nombre d'habitants de l'année de référence (hab.).

T : taux d'accroissement démographique (%).

n : différence d'années entre l'horizon de l'étude et l'année de référence

Le développement démographique analysé dans la présente étude pour la détermination des besoins pour les différents horizons de planification se base essentiellement sur les résultats des recensements démographiques de 2008.

Toute fois cette projection démographique tient en compte de l'extension de chaque commune du GUT, ainsi que des projections démographiques des POS prévues dans le PDAU de chaque commune.

L'évolution du taux d'accroissement tient en compte essentiellement de :

- ❖ Mode de vie
- ❖ Planning Familial
- ❖ Développement socioculturel

L'évolution de la population future du Groupement Urbain de Tlemcen se fait aux horizons :

- ❖ Court terme : 2020
- ❖ Long terme : 2040

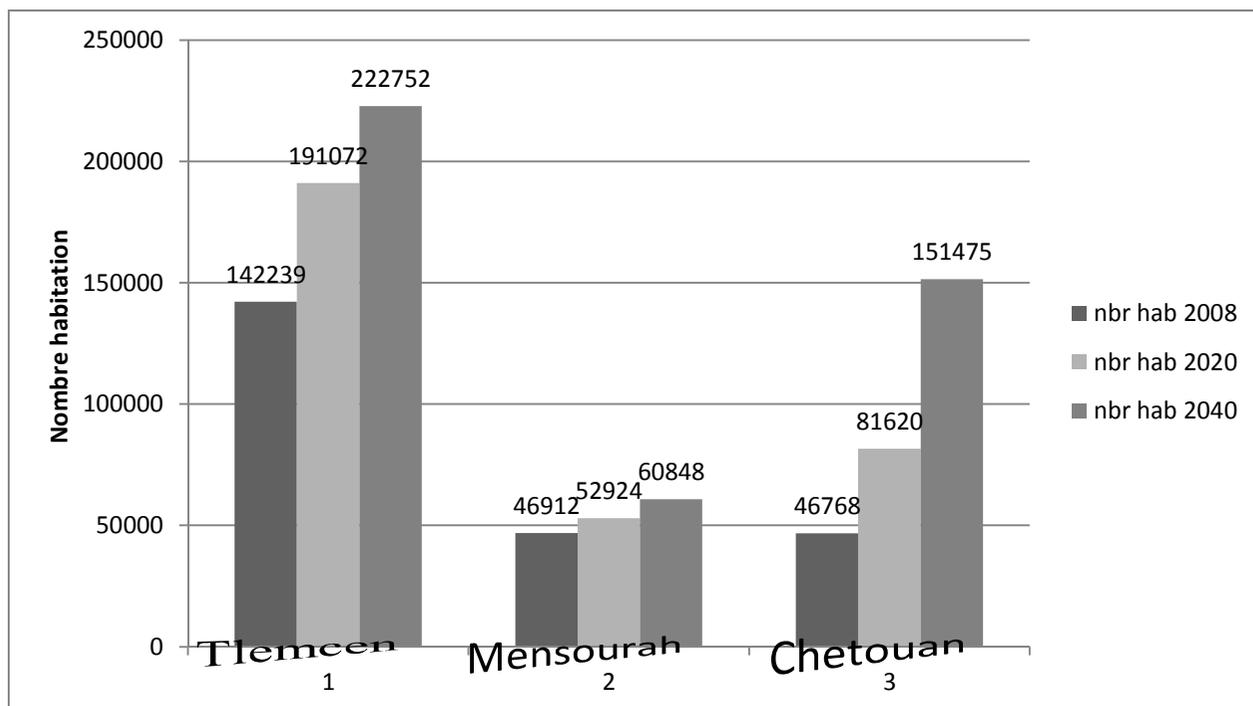
II.2. Evolution de la population du G.U.T à travers les horizons projetés :

Le tableau N°II-1 représente l'évolution des populations à travers les horizons projetés

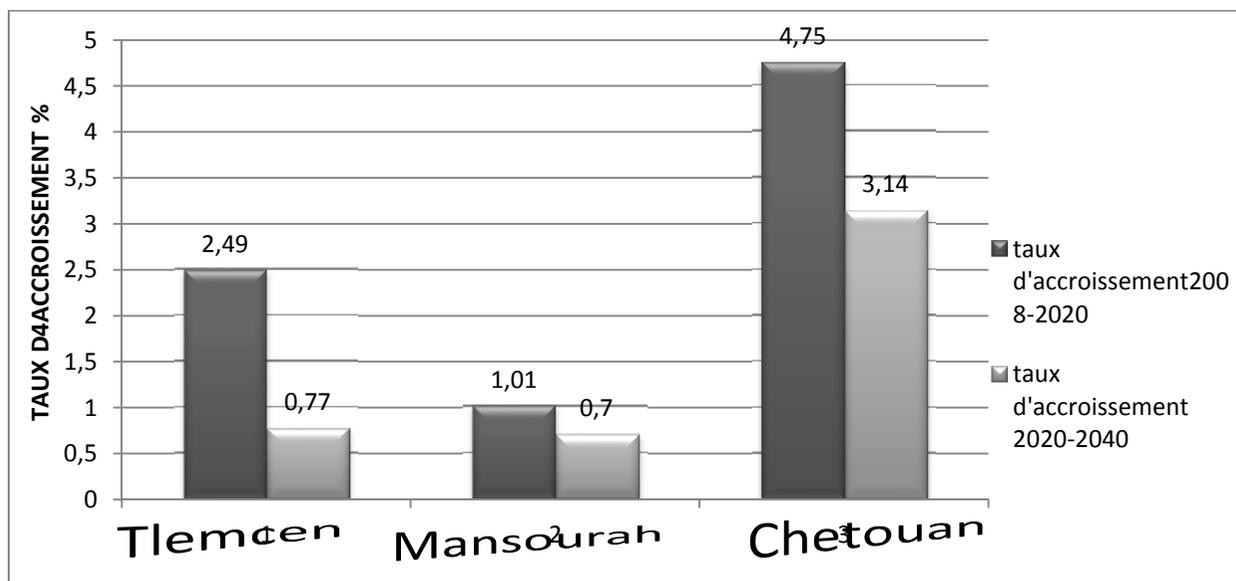
Tableau N°II-1) : Evolution de la population du G.U.T à travers les horizons projetés

ANNEES	année de référence	Taux	court terme	Taux	moyen terme
	2008		2020		2040
UNITE	hab.	%	hab.	%	hab.
Commune de Tlemcen	142239	2,49	191072	0,77	222752
Commune de Mansourah	46912	1,01	52924	0,7	60848
Commune de Chetouane	46768	4,75	81620	3,14	151475
TOTAL	235919	2,61	321395	1,37	421918

Les résultats trouvés dans le tableau **II.1**, nous permettent de tracer un histogramme de nombre d'habitation pour les différents horizons (FIG.II. 1) et un histogramme de taux d'accroissement (FIG II. 2).



(FIG : II-1) : Histogramme de nombre d'habitation aux différents horizons



(FIG : II-2) : Histogramme de taux d'accroissement aux différents horizons

II.3. Calcul des besoins en eau :

II.3.1 Dotations à différents horizons :

Le calcul de la demande en eau potable domestique dépend directement du développement démographique et la dotation.

Le choix de cette dotation est fait en tenant compte des facteurs suivants :

- ❖ Selon les régions.
- ❖ Selon le type des agglomérations.
- ❖ Selon les habitudes et le niveau de vie de la population.

Pour la présente étude et en prenant en considération les directives citées ci dessus, nous optons pour les dotations suivantes pour les différents horizons (voir les tableaux N° II-2, N° II-3):

Tableau N° II-2) : Dotations aux différents horizons pour les milieux urbains

Horizons	2008	2020	2040
Dotations (l/j/hab.)	200	200	200

Source : ADE

Tableau N°II-3) : Dotations aux différents horizons pour les milieux ruraux

Horizons	2008	2020	2040
Dotations (l/j/hab.)	150	150	150

Source : ADE

II.3.2. Estimation des besoins en eau :

Les besoins en eau potable sont déterminés d'après les formules suivantes :

A) Débit Moyen Journalier de chaque commune de G.U.T :

$$Q_{\text{moyj}} = (N \times q) / 86400$$

Q_{moyj} : débit moyen journalier (l/s)

q : dotation hydrique journalier (l/j/hab.)

N : nombre d'habitants pour l'horizon de l'étude

Les estimations des besoins domestiques en eau de chaque commune du G.U.T à travers le temps sont données dans les tableaux N°II-4, N°II-5, N°II-6.:

Tableau N°II-4) : Estimation de la consommation domestique de la commune de Tlemcen

Horizons	2008		2020		2040	
nombre habitation	142239		191072		222752	
Dotation (l/ j/ hab.)	200		200		200	
Unités	m3/j	l/s	m3/j	l/s	m3/j	l/s
Consommation domestique moyenne	28447,8	329,3	38214,4	474,6	44550,4	515,6

Tableau N°II-5) : Estimation de la consommation domestique de la commune de Mansourah

Horizons	2008		2020		2040	
nombre habitation	46912		52924		60848	
Dotation (l/ j/hab.)	200		200		200	
Unités	m3/j	l/s	m3/j	l/s	m3/j	l/s
Consommation domestique moyenne	9382,4	108,6	10584,9	122,5	12169,6	140,9

Tableau N°II-6) : Estimation de la consommation domestique de la commune de Chetouane

Horizons	2008		2020		2040	
nombre habitation	46768		81620		151475	
Dotation (l/ j/hab.)	200		200		200	
Unités	m3/j	l/s	m3/j	l/s	m3/j	l/s
Consommation domestique moyenne	9353,6	108,3	16324,0	188,9	30294,9	350,6

B) Estimation de la consommation totale du G.U.T :

Les estimations des besoins totales en eau (domestique, commerce, industrie) du G.U.T à travers le temps sont données dans les tableaux N°II-7:

Tableau N°II-7) Estimation de la consommation du G.U.T

Horizons	2008		2020		2040	
	m3/j	l/s	m3/j	l/s	m3/j	l/s
nombre habitation	235919		321395		421918	
Dotation l/ j /hab.	200		200		200	
Consommation domestique GUT	47183,8	546,1	64279,01	743,97	84383,61	976,66
Commerces 10,00% de la consommation domestique	4 718,38	54,6	6427,90	74,40	8438,36	97,67
Administrations 2,00% de la consommation domestique	943,676	10,9	1285,58	14,88	1687,67	19,53
Petites Industries 8,00% de la consommation domestique	3774,704	43,7	5142,32	59,52	6750,69	78,13
Consommation Total moyenne	56 620,56	655,3	77134,81	892,76	101260,33	1171,99

II-3-3) Variation de la consommation journalière :

a) Consommation maximale journalière :

Elle est définie par le coefficient d'irrégularité journalière maximum ($K_{\max.j}$) qui tient compte des pertes d'eau dans le réseau et des gaspillages peut être obtenu par le rapport de la consommation maximale journalière à la consommation moyenne journalière.

$$K_{\max.j} = \frac{Q_{\max.j}}{Q_{\text{moyj}}} \quad (\text{II.3}) \quad \text{Avec : } K_{\max.j} = (1.1 - 1.3)$$

On prend $K_{\max.j} = 1,2$

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

Tableau N° II-8) : Estimation de la consommation journalière maximale du G.U.T

Horizons	2008		2020		2040	
	m3/j	l/s	m3/j	l/s	m3/j	l/s
Q moy	56 620,56	655,3	77134,81	892,76	101260,33	1171,99
Kmax j	1.2		1.2		1.2	
Q maxj	67 944,67	786,40	92 561,77	1 071,32	121 512,40	1 406,39

b) Consommation minimale journalière :

Elle est définie à partir du coefficient d'irrégularité journalière minimum ($K_{\min.j}$) qui est déterminé comme étant le rapport de la consommation minimale journalière et la consommation moyenne journalière

$$K_{\min.j} = \frac{Q_{\min.j}}{Q_{\text{moyj}}} \quad (\text{II.4}) \quad \text{Avec : } K_{\min.j} = (0.7 - 0.9)$$

Il nous indique de combien de fois la consommation minimale journalière est inférieure à la consommation moyenne journalière.

Les résultats sont représentés dans le tableau II-10:

Tableau N°II-9) : Estimation de la consommation journalière minimale du G.U.T

Horizons	2008		2020		2040	
	m3/j	l/s	m3/j	l/s	m3/j	l/s
Q moy	56 620,56	655,3	77134,81	892,76	101260,33	1171,99
Kmin j	0,8		0,8		0,8	
Q minj	45296,4	524,3	61707,8	714,2	81008,3	937,6

II-3-4) Variation de la consommation horaire :

a) Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation II.5 :

$$Q_{moy,h} = \frac{Q_{max,j}}{24} \quad (m^3 / h) \quad \text{(II.5)}$$

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

b) Consommation maximale horaire:

Elle est représentée par le coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{max,h}$) qui représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée. Il tient compte de l'accroissement de la population ainsi que du degré de confort et du régime de travail de l'industrie.

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

$$Q_{max,h} = K_{max,h} \cdot Q_{moy,h} \quad \text{(II.6)}$$

$$K_{max,h} = \alpha_{max} \cdot \beta_{max} \quad \text{(II.7)}$$

Avec :

- α_{max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de 1,2 à 1,4 et dépend du niveau de développement local. Pour notre cas on prend $\alpha_{max} = 1,4$.
- β_{max} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.
- **Tableau N°II-11)** : β_{max} en fonction du nombre d'habitants Le tableau N° II-11 donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	300000	1000000
β_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,03	1

Donc pour notre cas on prend $B_{max} = 1.03$; d'où la valeur de $K_{max,h}$ sera :

$$K_{max,h} = 1.4 * 1.03 = 1.44$$

$$K_{max,h} = 1.44$$

c) Consommation minimale horaire :

Elle est donnée par le coefficient d'irrégularité minimale horaire $K_{min,h}$ qui permet de déterminer le débit minimum horaire envisageant une sous consommation :

$$Q_{min,h} = K_{min,h} \cdot Q_{moyh} \quad (II.8)$$

$$K_{min,h} = \alpha_{min} * \beta_{min} \quad (II.9)$$

Avec :

- α_{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 $\alpha_{min} = 0,5$
- β_{min} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. le tableau N°II-12 donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau N°II-11) β_{min} en fonction du nombre d'habitants :

Habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	300000	1000000
β_{min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,83	1

Donc pour notre cas on prend $\beta_{min} = 0,83$; d'où la valeur de $K_{min,h}$ sera :

$$K_{min,h} = 0,5 * 0,83 = 0,415$$

$$K_{min,h} = 0,415 .$$

Les calculs des consommations maximales et minimales et horaires pour le **G.U.T** est représenté dans le tableau II.12.

Tableau N°II-12) : Calcul des consommations maximales et minimales et horaires pour le **G.U.T** :

	$Q_{moy, h}$ [m3/h]	$K_{min, h}$	$Q_{min, h}$ [m3/h]	$K_{max, h}$	$Q_{max,h}$ [m3/h]
2008	2831,028	0,415	1174,8766	1,44	4076,6803
2020	3856,74048	0,415	1600,5473	1,44	5553,7063
2040	5063,01654	0,415	2101,1519	1,44	7290,7438

d) 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 N°II-13 :

Tableau N°II-13) : *Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants :*

Heures (h)	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	1	1.5	3	3.35	0.75
01-02	1	1.5	3.2	3.25	0.75
02-03	1	1.5	2.5	3.3	1
03-04	1	1.5	2.6	3.2	1
04-05	2	2.5	3.5	3.25	3
05-06	3	3.5	4.1	3.4	5.5
06-07	5	4.5	4.5	3.85	5.5
07-08	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
08-09	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
09-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	6
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7	5	4.4	4.6	8.5
13-14	7	5	4.1	4.55	6
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	5
15-16	4.5	6	4.4	4.7	5
16-17	5	6	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	5	4.5	4.4	6
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	6
20-21	4.5	4	4.5	4.3	6
21-22	3	3	4.8	3.75	3
22-23	2	2	4.6	3.75	2
23-24	1	1.5	3.3	3.7	1

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

Pour notre cas on choisie la répartition plus de 100000. (Puisque le nombre d'habitants à l'année 2040 sera 421918 hab.),

Tableau N° II-14) : Variation des débits horaires pour l'horizon 2008 pour l'ensemble des agglomérations

Heures	Consommation		la consommation cumulée (intégral)	
	Q max .j =67944,67m ³ /j			
(h)	%	m ³ /h	%	m3/h
0-1	3,35	2276,15	3,35	227614,6
01-0.2	3,25	2208,2	6,6	448434,8
02-03	3,3	2242,17	9,9	672652,2
03-04	3,2	2174,23	13,1	890075,2
04-05	3,25	2208,2	16,35	1110895
05-06	3,4	2310,12	19,75	1341907
06-07	3,85	2615,87	23,6	1603494
07-08	4,45	3023,54	28,05	1905848
08-09	5,2	3533,12	33,25	2259160
09-10	5,05	3431,21	38,3	2602281
10-11	4,85	3295,32	43,15	2931813
11-12	4,6	3125,45	47,75	3244358
12-13	4,6	3125,45	52,35	3556903
13-14	4,55	3091,48	56,9	3866052
14-15	4,75	3227,37	61,65	4188789
15-16	4,7	3193,4	66,35	4508129
16-17	4,65	3159,43	71	4824072
17-18	4,35	2955,59	75,35	5119631
18-19	4,4	2989,57	79,75	5418587
19-20	4,3	2921,62	84,05	5710750
20-21	4,3	2921,62	88,35	6002912
21-22	4,2	2853,68	92,55	6288279
22-23	3,75	2547,93	96,3	6543072
23-24	3,7	2513,95	100	6794467
Total	100	67944,67		

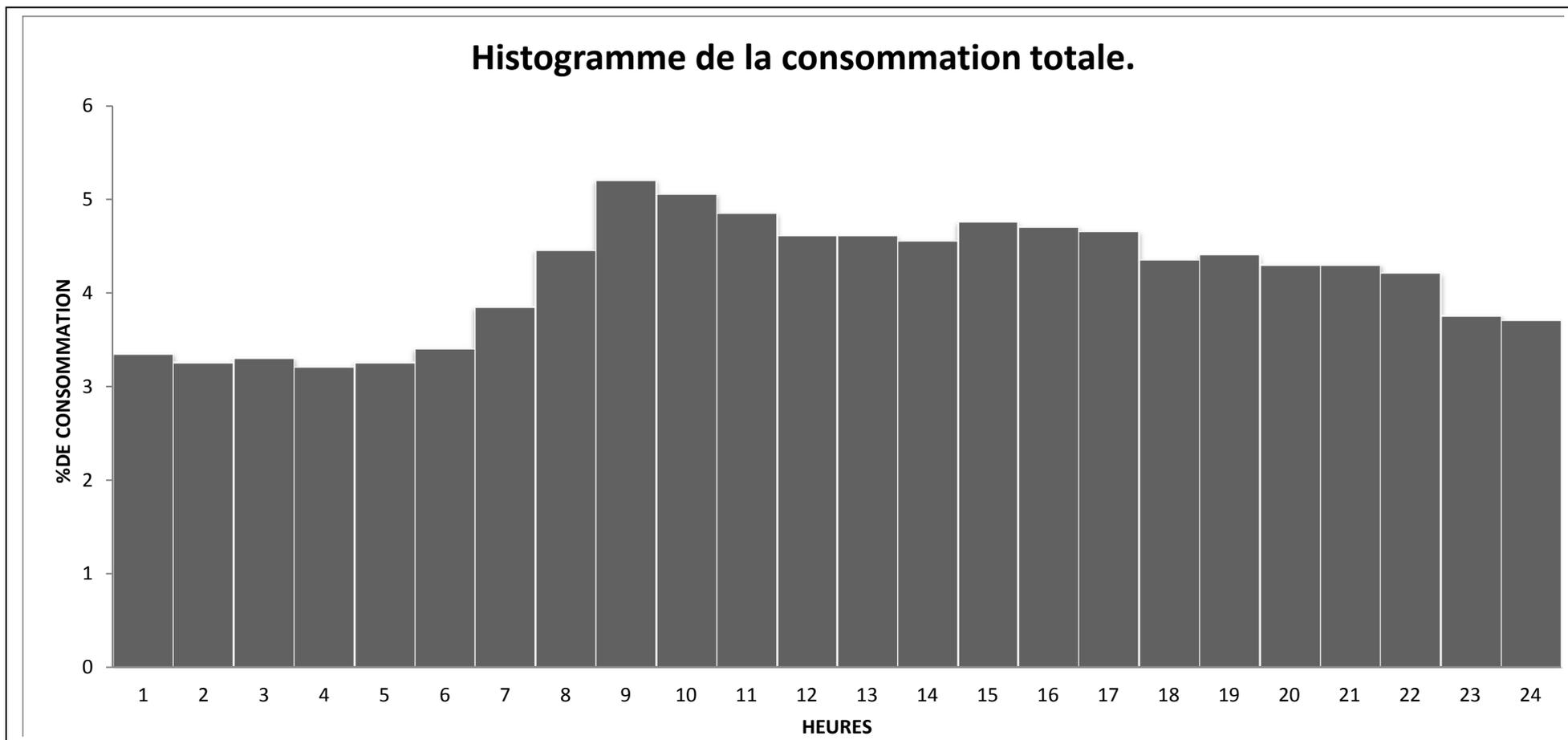
Tableau N°II-15) : *Variation des débits horaires pour l'horizon 2020 pour l'ensemble des agglomérations*

Heures (h)	Consommation Q max.j =92561,77m ³ /j		la consommation cumulée	
	%	m ³ /h	%	m ³ /h
0-1	3,35	3100,82	3,35	310081,93
01-0.2	3,25	3008,26	6,6	610907,68
02-03	3,3	3054,54	9,9	916361,52
03-04	3,2	2961,98	13,1	1212559,19
04-05	3,25	3008,26	16,35	1513384,94
05-06	3,4	3147,10	19,75	1828094,96
06-07	3,85	3563,63	23,6	2184457,77
07-08	4,45	4119,00	28,05	2596357,65
08-09	5,2	4813,21	33,25	3077678,85
09-10	5,05	4674,37	38,3	3545115,79
10-11	4,85	4489,25	43,15	3994040,38
11-12	4,6	4257,84	47,75	4419824,52
12-13	4,6	4257,84	52,35	4845608,66
13-14	4,55	4211,56	56,9	5266764,71
14-15	4,75	4396,68	61,65	5706433,12
15-16	4,7	4350,40	66,35	6141473,44
16-17	4,65	4304,12	71	6571885,67
17-18	4,35	4026,44	75,35	6974529,37
18-19	4,4	4072,72	79,75	7381801,16
19-20	4,3	3980,16	84,05	7779816,77
20-21	4,3	3980,16	88,35	8177832,38
21-22	4,2	3887,59	92,55	8566591,81
22-23	3,75	3471,07	96,3	8913698,45
23-24	3,7	3424,79	100	9256177,00
Total	100	92561,77		

Tableau N° II-16) : *Variation des débits horaires pour l'horizon 2040 pour l'ensemble des agglomérations*

Heures (h)	Consommation Q max .j =121512,397m ³ /j		la consommation cumulée	
	%	m ³ /h	%	m ³ /h
0-1	3,35	4070,67	3,35	407066,51
01-0.2	3,25	3949,15	6,6	801981,77
02-03	3,3	4009,91	9,9	1202972,66
03-04	3,2	3888,40	13,1	1591812,31
04-05	3,25	3949,15	16,35	1986727,58
05-06	3,4	4131,42	19,75	2399869,70
06-07	3,85	4678,23	23,6	2867692,40
07-08	4,45	5407,30	28,05	3408422,54
08-09	5,2	6318,64	33,25	4040286,97
09-10	5,05	6136,38	38,3	4653924,54
10-11	4,85	5893,35	43,15	5243259,63
11-12	4,6	5589,57	47,75	5802216,62
12-13	4,6	5589,57	52,35	6361173,62
13-14	4,55	5528,81	56,9	6914054,99
14-15	4,75	5771,84	61,65	7491238,84
15-16	4,7	5711,08	66,35	8062347,08
16-17	4,65	5650,33	71	8627379,69
17-18	4,35	5285,79	75,35	9155958,59
18-19	4,4	5346,55	79,75	9690613,10
19-20	4,3	5225,03	84,05	10213116,38
20-21	4,3	5225,03	88,35	10735619,66
21-22	4,2	5103,52	92,55	11245971,69
22-23	3,75	4556,71	96,3	11701643,16
23-24	3,7	4495,96	100	12151239,00
Total	100	121512,39		

Les résultats trouvés dans le tableau II-16 nous permettent de tracer l'histogramme de la consommation (FIG : II-3) et la courbe intégrale de la consommation totale (Fig. N°II-4):



(FIG : II-3) Histogramme de la consommation totale

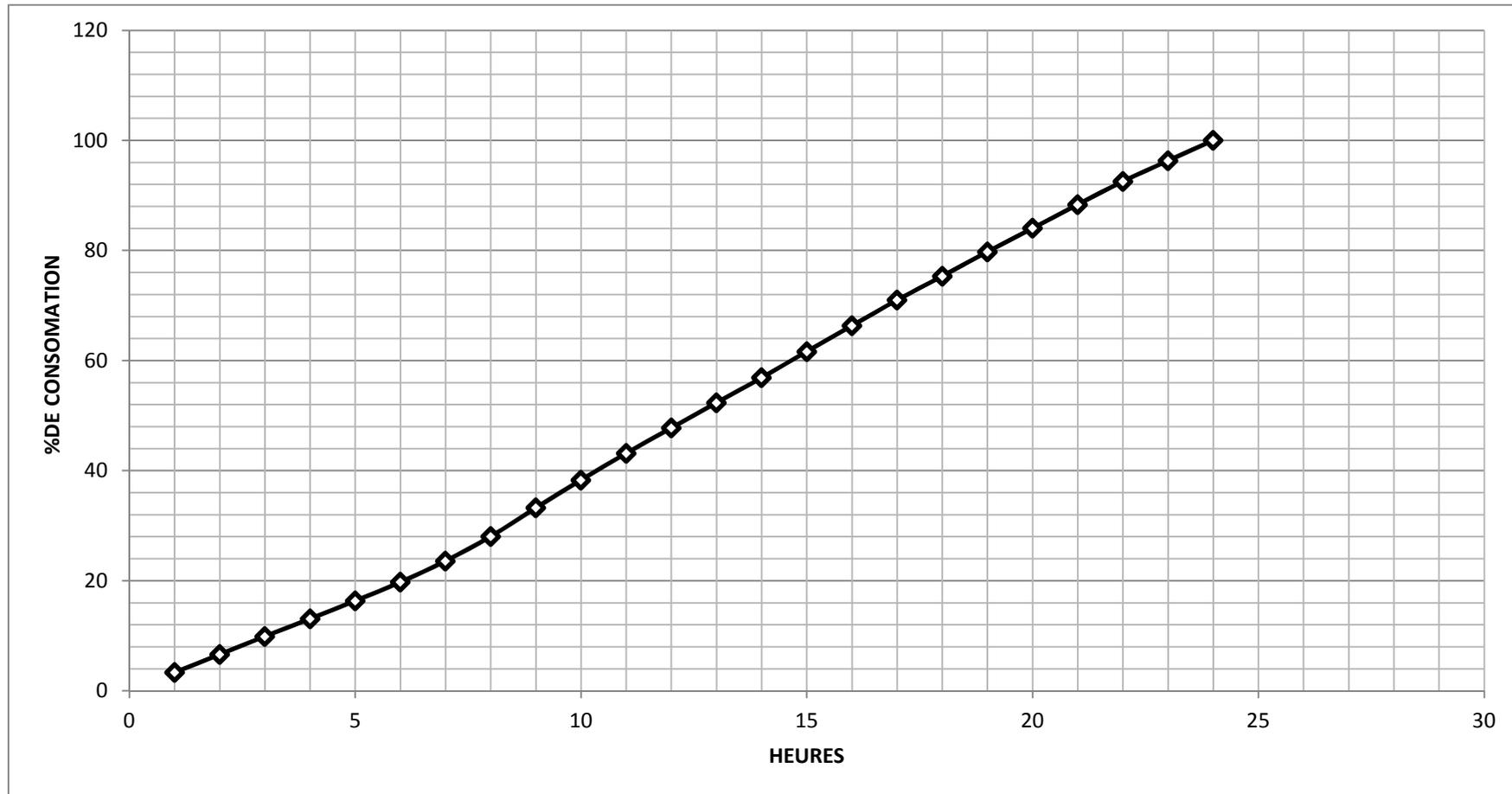


Fig. N°II-4: la courbe intégrale de la consommation totale

II.4. Comparaison entre le débit des ressources actuelle et les besoins en eau :

Dans le but de connaître si notre débit des ressources existant satisfait les besoins calculés ou non, il faut comparer entre les besoins et ce débit disponible, et voir est ce qu'il y a un excès ou un déficit de débit.

Comme nous avons déjà dit dans le chapitre (I), la ville dispose des ressources donnant un débit actuel total de 606.6 l/s qui est équivalent à 52410 m³/j, on suppose comme hypothèse que le débit des ressources reste constant à l'horizon 2040.

Après la comparaison entre le débit des ressources actuelle et les besoins on observe un déficit égal à : (voir le tableau N°II-17):

Tableau N°II-17) : Comparaison entre le débit des ressources actuelle et les besoins

Horizons	2008		2020		2040	
	m3/j	l/s	m3/j	l/s	m3/j	l/s
Unite						
Q moy	56 620,56	655,3	77134,81	892,76	101260,33	1171,99
Q max j	67 944,67	786,40	92 561,77	1 071,32	121 512,40	1 406,39
Débit des Ressources Actuelles	52410	606,6	52410	606,6	52410	606,6
déficit	15 534,67	179,80	40 151,77	464,72	69 102,40	799,79

Conclusion :

On peut constater que les ressources existantes ne peuvent pas satisfaire la totalité des besoins en eau potable de la ville, c'est pourquoi il faudra combler le déficit en eau par la mobilisation d'autres ressources, on essaye de projeter des nouveaux forages au niveau de champ de captage Zouia.

Introduction :

L'objet de ce chapitre est de l'étude du champ de captage des eaux souterraines de Zouia, destiné au renforcement de l'eau potable du groupement urbain de Tlemcen du point de vue quantitatif et qualitatif.

III.1) Présentation du champ de captage de Zouia :

Le champ de captage de ZOUIA est situé à 40km au Sud Ouest de groupement urbain de Tlemcen, les forages existants sont repartis sur une superficie de 10 Km², est limitée par :

- ✿ au Nord, -par la commune de Maghnia
- ✿ à l'Est, par La commune de Sidi Mdjehed
- ✿ au Sud par la commune de Beni Snouce
- ✿ à l'Ouest par le Royaume Marocain

III.2) Situation du champ de captage :

Le champ de captage de Zouia est composé de douze (12) forages, ces dernières sont destinées pour satisfaire les besoins en eau potable du groupement urbaine de Tlemcen.

L'acheminement de ces eaux se fait :

Par une adduction à partir des forages jusqu'a l'aval de la station de traitement de Bouhlou.se raccorde a l'ancien transfert (Barrage de Beni Behdel –Oran)

III.3) Répartition des forages dans le champ de ZOUIA :

Tableau .III.1) : Coordonnées Lambert des forages projeter

FORAGES	X	Y	Z
forage BBS (01)	86550	160750	580
forage BBS (02)	88250	158550	635
forage BBS (03)	86650	154300	610
forage BBS (04)	91400	155350	687
forage BBS (05)	83250	156650	650
forage BBS (06)	87000	158050	685
forage BBS (07)	88050	159300	625
forage BBS (08)	86550	157150	712
NAKHLA 01	88750	160750	645
NAKHLA 02	87950	160400	605
MED SALAH 01	91727	165000	645
MED SALAH 02	91600	16300	583
BOUHLOU	91500	161500	627

III.4) Caractéristiques des forages projeter :

Tableau .III.3) : Caractéristiques des forages projeter.

FORAGES	NS (m)	ND(m)	Q (l/s) d'essais	Q exploitation (l/s)
forage BBS (01)	68,01	75,77	60	50
forage BBS (02)	46,12	180,05	36	30
forage BBS (03)	105,5	108,63	45	40
forage BBS (04)	65,1	198,5	40	35
forage BBS (05)	144,7	166	40	35
forage BBS (06)	155,74	159,53	36	30
forage BBS (07)	103	131	41	35
forage BBS (08)	174	191	35	30
NAKHLA 01	112.80	117	46	40
NAKHLA 02	89.76	87.85	46	40
MED SALAH 02	50	63	66	55
BOUHLOU	103.8	104	35	30

III.5) Calcul de volume de production journalière des forages :

Les pompes des forages travaillant 20h/24 .elles refoulent des débits journaliers (voir le tableau. III.4)

Tableau III.4 : Production journalière des forages

Forages	Production journalière (20 h/24)		l/s
	m ³ /j	m ³ /h	
BBS (01)	3600	180	50
BBS (02)	2160	108	30
BBS (03)	2880	144	40
BBS (04)	2520	126	35
BBS (05)	2520	126	35
BBS (06)	2160	108	30
BBS (07)	2520	126	35
BBS (08)	2160	108	30
NAKHLA 01	2880	144	40
NAKHLA 02	2880	144	40
MED SALAH 02	3960	198	55
BOUHLOU	2160	108	30
TOTAL	32400	1620	450

III.6) Fonctionnement Cyclique des forages :

Dans un champ de captage des eaux souterraines destinées à l'alimentation de la ville, il faut faire un fonctionnement cyclique des forages, il s'agit de les laisser en repos chaque jour dans le but :

- ✿ Préservation de la nappe.
- ✿ L'augmentation de durée de vie de forage.
- ✿ Reprise de rendement des pompes

III.7) Comparaison entre le débit des ressources existant et projeté avec les besoins maximales journalière du G.U.T:

Le champ de captage de Zouia produit un débit journalière de $32400 \text{ m}^3 / \text{j}$, avec une durée de pompage de 20h /j.

Il faut comparer entre les besoins maximale journalière et le débit ressources existant plus le débit des forages projeté (voir le tableau III.5).

Tableau III.5 : Comparaison entre le débit des ressources actuelle et ressources projeté avec les besoins maximale journalière

Horizons	2008		2020		2040	
	m3/j	l/s	m3/j	l/s	m3/j	l/s
Q moy j	56 620,56	655,330556	77134,81	892,764	101260,33	1171,9946
Q max j	67 944,67	786,40	92 561,77	1 071,32	121512,40	1 406,39
Total des Ressources Actuelles	52410	606,6	52410	606,6	52410	606,6
Total des Ressources projeté(ZOUIA)	-	-	32400	450	32400	450
déficit	-15534,6	-179,8	-7 751,77	-14,72	-36 702	-349,79

CONCLUSION:

D'après le tableau **III.5**, on remarque que l'apport prévu à partir du champ captant de Zouia constitué des (12) forages ayant un débit 450l/s reste insuffisant pour satisfaire les besoins aux différents horizons pour le Groupement urbain de Tlemcen .Cette insuffisance nous amène à l'utilisation des eaux de la stations de dessalement (station de Honaine) pour combler le déficit.

Introduction :

Les adductions sont nécessaires pour assurer le transport de l'eau entre le point de captage et le point d'accumulation. Dans la pratique ces points sont relativement éloignés l'un de l'autre, quelque fois ils peuvent se trouver à des distances considérables les ouvrages d'adduction sont généralement de grandes dimensions. Les écoulements y sont en régime turbulent.

IV.1 Quelques notions simples sur l'adduction :**IV.1.1) Types d'adduction :**

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

- ✓ Adduction gravitaire
- ✓ Adduction par refoulement
- ✓ Adduction mixte

a) 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.

b) Adduction par refoulement :

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous pression à l'aide des machines hydroélectriques (pompe). 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.

d) Adduction mixte :

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

Dans le cas de notre étude, l'adduction à projeter est une adduction mixte

IV.1.2) Adduction et types d'écoulement :

On distingue deux types d'écoulement :

a) Ecoulement à surface libre:

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

b) Ecoulement en charge :

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

IV.1.3) La ligne piézométrique :

La ligne piézométrique permet de visualiser la pression exercée par l'eau en chaque point du tracé. Elle correspond au niveau qu'atteindrait l'eau dans un tuyau vertical connecté sur l'adduction.

IV.1.4) L'air dans les tuyauteries :

Au remplissage ou à la mise en service d'une adduction. le phénomène est particulièrement sensible. Le profil d'une adduction présentant plusieurs points hauts et bas. Dans de nombreux cas de figure de véritables bouchons d'air se produisent dans les points hauts. D'où la nécessité de respecter les conditions suivantes :

- ✓ D'éviter les fonctionnements mixtes, à surface libre et sous pression,
- ✓ De localiser les points hauts,
- ✓ D'y installer un organe de dégazage : ventouse, brise charge,

IV.1.5) Dépôts dans l'adduction:

L'eau captée peut être chargée en limons, sables, surtout dans le cas de sources à débit variant fortement. On constate une sédimentation de ces matériaux solides au Niveau des points bas de la conduite. Pour prévenir l'apparition de problèmes dans le futur, surtout dans le cas d'adductions longues, trois précautions s'imposent :

- ✓ Dimensionner correctement de l'adduction en respectant une vitesse de l'eau supérieure à 0,5 m/s.
- ✓ Equiper la conduite d'adduction par plusieurs vannes de vidange au niveau des points plus bas du profil.
- ✓ Régulièrement les vidanges seront ouvertes de manière à éliminer les dépôts solides.

IV.1.6) Choix du trace:

Le choix du tracé de la conduite doit tenir compte de certaines conditions qui sont :

- ❖ Distance la plus courte entre deux points à desservir,
- ❖ Eviter le passage par des points hauts nécessitant davantage le pompage.
- ❖ Condition, de poses à priori plus faciles en absence d'une topographie plus précise et de données géotechniques.
- ❖ Conditions d'accès aisées (travaux, entretien, surveillance).
- ❖ Il est préférable de passer la conduite à coté des routes pour faciliter la pose des Tuyaux et leur exploitation (détection des fuites, des vannes défectueuses, de tous les dommages subit par l'installation) et permettre un accès rapide pour l'entretien, la réparation ainsi que l'acheminement du matériel.
- ❖ Eviter le maximum possible les pentes et contres pentes, qui peuvent donner Lieu à des contournements d'air, suite à l'arrêt inopiné du groupe électropompe difficilement évacuables.
- ❖ Le tracé en plan tient compte de la réalisation du profil en long idéal, avec des Coudes largement ouvert afin d'éviter les butées importantes.

IV-1-7) Choix du type du matériau de la tuyauterie :

Le choix porté sur les différentes conduites se fait en fonction de :

- ♦ Diamètre.
- ♦ Pressions supportées.
- ♦ Les conditions d'installation.
- ♦ Le revêtement.
- ♦ La disponibilité.
- ♦ Du prix unitaire.
- ♦ Du type de sol.
- ♦ Ne pas omettre d'intégrer le coût de transport qui reste un paramètre Important.
- ♦ Les frais d'amortissement de la conduite varient dans le même sens que le diamètre de celle ci, et dans les mêmes conditions du débit véhiculé.
- ♦ Les frais d'exploitation qui seront inversement proportionnels au diamètre de la conduite.
- ♦ Le choix du matériau des conduites enterrées pour le transport du fluide dépend Aussi bien de leur faisabilité technique qu'économique.

Sur le plan technique :

- ♦ Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles ;
- ♦ -Adaptation aux terrains de pose ;
- ♦ Bonne étanchéité ;
- ♦ -Facilité d'entretien et de mise en service ;

Parmi les matériaux utilisés, nous pouvons citer: L'acier- la fonte - le béton -le PVC (polychlorure de vinyle non plastifié) et le PEHD (polyéthylène à haute densité)

❖ Fonte :

La fonte est un matériau noble apte à prendre en charge les grandes pressions, il n'est pas sensible à la corrosion et sa pose se fait sans grande contrainte

Néanmoins elle nécessite beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite

❖ Acier :

L'acier est un matériau apte à prendre en charge la grande pression il est très sensible à la corrosion surtout qu'il s'agit de sol agressif, une protection cathodique est indispensable. Pour une conduite maitresse alimentant une ville, l'acier n'est pas recommandé pour éviter une perturbation de l'alimentation en cas de fuite.

❖ PEHD :

Le PEHD est un matériau apte à prendre en charge de grandes pressions, son collage se fait par chauffage.ils nécessitent beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite.

❖ Amiante Ciment :

L'amiante ciment reste déconseillé pour l'alimentation en eaux potables. Il nécessite Beaucoup de pièces spéciales dont la disponibilité reste aléatoire

Conclusion :

Dans notre projet, on opte pour des conduites en fonte ductile pour tous les tronçons du projet, vu les avantages qu'elles présentent à savoir:

- souple et plus résistante.
- supporte des pressions de service atteignant 25 bars.
- une épaisseur de conduite voisine du 1/20eme du rayon.
- des longueurs jusqu'à 7m à partir du diamètre de 800mm.
- différents types de joints sont utiliser pour assembler ces conduites.

IV.2. Etude technico-économique de l'adduction:

L'étude du dimensionnement consiste à déterminer le diamètre optimal en se basant sur les frais d'exploitation et les frais d'amortissement de la conduite qui augmente avec l'augmentation du diamètre. Cette étude permettra de fixer la variante adéquate pour le projet. [2]

IV.2.1.cas de refoulement :

A) Calcul des diamètres économiques des conduites de refoulements :

Pour le calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement, on utilise Les deux formules approchées suivantes:

-Formule de BRESS :
$$D = 1,5 * \sqrt{Q} \quad (IV-1)$$

-Formule de BONNIN :
$$D = \sqrt{Q} \quad (IV-2)$$

Q: débit à élever en m³/s.

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

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

B) Calcul des pertes de charge :

✓ **Pertes de charge linéaires :**

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

- Diamètre D de la conduite en (m);
- Débit Q en (m³/s);
- La rugosité absolue K_s exprimée en mm;
- La longueur du tronçon L en (m) ;

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

ΔH_l : Pertes de charge linéaires en (m)

I:gradient hydraulique en (m/m)

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

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

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{K_s}{D})^{-2} \quad \text{(IV-4)} \quad \text{(Formule de Nikuradzé)}$$

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

R_e : nombre de Reynolds, est calculé comme suit:

$$R_e = \frac{V * D}{\nu}$$

ν : viscosité cinématique de l'eau

Donnée par la formule de STOCS :
$$\nu = \frac{0,0178}{(1 + 0,0337 * t + 0,000221 * t^2)}$$

t: température de l'eau en degré;

A t= 20°C:

$$\nu = 0.01 \text{ Stocks} = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$$

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

$$K_s = K_0 + \alpha T$$

K_0 : rugosité absolue des tuyaux neufs

α : vieillissement déterminé à partir de l'abaque de « PETER-LAMONT »

T: temps de service

✓ **Pertes de charge singulières :**

Elles sont occasionnées par les singularités des différents accessoires de la conduite (Coude, vannes, clapets,.....) Elles sont estimées à 15 % des pertes de charge linéaires

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

✓ **Pertes de charge totales (ΔH_t) :**

Ce sont la somme des pertes de charge linéaires et les pertes de charge singulières :

$$\Delta H_t = \Delta H_l + \Delta H_s \Leftrightarrow \Delta H_t = \Delta H_l + 0,15 * \Delta H_l$$

$$\Rightarrow \Delta H_t = 1,15 * \Delta H_l$$

C) Calcul de la hauteur manométrique totale :

La hauteur manométrique totale est la somme de pertes de charge et de la hauteur géométrique : $HMT = Hg + \Delta H_a + \Delta H_r = Hg + \Delta H_t$ (IV-11)

Hg: la hauteur géométrique

ΔH_a : pertes de charge à l'aspiration

ΔH_r : pertes de charge au refoulement

D) Puissance absorbée par la pompe :

C'est la puissance absorbée par la pompe, définie comme suit:

$$P = \frac{\rho g * Q * HMT}{\eta} \quad (IV-12)$$

η : rendement de la pompe en (%)

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

g: pesanteur (9.81 m/s²)

E) Energie consommée par la pompe :

$$E = P * t * 365 \text{ [KWh]} \quad (IV-13)$$

t: c'est le temps de pompage par jour en (heure)

P: puissance de la pompe en (kW)

F) Frais d'exploitation :

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

$$F_{ex} = E * e \text{ [DA]} \quad (IV-14)$$

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

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

J) Frais d'amortissement :

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

$$F_{am} = P_{rc} * A \text{ [DA]} \quad (IV-15)$$

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

A: Amortissement annuel. Il est donné par la formule (IV-16):

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (IV-16)$$

i: Taux d'annuité annuel, i = 8 %

n: nombre d'années d'amortissement, n = 40 ans

$$A = \frac{0,08}{(0,08+1)^{40} - 1} + 0,08 = 0,0838 = 8.38 \%$$

IV.2.2) Cas gravitaire :

A) Détermination de diamètre avantageux :

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

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} \quad (IV-17)$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m);

K' : Coefficient de perte de charge;

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

$$L_e = L_g + L_{e_s} \quad (IV-18)$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

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

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

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

ΔH_t : Perte de charge totale (m) ;

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

Q : Débit véhiculé par la conduite (m^3/s) ;

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

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

Selon le type de matériau les coefficients K' , m et β sont donnés dans le tableau IV-1

Tableau IV-1: Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau

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

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}} \quad (IV-19)$$

Dans notre cas, on prend : $K' = 0,00179$; $\beta = 2$; $m = 5,3$

IV-3) Etude et choix des variantes :

L'acheminement de l'eau pour n'importe quel réseau d'alimentation en eau potable doit avoir une adduction, soit par pompage, soit gravitaire soit mixte. Plusieurs variantes de transfert des eaux de champ de captage de Zouia vers G.U.T peuvent se projeter. Il s'agit de trouver celle qui répondra aux normes hydrauliques cités et ne présente pas des contraintes pendant la réalisation et enfin celle qui est la Plus économique.

Dans ce projet deux variantes sont distinguées :

On a choisie comme matériaux la fonte ductile avec une rugosité absolue $K_s : 2 \text{ mm}$

IV-3-1- la première variante :

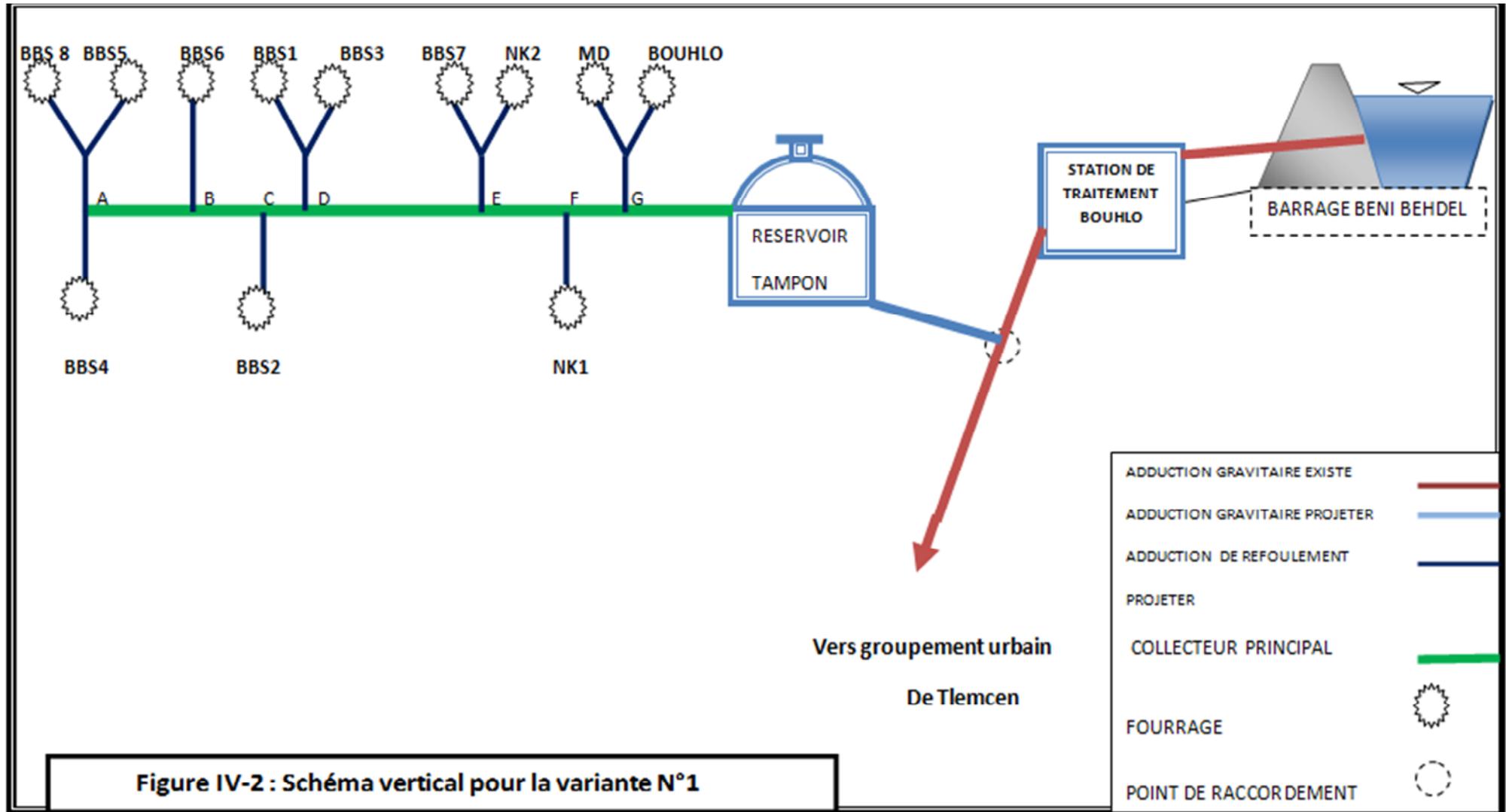
Il s'agit de refouler les eaux des forages (12forages) de notre champ de captage directement vers le réservoir tampon, comme suit :

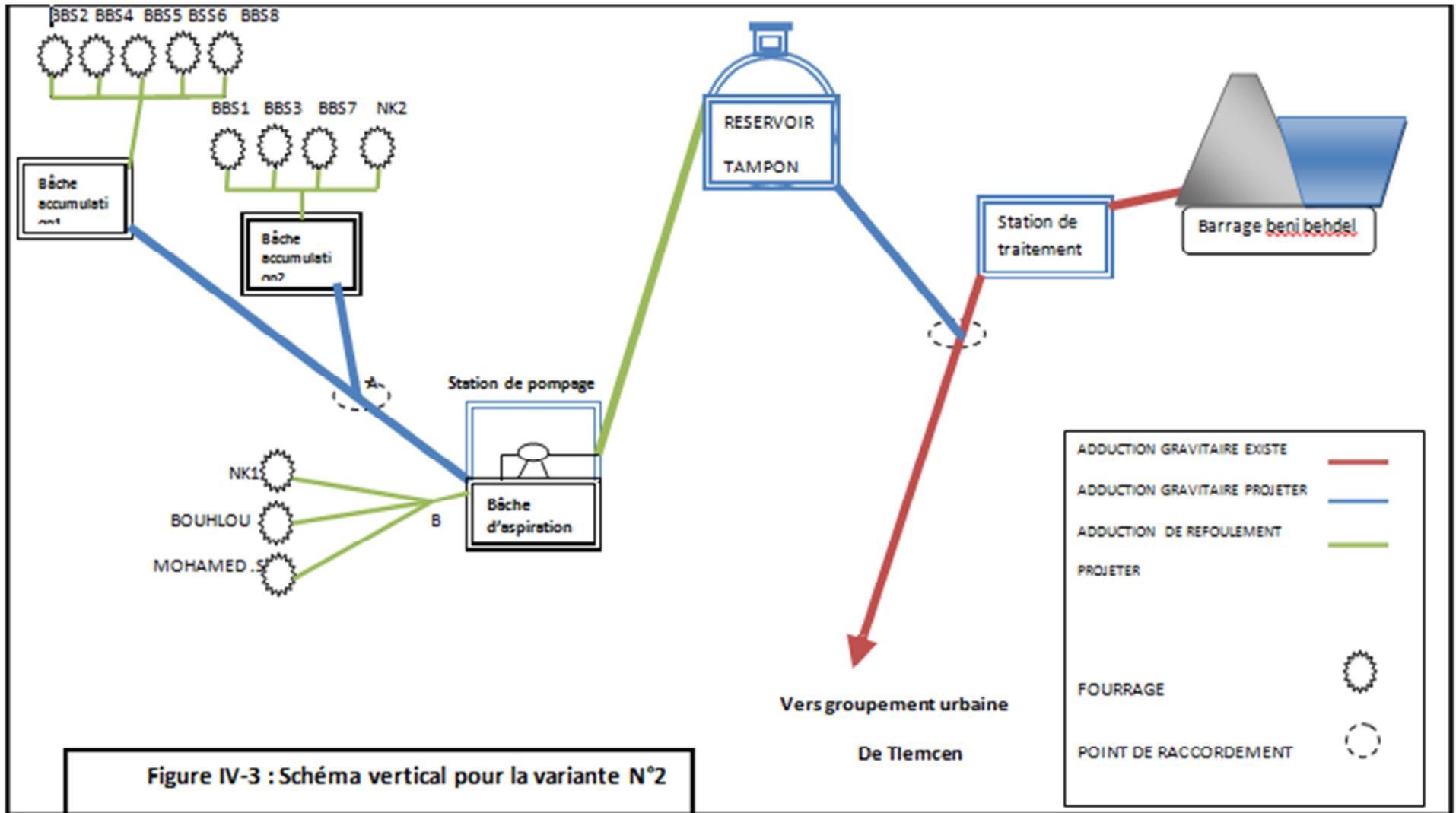
On projeté un collecteur principale reliant le point le plus haut du champ captage (A) et le réservoir tampon (A--Réservoir tampon) .puis relie les conduites de chaque forage dans ce collecteur principale.et a partir du réservoir tampon on projeté une conduite d'écoulement gravitaire que sera relié sur l'ancienne conduite d'adduction cette dernier relie la station de traitement de Bouhlou et les réservoirs de stockage qui alimente le GUT. Le point de raccordement est de cote terrain naturel 600et un cote piézométrie 610m. Voir la figure (IV.-2.)

IV-3-2-la deuxième variante :

Les eaux sont refoulées à partir des forrages vers les deux bâches d'accumulation au niveau du champ de captage, et à l'aide d'une conduite d'écoulement gravitaire les bâches alimenteraient la station de pompage projetée au sud du champ. Cette station refoule les eaux vers un réservoir tampon. Ce dernier doit avoir une cotation plus haute. Et a partir de ce réservoir tampon une conduite d'écoulement gravitaire sera projetée et relie sur l'ancienne adduction qui relie la station de traitement de Bouhlou et les réservoirs de stockage qui alimenterait le GUT. Voir la figure (IV-1)

Le point de raccordement est de cote terrain naturel 600 m et une cote piézométrie 610 m.





IV.4. Etude de la première variante :

IV.4.1. Dimensionnement de la conduite gravitaire réservoir tampon--station de traitement Bouhlou :

Le calcul du tronçon RT-ST (réservoir tampon-station de traitement bouhlou) se fait de telle façon pour que le tronçon véhicule en 24 heures la totalité du débit refoulé par les pompes installées au niveau des forages, qui fonctionne 20h/24h.

Puisque le tronçon fonction en gravitaire, il s'agit de déterminer le diamètre avantageux, la charge disponible est calculée en faisant la différence entre la cote du radier du réservoir tampon et la cote piézométrie du point de piquage qui se trouve a l'aval de la station de traitement de Bouhlou

Pour la détermination du diamètre avantageux de la conduite gravitaire sachant que la côte piézométrie du point de piquage A=610 .on procède par un balancement des côtes du radie du réservoir tampon, tel que :

- On donne des côtes piézométriques du réservoir tampon.
- On détermine la longueur géométrique de la conduite et la charge disponible entre le réservoir tampon et le point de picage al aval de station de traitement.
- On détermine le diamètre avantageux par la formule IV-19) ;
- On choisit la côte qui nous donne un diamètre normalisé.

Les résultats de balancement figurent dans le tableau. IV.2

✓ **La charge disponible :**

$$\Delta H_d = C_{pRT} - C_{pST}$$

C_{pRT} : cote de radie du réservoir tampon.

C_{pST} : cote piézométrique de point de picage al'aval de station de traitement (610m).

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire.

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

Tableau IV.2 : Détermination du diamètre de la conduite gravitaire

Cp amont	Cp aval	L(m)	Q (m3/s)	ΔH_d (m)	D (mm)	V(m/s)
705	610	25256	0,375	95	0,600	1,33
700	610	25190	0,375	90	0,606	1,30
690	610	25000	0,375	80	0,619	1,25
684	610	24958	0,375	74	0,628	1,21

A partir des résultats du tableau IV.2, On constate qu'avec une côte piézométrique de départ de 705 m le diamètre normalisé de l'adduction gravitaire de tronçon :

RT-- ST : DN =600mm. Avec une vitesse de 1.33m/s

✓ **Calcul des frais d'amortissement**

Tableau N°IV-3 : Calcul des frais d'amortissement

D (mm)	V (m/s)	Prix de ml(DA)	L (m)	F amort (DA)
600	1,3	10569,32	25256	22369466,9

IV.4.2) Partie de Refoulement : Champ de captage —réservoir tampon

✓ **Détermination des diamètres économique :**

Il s'agit de refouler les eaux des forages (12forages) de notre champ de captage Directement dans le réservoir tampon :

Le diamètre économique est calculé par la relation de Bonnin :, $D = \sqrt{Q}$

Les résultats de calculs des différents diamètres économiques des tronçons sont présentés dans le tableau IV.4 :

Tableau IV.4: Détermination des diamètres économique :

Tronçon	L(m)	Q (m3/s)	D cal	DN	V (m/s)
BBS8-I	467	0,03	0,173	0,2	0,96
BBS5- I	432	0,035	0,187	0,2	1,11
I-A	222	0,065	0,255	0,25	1,32
BBS4-A	1108	0,035	0,187	0,2	1,11
A-B	500	0,1	0,316	0,3	1,42
BBS6-B	133	0,03	0,173	0,2	0,96
B-C	1050	0,13	0,361	0,35	1,35
BBS2-C	915	0,03	0,173	0,2	0,96
C-D	840	0,16	0,4	0,4	1,27
BBS1-J	1025	0,05	0,224	0,25	1,02
BBS3-J	1061	0,04	0,2	0,2	1,27
J-D	374	0,09	0,3	0,3	1,27
D-E	617	0,25	0,5	0,5	1,27
BBS7-K	223	0,035	0,187	0,2	1,11
Nakhla2-K	367	0,04	0,2	0,2	1,27
K-E	111	0,075	0,274	0,3	1,06
E-F	2092	0,325	0,57	0,6	1,15
Nakhla1-F	143	0,04	0,2	0,2	1,27
F-G	857	0,375	0,612	0,6	1,33
Bouhlou-H	177	0,03	0,173	0,2	0,96

Suite du tableau IV.4: Détermination des diamètres économique

MS1-H	1038	0,055	0,235	0,25	1,12
H-G	581	0,085	0,292	0,3	1,2
G-RT	980	0,45	0,671	0,7	1,17

A partir de ces diamètres trouvés dans le tableau IV.4, on choisit une gamme des diamètres parmi lesquels on optera pour celui qui présentera les frais les moins élevés. Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de chaque tronçon sont regroupés dans les tableaux suivant :

Tronçon G—réservoir tampon:

Tableau N°IV-5 : Calcul des frais d'amortissement et frais d'exploitation du Tronçon GR-T:

D (mm)	V (m/s)	pdct	HMT(m)	P (kw)	E (kw h an)	F d'énergie	Prix de ml	L(m)	Famort (DA)	bilan(DA)
600	1,59	6,6	75,6	407	2972733	13882662	10569,32	980	867995	14750657
700	1,17	2,9	71,9	387	2827336	13203659	12769,28	980	1048664	14252323
800	0,90	1,5	70,5	379	2768859	12930573	15367,72	980	1262059	14192632

D'après le tableau IV-5, on constate que diamètre économique répond aux conditions techniques (vitesse et pertes de charges acceptables) est celui de DN 700 mm

Tronçon F—G:

Tableau N°IV-6 : Calcul des frais d'amortissement et frais d'exploitation du Tronçon F-G:

D(mm)	V(m/s)	pdct	HMT(m)	P(kw)	E(kw h an)	F d'énergie	Prix de ml	L(m)	Famort (DA)	bilan(DA)
600	1,33	4,0	72,9	327	2388572	11154630	10569,32	857	759053	11913683
700	0,97	1,8	70,7	317	2314991	10811007	12769,28	857	917046	11728053

D'après le tableau IV-6, on constate que diamètre économique est de 600 mm

Tronçon E--F:

Tableau N°IV-7 : Calcul des frais d'amortissement et frais d'exploitation du Tronçon E--F:

D (mm)	V(m/s)	pdct	HMT(m)	P(kw)	E(kw h an)	F d'énergie	Prix de ml	L(m)	Famort (DA)	bilan(DA)
500	1,37	11,7	105,6	411	2997709	13999299	9186,62	2092	1610503	15609802
600	1,15	7,4	101,3	394	2875108	13426752	10569,32	2092	1852903	15279656
700	0,84	3,3	97,2	378	2758184	12880718	12769,28	2092	2238577	15119295

D'après le tableau IV-7, on constate que diamètre économique est de 600 mm

Tronçon D--E:

Tableau N°IV-8: Calcul des frais d'amortissement et frais d'exploitation du Tronçon D-E:

D(mm)	V(m/s)	pdct	HMT(m)	P(kw)	E(kw h an)	F d'énergie	Prix de ml	L(m)	F amort (DA)	bilan(DA)
450	1,57	5,9	107,2	321	2340812	10931594	7014	617	362674	11294268
500	1,27	3,4	104,7	313	2285614	10673818	8215	617	424785	11098603
600	0,88	1,3	102,6	307	2239887	10460274	10569	617	546482	11006757

D'après le tableau IV-8, on constate que diamètre économique est de 500 mm

Tronçon C--D:

Tableau N°IV .9-: Calcul des frais d'amortissement et frais d'exploitation du Tronçon C-D:

D(mm)	V(m/s)	pdct	HMT(m)	P(kw)	E(kw h an)	F d'énergie	Prix de ml	L(m)	Famort (DA)	bilan(DA)
350	1,66	12,5	88,2	169	1232439	5755492	5249,74	840	369539	6125032
400	1,27	6,2	81,9	157	1143787	5341486	6125,96	840	431218	5772704
450	1,01	3,3	79,0	151	1103853	5154994	7014,35	840	493754	5648748

D'après le tableau N°IV .9, on constate que diamètre économique est de 400m

Tronçon B--C:

Tableau N°IV-10 : Calcul des frais d'amortissement et frais d'exploitation du Tronçon B-C:

D(mm)	V(m/s)	pdct	HMT(m)	P(kw)	E(kw h an)	F d'énergie	Prix de ml	L(m)	Famort (DA)	bilan(DA)
350	1,35	10,3	60,2	94	683635	3192577	5249,74	1050	461924	3654501
400	1,04	5,1	55,0	86	624196	2914997	6125,96	1050	539023	3454020
450	0,82	2,7	52,6	82	597422	2789960	7014,35	1050	617192	3407152

D'après le tableau N°IV-10, on constate que diamètre économique est de 350mm

Tronçon A--B:

Tableau N°IV-11 : Calcul des frais d'amortissement et frais d'exploitation du Tronçon A-B:

D(mm)	V(m/s)	pdct	HMT(m)	P(kw)	E(kw h an)	F d'énergie	Prix de ml	L(m)	Famort (DA)	bilan(DA)
300	1,42	6,6	35,6	43	310829	1451570	4455,52	500	186686	1638256
350	1,04	2,9	31,9	38	278648	1301285	5249,74	500	219964	1521250
400	0,80	1,4	30,4	36	265765	1241121	6125,96	500	256677	1497799

D'après le tableau N°IV-11, on constate que diamètre économique est de 350mm

Tronçon BBS4—A :

Tableau N°IV-12 : Calcul des frais d'amortissement et frais d'exploitation du Tronçon BBS4—A :

D (mm)	V(m/s)	pdct	HMT(m)	P(kw)	E(kw h an)	F d'énergie	Prix de ml	L(m)	Famort (DA)	bilan(DA)
150	1,98	72,2	327,6	137	1001316	4676144	1956,6	1108	181675	4857820
200	1,11	15,5	270,9	113	828073	3867101	2812,1	1108	261111	4128212
250	0,71	4,7	260,1	109	795096	3713100	3749,3	1108	348124	4061224

D'après le tableau N°IV-12, on constate que diamètre économique est de 200 mm

TRONÇON I—A :

Tableau N°IV-13: Calcul des frais d'amortissement et frais d'exploitation du Tronçon I-A :

D(mm)	V(m/s)	pdct	HMT(m)	P(kw)	E(kw h an)	F d'énergie	Prix de ml	L(m)	Famort (DA)	bilan(DA)
200	2,07	10,7	60,6	47	344101	1606951	2812,17	222	52316	1659267
250	1,32	3,3	53,2	41	301780	1409311	3749,3	222	69750	1479062
300	0,92	1,2	51,1	40	290283	1355623	4455,52	222	82888	1438511

D'après le tableau N°IV-13, on constate que diamètre économique est de 250mm

Tronçon BBS8--I:

Tableau N°IV-14 : Calcul des frais d'amortissement et frais d'exploitation du Tronçon BBS8-I:

D(mm)	V(m/s)	pdct	HMT(m)	P(kw)	E(kw h an)	F d'énergie	Prix de ml	L(m)	Famort (DA)	bilan(DA)
150	1,70	22,4	260,8	94	683170	3190402	1956,65	467	76572	3266975
200	0,96	4,8	243,2	87	637187	2975664	2812,17	467	110053	3085717
250	0,61	1,5	239,9	86	628434	2934789	3749,3	467	146727	3081516

D'après le tableau N°IV-14, on constate que diamètre économique est de 200mm

Tronçon BBS5--I:

Tableau N°IV-15 :Calcul des frais d'amortissement et frais d'exploitation du Tronçon BBS5-I:

D(mm)	V(m/s)	pdct	HMT(m)	P(kw)	E(kw h an)	F d'énergie	Prix de ml	L(m)	Famort (DA)	bilan(DA)
150	1,98	28,1	303,5	127	927830	4332968	1956,65	432	70833	4403802
200	1,11	6,0	281,4	118	860285	4017529	2812,17	432	101805	4119334
250	0,71	1,8	277,2	116	847427	3957485	3749,3	432	135730	4093215

D'après le tableau N°IV-15, on constate que diamètre économique est de 200 mm

Tronçon BBS6—B:

Tableau N°IV-16 : Calcul des frais d'amortissement et frais d'exploitation du Tronçon BBS6-I:

D(mm)	V(m/s)	pdct	HMT(m)	P(kw)	E(kw h an)	F d'énergie	Prix de ml	L(m)	Famort (DA)	bilan(DA)
150	1,70	6,4	221,9	80	581365	2714974	1956,65	133	21807	2736782
200	0,96	1,4	216,9	78	568269	2653818	2812,17	133	31342	2685160
250	0,61	0,4	215,9	78	565777	2642176	3749,3	133	41787	2683964

D'après le tableau N°IV-16, on constate que diamètre économique est de 200 mm

Tronçon BBS2—C:

Tableau N°IV-17 :Calcul des frais d'amortissement et frais d'exploitation du TronçonBBS2-C:

D(mm)	V(m/s)	pdct	HMT(m)	P(kw)	E(kw h an)	F d'énergie	Prix de ml	L(m)	Famort (DA)	bilan(DA)
150	1,70	43,8	274,7	99	719701	3361006	1956,65	915	150030,052	3511036
200	0,96	9,4	240,3	86	629607	2940267	2812,17	915	215628,759	3155895
250	0,61	2,9	233,8	84	612458	2860179	3749,3	915	287485,076	3147664

D'après le tableau N°IV-17, on constate que diamètre économique est de 200 mm

Tronçon J--D:

Tableau N°IV-18 : Calcul des frais d'amortissement et frais d'exploitation du Tronçon J--D:

D(mm)	V(m/s)	pdct	HMT(m)	P(kw)	E(kw h an)	F d'énergie	Prix de ml	L(m)	Famort (DA)	bilan(DA)
250	1,83	10,5	118,4	128	930892	4347265	3749,3	374	117507	4464772
300	1,27	4,0	111,9	120	879479	4107166	4455,52	374	139641	4246807
350	0,94	1,8	109,7	118	861931	4025217	5249,74	374	164533	4189750

D'après le tableau N°IV-18, on constate que diamètre économique est de 300 mm

Tronçon BBS1--J:

Tableau N°IV-19 : Calcul des frais d'amortissement et frais d'exploitation du Tronçon BBS1-J:

D(mm)	V(m/s)	pdct	HMT(m)	P(kw)	E(kw h an)	F d'énergie	Prix de ml	L(m)	Famort (DA)	bilan(DA)
200	1,59	29,3	258,7	155	1129866	5276472	2812,17	1025	241551	5518024
250	1,02	8,9	238,4	143	1040926	4861122	3749,3	1025	322046	5183168
300	0,71	3,4	232,8	139	1016765	4748292	4455,52	1025	382706	5130999

D'après le tableau N°IV-19, on constate que diamètre économique est de 250 mm

Tronçon BBS3-J:

Tableau N°IV-20 : Calcul des frais d'amortissement et frais d'exploitation du tronçon BBS3-J:

D(mm)	V(m/s)	pdct	HMT(m)	P(kw)	E(kw h an)	F d'énergie	Prix de ml	L(m)	Famort (DA)	bilan(DA)
150	2,26	90,3	322,0	154	1124792	5252780	1956,65	1061	173969	5426749
200	1,27	19,4	251,1	120	877160	4096340	2812,17	1061	250035	4346375
250	0,82	5,9	237,6	114	830024	3876211	3749,3	1061	333357	4209568

D'après le tableau N°IV-20, on constate que diamètre économique est de 200mm

Tronçon K--E:

Tableau N°IV-21 : Calcul des frais d'amortissement et frais d'exploitation du tronçon K-E:

D(mm)	V(m/s)	pdct	HMT(m)	P(kw)	E(kw h an)	F d'énergie	Prix de ml	L(m)	Famort (DA)	bilan(DA)
250	1,53	2,2	113,5	102	743233	3470899	3749,3	111	34875	3505774
300	1,06	0,8	112,1	101	734403	3429661	4455,52	111	41444	3471105
350	0,78	0,4	111,7	100	731389	3415586	5249,74	111	48832	3464418

D'après le tableau N°IV-21, on constate que diamètre économique est de 300 mm

Tronçon BBS7--K:

Tableau N°IV-22 : Calcul des frais d'amortissement et frais d'exploitation du tronçon BBS7-K:

D(mm)	V(m/s)	pdct	HMT(m)	P(kw)	E(kw h an)	F d'énergie	Prix de ml	L(m)	Famort (DA)	bilan(DA)
150	1,98	14,5	247,6	104	756914	3534788	1956,65	223	36564	3571352
200	1,11	3,1	236,2	99	722046	3371957	2812,17	223	52552	3424509
250	0,71	0,9	234,0	98	715409	3340962	3749,3	223	70064	3411026

D'après le tableau N°IV-22, on constate que diamètre économique est de 200 mm

Tronçon NK2--K:

Tableau N°IV-23: Calcul des frais d'amortissement et frais d'exploitation du tronçon NK2-K:

D(mm)	V(m/s)	pdct	HMT(m)	P(kw)	E(kw h an)	F d'énergie	Prix de ml	L(m)	Famort (DA)	bilan(DA)
150	2,26	31,2	241,2	115	842516	3934548	1956,65	367	60175	3994724
200	1,27	6,7	216,7	104	756860	3534535	2812,17	367	86487	3621022
250	0,82	2,0	212,0	101	740555	3458393	3749,3	367	115308	3573701

D'après le tableau N°IV-23, on constate que diamètre économique est de 200 mm

Tronçon NK1--F:

Tableau N°IV-24 : Calcul des frais d'amortissement et frais d'exploitation du tronçon NK1-F:

D(mm)	V(m/s)	pdct	HMT(m)	P(kw)	E(kw h an)	F d'énergie	Prix de ml	L(m)	Famort (DA)	bilan(DA)
150	2,26	12,2	203,1	97	709382	3312814	1956	143	23447	3336262
200	1,27	2,6	13,5	93	676007	3156951	2812	143	33699	3190651
250	0,82	0,8	191,7	92	669654	3127283	3749	143	44929	3172212

D'après le tableau N°IV-24, on constate que diamètre économique est de 200 mm

Tronçon H-G:

Tableau NIV-25: Calcul des frais d'amortissement et frais d'exploitation du Tronçon H-G :

D (mm)	V (m/s)	pdct	HMT(m)	P(kw)	E(kw h an)	F d'énergie	Prix de ml	L(m)	Famort (DA)	bilan(DA)
250	1,73	14,6	96,5	98	716329	3345258	3749	581	182545	3527803
300	1,20	5,5	87,4	89	649046	3031045	4455	581	216929	3247974
350	0,88	2,4	84,3	86	626081	2923800	5249	581	255598	3179398

D'après le tableau N°IV-25, on constate que diamètre économique est de 300 mm

Tronçon BOUHLOU--H:

Tableau N°IV-26 : Calcul des frais d'amortissement et frais d'exploitation BOUHLOU--H:

D(mm)	V(m/s)	pdct	HMT(m)	P(kw)	E(kw h an)	F d'énergie	Prix de ml	L(m)	Famort (DA)	bilan(DA)
150	1,70	8,5	205,9	74	539382	2518916	1956,65	177	29022	2547938
200	0,96	1,8	199,2	72	521954	2437527	2812,17	177	41711	2479239
250	0,61	0,6	198,0	71	518637	2422035	3749,3	177	55611	2477646

D'après les tableaux N°IV-26, on constate que diamètre économique est de 200 mm

Tronçon Mohamed Salah2-H:

Tableau N°IV-27: Calcul des frais d'amortissement et frais d'exploitation du Tronçon

D(mm)	V(m/s)	pdct	HMT(m)	P(kw)	E(kw h an)	F d'énergie	Prix de ml	L(m)	Famort (DA)	bilan(DA)
200	1,75	35,9	173,3	114	832303	3886856	2812,17	1038	244614	4131471
250	1,12	10,9	148,3	98	712423	3327013	3749,3	1038	326130	3653144
300	0,78	4,1	141,5	93	679857	3174932	4455,52	1038	387560	3562493

D'après le tableau N°IV-27, on constate que diamètre économique est de 250 mm

IV.4.3) Détermination des cotes piézométriques au niveau des points de piquage :

Le Calcul des différentes côtes piézométriques sera fait de l'aval vers l'amont, comme suit:

$$C_{P(i+1)} = C_{pi} + \Delta H_{(i+1-i)}$$

$$\Delta H = \frac{K' \cdot Q^\beta}{D^m} \cdot L \quad (m)$$

$C_{P(i+1)}$: Cote piézométrique au point (i+1).

C_{pi} : Cote piézométrique au point (i).

$\Delta H_{(i+1-i)}$: La perte de charge du point (i+1) au point (i).

IV.4.4. Détermination des cotes piézométrie de chaque point du collecteur

Principal La cote de trop plein de réservoir tampon est de : $C_{tr RT} = 712$

Tableau N°IV.28 : Détermination des cotes piézométriques du collecteur principale :

tronçon	pdct	Cp amont	Cp aval
G-R	2,9	714,9	712
F-G	4	718,9	714,9
E-F	7,4	726,3	718,9
D-E	3,4	729,7	726,3
C-D	6,2	735,9	729,7
B-C	5,1	741	735,9
A-B	2,9	743,9	741

IV.4.5) Détermination des cotes piézométrie des autres points

Tableau N°IV.29 : Détermination des cotes piézométrie des autres points :

tronçon	pdct	Cp amont	Cp aval
BBS8-I	4,8	759,4	764,2
BBS 5-I	6	759,4	765,4
BBS I-A	3,3	743,9	747,2
BBS 4-A	15,5	743,9	759,4
BBS 6-B	1,4	741	742,4
BBS 2-C	9,4	735,9	745,3
BBS 1-J	8,9	733,7	742,6
BBS 3-J	19,4	733,7	753,1
J-D	4	729,7	733,7
BBS 7-K	3,1	727,1	730,2
NK2-K	6,7	727,1	733,8
K-E	0,8	726,3	727,1
NK1-F	2,6	718,9	721,5
Bou-H	1,8	720,4	722,2
MS1-H	10,9	720,4	731,3
H-G	5,5	714,9	720,4

IV.4.6) Détermination des pressions dans chaque point :

Le Calcul de la pression dans chaque point sera fait :

$$P = C_p - C_T \quad \text{avec: } P : \text{Pression.} \quad C_p: \text{cote piézométrique}$$

$$C_T: \text{cote du terrain naturel}$$

Tableau N°IV.30 : Détermination des pressions dans chaque point :

POINT	Cp	CTN	P(m)
A	743,9	712	31,9
B	741	686	55
C	735,9	654	81,9
D	729,7	625	104,7
E	726,3	625	101,3
F	718,9	646	72,9
G	714,9	643	71,9
H	720,4	633	87,4
I	759,4	695	64,4
J	733,7	622	111,7
K	727,1	614	113,1

IV.4.7. Détermination de la hauteur manométrique de chaque pompe immergée :

Le Calcul de la hauteur manométrique avec la formule :

$$HMT = C_{p_f} - C_{ND}$$

C_{p_f} : cote piézométrique au niveau des forages

C_{ND} : cote de niveau dynamique des forages

Tableau N°IV.33 : Détermination de la hauteur manométrique de chaque pompe immergée:

Forages	Z	ND(m)	Cp	Hg	H mnt
BBS (01)	580	75,77	742,6	146	238,37
BBS (02)	635	170,05	745,3	185	280,35
BBS (03)	610	108,63	753,1	149	251,73
BBS (04)	687	198,5	759,4	162	270,9
BBS (05)	650	166	765,4	166	281,4
BBS (06)	685	159,53	742,4	125	216,93
BBS (07)	625	131	730,2	156	236,2
BBS (08)	712	191	764,2	129	243,2
NAKHLA 01	645	117	721,5	122	193,5
NAKHLA 02	605	87,85	733,8	133	216,65
MohamedSalah 02	645	63	731,3	68	149,3
Bouhlou	627	104	722,2	127	199,2

IV.5) Etude de la deuxième variante :

IV.5.1) Dimensionnement de la conduite gravitaire réservoir tampon -station de traitement bouhlou :

Même dimensionnement que la première variante

A partir des résultats du tableau IV.2, On constate qu'avec une côte piézométrique de départ de 705 m .Le diamètre normalisé de l'adduction gravitaire du tronçon est :

$$RT--ST \longrightarrow DN = 600mm.$$

IV.5.2)Partie gravitaire les Bâches d'accumulation -Station de pompage (BAC-SP) :

La Bâche d'accumulation n°1 implanté à une côte de 710m NGA

La Bâche d'accumulation n°2 implanté à une côte de 660m NGA

La station de pompage et la bâche d'aspiration implantée à une cote de 650

Le calcul des différentes côtes piézométriques sera fait de l'aval vers l'amont, comme suit:

$$C_{P(i+1)} = C_{pi} + \Delta H_{(i+1-i)}$$

$$\Delta H = \frac{K' \cdot Q^\beta}{D^m} \cdot L \quad (m)$$

Les résultats des diamètres avantageux de tous les tronçons sont regroupés dans le tableau IV-6.

Tableau IV-31: Diamètres normalisés pour différents tronçons de l'adduction :

Tronçon	Q (m3/s)	I	L(m)	PDC(m)	D(m)	V (m/s)	Cp amont(m)	Cp aval(m)
A--SP	0,2708	0,00197	3787	8,7	0,6	0,96	658,7	650
bac1--A	0,133	0,0187	2400	51.3	0,3	1,88	710	658.7
bac2--A	0,1375	0,00435	300	1.3	0,4	1,09	660	658.7

A partir du résultat du tableau IV.31, les diamètres normalisés des tronçons sont:

- Tronçon : A—SP \longrightarrow DN=600mm
- Tronçon : BAC1--A \longrightarrow DN=300mm
- Tronçon : BAC2--A \longrightarrow DN=400mm

Calcul les frais d'amortissement :

Tableau N°IV-32 : Calcul les frais d'amortissement des tronçons :

Tronçon	D (mm)	L(m)	V (m/s)	Prix de ml	Prix total	Frais amort
A--SP	0,6	3787,5	0,96	10569,3	40031300	3354623
BAC1--A	0,3	2400	1,88	4455,52	10693248	896094,2
BAC2--A	0,4	300	1,09	6126	1837788	154006,6

IV.5.3) Partie Refoulement : Champ de captage —Bâche d'accumulation

Il s'agit de refoulement des eaux des forages (12forages) de notre champ de captage vers les bâches d'accumulation, comme suit:

(BBS2, BBS6, BBS4, BBS5, BBS8) refoulent vers la bâche d'accumulation 1.

(BBS3, BBS1, BBS7, NAKHLA2) refoulent vers la bâche d'accumulation 2.

(Nakhla1, Bouhlou, Mohamed Salah2) refoulent vers la bâche aspiration.

Le diamètre économique est calculé par la relation de Bonnin,

Les résultats de calcul des différents diamètres économiques sont présentés dans le tableau IV.33:

Tableau IV.33: Détermination du diamètre économique :

tronçon	Q	D	DN	I (m/m)	L (m)	ΔHl (m)	C_{ND}	C_p aval	Hg
BBS2-R1	0,03	0,173	0,2	0,009	1930	19,85	464,95	712	230,05
BBS4-R1	0,035	0,187	0,2	0,012	4940	69,14	488,5	712	226,5
BBS5-R1	0,035	0,187	0,2	0,012	3600	50,39	484	712	231
BBS6-R1	0,03	0,173	0,2	0,009	930	9,56	525,47	712	189,53
BBS8-R1	0,03	0,173	0,2	0,009	100	1,03	521	712	194
BBS1-R2	0,05	0,224	0,25	0,008	1113	9,68	504,23	664	159,77
BBS3-R2	0,04	0,200	0,2	0,016	743	13,58	501,37	664	162,63
BBS7-R2	0,035	0,187	0,2	0,012	1200	16,80	494	664	170
NK2-R2	0,04	0,200	0,2	0,016	906	16,56	517,15	664	146,85
NK1-SP	0,04	0,200	0,2	0,016	916	16,75	528	650,1	122,1
BOU-SP	0,03	0,173	0,2	0,009	256	2,63	523	650,1	127,1
MS2-SP	0,055	0,235	0,25	0,009	1920	20,20	520	650,1	130,1

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

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

Tronçon_BBS2-R1 :

Tableau N°IV-34 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon : BBS2-R1

D(mm)	V(m/s)	p,d,c total	HMT(m)	P(kw)	E(kw h an)	F d'exploit	Prix de ml	Famort (DA)	bilan
0,2	0,96	19,85	249,90	100,46	733326,50	3424634	2812	454823	3879458
0,25	0,61	6,04	236,09	95,50	697153,48	3255706	3749	606389	3862096
0,3	0,42	2,29	232,34	94,15	687327,06	3209817	4455	720609	3930426

D'après le tableau N°IV-34, on constate que diamètre économique est de 200mm.

Tronçon: BBS4-R1 :

Tableau N°IV-35 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon : BBS4-R1

D(mm)	V(m/s)	p,d,c total	HMT(m)	P(kw)	E(kw)	Fexploit (DA)	Prix de ml (DA)	Famort (DA)	bilan
0,2	1,11	69,14	295,64	123,79	903681	4220193	2812,17	1164159	5384353
0,25	0,71	21,04	247,54	103,65	756655	3533581	3749,3	1552105	5085686
0,3	0,50	7,98	234,48	98,18	716715	3347062	4455,52	1844460	5191523

D'après le Tableau N°IV-35, on constate que diamètre économique est de 250mm.

Tronçon_BBS5-R1 :

Tableau N°IV-36 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon : BBS5-R1

D(mm)	V(m/s)	p,d,c total	HMT(m)	P(kw)	E(kw)	Fexploit(DA)	Prix de ml (DA)	Famort (DA)	bilan
0,2	1,11	50,39	281,39	117,82	860106	4016699	2812,17	848375	4865074
0,25	0,71	15,34	246,34	103,15	752962	3516334	3749,3	1131088	4647422
0,3	0,50	5,81	236,81	99,16	723856	3380409	4455,52	1344141	4724550

D'après le tableau N°IV-36, on constate que diamètre économique est de 250mm.

Tronçon BBS6-R1 :

Tableau N°IV-37 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon : BBS6-R1

D(mm)	V(m/s)	p,d,c total	HMT(m)	P(kw)	E(kw)	Fexploit (DA)	Prix de ml (DA)	Famort (DA)	bilan
0,15	1,70	44,51	234,04	84,00	613193,60	2863614,10	1956,65	152489	3016103
0,2	0,96	9,56	199,09	71,46	521622,64	2435977,75	2812,17	219163	2655141
0,25	0,61	2,91	192,44	69,07	504192,12	2354577,19	3749,3	292197	2646775

D'après le Tableau N°IV-37, on constate que diamètre économique est de 200mm.

Tronçon BBS8-R1 :

Tableau N°IV-38 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon : BBS8-R1

D(mm)	V(m/s)	p,d,c total	HMT(m)	P(kw)	E(kw)	Fexplo (DA)	Prix de ml (DA)	Famort (DA)	bilan
0,15	1,70	4,79	198,79	71,34	520818,20	2432221,02	1956,65	16396	2448617
0,2	0,96	1,03	195,03	70,00	510971,87	2386238,61	2812,17	23565	2409804
0,25	0,61	0,31	194,31	69,74	509097,62	2377485,87	3749,3	31419	2408905

D'après le tableau N°IV-38, on constate que diamètre économique est de 200mm.

Tronçon BBS1-R2 :

Tableau N°IV-39 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon : BBS1-R1

D(mm)	V(m/s)	p,d,c total	HMT(m)	P(kw)	E(kw)	Fexplo (DA)	Prix de ml (DA)	Famort (DA)	bilan
0,15	2,83	147,98	307,75	184,09	1343846	6275764	1956	182495	6458260
0,2	1,59	31,79	191,56	114,59	836486	3906393	2812	262289	4168683
0,25	1,02	9,68	169,45	101,36	739910	3455384	3749	349694	3805078
0,3	0,71	3,67	163,44	97,76	713676	3332867	4455	415563	3748430

D'après le tableau N°IV-39, on constate que diamètre est de 200mm.

Tronçon BBS3-R2 :

Tableau N°IV-40 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon : BBS3-R1

D(mm)	V(m/s)	p,d,c total	HMT(m)	P(kw)	E(kw)	Fexplo (DA)	Prix de ml (DA)	Famort (DA)	bilan
0,15	2,26	63,22	225,85	108,08	788980,83	3684540,48	1956,65	121827	3806368
0,2	1,27	13,58	176,21	84,32	615568,57	2874705,21	2812,17	175095	3049800
0,25	0,82	4,13	166,76	79,80	582559,55	2720553,11	3749,3	233444	2953997
0,3	0,57	1,57	164,20	78,57	573592,64	2678677,62	4455,52	277415	2956093

D'après le tableau N°IV-40, on constate que diamètre économique est de 200 mm.

Tronçon BBS7-R2 :

Tableau N°IV-41 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon : BBS7-R1

D(mm)	V(m/s)	p,d,c total	HMT(m)	P (kw)	E (kw)	Fexplo (DA)	Prix de ml (DA)	Famort (DA)	bilan
0,2	1,11	16,80	186,80	78,22	570971,00	2666434,56	2812,17	282791	2949226
0,25	0,71	5,11	175,11	73,32	535256,12	2499646,09	3749,3	377029	2876675
0,3	0,50	1,94	171,94	71,99	525554,16	2454337,93	4455,52	448047	2902385

D'après le tableau N°IV-41, on constate que diamètre est de 200mm.

Tronçon NK2-R2 :

Tableau N°IV-42 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon : NK2-R1

D(mm)	V(m/s)	p,d,c total	HMT(m)	P(kw)	E(kw)	Fexploit (DA)	Prix de ml (DA)	Famort (DA)	bilan
0,15	2,26	77,09	223,94	80,2	581145,23	2865886,95	1956,65	148554	3012445
0,2	1,27	16,56	163,41	78,20	570853,74	2665886,95	2812,17	213507	287939
0,25	0,82	5,04	151,89	72,69	530603,18	2477916,83	3749,3	284657	2762574

D'après le tableau N°IV-42, on ne constate que diamètre économique est de 200mm.

Tronçon Nakhlal-B :

Tableau N°IV-43 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon : BBS4-R1

D(mm)	V(m/s)	p,d,c total	HMT(m)	P(kw)	E(kw)	Fexploit (DA)	Prix de ml (DA)	Famort (DA)	bilan
0,25	0,82	5,10	126,10	60,34	440495,30	2057113,03	3749,3	287799	2344912
0,3	0,57	1,93	122,93	58,83	429440,53	2005487,26	4455,52	342009	2347496
0,35	0,42	0,85	121,85	58,31	425667,40	1987866,74	5249,74	402974	2390840

D'après le tableau N°IV-43, on constate que diamètre économique est de 250mm.

Tronçon Bouhlo-B :

Tableau N°IV-44 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon : Bouhlo-B

D(mm)	V(m/s)	p,d,c total	HMT(m)	P(kw)	E(kw)	Fexploit (DA)	Prix de ml (DA)	Famort (DA)	bilan
0,15	1,70	12,25	138,25	49,62	362222,32	1691578	1956	41975	1733553
0,2	0,96	2,63	128,63	46,17	337015,70	1573863	2812	60328	1634192
0,25	0,61	0,80	126,80	45,51	332217,62	1551456	3749	80432	1631889
0,3	0,42	0,30	126,42	45,33	330914,22	1545369	4455	95583	1640952

D'après le tableau N°IV-44 , on constate que diamètre économique est de 200mm

Tronçon Mohamed Salah-B :

Tableau N°IV-45 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon : MS-B

D(D(mm))	V(m/s)	P,d,c total	HMT(m)	P(kw)	E(kw)	Fexploit (DA)	Prix de ml (DA)	Famort (DA)	bilan
0,15	3,11	308,89	437,89	288,13	2103315,99	9822485	1956	314817	10137302
0,2	1,75	66,36	195,36	128,55	938384,67	4382256	2812	452466	4834723
0,25	1,12	20,20	149,20	98,17	716640,07	3346709	3749	603247	3949956
0,3	0,78	7,66	136,66	89,92	656403,04	3065402	4455	716875	3782277

D'après tableau N°IV-45, on constate que diamètre économique est de 250mm.

Tronçon_B-SP

Tableau N°IV-46 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon :B -SP

D (mm)	V (m/s)	pdct	HMT(m)	P(kw)	E(kw h an)	F d'énergie	Prix de ml	L(m)	Famort (DA)	bilan(DA)
0,5	2,0	0,2	81,2	384,5	2807006,4	13108719,9	8215,0	15	10326,3	13119046,1
0,6	1,4	0,1	81,1	383,9	2802594,9	13088118,3	10569,3	15	13285,6	13101403,9
0,7	1,0	0,03	81,0	383,7	2801080,6	13081046,6	12769,3	15	16051,0	13097097,6

D'après le tableau N°IV-46, on constate que diamètre économique est 600mm.

IV.5.4.) partie de Refoulement : station de pompage –réservoir tampon

a) caractéristiques de la station de pompage :

La station de pompage sera implantée environ à équidistance par rapport aux forages extrêmes d'une part et non loin du réservoir tampon.

La station de pompage projetée sera implantée à une côte terrain naturel 650m.

Ci-dessous les caractéristiques de la station de pompage (voir la figure IV.3):

Les pompes immergée fonction 22 heures (22h/24h).

H = 4 m

C_{tn} = 650 m

C_{tp} = 649.5 m

C_{rad} = 646 m

C_{asp} = 646.5 m

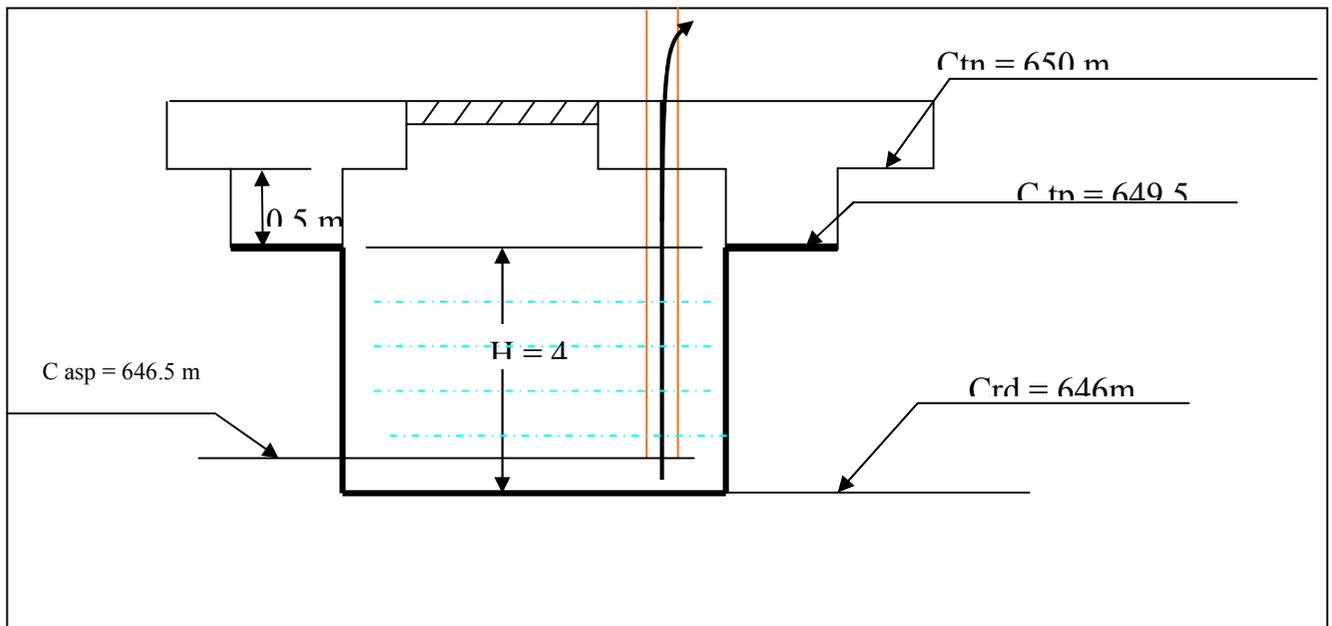


Figure IV.3 : schéma vertical de la bache d'aspiration

b) Calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement :

Le diamètre économique est calculé par la formule de Bonnin:

$$D = \sqrt{Q}$$

Les forages refoulent un débit de : $32400\text{m}^3/20\text{h}$ \longrightarrow $0.45\text{m}^3/\text{s}$

La station de pompage fonctionne 22h : \longrightarrow $Q=0.409\text{m}^3/\text{s}$

Le débit refoule par la pompe est de : $0.409 \text{ m}^3/\text{s}$

A.N: $D = \sqrt{0.409} = 0.64\text{m}$

$Q = 0,409 \text{ m}^3/\text{s}$

$L = 645\text{m}$

$H_g = 712 - 649 = 63 \text{ m}$

$D_c = 0.67 \text{ m}$

$K_s : 2 \text{ mm}$

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

Tableau IV-46: Calcul des frais d'amortissement du tronçon Sp-Réservoir tampon

D (mm)	Prix e ml (DA)	L (m)	Famort (DA)
0,6	10569,3	645	571282,315
0,7	12769,28	645	690192,353
0,8	15367,72	645	830640,634

Tableau IV-47: Calcul des frais d'exploitation du tronçon Sp-Réservoir tampon

D	V	λ	L	p,d,c total	HMT(m)	P	E	frais d'énergie
(mm)	(m/s)		(m)			nce(kw)	(kw)	(DA)
0,6	1,45	0,03	645	3,140	66,140	356,07	2599305	12138754,4
0,7	1,06	0,03	645	1,391	64,391	346,65	2530564	11817737
0,8	0,81	0,03	645	0,688	63,688	342,87	2502918	11688627,6

Tableau IV-48: Bilan du tronçon SP-réservoir tampon

Diamètre (mm)	F exploi (DA)	Famort (DA)	bilan(DA)
0,6	12138754,4	571282,315	12710036,7
0,7	11817736,5	690192,353	12507928,9
0,8	11688627,6	830640,634	12519268,2

D'après le tableau IV-48, on constate que diamètre économique du tronçon (SP-Réservoir tampon) qui répond aux conditions techniques (vitesse et pertes de charges acceptables) est de 700 mm. avec une vitesse de $V = 1,06\text{m/s}$.

IV.5.5.).Détermination de la hauteur manométrique de chaque pompe immergée :

La hauteur manométrique totale de chaque pompe immergée est calculée par la formule suivant:

$$\text{HMT} = \text{Hg} + \text{pdct}$$

Tableau N°IV.49 : Détermination de la hauteur manométrique de chaque pompe

Tronçon	Cnd	Cp bac	Hg	ΔHl (m)	Hmt
BBS1-R2	504,23	664	159,77	9,68	169,4
BBS2-R1	484,95	715	230,05	19,85	249,9
BBS3-R2	501,37	664	162,63	13,58	176,2
BBS4-R1	488,5	715	226,5	21,04	246,54
BBS5-R1	484	715	231	15,34	246,31
BBS6-R1	525,47	715	189,53	9,56	199,1
BBS7-R2	494	664	170	16,80	186,8
BBS8-R1	521	715	194	1,03	195,0
NK1-SP	528	650,1	122,1	16,75	138,8
NK2-R2	517,15	664	146,85	16,56	163,4
BOU-SP	523	650,1	127,1	2,63	129,7
MS2-SP	520	650,1	130,1	20,20	150,3

IV-6- Etude des tronçons à forte pression :

D'après le profil en long du tronçon gravitaire (RT-ST Bouhlou) on remarque que la pression dans les points critiques dans les traversées des Oueds Ouam et Oued Tafna est très élevé.

Dans le but de connaître si notre pression nominale (PN) de la conduite résiste aux pressions de ces points critique ou non, il faut comparer entre ces deux pressions (voir le tableau IV.1et IV-2)

a) Traversée D'OUED Ouam

Tableau IV.50 : Vérification des pressions au sol aux points critiques du tronçon (selon profil en long) :

N° points	L cumulé(m)	Côte TN (m)	Δh (m)	Cp(m)	Pression au sol(m)	Pression au sol(bar)
1	17607	459	43,5	640,5	181,5	18,2
2	17649	451	43,6	640,4	189,4	18,9
3	17684	444	43,7	640,3	196,3	19,6
4	17732	436	43,8	640,2	204,2	20,4
5	17762	432	43,8	640,2	208,2	20,8
6	17837	425	44,0	640,0	215,0	21,5
7	17874	423	44,1	639,9	216,9	21,7
8	17885	421	44,2	639,8	218,8	21,9
9	17933	426	44,3	639,7	213,7	21,4
10	17976	431	44,4	639,6	208,6	20,9
11	18044	437	44,5	639,5	202,5	20,2

La pression dans le passage de l'oued Ouam entre 18et21.5bar

B) Traversée D'Oued Tafna :**Tableau IV-51. :** *Vérification des pressions au sol aux points critiques du tronçon (selon profil en long) :*

N° points	L cumulé(m)	Côte projet (m)	Δh (m)	Cp(m)	Pression au sol(m)	Pression au sol(bar)
1	20820	417	51,4	632,6	215,6	21,6
2	20851	412	51,5	632,5	220,5	22,1
3	20871	410	51,5	632,5	222,5	22,2
4	20899	407	51,6	632,4	225,4	22,5
5	20931	406	51,7	632,3	226,3	22,6
6	20951	406,5	51,7	632,3	225,8	22,6
3	20978	403,1	51,8	632,2	229,1	22,9
4	21002	402	51,8	632,2	230,2	23,0
5	21011	402,5	51,9	632,1	229,6	23,0
6	21026	407	51,9	632,1	225,1	22,5
7	21054	406	52,0	632,0	226,0	22,6
8	21077	411	52,0	632,0	221,0	22,1
9	21101	416	52,1	631,9	215,9	21,6
10	21107	418	52,1	631,9	213,9	21,4

La pression dans le passage de l'oued Ouam entre 21 et 23.5 bar

REMARQUE :

D'après les résultats dans les tableaux *IV-50*, *IV-51*, on remarque que les pressions dans les points critiques dans les traversées des Oueds (Ouam et Tafna) varie entre 17 et 23.5 bars qui sont inférieure à la pression nominale 25 bar.

Cette pression est admissible car d'après l'annexe IV.1 la conduite de \varnothing 600 mm admette une pression de 36 bars.

IV.7)-Avantages et inconvénients des variantes :**-Pour la variante N°1 :**

L'inconvénient de cette variante c'est la hauteur manométrique total de refoulement des pompes immergée qui est le plus élevé dépasse 270m. (Voir le tableau_N°IV.49)

Toutes les conduites fonction en refoulement qui veut dire plus de frais d'exploitation.

Cette variante fonction comme un réseau ramifié .En cas d'une rupture d'une conduite en un point tout les tronçons situe en amont sont en arrêt. elle présente moins de fiabilité et de sécurité

C'est une variante le plus économie.

Pour la variante N°2:

L'inconvénient de cette variante c'est la mise en place des groupes électropompes et le cout le plus élevé pour la construction des bâches d'accumulation, et la station de pompage.

Elle représente plus de fiabilité et de sécurité

Le choix s'est porté sur la variant n°2 vu ses avantages

Conclusion :

A travers ce chapitre nous avons pu faire le dimensionnement de notre réseau d'adduction, nous avons opté pour une adduction mixte qui répond à la marge souhaitée. Pour les vitesses nous avons obtenu des valeurs qui se situent entre 1 à 1.7m/s et cela pour éviter l'accumulation des dépôts.

Introduction :

Les réservoirs sont en général nécessaires pour pouvoir alimenter convenablement une agglomération en eau potable.

Dans ce chapitre, on s'intéresse à faire un dimensionnement pour déterminer la capacité des réservoirs

V -1-. Fonctions techniques des réservoirs existants :

- Les réservoirs constituent les organes régulateurs de pression et de débit entre le régime de production et celui de la consommation.
- Ils permettent d'emmagasiner l'eau lorsque la consommation est inférieure à la Production, et la restituent lorsque la consommation devient supérieure à cette dernière.
- Les réservoirs permettent une certaine souplesse pour faire face, sans gêne pour les utilisateurs, aux incidents suivants :
 - ♦ panne électrique
 - ♦ remplacement d'une pompe
 - ♦ accident sur la conduite de refoulement quand il se trouve à la tête du réseau.
- Les réservoirs permettent, outre une régularité de fonctionnement des groupes de Pompage, de profiter au maximum du tarif de nuit en énergie électrique.
 - ♦ Certains réservoirs sont équipés de telle manière qu'une partie de leur capacité Constitue une réserve d'incendie. Ce volume se renouvelle sans être entamé par un dispositif spécial dit système à évent, le plus souvent constitué par un siphon, qui se désamorçe lorsque le niveau de la réserve est atteint.
 - ♦ Les réservoirs peuvent également jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une Distribution étagée.
 - ♦ Les réservoirs peuvent aussi jouer le rôle de relais ils sont appelés dans ce cas Réservoirs tampons.
 - ♦ Régularisation du fonctionnement de la station de pompage.
 - ♦ Simplification de l'exploitation.
 - ♦ Assurer les pressions nécessaires en tout point du réseau.
 - ♦ Coordination du régime d'adduction d'eau au régime de distribution.
 - ♦ Maintenir l'eau à une température constante et la préserver des contaminations.

Les réservoirs doivent être [2] :

- Etanches
- Construits avec des matériaux qui ne soit pas susceptibles d'altérer l'eau
- Etablir de façon à préserver l'eau contre les variations de la température

V -2.Classification des réservoirs:

- D'après la situation et la topographie des lieux, les réservoirs peuvent être :
 - Enterrés
 - Semi enterres
 - Surélevés
- D'après la nature des matériaux, on distingue :
 - Réservoirs métalliques
 - Réservoirs en maçonnerie
 - Réservoirs en béton armé
 - Réservoirs en plastique
- Selon leur capacité, les réservoirs peuvent prendre la forme :
 - Rectangulaire ou carrée:
 - Circulaire:
 - Réservoirs terminaux:
 - Réservoirs de mise en charge:
 - Les bâches de reprises [3]

V.3. Emplacement des réservoirs :

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre car l'on doit tenir compte de certaines considérations.

Dans notre cas :

- le réservoir Tampon RT est à la fois de transit et d'accumulation, il doit être Implanté à une cote permettant l'écoulement gravitaire pour assurer la pression suffisant dans le point de raccordement a l'aval de station de traitement de Bouhlou.
- La bache d'aspiration de la station de pompage doit être implanté d'une manière à Mettre les pompes en aspiration et à avoir des travaux de terrassement les plus réduits pour le calage des pompes.

Les bache d'accumulation sont à la fois de transit et d'accumulation, il doit être Implanté à une cote permettant l'écoulement gravitaire.

V.4. Dimensionnement des réservoirs du système d'adduction:

V.4. 1. Réservoir Tampon RT :

Ce réservoir est calculé pour le stockage de l'eau pendant les vingt deux heures de fonctionnement de la station de pompage et sa restitution progressive pendant les deux heures de son arrêt (vidange directe).

A) Le volume de réservoir tampon

Le volume de (RT) sera déterminé selon la formule suivante:

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

Avec :

Q_{tr} : débit transite ($Q_{tr}=1472.720\text{m}^3/\text{h}$).

t : le temps de stockage ($t = 2\text{heures}$)

A.N :

$$V = \frac{1472.72 \cdot 2}{2} = 1472.72 \text{ m}^3$$

On opte pour un réservoir de capacité égale à 1500 m^3 situé sur une altitude de 705m

La hauteur optimale d'eau utile h est située entre 3 et 6 m. Cette hauteur peut atteindre 7 à 8m dans le cas de grands réservoirs.

B) Le diamètre de la cuve

La section circulaire est généralement adoptée pour les réservoirs de capacité inférieure à 10000 m^3

On calcule le diamètre de la cuve moyennant par la formule :

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * V_n}{\pi * h}} \quad (\text{III-4})$$

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), $3 < h < 6 \text{ m}$

A.N :

$$D = \sqrt{\frac{4 * 1500}{\pi * 7}} = 16.52, \text{ on prend :}$$

D=17m

C) Réévaluation de la hauteur d'eau h :

On calcule le diamètre de la cuve par la formule

$$\text{AN: } h = \frac{4 * V}{\pi * D_n^2} \quad (\text{III-5})$$

$$h = \frac{4 * 1500}{\pi * 17^2} = 6.61 \text{ m}$$

D) La hauteur totale du réservoir

En plus de la hauteur utile optimale d'eau dans la cuve, il faut prévoir un espace appelé Revanche ou matelas d'air d'une épaisseur variant de 0,20 à 1m, au dessus du plan d'eau.

$$H = h + R$$

Avec : H : hauteur totale du réservoir (m) ;

h: hauteur d'eau (m);

R : revanche (m).

On prend: R = 0,39 m

$$\text{AN: } H = 6.61 + 0,39 \qquad \qquad \qquad \mathbf{H = 7 \text{ m}}$$

La section de la cuve :

On calcule la section de la cuve par la formule

$$\text{AN: } S = \frac{V}{h} \quad (\text{III-6})$$

$$\mathbf{A.N : } S = \frac{1500}{7} = 214.28$$

V.4.2) Dimensionnement les bâches d'accumulation N°1 et N°2:

A) Capacité de la bache :

Le volume des Bâches d'accumulation se détermine par la formule

suivante :
$$V = \frac{T \cdot Q}{4}$$

V: volume du Bache d'accumulation en m³

T: temps d'arrêt de la pompe immerge du forrage T=4h.

Q: débit (m³/h)

-Bache N°1: Q=0.165l/s=594 m³/h.

-Bache N°2: Q=0.16l/s=576 m³/h.

A.N:bachel:

$$V_{\text{BAC1}} = \frac{4 \cdot 594}{4} = 594 \text{ m}^3$$

Donc on prend : V=600m³.

$$V_{\text{BAC2}} = \frac{4 \cdot 576}{4} = 576 \text{ m}^3$$

Donc on prend V=600m³

Les volumes des bâches d'accumulation sont les mêmes :

$$V_{\text{BAC1}} = 600\text{m}^3 \quad ; \quad V_{\text{BAC2}} = 600\text{m}^3$$

Alor le même dimensionnement

B) Section du réservoir :

Pour une hauteur d'eau de 5 m, on détermine la section qui est :

$$V = S.H$$

V: Volume total du Bâche d'accumulation en m³.

H : Hauteur d'eau dans le réservoir en m .

$$S = \frac{600}{5} = 120 \text{ m}^2$$

D) Diamètre du réservoir

$$S = \frac{\pi D^2}{4} \quad \text{d'où} \quad D = \sqrt{\frac{4S}{\pi}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4.120}{\pi}} = 12.36\text{m.}$$

On prend diamètre de : **D = 12.5m.**

V.4.3) Dimensionnement de la bâche d'aspiration :

La station de pompage (SP) sera dotée d'un réservoir de transit qui reçoit l'eau venant Gravitairement à partir des bâches d'accumulation, avant d'être refoulée vers le réservoir Tampon RT.

La capacité de ce réservoir est calculée pour le stockage de l'eau pendant les deux heures de l'arrêt de la station de reprise(SPP) et sa restitution progressive pendant les vingt deux heures de son fonctionnement.

Le régime de travail de la station de reprise (SPP), est tel que le montre la figure .V.1

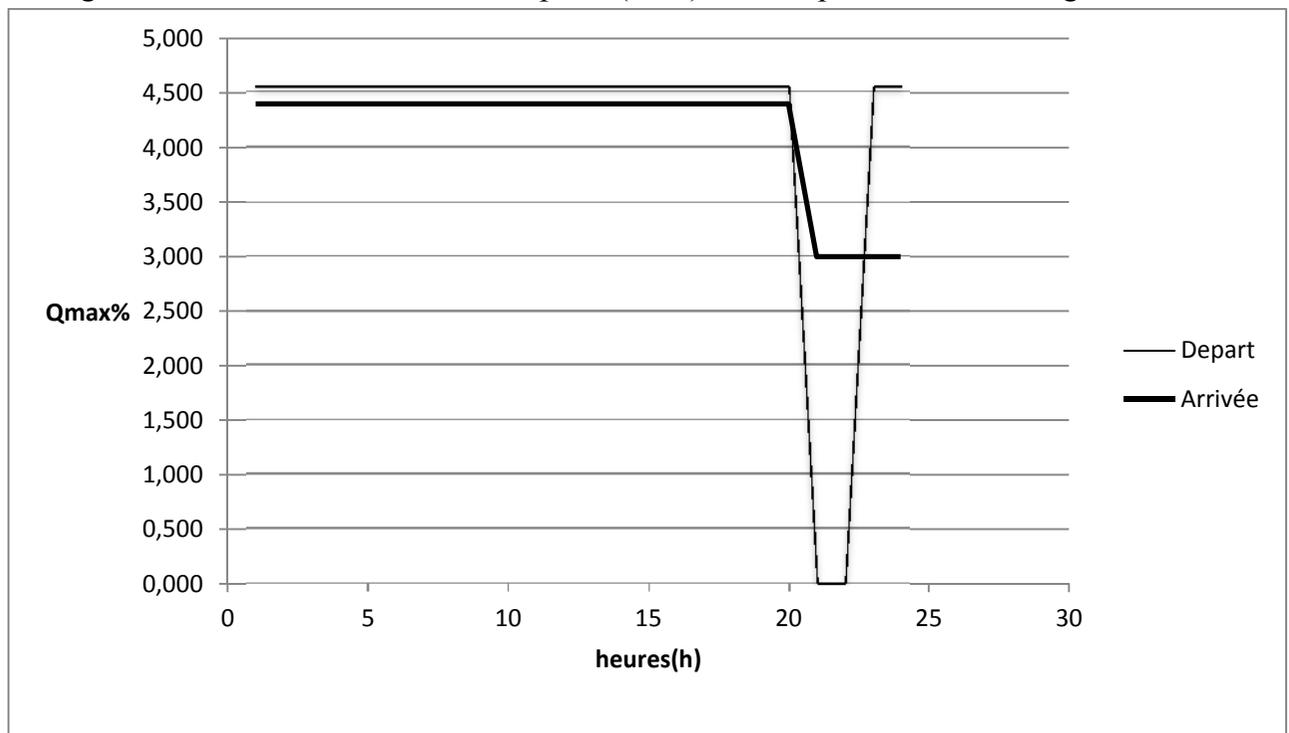


Figure .V.1 : le régime de travail de la station de pompage

A) Estimation de la capacité totale du réservoir par la méthode analytique

Le volume résiduel du réservoir est estimé par la formule :

$$V = \frac{a \cdot Q_{maxj}}{100}$$

$V_{b\grave{a}che}$: capacité de la b\^ache (m³),

a: fraction horaire du d\^ebit maximum journalier (%).

Q_j : La consommation maximale journali\^ere (m³/j).

Tableau. V.1: Evaluation du volume r\^esiduel de la b\^ache d'aspiration

Heures (h)	Apports(%)	Distribution(Sur plus (%)	D\^eficit (%)	R\^esidu (%)
00 - 01	4,4	4,545		0,15	2,77
01 - 02	4,4	4,545	-	0,15	2,62
02 - 03	4,4	4,545	-	0,15	2,48
03 - 04	4,4	4,545	-	0,15	2,33
04 - 05	4,4	4,545	-	0,15	2,19
05 - 06	4,4	4,545	-	0,15	2,04
06 - 07	4,4	4,545	-	0,15	1,90
07 - 08	4,4	4,545	-	0,15	1,75
08 - 09	4,4	4,545	-	0,15	1,61
09 - 10	4,4	4,545	-	0,15	1,46
10 - 11	4,4	4,545	-	0,15	1,32
11 - 12	4,4	4,545	-	0,15	1,17
12 - 13	4,4	4,545	-	0,15	1,03
13 - 14	4,4	4,545	-	0,15	0,88
14 - 15	4,4	4,545	-	0,15	0,74
15 - 16	4,4	4,545	-	0,15	0,59
16 - 17	4,4	4,545	-	0,15	0,45
17 - 18	4,4	4,545		0,15	0,30
18 - 19	4,4	4,545		0,15	0,16
19 - 20	4,4	4,545		0,15	0,00
20 - 21	3		3,00		3,00
21 - 22	3		3,00		6,00
22 - 23	3	4,545	-	1,55	4,46
23 - 00	3	4,545	-	1,55	2,91
Total	100%	100%	6	6	-

$V_{b\grave{a}che} = 6 * 32400/100 = 1944$

$V_{b\grave{a}che} = 1944 \text{ m}^3$

On choisi le volume normalise : 2000 m³.

B) Dimensions de la bête :

La hauteur optimale d'eau utile h est située entre 3 et 6 m. Cette hauteur peut atteindre 7 à 8 m dans le cas de grands réservoirs.

C) Section du réservoir :

$$S = \frac{V}{h}$$

V : capacité normalisée du réservoir (m³) ;

S : section du réservoir (m²) ;

h : hauteur utile optimale d'eau (m),

On pose: h = 5m

$$\text{A.N: } S = \frac{2000}{4} = 500 \text{m}^2$$

$$S = 400 \text{ m}^2$$

On pose la forme de la bête est carré.

La longueur des cotes :

$$S = a * a \Rightarrow a = \sqrt{S}$$

S : section du réservoir (m²)

a: longueur de la cote

$$\text{A.N : } a = \sqrt{400} = 20 \text{m}$$

$$a = 20 \text{m}$$

V.5.) Les équipements des réservoirs :

Pour accomplir leurs fonctions convenablement, les réservoirs uniques ou compartimentés doivent être équipés :

La cuve sera en béton armé.

La cuve doit être visitable et ventilée.

La ventilation est facilitée par la présence une cheminée d'accès qui comporte à sa partie supérieure des orifices à l'air libre obturés par des grillages.

L'accès à la cuve s'effectue par une échelle qui longe les parois

V.5.1) La conduite d'arrivée ;

L'arrivée de la conduite d'adduction du réservoir peut être placée soit au fond de celui-ci, soit à la partie supérieure, d'où oxygénation de l'eau

A la débouche dans le réservoir, la conduite s'obture quand l'eau atteint son niveau maximum.

L'obturation est assurée par un robinet flotteur si l'adduction est gravitaire, par un dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

V.5.2) La Conduite de départ ;

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.20 m au dessus du radier afin d'éviter l'introduction des matières et sables décantés dans la cuve.

V.5.3) La Conduite du trop-plein :

La conduite du trop-plein est destinée à empêcher l'eau de dépasser le niveau maximal, elle se termine par un système simple bout à emboîtement.

L'extrémité de cette conduite doit être en forme de siphon afin d'éviter l'introduction de certains corps nocifs dans la cuve. Voir fig N°V.2).

V.5.4) La Conduite de vidange :

La conduite de vidange se trouve au point le plus bas du réservoir, elle permet la vidange du réservoir, à cet effet, le radier du réservoir est réglé en pente vers son origine.

Elle est raccordée à la conduite de trop-plein et comporte un robinet vanne (voir figN°V.2)

V.5.5) La Conduite BY-PASS :

Elle relie la conduite d'arrivée et la conduite de départ ; (voir fig. N°V.2).

Elle assure la distribution pendant le nettoyage du réservoir

V.5.6) Matérialisation de la réserve d'incendie :

C'est une disposition spéciale de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement Une fois le niveau de la réserve d'incendie est atteint. Nous distinguons le système à deux prises et le système à évent.

Dans le système à deux prises on remarque une tranche d'eau morte qui ne se renouvelle pas contrairement au système à siphon qui se désamorce grâce à un évent ouvert à l'air libre et la réserve ne serait pas entamée en cas de sinistre.

Remarque :

Toutes ces conduites doivent normalement transiter par une chambre appelée chambre de Manœuvre.

V.6.) Entretien des réservoirs [4]:

Les structures du réservoir doivent faire l'objet d'une surveillance régulière en ce qui concerne toutes les fissures éventuelles que les phénomènes de corrosions sur les parties métalliques en raison de l'atmosphère humide qui y règne.

Un soin particulier est à apporter au nettoyage des cuves ; opération comportant plusieurs étapes telles que :

- Isolement et vidange de la cuve et élimination des dépôts sur les parois ;
- Examen et réparations éventuelles de celle-ci ;

V.7.) Hygiène et sécurité :

Pour des raisons d'hygiène et de sécurité, les réservoirs sont :

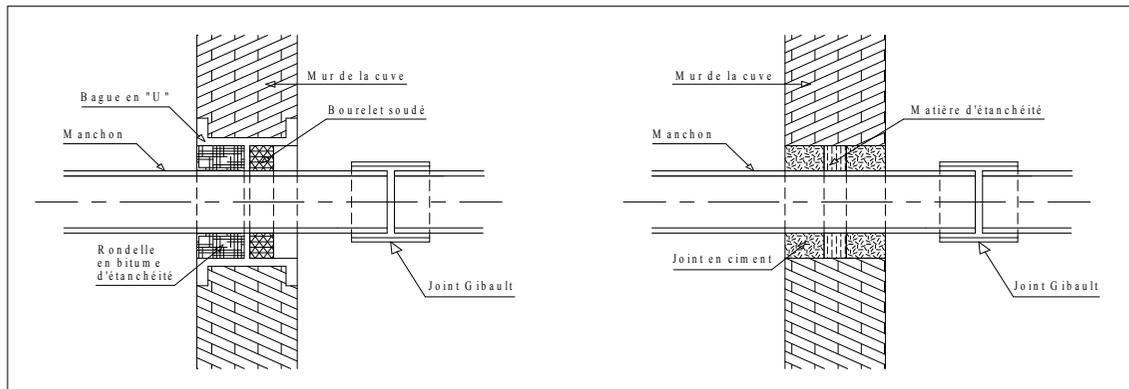
- couverts pour les protéger contre les variations de températures et l'introduction de corps étrangers ;
- éclairés par des ouvertures munies de plaque de verre ;
- étanches et ne recevront aucun enduit susceptible d'altérer L'eau ;

Mais ils ne sont pas aérés par des orifices grillagés, donc nous proposons de faire ces dernières.

V.8.) Traversée des conduites dans les parois du réservoir

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

➤ **1^{er} 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'(figureV.3)



➤ Figure V.3: Traversée des conduites (manchon à bout lisse)

➤ **2^{eme} 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 à un écrou vissé ou clavette (voir la figureV-4).

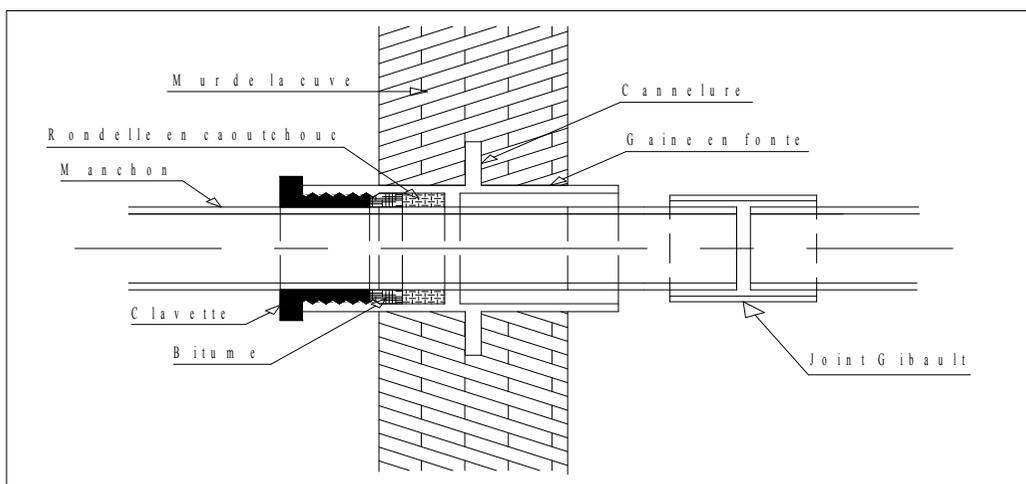


Figure V-4: Traversée des conduites (Gaine en fonte)

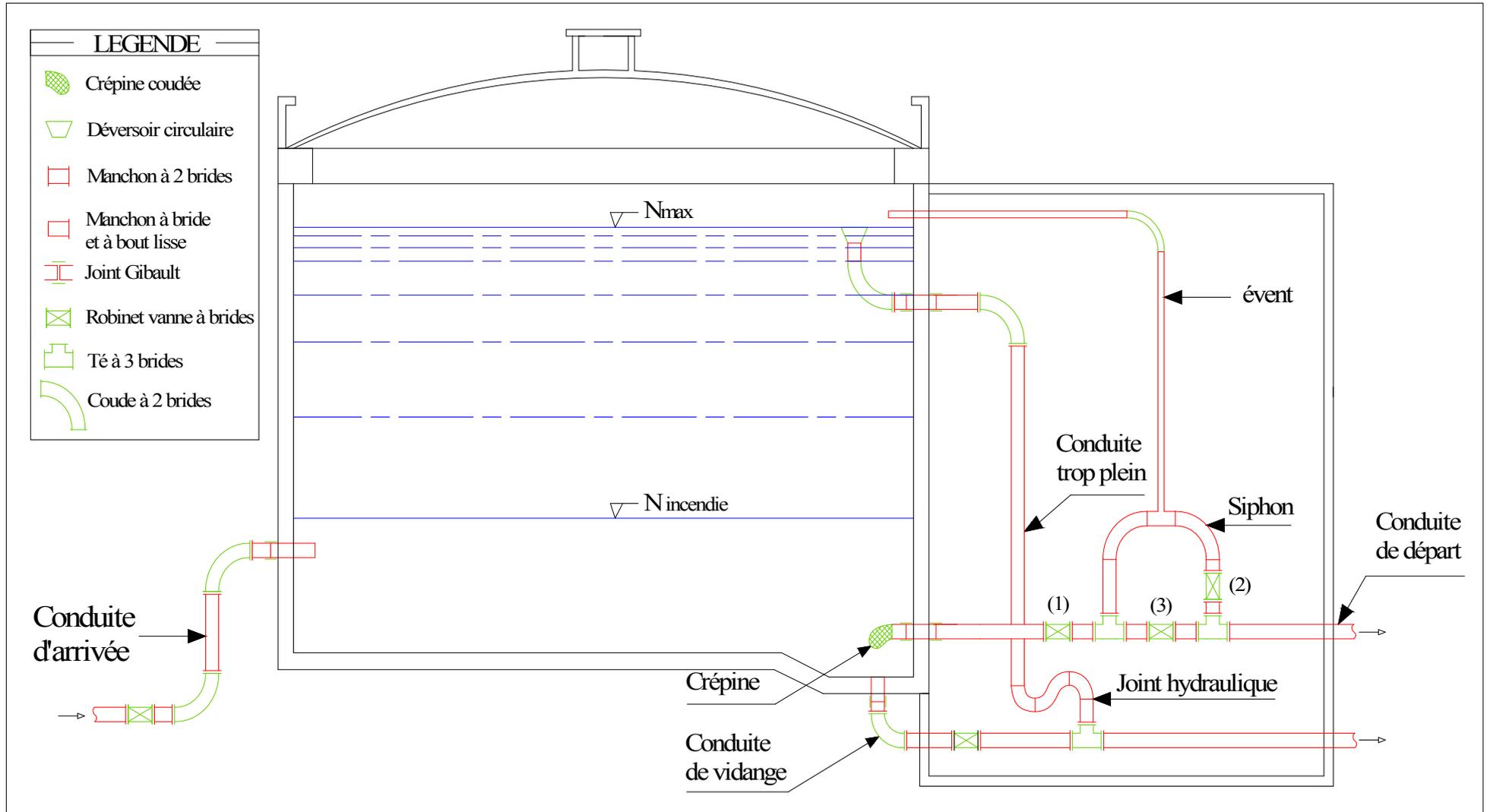


Figure-V-2 Coupe transversale d'un réservoir semi-enterré

Conclusion :

Sur la longueur de notre système d'adduction, on a projeté quatre réservoirs répartis comme suit :

- Au niveau de la BAC : deux réservoirs circulaires jumelés de capacité 600 m³.
- Au niveau de la Station SPP: deux réservoirs circulaires jumelés de capacité 2000 m³.
- Au niveau de réservoir Tampon RT1: deux réservoirs circulaires jumelés de capacité 1500 m³

Introduction

Les stations de pompage sont des ouvrages hydrauliques servant à relever l'eau à une altitude supérieure. L'implantation de la station de pompage est nécessaire toute les fois que l'on ne le dispose pas d'une pente suffisante pour véhiculer l'eau gravitairement. Elle est conçue, ainsi, pour abriter les pompes et les moteurs qui les entraînants.

Dans notre cas, tout au long de notre réseau d'adduction, on a projeté une station de pompage et des pompes immergée dans les forages.

VI.1- Choix des pompes :

Les hauteurs manométriques en fonctions de débits sont donnees les graphes (courbes caractéristiques) de divers groupes centrifuges, ces caractéristiques permettent de choisir les types des pompes en évitant le phénomène de cavitation.

Un grand intérêt est porté à une pompe pouvant fonctionner dans une zone à rendement maximal, ce qui entraîne réduction de l'énergie à fournir

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.

Pour le choix du type de pompe dans notre projet, on utilise un logiciel nommé **CAPRARIE**, il nous permet de déterminer avec précision les caractéristiques de différentes pompes en fonction du débit et de la hauteur manométrique voulue. En plus de ses avantages technique et mécanique, ce type de pompe nous assure le débit et la hauteur manométrique totale avec une vitesse de rotation plus élevée.

VI.2- Choix du nombre de pompe: [6]

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

- ✓ Recherche de l'investissement minimal par limitation du nombre de pompe de groupe sans perdre de point de vue la sécurité de fonctionnement ;
- ✓ Assure la hauteur et le débit calculé ;
- ✓ Assurer le rendement maximal de pompe ;
- ✓ Présenter le minimum d'encombrement ;
- ✓ La disponibilité, sur le marché national.

VI-3- Couplage des pompes :

On distingue deux types de couplage des pompes :

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

VI-4. Refoulement : tronçon (Station SP - Réservoir Tampon RT)

Dans notre projet, la station de pompage doit refouler un débit total journalier de 32400 m³/j pendant 22 heures, donc un débit horaire 1472.73 m³/h.

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau VI. 1

Tableau VI.1 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

n	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	η (%)	Vitesse (tr/min)	N ^{bre} d'étage	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)
1	1472.7	64.4	-	-	-	-	-	-
2	736.36	64.4	-	-	-	-	-	-
3	491	64.4	MEC-AZRBH 2/125A	74.4	2900	1	118	7.4
4	368.18	64.4	PM-150	73.1	2900	1	120.1	5.78
5	294.54	64.4	MEC-A3-100	71.3	2900	4	67.6	7.46

A partir du tableau (VI-1), on déduit que la variante de trois (03) pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle.

Conclusion:

On opte pour un nombre de pompe de trois (03) en plus d'une (01) pompe de secours. Ces quatre (04) pompes sont identiques de type **MEC-AZRBH 2/125A**.

VI-5- Courbes caractéristiques des pompes :

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

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

Les courbes caractéristiques de la pompe **MEC-AZRBH 2/125A** sont représentées dans la figure VI.1

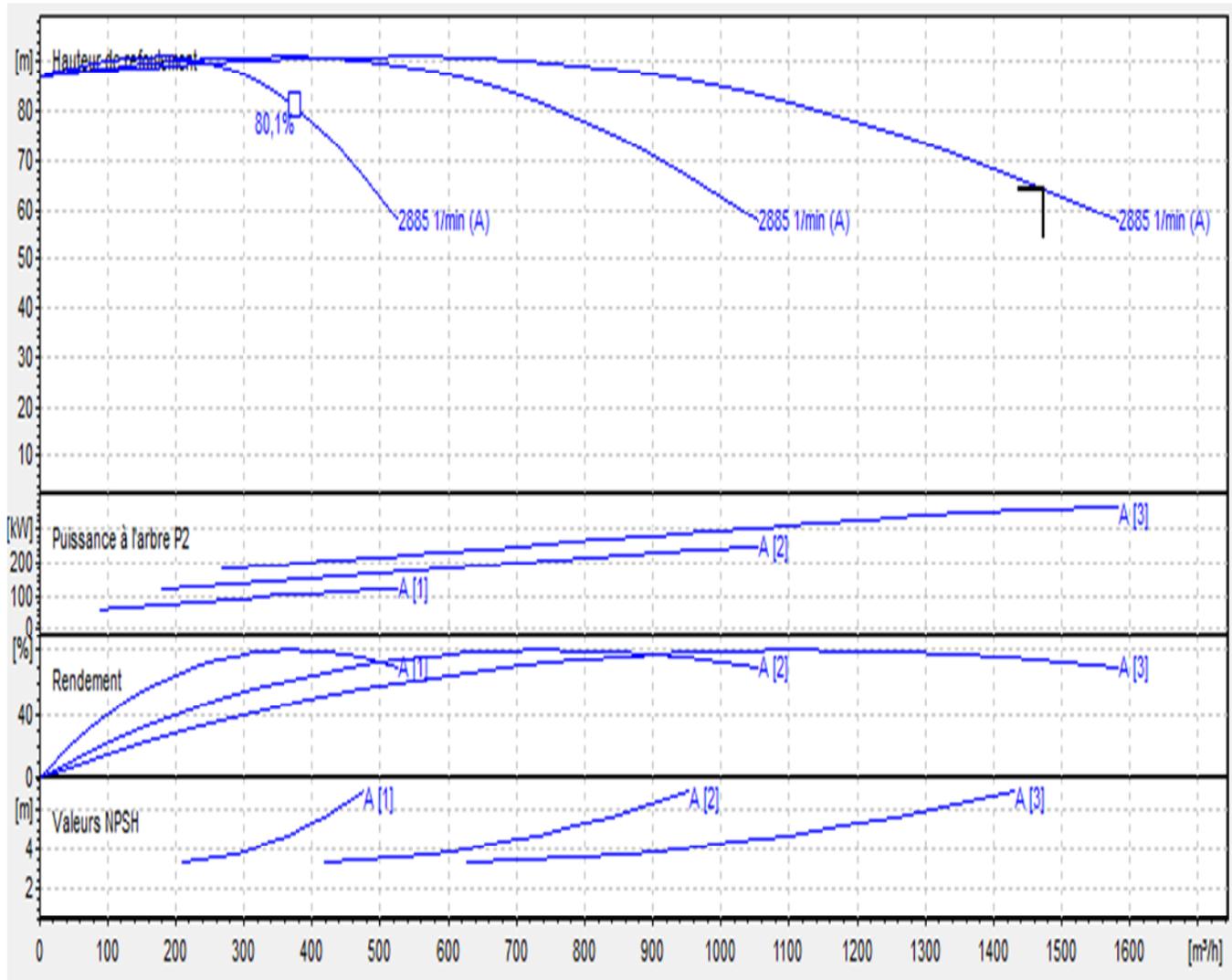


Figure VI.1 : Les courbes caractéristiques de la pompe **MEC-AZRBH 2/125A**

VI.6- Point de fonctionnement:

Portant les courbes caractéristiques de la pompe $H=f(Q)$; de la conduite $H_c=f(Q)$ sur le même graphe (H-Q).

Le point d'intersection de ces deux courbes est le point de fonctionnement du système. C'est-à-dire la pompe va pouvoir refouler un débit Q à une hauteur H lorsque ce point se trouve sur la plage du rendement maximal. [6]

La pompe fonctionne alors dans les conditions optimales. Cette condition dans la plupart des cas n'est pas généralement satisfaite, c'est pourquoi on sera contraint d'introduire des modifications dans le fonctionnement ou dans le dimensionnement de la pompe. Afin de l'adapter à des conditions de marche données. A cet effet, plusieurs solutions sont à envisager :

- ▶ Modification de la vitesse de rotation ;
- ▶ Modification du temps de pompage ;
- ▶ Rognage, la réduction du diamètre de la roue, pour réduire la hauteur et le débit d'une pompe donnée.

Courbe caractéristique de la conduite :

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

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

Avec :

H_g : hauteur géométrique (m) ;

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

$$\Delta h_t = 1,15 * \Delta h_p^{lin} \quad (\text{VI-2})$$

Avec :

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

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

λ : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement $k_s=2$ mm pour $D=700$ mm (voir chapitre IV)

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

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

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

g : accélération de la pesanteur (m/s^2).

Tableau VI-2- : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP-RT)

N°	Q (m ³ /s)	3Q (m ³ /h)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ	Δh _p ^{lin} (m)	Δh _t (m)	H _c (m)
1	0	0,000	63	645	0,7	0,026	0,000	0,000	63,00
2	0,03	0,083	63	645	0,7	0,026	0,058	0,066	63,07
3	0,06	0,167	63	645	0,7	0,026	0,231	0,266	63,27
4	0,08	0,250	63	645	0,7	0,026	0,520	0,598	63,60
5	0,11	0,333	63	645	0,7	0,026	0,924	1,063	64,06
6	0,14	0,417	63	645	0,7	0,026	1,444	1,660	64,66
7	0,15	0,438	63	645	0,7	0,026	1,592	1,831	64,83

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (VI-2).

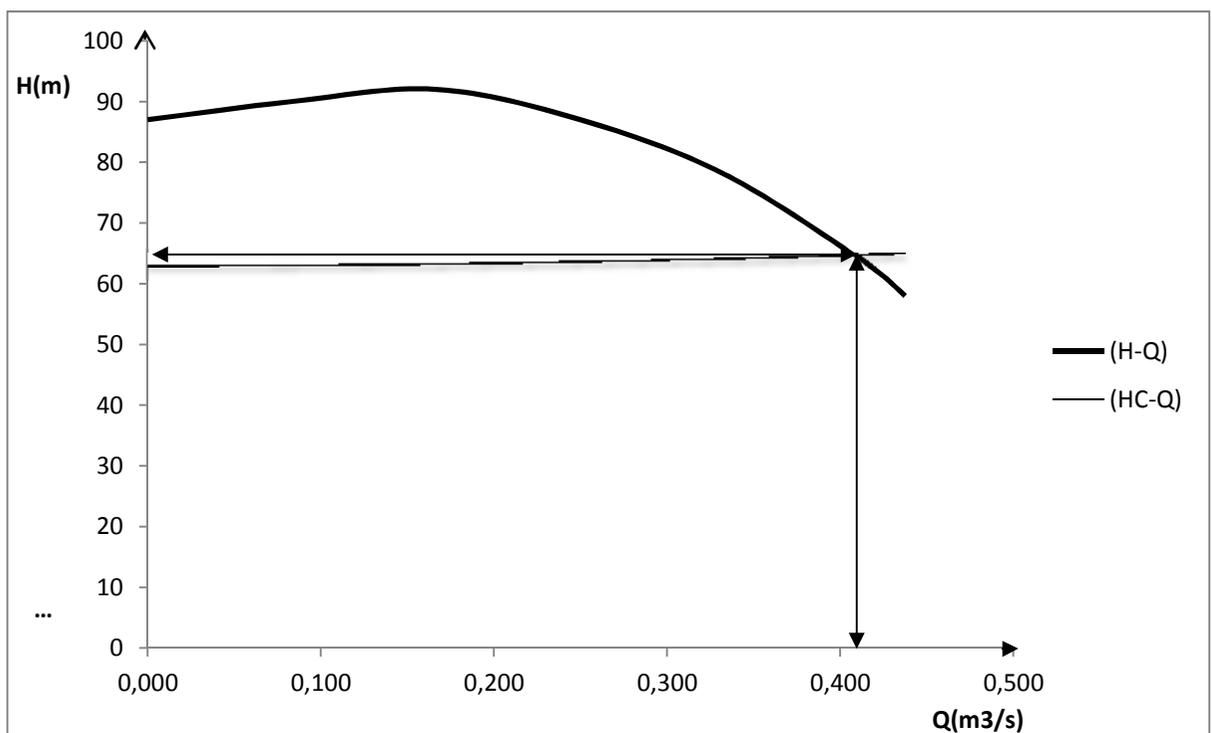


Figure .VI.2 : Point de fonctionnement des pompes de la Station SP

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

$$\begin{cases} Q_{Pf} = 0.412m^3 / s \succ Q_{app} = 0.409m^3 / s \\ H_{Pf} = 65m \succ H_{app} = 64.4m \end{cases}$$

Conclusion :

Le débit et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement étant respectivement supérieurs au débit et à la hauteur manométrique appelés, une adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement s'impose.

VI-7- Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données :

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

A- Débit disponible > Débit appelé :

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

- **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 tel que :

$$\eta_{ap,van} = \eta_{av,van} * \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v}$$

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

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

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

h_v : différence entre la hauteur H'_c et la hauteur appelée

$$h_v = H'_c - H_{app}$$

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

- **Rognage** : C'est la diminution du diamètre extérieur de la roue de la pompe de telle façon à refouler le débit appelé.

On utilisant les lois de similitude, on obtient l'équation de la droite de rognage :

$$H = \frac{H_{app}}{Q_{app}} * Q \quad (VI-6)$$

Q_{app} : débit demandé ou débit appelé ;

H_{app} : hauteur manométrique totale appelé (m).

Après le rognage, le diamètre extérieur de la roue répond à l'équation suivante :

$$d = D * \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_{pf}}} \quad (VI-7)$$

Q_{pf} : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe ;

D : diamètre extérieur de la roue avant le rognage;

d : diamètre extérieur de la roue après le rognage (mm).

Rendement de rognage :

$$R = (1-m)*100 \quad (\text{VI-8})$$

R : rendement de rognage (%) ;

m : coefficient de rognage ;

$$m = \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_{pf}}} \quad (\text{VI-9})$$

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

➤ **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 :

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t \quad (\text{VI-10})$$

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.

B- Débit disponible < Débit appelé :

Dans ce cas là, il faut faire un réglage soit :

➤ **Qualitatif :** augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.

➤ **Changement de type de pompe:**

VI-8) Application des modes de réglages (:SP 1- Réservoir tampon) :

On étudie les différents modes de réglage possibles pour opter au mode occasionnant la chute de rendement la plus faible et la puissance absorbée la plus faible.

Dans notre cas, les modes de réglage à étudier sont le vannage, la diminution du temps de pompage, et le rognage.

a) Vannage :

- $H' = 65 \text{ m}$
- $h_v = 65 - 64.4 \Rightarrow h_v = 0.6 \text{ m.}$
- $\eta_{inst}^{av,van} = 74.4\%$ (fig VI-1).
- $\eta_{inst}^{ap,van} = 74.4 * \frac{64.4}{65} \Rightarrow \eta_{inst}^{ap,van} = 73.71 \%$

par la formule IV-12 (Chapitre IV), on détermine la nouvelle puissance

Absorbée, sachant que : $Q = \frac{Q_{app}}{n}$ avec :

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{0.409}{3} \Rightarrow Q = 0.137 m^3 / s . \text{Ainsi : } P_{abs} = \frac{1000 * 9,81 * 0.137 * 65}{0,7371} \Rightarrow P_{abs} = \mathbf{118.51 \text{ KW.}}$$

b) diminution du temps de pompage :

- Le nouveau temps de pompage sera : $t' = \frac{0.409}{0.412} * 22 = \mathbf{21.84h = 21h 50min 24sec}$

$$t' = \mathbf{21.84h = 21h 50min 24sec}$$

- Le rendement correspondant au débit $Q_{Pf} = 0.412 m^3/s$ est : **74.4 %** (figure V-4-).

Moyennant la formule IV-12 on détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant

que : $Q = \frac{Q_{Pf}}{n}$ avec :

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{0.412}{3} \Rightarrow Q = 0.1373 m^3 / h . \text{Ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 * 0.137 * 65}{0,744} \Rightarrow P_{abs} = \mathbf{117.41 \text{ Kw}}$$

c) Rognage :

- L'équation de la droite de rognage est telle que : $H = \frac{64.4}{1472.72} * Q \Rightarrow H = 0,0437 * Q$

- Le diamètre de la roue après le rognage, sera : $d = 285 * \sqrt{\frac{0.409}{0.412}} \Rightarrow \mathbf{d = 283.96mm.}$

- Le coefficient de rognage est : $m = \sqrt{\frac{0.409}{0.412}} \Rightarrow m = 0,99.$

- Le rendement de rognage est : $R = (1 - 0,99) * 100 \Rightarrow \mathbf{R\% = 1\% < 15\%}$
 \Rightarrow Le rognage est une solution efficace

- Le rendement après rognage est : **74.4 %** (figure VI-1) :

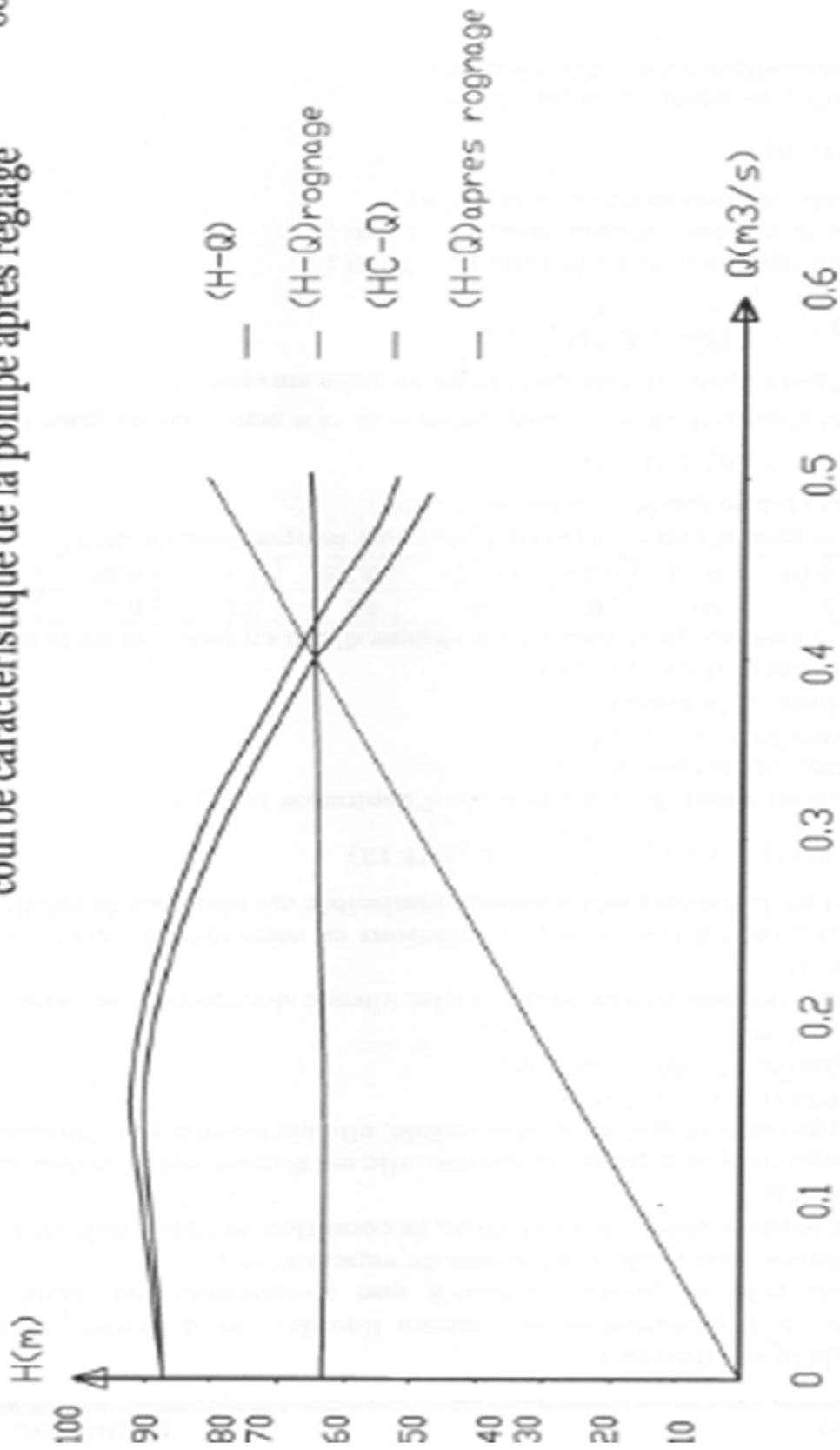
- La puissance absorbée : $P_{abs} = \frac{9,81 * 0.136 * 64.4}{0,74} \Rightarrow P_{abs} = \mathbf{116.1 \text{ Kw.}}$

Voir la figure VI.3

Conclusion :

On opte pour le réglage par la diminution du temps de pompage car ce mode nous assure le rendement le plus élevé et la puissance absorbée la plus faible.

courbe caractéristique de la pompe après réglage



VI-9) Etude de la cavitation :

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

Afin d'éviter le phénomène de cavitation, la condition suivante doit être vérifiée :

$$(NPSH)_r < (NPSH)_d$$

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

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

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r \quad (VI-11)$$

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

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

Pour une pompe donnée fonctionnant à une vitesse déterminée, il existe une hauteur limite d'aspiration.

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

$$h_{asp}^{adm} = P_{at} - (NPSH)_r - r - T_v - \frac{V_a^2}{2 * g} - \Delta h_{asp} \quad (VI-12)$$

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

P_{at} : pression atmosphérique (m.c.e) ;

$$P_{at} = 10,33 - 0,00139 * H \quad (V-13)$$

Avec : H : altitude de la station.

T_v : tension de vapeur d'eau (m .c .e) ;

Tableau VI-3: Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température

T° (°C)	5	10	20	30	40	50	80	100
T_v (m.c.e)	0,09	0,12	0,24	0,43	0,75	1,25	4,82	10,33

La tension de vapeur d'eau sera choisie pour une température de 20°C

Δh_{asp} : Perte de charge totale du coté aspiration.

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

Δh_{asp}^{lin} : Perte de charge linéaire à l'aspiration (m), elle sera estimée pour le collecteur et

La conduite d'aspiration est calculée par la formule suivant :

$$\Delta h_p^{lin} = 0,00173 * \left(\frac{L_r * Q_{app}^2}{D_c^{5,3}} + \frac{l_r * Q_a^2}{D_a^{5,3}} \right) \quad (VI-15)$$

L_r : longueur du collecteur d'aspiration, $L_r = 30$ m ;

l_r : longueur de la conduite d'aspiration, $l_r = 1,5$ m ;

Q_a : débit refoulé par une seule pompe (m^3/s) ;

$$Q_a = \frac{Q_{app}}{n} \quad (VI-16)$$

Avec : n : nombre de pompes en parallèles.

D_c : diamètre du collecteur d'aspiration (m),

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * Q_{app}}{\pi * V_c}} \quad (VI-17)$$

Avec : V_c : vitesse d'écoulement dans le collecteur d'aspiration (m/s),

On prend: $V_c = 1,5$ m/s.

D_a : diamètre de la conduite d'aspiration,

$$D_a = (1,2 - 1,5) * DN1 \quad (V-18)$$

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

➤ **Calage de la pompe :**

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

Pour les installations en charge : $\nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp}^{adm} + r \quad (V-19)$

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

∇_{min} : niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (m NGA) ;

$$\nabla_{min} = C_p - h + h_{inc} \quad (V-20)$$

C_p : côte du plan d'eau dans le réservoir (m NGA) ;

h : hauteur d'eau dans le réservoir (m) ;

h_{inc} : hauteur d'incendie dans le réservoir (m).

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

VI-9-1-Application:

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 7.24m$ (figure VI-1)
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 650 \Rightarrow P_{at} = 9.42mce$
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20^\circ C$: $T_v = 0,24 mce$
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 1,4 * DN1$

DN1 = 250 mm (annexe V-5)

Donc : $D_a = 1,4 * 250 \Rightarrow D_a = 350mm$

- La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 * 490.9}{3,14 * 0,35^2 * 3600} \Rightarrow V_a = 1,41m/s$

- Diamètre du collecteur d'aspiration :

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * 1472.72}{3,14 * 1,5 * 3600}} \Rightarrow D_c = 0,589m$$

On pose $D_c = 0,6m \Rightarrow V_c = \frac{4 * 1472.72}{3,14 * 0,6^2 * 3600} \Rightarrow V_c = 1,44m/s$

Cette vitesse est admissible alors on prend : $D_c = 600mm$

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

$$\Delta h_p^{lin} = 0,00173 * \left(\frac{50 * \left(\frac{1472.72}{3600}\right)^2}{0,6^{5,3}} + \frac{1,5 * \left(\frac{490.9}{3600}\right)^2}{0,35^{5,3}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,15m$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,15 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,17m$
- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 9.42 - 7.24 - 0.2 - 0,24 - \frac{1,41^2}{2 * 9,81} - 0,17 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = 1.46 m$$

- Le niveau minimum du plan d'aspiration : $\Rightarrow \nabla_{min} = 649.5m$
- La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 249.5 + 1.46 - 0,2 \Rightarrow \nabla_{axe} = 650.76m$

VI-10- Choix du moteur électrique :

VI-10-1- Critères de choix du moteur électrique :

Les critères de choix du moteur électrique sont :

- ✓ Puissance absorbée minimale ;
- Position de l'arbre de transmission horizontale ou verticale ;
- Tension d'alimentation en fonction de la puissance du moteur et de l'investissement.

On choisit les moteurs adéquats à partir du catalogue du constructeur et cela en fonction de la puissance fournie par ce dernier et de sa vitesse de rotation.

VI-10-2- Vitesse de rotation du moteur :

La vitesse de rotation du moteur est donnée comme suit :

$$N_m = N_p \pm 200 \text{ tr/mn}$$

Où:

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

N_p : vitesse de rotation de la pompe (tr/mn), $N_{mot} = 2900 \text{ tr/min}$.

VI-10-3- Puissance fournie par le moteur :

La puissance qui devra être fournie par le moteur est calculée par la formule suivante :

$$P_m = \frac{\varpi * Q_{app} * HMT * K}{\eta_p * \eta_{acc} * \eta_m}$$

P_m : puissance du moteur (watt) ;

ϖ : Poids volumique de l'eau, $\varpi = 9810 \text{ N/m}^3$;

Q_{app} : débit refoulé par une pompe ;

HMT : hauteur manométrique totale minimum ;

η_p : rendement de la pompe ;

η_{acc} : rendement de l'accouplement, $\eta_{acc} = 0,93$;

η_m : rendement du moteur, $\eta_m = (92-95) \%$, on prend : $\eta_m = 92 \%$.

K : coefficient correcteur, est en fonction de la puissance de la pompe ;

Tableau VI-4: Coefficient de correction en fonction de la puissance de la pompe

P_{abs} (Kw)	1-2	2-10	10-50	50-100	100-200	> 200
K	2	2 -1,3	1,3 - 1,2	1,2 - 1,1	1,1 - 1,05	1,05

A- Refoulement : SP 1 – Réservoir tampon :

a) Puissance du moteur :

- Le rendement après réglage est : 74.2 %.
- La hauteur manométrique totale est : 64.4 m.
- Le débit d'une pompe est : 0.137 m³/s.
- La puissance absorbée de la pompe est : 161.4 Kw \Rightarrow K = 1,05.
- La puissance du moteur est :

$$AN : P_m = \frac{9810 * 0.137 * 64.4 * 1,05}{0,79 * 0,93 * 0,92} \Rightarrow P_m = 143.5 \text{ Kw}$$

VI.11.Partie de Refoulement : les forages du Champ de captage – Bâche d'accumulation :

VI-11-1.) Calcul de la hauteur manométrique pour les douze (12) forages :

$$HMT = H_g + \sum_{lin} hp + \sum_{sin} hp$$

HMT : la hauteur manométrique totale

Hg : la hauteur géométrique

$\sum_{lin} hp$: La somme des pertes de charge linéaires

$\sum_{sin} hp$: La somme des pertes de charge singulière

Avec :

$$\sum_{sin} hp = 10\% \sum_{lin} hp$$

$$HMT = H_g + 1.1 \sum_{lin} hp$$

VI-11-2.) Calcule de la hauteur géométrique :

$$H_g = C_{tp} - C_{ND}$$

Avec : C_{TP} : cote de trop plein du Bâche d'accumulation(BAC)

C_{ND} : cote du niveau dynamique du forage

VI-11-3.) La perte de charge linéaire :

$$\sum_{lin} hp = \frac{K L Q^2}{D^{5.3}}$$

Les résultats de calcul du **HMT** des forages figurant dans le Tableau .VI.5

Tableau VI-5: Les résultats de calcul du **HMT** des forages

TRONÇON	DEBIT	DN	L (m)	ΔHI (m)	CND(m)	CTP(m)	Hg(m)	Hmt(m)
BBS2-R1	0,03	0,2	1930	19,8	484,95	715	230,05	249,90
BBS4-R1	0,035	0,25	1057	4,5	472,5	715	242,5	247,00
BBS5-R1	0,035	0,25	1370	5,8	474	715	241	246,84
BBS6-R1	0,03	0,2	930	9,6	525,47	715	189,53	199,09
BBS8-R1	0,03	0,2	100	1,0	521	715	194	195,03
BBS1-R2	0,05	0,2	1113	31,8	504,23	664	159,77	191,56
BBS3-R2	0,04	0,2	743	13,6	501,37	664	162,63	176,21
BBS7-R2	0,035	0,2	1200	16,8	494	664	170	186,80
NK2-R2	0,04	0,2	906	16,6	517,15	664	146,85	163,41
NK1-SP	0,04	0,25	916	5,1	532	649,5	117,5	122,60
BOU-SP	0,03	0,2	256	2,6	523	649,5	126,5	129,13
MS-SP	0,055	0,25	1920	20,2	520	649,5	129,5	149,70

VI-11-4.) Choix des pompes des forages :

On a opté pour le choix des pompes immergées de marque CAPRRARI

Tableau .VI.6. Caractéristiques des pompes

Forage	Débit (m3/S)	Hg(m)	HMT(m)	TYPE DE POMPE	n%	P(KW/h)	v(tr/min)	FR(HZ)
BBS2	0,03	230,05	249,90	E10R40	75	103	2900	50
BBS4	0,035	242,5	247,00	E12S50	74,6	137	2900	50
BBS5	035	241	246,84	E12S50	74,6	137	2900	50
BBS6	0,03	189,53	199,09	E9S55	79,3	78,5	2900	50
BBS8	0,03	194	195,03	E9S55	79,3	78,5	2900	50
BBS1	0,05	159,77	191,56	E12S55	77,9	139	2900	50
BBS3	0,04	162,63	176,21	E10S50	78,2	89,3	2900	50
BBS7	0,035	170	186,80	E9S55	79,1	80,7	2900	50
NK2	0,04	146,85	163,41	E9S55	77	82,3	2900	50
NK1	0,04	117,5	122,60	E10S55	78,8	72,1	2900	50
BOU	0,03	126,5	129,13	P8C	80,3	50,9	2900	50
MS	0,055	129,5	149,70	E12S55	79	106	2900	50

Conclusion :

D'après l'étude de la station de pompage et les douze forages de notre Champ de captage, on a opté pour :

- La station de pompage SPP équipée de trois (3) pompes principales, plus une (1) pompe de secours, ces pompes sont de marque CAPRARI de type :
MEC-AZRBH2/125A
- Vu le grand débit d'exploitation de nos forages, on a opté à des pompes Immergées de marque CAPRARI,

Introduction :

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

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

Dans notre étude, on est appelé à protéger les conduites de refoulement contre ce phénomène.

VII-1- Causes du coup de bélier :

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

- L'ouverture ou la fermeture brusque des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire.
- La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement.
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
- La modification de la vitesse d'une pompe.
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage est cependant la cause la plus répandue du coup de bélier. [7]

VII-2- Risques dûs aux coups de bélier :

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

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

VII-2-1) Cas de la surpression :

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

VII-2-2) Cas de dépression :

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par l'apparition d'une pression relative négative, à la suite d'un arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement. Si cette pression devient inférieure à 10mce, il se produira une poche de cavitation. 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.

VII-2-3) 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.

VII-3- Description des phénomènes physiques:

VII-3-1) État d'équilibre d'un système hydraulique :

Les phénomènes transitoires hydrauliques apparaissent lorsque l'équilibre des forces agissant sur un système est modifié. Quand un liquide est en mouvement dans une conduite et que ce mouvement ne varie pas dans le temps, il y a un état d'équilibre permanent. En fait, il y a équilibre entre l'énergie disponible (ou potentielle) et les énergies dues au mouvement (cinétique) et perdues par le frottement, ce qui définit un mouvement permanent. Cette vision est macroscopique car, à une échelle plus petite, on observe que les vitesses fluctuent constamment autour d'une valeur moyenne, c'est une manifestation de la turbulence. [9]

VII-3-2) Onde élastique et oscillation en masse

Les variations de régime dans un système sous pression peuvent adopter deux comportements différents. Si le système est fermé, c'est-à-dire qu'il ne contient pas d'endroit où il est possible d'accumuler de l'eau en grande quantité, on observe une variation locale importante de la pression; c'est le coup de bélier par onde élastique. Dans le cas où l'eau peut être accumulée dans un réservoir ou une cheminée d'équilibre on parle plutôt d'oscillation en masse.

Dans notre projet on est dans le premier cas c'est-à-dire un système fermé, donc on est obligé de projeter un réservoir d'air pour la protection de la conduite de refoulement.

VII-3-3) Perturbation de l'équilibre, effet sur les pressions

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

Cette réponse, toute rigoureuse qu'elle soit, peut nous paraître bien aride et nous pouvons nous demander comment cela peut s'appliquer au simple cas de la masse d'eau qui circule en régime permanent dans une conduite et qui voit son mouvement modifié. Partant des principes que, dans un fluide, l'énergie potentielle se traduit par une énergie de pression et que, d'autre part, l'eau n'est pas absolument incompressible et que la conduite admet des déformations élastiques.

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

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

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

$$c = \frac{A}{\sqrt{B + K \frac{D}{e}}} (m/s) \quad (\text{VII-1})$$

c : célérité d'onde. [6]

A: constante déterminé après expérience d'Allievi. A = 9900

B: constante déterminé après expérience d'Allievi. B = 48.3

D : diamètre intérieur de la conduite en (m).

e : épaisseur du tuyau en (m).

K : coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation.

Tab N°: VII-1 : coefficient k pour divers matériaux:

Matériau	Acier	Fonte grise	Fonte ductile	Béton	Amiante-ciment	P.V.C	P.E.H.D	P.E.H.D
K	0,5	1	0,59	5	4	33	83	500

A.N :

$$c = 1036.9\text{m/s}$$

Le temps de retour de l'onde de déformation est régi par la formule :

$$t_r = \frac{2 * L}{c}$$

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

L : longueur de la conduite (m).

$$\text{A.N : } t_r = \frac{2 * 25000}{1036.9} \Rightarrow t_r = 48.22\text{s}$$

VII-5- Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier

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

VII-5-1) 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.

VII-5-2) 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.

VII-5-3) Soupape de décharge :

Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement, qui, par sa compression, obture, en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est-à-dire où la surpression à craindre est maximale et 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.

VII-5-4) Volant d'inertie :

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

Remarque :

Dans ce projet, on propose comme moyen de protection des installations, le réservoir d'air.

VII-6- Calcul des réservoirs d'air

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

On distingue différentes méthodes de calcul:

❖ Méthode de VIBERT

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

❖ Méthode de BERGERON

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

❖ Méthode de PEUCH et MEUNIER :

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

Remarque :

Vu ses avantages, la méthode de **PEUCH et MEUNIER** est la méthode retenue dans le cas réel de notre projet.

❖ **Méthode de PUECH et MEUNIER :**

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

- **K** : qui caractérise les pertes de charge.
- **A** : qui caractérise la conduite de refoulement.
- **B** : qui caractérise le volume d'air du réservoir anti béliet.

$$A = \frac{C \cdot V_0}{g \cdot H_0} \quad ; \quad K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0}$$

Avec :

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

$$H_0 = H_g + 10$$

$$H_{abs} = H_{mt} + 10$$

g : L'accélération de pesanteur.

C : la célérité d'onde donnée par la formule de « **SALAH. B** ». Elle donne la célérité d'onde du coup de béliet quand la conduite est enterrée. Elle donne de bons résultats quelque soit le type d'installations.

:

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

Avec :

- C : célérité d'onde en (m/s)
- K : Coefficient d'élasticité de l'eau ; $K = 2,07 \cdot 10^9$ Pascal.
- ρ : Masse volumique de l'eau ; $\rho = 1000 \text{ kg / m}^3$
- E_m : module de Young du matériau de la conduite ; $E_m = 1 \cdot 10^{11}$ pour fonte.
- $E_m = 1 \cdot 10^{11}$ pour la fonte ductile.
- E_s : module de Young du sol ; $E_m = 2 \cdot 10^8$ Pascal
- ν_m : coefficient de poisson du matériau. $\nu_m = 0,3$ (acier), $\nu_m = 0,46$ (PVC)
- ν_s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite. $\nu_s = 0,3$
- e_m : Epaisseur de la conduite (m).
- a : rayon intérieur de la conduite (m).

Nous choisirons la famille de courbe B qui correspondant a la valeur de K et A

- On détermine le profil en long absolu de la conduite
- Après on doit superposer le profil en long absolu pour tiré la valeur de B

- Calculer le volume d'air comprimé nécessaire, en fonctionnement normal U_0 , pour la protection totale de la conduite par la relation suivante :

$$U_0 = \frac{V_0^2}{g * H_{abs}} * \frac{L * S}{B}$$

- Le volume maximal d'air comprimé est donné par la relation :

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

VII.6.1) Pour tronçon de refoulement (SP-RT):

Les caractéristiques de l'adduction de refoulement sont représentées dans le tableau VII-2

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

N° de station	Type de matériau	D (mm)	S (m ²)	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
SP 1	fonte	700	0.385	1.06	645	63

❖ Calcul de la célérité d'onde C :

Les résultats trouvés pour le calcul de la célérité d'onde C sont regroupés dans le tableau VII-2:

Tableau VII-3: Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement:

K (Pa) *10 ⁹	P (Kg/m ³)	a (m)	ν_μ	ν_σ	E _s (Pa) *10 ⁸	E _m (Pa) *10 ¹¹	e _m (m)	C (m/s)
2.07	1000	0.350	0.3	0.33	2	1	0.0079	882.41

A) Dépression

$$C = 882.41 \text{ m/s}$$

$$V_0 = 1,06 \text{ m/s}$$

$$H_0 = 63 + 10 = 73 \text{ m}$$

$$H_{abs} = 64.4 + 10 = 74.4$$

$$A = \frac{C * V_0}{g * H_0} = \frac{882.41 * 1,06}{9,81 * 73} = 1.29 \approx 1$$

$$K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0} = \frac{74.4 - 73}{73} = 0,019 \approx 0$$

Nous considérerons la famille de la courbe **B** pour les valeurs de **K = 0 et A = 1** auxquelles nous allons superposer le profil en long absolu de la conduite (voir annexe).

Tableau VII-4: Profil en long absolu de la conduite

Cote z (m)	0	10.71	21.61	20.52	26,15	36,08	63
Longueur de la conduite (m)	0	100	200	300	400	500	645
$(\Delta z+10)/(H_g+10)$	0,136	0,28	0,43	0,42	0,495	0,63	1
x/ L	0	0,155	0,331	0,46	0,62	0,77	1

✳ **calculer du volume du réservoir d'air comprimé (B) :**

En prenant **B = 1** au-dessus de l'oint le plus défavorable à (0,34 *L) nous avons une pression absolue p telle que :

$$p/H_a = 0,39 \Rightarrow p = 73 * 0,39 = 28.47 \text{ m} > 3\text{m}$$

Cette sécurité est suffisante.

On peut calculer le volume d'air comprimé nécessaire, en fonctionnement normal, pour la protection totale de la conduite.

$$U_0 = \frac{1,06^2}{9,81 * 74.4} * \frac{645 * 0.385}{1} = 0.38 \text{ m}^3$$

$$U_0 = 382.2 \text{ l}$$

Le volume maximal d'air comprimé est donné par la relation :

$$\Rightarrow U_{max} = 0.382 * \left(\frac{74.4}{28.47} \right)^{\frac{1}{1.2}}$$

$$U_{max} = 0.85 \text{ m}^3$$

Si nous volons qu'il reste encoure 25% d'eau, nous devons prévoir un ballon d'un volume de :

$$\tau = 1.06 \text{ m}^3$$

B) Diaphragme

Nous employons l'abaque de *Dubin et Guéneau* (*Annexe VI.*)

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha * \frac{V_0^2}{H_0} \approx 2,75 \Rightarrow \alpha = 178.66 \\ \frac{A=1}{B=1} \Rightarrow \text{nous lisons} \text{ avec } \alpha = \frac{1}{2 * g} * \left[\frac{D^2}{0,6 * d^2} - 1 \right]^2 \\ \frac{P_{max}}{H_0} \approx 1,18 \end{array} \right.$$

Avec :

D : Diamètre de la conduite.

d : Diamètre de diaphragme.

Diamètre de diaphragme est égal : $d = 116 \text{ mm}$

Caractéristiques finales du réservoir d'air

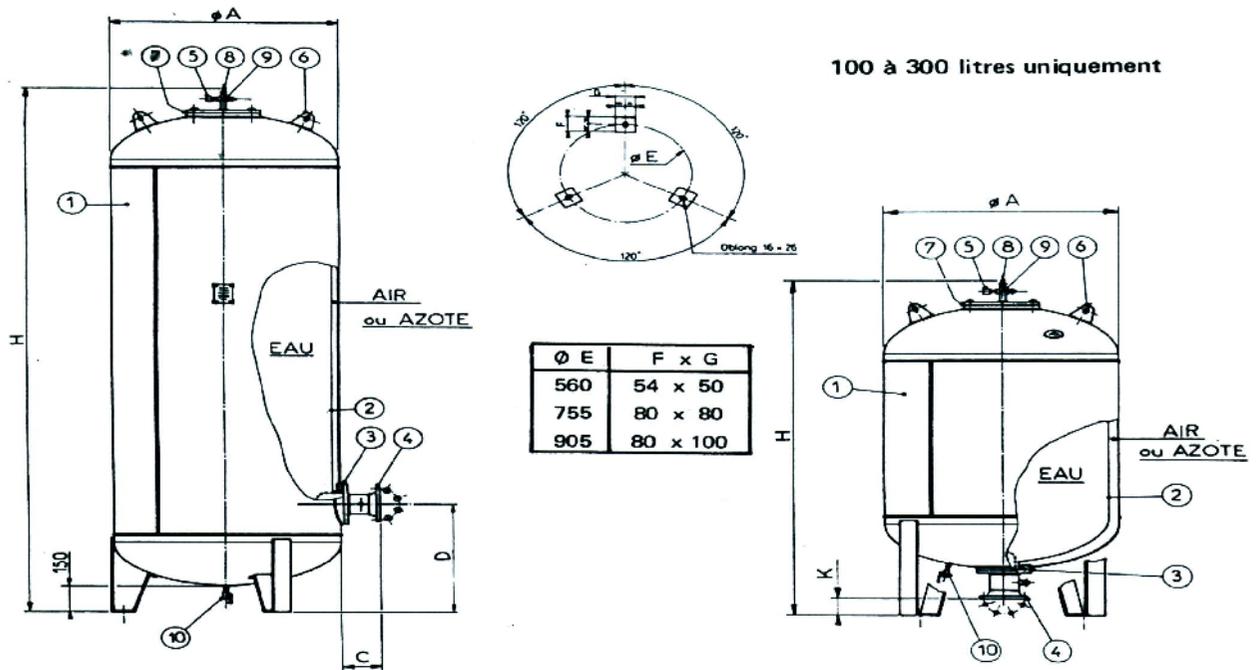
D'après la figure (VII-5) les dimensions des réservoirs d'air sont représentées dans le tableau suivant:

Tableau VII-5: Les dimensions des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement:

N° de station	Volume normalisé (Litre)	ΦA	D(mm)	ΦE	H	K (mm)	C (mm)
SP 1	1000	850	600	755	2215	165	80

VII-7) Encombrement du réservoir d'air :

L'encombrement du réservoir d'air auquel on a opté est donné dans la figure (VII-1)



1. Réservoir en tôle d'acier soudée. Protection peinture intérieure et extérieure.
2. Vessie en butyl alimentaire interchangeable.
3. Ensemble bride et contre-bride de serrage de vessie.
4. Sortie d'eau standard DN 50 ou 80 à bride PN 10. Option, DN 100, 125, 150.
5. Valve de gonflage protégée fileté mâle 1/2" gaz.
6. Pattes d'élingage.
7. Orifice de visite avec couvercle. Etanchéité par joint spécial.
8. Piquage mano 1/2" gaz.
9. Croix de liaison femelle 1/2" gaz sur air ou azote.
10. Purge 3/8" gaz sur Air ou Azote.

Capacité	Référence	Ø A	D	Ø E	H	Poids (kg)
100 litres	20300	630		560	810	62,5
200 litres	20301	630		560	1100	85
300 litres	20302	630		560	1460	100
500 litres	20303	630	550	560	2015	140
750 litres	20304	850	600	755	1765	220
1000 litres	20305	850	600	755	2215	265
1500 litres	20306	1000	630	905	2410	410
2000 litres	20307	1000	630	905	3070	490

Sortie	Référence	C	K	Poids (kg)
DN 50	22222 50 SIB	182	63	10,3
DN 80	22222 80 SIB	177	68	11,4
DN 100	22222 100 SIB	172	73	11,5
DN 125	22222 125 SIB	172	73	13
DN 150	22222 150 SIB	165	80	13,6

Figure VII-1: Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE.

VII-8)- Installation du réservoir d'air

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

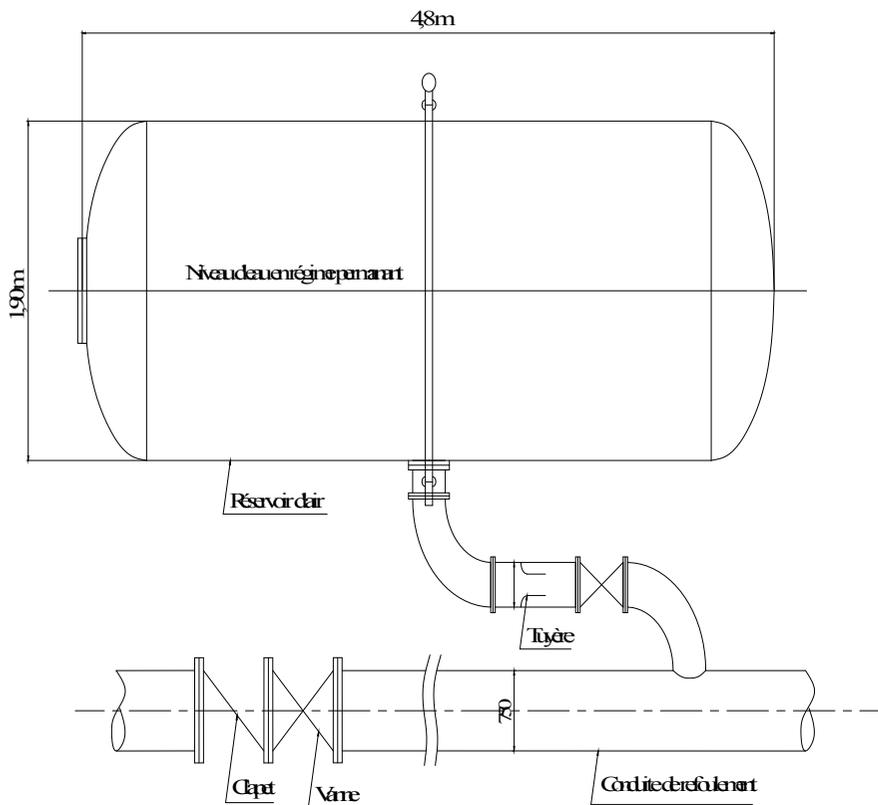


Figure VII-2: Schéma d'installation du réservoir d'air

Conclusion

Afin de protéger la conduite de refoulement contre le phénomène du coup de bélier, on prévoit l'installation, juste à la sortie de la station de pompage SP, d'un réservoir d'air avec les caractéristiques principales suivantes :

- Volume total : $U_T = 1000 \text{ L}$;
- Diamètre intérieur : $\varnothing E = 600 \text{ mm}$;
- Diamètre extérieur $\varnothing A = 850 \text{ mm}$;
- Hauteur : $H = 2215 \text{ mm}$

INTRODUCTION :

L'importance économique de l'ensemble des ouvrages hydrauliques sera pour une part, fonction d'une organisation qui consiste à la détermination, la coordination et à 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 des différents travaux sur des chantiers de réalisation des adductions pour l'A.E.P sont :

- ❖ Implantation des tracés des tranchées sur le terrain ;
- ❖ Nivellement de la plate-forme de pose ;
- ❖ Excavation des tranchées ;
- ❖ Pose des conduites ;
- ❖ Epreuve de joint et de canalisation ;
- ❖ Remblaiement des tranchées.

VIII. 1- Implantation du tracé des tranchées sur le terrain :

On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en distances par des repères fixés où des bornes. La direction des axes et leurs extrémités sont ainsi bien déterminée. [8]

VIII. 2- Nivellement de la plate-forme de pose :

Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux où plusieurs points situés sur une pente uniforme. Le nivellement a pour but de définir le relief d'un terrain en fixant l'altitude d'un certain nombre de points toutes les côtes sont données par rapport à un niveau de base appelé plan de comparaison Lorsque le terrain compte des obstacles on procède au nivellement par cheminement et par un simple calcul. On détermine la hauteur de chaque point ainsi la profondeur de tranchée en point

VIII.3 Décapage de la couche de terre végétale :

Avant d'entamer l'excavation des tranchées, on doit tout d'abord commencer toujours par l'opération de décapage des terres végétales sur des faibles profondeurs Le volume de la couche à décapé donnée par la formule suivant :

$$V_{cv} = L. b. e$$

V_{cv} : volume de la terre décapée en (m³)

L : longueur total des tranchées en (m),

b : largeur de la couche végétale en (m),

e : épaisseur de la couche en (m), e = 10 cm

Pour la réalisation de cette opération,

On opte un bulldozer ou un angledozer.



FIG VIII.1 : un angledozer

VIII.4- EXCAVATION DES TRANCHEES :

Selon les caractéristiques du terrain l'excavation sera réalisée mécaniquement la profondeur minimale de la tranchée à excaver atteint 1 m pour :

Garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.

Ne pas gêner le travail de la terre (exploitation).

Protéger la canalisation contre le gel.

La largeur de la tranchée doit être tel qu'un homme puisse travaillé 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 eaux d'infiltrations.

Pour la réalisation de cette opération, on opte pour une pelle mécanique figure VIII.2.



figure VIII.2 : une pelle mécanique

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

La profondeur de la tranchée (Htr) ;

La largeur de la tranchée (b) ;

VIII.4.1- LA PROFONDEUR (Htr) :

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite, des charges roulantes (extérieurs) et de la température, elle est donnée par la relation suivante :

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

Htr : profondeur de la tranchée (m) ;

D : diamètre de la conduite (m) ;

h : hauteur de la génératrice supérieur de la conduite elle est entre 80 et 120cm ;

h = 1m ;

h1 : épaisseur du lit de pose $h1 = 0,2 \text{ m}$; $\Rightarrow H_{tr} = D + 1,2$ (

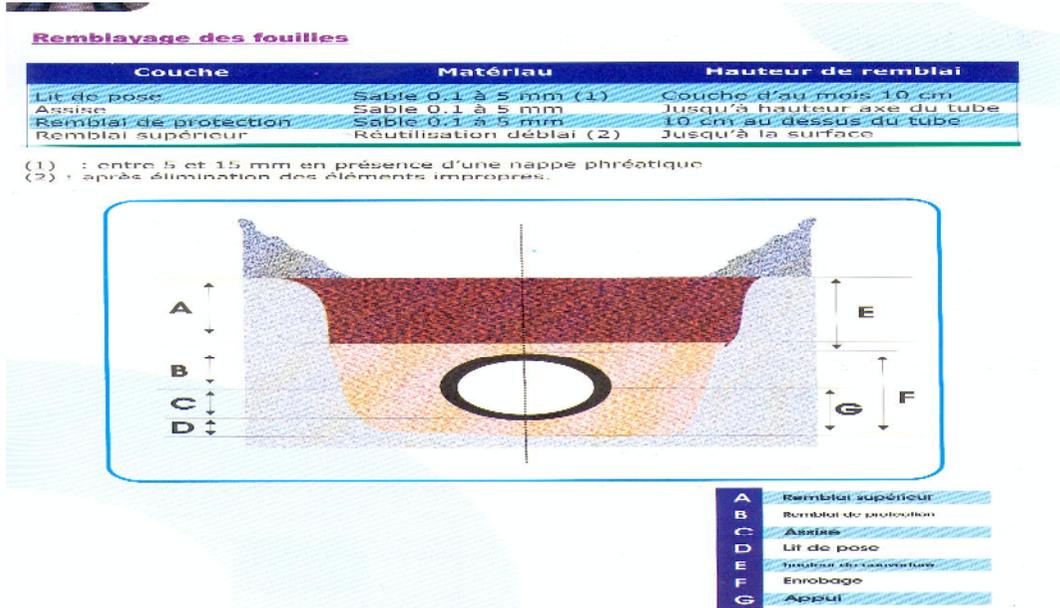


Figure N° VIII.3 : remblayage des fouilles

VIII.4.2- LARGUEUR DE LA TRANCHEE :

La largeur de la tranchée doit permettre une pose correcte ; facilite-la Tache et aussi permettre le compactage du remblai.

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.

$b = D + 0,6 \text{ m}$.

Avec : b : largeur de la tranchée (m)

D : diamètre de la conduite (m).

VIII.4.3- CHOIX DU COEFFICIENT DU TALUS :

Pour garder la stabilité du talus de la tranchée durant les travaux de pose des conduites on définit le coefficient du talus. Qui est en fonction de la profondeur de la tranchée et de la nature du sol.

Tableau N° VIII.2 : choix du coefficient du talus.

sols	profondeur de la tranchée	
	jusqu'à 1,5 m	jusqu'à 3m
sable	m=0,5	m=1
limon sableux	m=0,25	m=0,67
limon argileux	m=0	m=0,5

Remarque : Dans notre cas le sol est limon sableux.

VIII.4.4- SECTION DE LA TRANCHÉE :

Les sections des tranchées sont de forme trapézoïdale dont l'aire est :

$$S_{tr} = H_{tr} \times b + m \times H_{tr}^2$$

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

b : largeur du fond du tranchée (m) ;

m : coefficient du talus.

VIII.4.5 Volume à excaver :

Le volume d'excavation est : $V_D = S_t \cdot L = (b \cdot H_{tr}) \cdot L$

VD : Volume du déblai (m³)

S_t : La section du tranché (m²).

L : La longueur du tranché (m).

b : La largeur de la tranché (m).

H_{tr} : La hauteur du tranché (m).

Tableau N°VIII.3: calcul du volume du déblai :

D (mm)	L (m)	b (m)	H _{tr} (m)	SD (m ²)	V Deblai(m ³)	V Decapage
200	7178	0,8	1,4	1,12	8039	574,24
250	5363	0,85	1,45	1,2325	6610	455,855
300	2400	0,9	1,5	1,35	3240	216
400	300	1	1,6	1,6	480	30
600	29060	1,2	1,8	2,16	62770	3487,2
700	645	1,3	1,9	2,47	1593	83,85
Volume total					82732	4847,145

VIII.4.6.Détermination de la capacité du godé :

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

Tableau N°VIII.4 : Capacité du godet en fonction du volume de terrassement

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

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

VIII.4.7) 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 gobelet 1.25 m³.

K_r : coefficient de remplissage du gobelet 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: varie entre (0,7- 0,9) , on prend K_t = 0,8

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

T_c : la durée d'un cycle de remplissage du gobelet T_c = (15-30) s, on prend T_c = 20 s.

$$\text{AN : } R_p = \frac{3600 \times 1.25 \times 0,8 \times 0,8}{20 \times 1,2} = 120 m^3 / h$$

Si on prend une durée de travail de 8 heures par jour R_p = 960 m³/j.

VIII.4.8 Le volume des remblais

Le volume des remblais est : $VR = S_R \cdot L$

La surface de remblai est : $SR = S_D - S_c - S_s$

Avec :

S_D : surface du déblai (m²)

S_c : surface de la conduite (m²)

S_s : surface du lit de sable (m²).

Le calcul de volume de remblai est représenté dans le tableau N°VIII.5

Tableau N°VIII.5: calcul du volume du remblai.

D (mm)	L (m)	Sc(m ²)	Ss(m ²)	SD(m ²)	SR(m ²)	VR(m ³)
200	7178	0,0314	0,16	1,12	0,929	6665,491
250	5363	0,049063	0,17	1,2325	1,013	5435,065
300	2400	0,07065	0,18	1,35	1,099	2638,44
400	300	0,1256	0,2	1,6	1,274	382,32
600	29060	0,2826	0,24	2,16	1,637	47582,84
700	645	0,38465	0,26	2,47	1,825	1177,351
Volume total						63 882

*D'après ce tableau, le volume total du remblai est de 63 882m³.

VIII.4.9) 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) .

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

$$\text{AN : } T = \frac{82732}{960} = 87 \text{ jours} = \mathbf{2 \text{ mois et } 27 \text{ jours}}$$

VIII.5) Le compactage :

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

Pour cette opération on utilise un compacteur à rouleau lisse. **Figure N° VIII.4**



Figure N° VIII.4: Rouleau lisse

VIII-6) Elaboration Du Planning D'exécution Des Travaux :

Un projet comporte un nombre de tâches plus ou moins grand à réaliser dans les délais impartis et selon un agencement bien déterminé.

Le diagramme de GANTT est un planning présentant une liste de tâches en colonne et en abscisse l'échelle de temps retenue.

La mise en œuvre de technique de planification nécessite que :

Les tâches soient identifiées.

Les tâches soient quantifiées en termes de délais, de charges ou de ressources

La logique de l'ensemble des tâches ait été analysée.

- On peut aussi suivre les étapes suivantes :

La collecte des informations.

La décomposition du projet.

La définition des relations entre les tâches.

Attribution des durées.

Construction du diagramme.

Le diagramme de GANTT permet de visualiser facilement, et par n'importe quel personne, le déroulement du projet, ainsi que de prévoir suffisamment à l'avance. Les actions à penser ou à faire comme la commande de matériel qui prend parfois beaucoup de temps.

On pourra aussi gérer plus facilement les conflits de ressources et les éventuels retard en visualisant l'impact de ceux-ci sur le déroulement du projet. En outre, le diagramme de GANTT est un bon outil de communication avec les différents acteurs du projet.

Par cette méthode, il existe d'autre méthode comme celle des réseaux (à nœud ou à flèche), ou celle des tableaux, qui sont des méthodes plus compliqués et non lisible par tout le monde et où on trouve beaucoup de chiffres mais ces méthodes sont plus précise et plus détaillées.

Après avoir pris en considération tous les éléments cités on obtient le planning

VIII-7) Planification des travaux :

Les principales opérations à exécuter sont :

- A. Décapage de la couche de terre végétale.
- B. Piquetage
- C. Exécution des tranchées et des fouilles pour les vannes.
- D. Aménagement du lit de pose.
- E. La mise en place des canalisations en tranchée
- F. Assemblage des tuyaux
- G. Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et joints.
- H. Remblai des tranchées.
 - i. Travaux de finition. La détermination du délai de la réalisation est représenté dans le tableau N°/ VIII.6

Tableau N°/ VIII.6 : Détermination du délai de la réalisation (conduite Gravitaire):

OPERATION	TR(jours)	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	35	0	35	0	35	0
B	15	35	50	35	50	0
C	87	50	137	50	137	0
D	60	137	197	162	222	25
E	85	137	222	137	222	0
F	75	137	212	147	222	10
G	30	137	167	192	222	55
H	40	222	262	222	262	0
I	35	262	297	262	297	0

TR: temps de réalisation ,

MT : marge totale.

DCP : date de commencement au plutôt.

DFP : date de finition au plutôt.

DCPP: date de commencement au plutard.

DFPP : date de finition au plutard

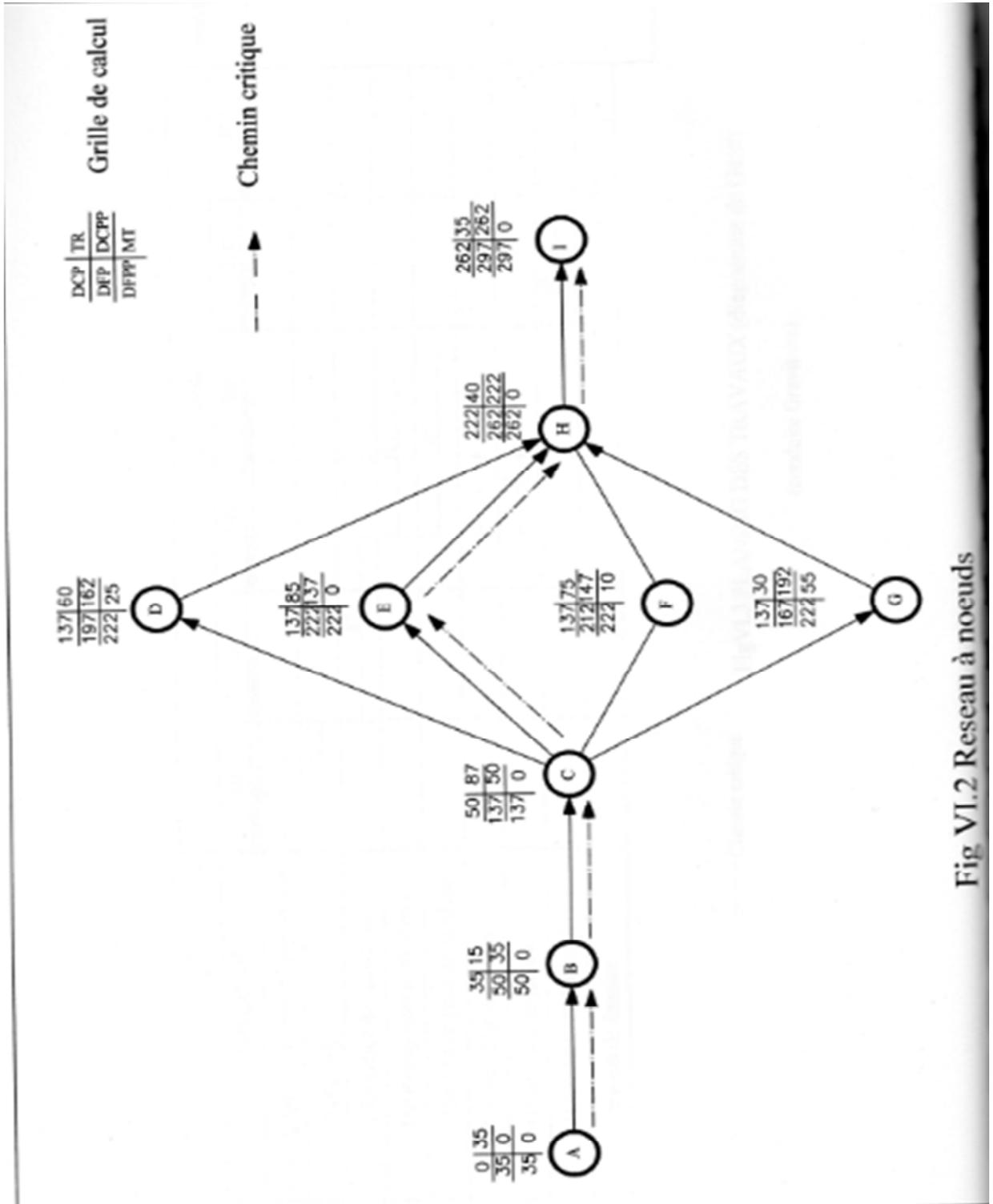


Fig VI.2 Reseau à noeuds

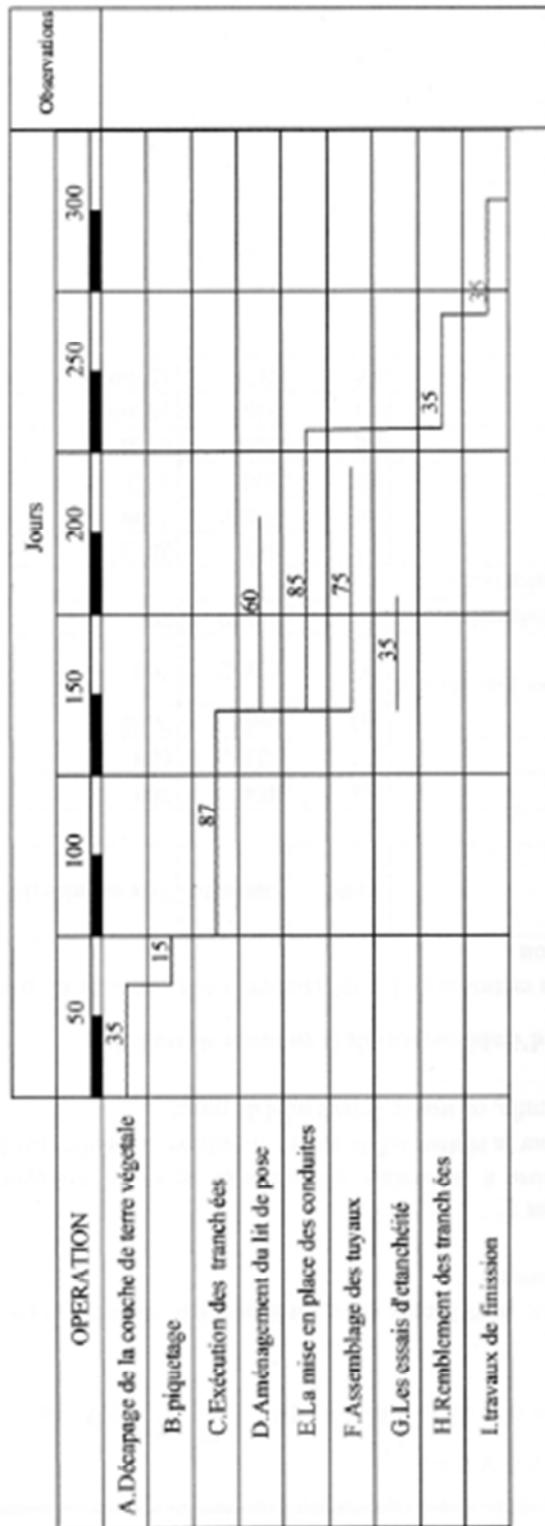


Fig.VI.3 PLANING DES TRAVAUX (diagramme de Gantt)
(conduite Gravitaire)

— Chemin critique

D'après les figures n° VIII.5 et VIII.6 :

Les chemins critiques : A-B-C-E -H-I / A-B-C-F -H-I $\sum TR = 297$ jours.

Remarque :

La durée totale du projet est de 297 jours, cette durée peut être diminuée si on utilise plusieurs engins en même temps.

VI-8) Evaluation du projet :

Cette évaluation consiste à déterminer les quantités de toutes les opérations effectuées sur le terrain pour la réalisation du projet, ensuite les multiplier par le prix unitaire correspondant, et enfin, on trouve le coût total du projet.

VIII-8-1) Devis estimatif d'établissement de la conduite de transfert :

Tableau N°VIII.7 : Devis estimatif de l'établissement de la conduite de transfert et de Bâche d'accumulation :

Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1- terrassement				
Décapage	m3	4847	300	1454144
Déblais	m3	82732	600	49639205
Pose de lit du sable	m3	9694	2000	19388000
Remblaiement des tranchées avec du tout venant	m3	63882	500	31940755
évacuation des déblais excédentaires	m3	18850	200	3770099
2- transport et pose de canalisations				
conduite ø 700	ml	645	2812	1813740
conduite ø 600	ml	29060	3749	1,09E+08
conduite ø 400	ml	300	4455	1336500
conduite ø 300	ml	2400	6126	14702400
conduite ø 250	ml	5363	10569,3	56683156
conduite ø 200	ml	7178	12769,28	91657892

VIII-8-2) Devis global :

Tab N°/VIII.9 : Devis estimatif global

Nature des charges	Charges en DA
Terrassement	106192202,8
Conduites,	275139627,7
Totale HT	381331830,5
TVA 17%	64826411,18
TOTALE TTC	446158241,7

Conclusion :

L'organisation d'un chantier repose essentiellement sur plusieurs Critères, à savoir :

Qualification du personnel assurant des tâches spécialisées.

Compétence du staff technique dirigeant.

Permanence et suivi des travaux à réaliser.

Respect des normes techniques.

Financement à payer à terme pour entrepreneur des travaux qui la déjà réalisés.

Matériel de réalisation adéquat.

Aussi, pour une réussite totale du projet, l'organisation du chantier ne doit subir aucune défaillance à la fois technique ou humaine.

Conclusion générale

Pour améliorer l'approvisionnement en eau potable du groupement urbain de Tlemcen (G.U.T). Nous avons procédé une étude d'un projet d'adduction des eaux potables du champ captage de Zouia vers le groupement.

En premier lieu nous avons fait une brève description de cette ville, et collecté les données nécessaires, qui nous permettent de mener à bien notre projet.

L'importance des besoins en eau estimés pour les localités concernées par l'étude, par rapport aux sources existantes, a donné la nécessité de prévoir un transfert des eaux du champ captage Zouia. Par la suite on a étudié la situation du champ de captage et Calculer le volume de production journalière des forages. aussi on a fait l'étude de tracé et le dimensionnement du réseau d'adduction en utilisant comme matériau la fonte ductile dont ce dernier a plusieurs avantages .Après cela on a projeté deux bache d'accumulation pour accumuler les eaux des forages et une bache d'aspiration au niveau de la station de pompage et un réservoir tompan pour transformer l'écoulement en refoulement a un écoulement gravitaire. Ainsi que le choix du nombre et type des pompes utilisé au niveau de la station de pompage et au niveau des forages, par la suite on est passé a l'étude du phénomène du coup de bélier en déterminant le volume du réservoir d'air on a fait des vannes spéciales pour lutter contre ce phénomène.et enfin. On a fait l'estimation de notre projet.

On espère que cette étude va contribuer au remède du maximum des problèmes rencontrés et on souhaitant qu'elle présente un support important pour l'exécution du projet d'alimentation en eau potable du groupement urbain de Tlemcen.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Ouvrages généraux :

- [1] : JEAN PIERE BONNIVILLE «Hydraulique appliquée aux installations d'extinction», Presse internationales polytechnique 2002.
- [2] : ERIC DROUART et MICHEL VOUILLAMOZ«Alimentation en eau des populations menacées», édition Hermann 1999
- [3] : A. DUPONT « Hydraulique urbaine », Tome II, édition Eyrolles, Paris
- [4] : exercices de mécanique de fluide Michle Morele tome 2.

- [5] : « Cours d'Alimentation en Eau Potable», cinquième B.SALAH année2010.2011

- [6] : Mémoires de fin d'étude Etude De Transfert Des Eaux Du Champ De Captage De Chebli Vers Boufarik

- [7] : Cours pompe et station de pompage 4^{eme} ,5^{eme} .
- [8] : Cours organisation de chantier

Webographie :

- [9] : www.memoireonline.com
- [10] [www . mescoursdegeniecivil.wifeo.com](http://www.mescoursdegeniecivil.wifeo.com)

ANNEX IV-1

DN	TUYAUX STANDARD - CLASSE K9												
	STD			EXP			UNI STD Vi			STDVe UNI STD Ve STDPk			BRI
	PFA	PMA	PEA	PFA	PMA	PEA	PFA	PMA	PEA	PFA	PM A	PEA	
	bar	bar	bar	bar	bar	bar	bar	bar	bar	bar	bar	bar	bar
350	54	59	25	30	35	25	30	35	32	38	43	45	Voir Tableau des correspondances entre PN et PFA, PMA et PEA
400	51	56	25	30	35	20	24	29	30	36	41	42	
450	40	48	53	25	30	35	16	19	24	30	36	41	
500	38	46	51	25	30	35	16	19	24	30	36	41	
600	36	43	48	25	30	35	16	19	24	30	36	41	
700	34	41	46	25	30	35	-	-	-	25	30	35	
800	32	38	43	25	30	35	-	-	-	25*	30*	35*	
										16**	19*	24*	
900	31	37	42	25	30	35	-	-	-	25*	30*	35*	
										16**	19*	24*	
1000	30	36	41	25	30	35	-	-	-	25*	30*	35*	
										16**	19*	24*	
1100	29	35	40	-	-	-	-	-	-	25*	30*	35*	
										16**	19*	24*	
1200	28	34	39	25	30	35	-	-	-	25*	30*	35*	
										16**	19*	24*	

* Valeurs avec utilisation de boulons spéciaux et semelles d'appui.

** Valeurs avec utilisation de boulons en fonte.

Pour fabricant

- **PFA** - Pression de fonctionnement admissible
- **PMA** - Pression maximale admissible
- **PEA** - Pression d'épreuve admissible

Pour concepteur :

• **DP - Pression de calcul en régime permanent**, Pression maximale de fonctionnement de la zone de pression, fixée par le projeteur mais non compris le coup de bélier.

• **MDP - Pression maximale de calcul**, Pression maximale de fonctionnement de la zone de pression, fixée par le projeteur mais comprenant le coup de bélier et tenant compte de développements futurs.

• **STP - Pression d'épreuve du réseau**. Pression hydrostatique appliquée à une conduite nouvellement posée de façon à s'assurer de son intégrité et de son étanchéité.

$$DP \leq PFA$$

$$MDP \leq PMA$$