

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Renforcement du reseau d'alimentation en eau potable de La commune de Beni Amrane (w. Boumerdes) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0006-17

APA Citation (APA توثيق):

Boukennous,Tarek (2017). Renforcement du reseau d'alimentation en eau potable de La commune de Beni Amrane (w. Boumerdes)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Département Hydraulique Urbaine

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

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

OPTION : Alimentation en eau potable

THEME :

Renforcement du réseau d'alimentation en eau potable de
la commune de Beni Amrane (W.BOUMERDES)

Présenté par :

M^r :BOUKENNOUS Tarek

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M ^r A.AMMARI	M.C.B	Président
M ^{me} S.BELABAS	M.A.A	Examinatrice
M ^r A.BOUFEKANE	M.A.A	Examineur
M ^{me} F.DERNOUNI	M.A.A	Examinatrice
M ^r O.KHODJET-KESBA	Professeur	Promoteur

Juin 2017

Dédicace

*Je dédie ce modeste travail à mes très chères parents pour tout
tous leurs sacrifices et leurs soutiens moral et matériel pendant
toute ma vie.*

Je dédie aussi ce travail à mon petit frère et ma grande sœur.

*À tout mes amis sans exception, particulièrement « el
complot », qui été une deuxième famille pour moi.*

*Et en fin je dédie aussi ce travail à toute personne aider dans
la réalisation de ce travail particulièrement (CHARCHAR
Hamza et ZELMATTI Othmane).*

BOUKENOUS Tarek...

Remerciements

Au nom d'**Allah** le plus grand merci lui revient de nous avoir guidé vers le droit chemin, de nous avoir aidé tout au long de nos années d'étude.

Je remercie infiniment mes parents pour tous ce qu'ils ont faits pour moi.

Le grand merci est adressé à mon promoteur **Mr.KHODJET-KESBA Omar** pour ces conseils et sa contribution et sa disponibilité depuis le début du travail jusqu'à sa fin.

Je remercie aussi les **membres du jury** l'honneur qu'ils m'ont fait en acceptant de siéger à ma soutenance.

Mes remerciements s'adressent également à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

A mes ami(e)s sans aucune exception^^.

BOUKENNOUS Tarek...

ملخص:

بني عمران (ولاية بومرداس) بالمياه الصالحة للشرب و كذلك تلبية الحاجيات عن يدم الهدف من هذه الدراسة هو تزويد المستقبلية من المياه, ولذلك قمنا بتقديم المنطقة و تقدير حاجياتها من الماء الشروب للتمكن من إنشاء قنوات التزويد بالمياه.

و قمنا أيضا بدراسة و تقدير أقطار الأنابيب اللازمة لنقل المياه من الناحية التقنية و الاقتصادية, كما قمنا كذلك بحساب أحجام خزانات المياه التي تعمل على تخزين المياه أثناء توقف محطات الضخ التي قمنا أيضا بحساب مواصفاتها لتلبية متطلبات المنطقة.

Résumé :

Le but de ce présent projet est d'alimenter l'agglomération de BENI AMRANE (wilaya de BOUMERDES) en eau potable et satisfaire ces besoins à l'horizon d'étude, et pour cela nous avons fais une présentation de la zone d'étude aussi une estimation des besoins en au potable pour pouvoir faire le dimensionnement. On a aussi déterminer les diamètres des conduites d'adduction dans les meilleurs conditions technico-économique, on a aussi déterminer les volumes des réservoirs de stockage qui assure la continuité de la distribution en eau pendant l'arrêt des stations de pompages qu'on a dimensionner afin de satisfaire l'agglomération.

Abstract:

By this study, we aim to supply the city of BENI AMRANE (W.BOUMERDES) with potable water to meet the future needs of its population. We introduced the zone and estimated its needs and we evaluated the diameter of the needed canalization to transport water, taking in consideration both economic and technical conditions, also we evaluated the reservoirs capacity, the reservoirs ensure the continuity of distribution during the stop periods of the pumping stations which had be dimensioned in order to satisfy the agglomeration supply.

Table des matières

Chapitre I :Présentation de la zone d'étude.

Introduction.....	1
1. Présentation de la commune de Beni Amrane :	1
1.1. Situation de la commune de Beni Amrane :.....	1
1.2. Le climat :	1
1.2.1. La pluviométrie :	2
1.2.2. La température :	2
1.2.3.Le vent :.....	2
1.2.4. L'humidité relative :.....	2
1.3. Séismicité :.....	2
1.4. SITUATION HYDRAULIQUE :	3
Conclusion.....	5

Chapitre II : Besoin en eau et extension.

Introduction.....	6
1. Evaluation démographique :.....	6
2. Notion de dotation :.....	6
3. Détermination de la consommation moyenne journalière :	7
4. Besoins domestiques moyens :.....	7
5. Les équipements :.....	7
6. Les besoins des équipements :	12
7. Les besoins totaux de l'agglomération :.....	12
8. Estimation des pertes :	12
9. Evaluation de la consommation maximale :	13
10. Bilan de comparaison (production-besoin) :.....	13
Conclusion.....	14

Chapitre III : Dimensionnement des adductions.

Introduction.....	15
1. Type d'adduction :	15
1.1. Adduction gravitaire :	15
1.2. Adduction par refoulement :	15
1.3. Adduction mixte :.....	15
2. Principe du choix du tracé :.....	15
3. Choix du matériau de la conduite :.....	16
4. Détermination du diamètre économique :.....	16
4.1. Cas de conduites sans ramification :	16
4.2. Cas de conduite de refoulement avec plusieurs tronçons :.....	17
4.3. Autres formules pour le calcul du diamètre économique :.....	18

5. Les frais d'amortissement :	18
6. Les frais d'exploitation :	18
7. Dimensionnement des conduites d'adduction :	20
7.1. Les débits de dimensionnement de chaque tronçon du réseau d'adduction :	21
7.2. Détermination des diamètres :	23
7.2.1. Tronçon 1:	23
7.2.2. Tronçon 2 :	25
7.2.3. Etude des variantes :	26
7.2.4. Frais d'amortissement pour chaque variante :	27
7.2.5. Le bilan :	30
7.2.6. Tronçon 3 :	30
7.2.7. Tronçon 4 :	31
7.2.8. Le bilan :	33
8. Protection de la conduite contre le coup de bélier :	33
8.1. Les causes de coup de bélier :	33
8.2. Les conséquences de coup de bélier :	33
8.2.1. Analyse physique :	33
8.2.2. Cas de la surpression :	35
8.2.3. Cas de dépression :	35
8.3. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier :	35
8.3.1. Réservoirs d'air :	35
8.3.2. Cheminée d'équilibre :	36
8.3.3. Soupape de décharge :	36
8.3.4. Volant d'inertie :	36
8.4. Calcul du volume du réservoir d'air :	36
8.4.1. Fonctionnement normal :	36
8.4.2. Conduites non enterrées :	37
8.4.3. Conduites enterrées (cas réel) :	37
8.5. Calcul des volumes :	38
8.5.1. Réservoir 1: on considère que les tronçons 1 et 3 sont une conduite unique.....	38
8.5.2. Réservoir 2:	38
9. Les accessoires :	39
Conclusion.....	41

Chapitre IV : Dimensionnement des stations de pompage.

Introduction.....	42
1. Définition de la pompe :	42
2. Couplage des pompes :	42

3. Différents types de pompes :	42
4. Choix du type de pompe :	43
5. Choix du nombre de pompes :	43
6. Les critères de choix de pompes :	43
7. Exigences principales soumises à la station de pompage :	43
8. Choix de l'emplacement de la station de pompage :	44
9. Équipements en amont de la pompe :	44
10. Équipements en aval de la pompe :	44
11. Courbe caractéristique d'une conduite de refoulement :	45
12. Caractéristiques de la pompe :	45
13. Étude de la cavitation :	46
14. Choix des pompes :	47
15. Description des pompes choisies :	48
16. Les courbes caractéristiques des conduites de refoulement :	48
17. Etude de cavitation :	50
18. Bâtiment de la station de pompage :	50
19. Les frais annuels d'énergie :	53
Conclusion.....	54

Chapitre V : Les réservoirs.

Introduction.....	55
1. Etude des réservoirs :	55
1.1. Rôles des réservoirs :	55
1.2. Choix de la côte d'implantation et emplacement des réservoirs :	55
1.3. Prescriptions sanitaires :	55
2. Classification des réservoirs.....	56
2.1. Le matériau de construction, on distingue :	56
2.2. La situation des lieux, ils peuvent être :	56
2.3. Selon l'usage :	56
2.4. La forme géométrique :	57
3. Choix du réservoir :	57
4. Equipements du réservoir :	57
4.1. Conduite d'arrivée ou d'alimentation :	57
4.2. Conduite de départ ou de distribution :	57
4.3. Conduite de trop-plein :	58
4.4. Conduite de vidange :	58
4.5. Conduite by-pass :	58
4.6. Matérialisation de la réserve d'incendie :	58

5. Calcul de la capacité de stockage des réservoirs :.....	58
5.1. Réservoir N°1 :.....	59
5.2. Réservoir N°2 :.....	60
5.3. Réservoir N°3 :.....	60
5.4. Réservoir N°4 :.....	61
6. Les dimensions des réservoirs :.....	62
6.1. Réservoirs N°1 :.....	62
6.2. Réservoirs N°2 :.....	63
6.3. Réservoirs N°3 :.....	63
6.4. Réservoirs N°4 :.....	63
7. Schéma du réservoir :.....	64
8. Emplacements des réservoirs :.....	64
Conclusion.....	64

Chapitre VI : Management des projets.

Introduction.....	65
1. La pose de canalisation :.....	65
1.1. Principe de la pose de canalisation :.....	65
1.2. Les actions reçues par les conduites :.....	65
1.3. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire :.....	65
1.4. Pose de canalisation dans un mauvais terrain :.....	66
1.5. Les Conduites en PEHD :.....	66
A. Aménagement du lit de pose des conduites :.....	67
B. Introduction de la canalisation :.....	67
1.6. Le remblayage des tranchées :.....	68
2. Organisation de chantier :.....	68
2.1. Implantation du tracé des tranchées sur le terrain :.....	68
2.2. Nivellement de la plate-forme de pose :.....	68
2.3. Décapage de la couche de terre végétale :.....	69
2.4. Excavation des tranchées :.....	69
A. La profondeur (H_{tr}) :.....	69
B. Largeur de la tranchée :.....	70
C. Choix du coefficient du talus :.....	70
D. Section de la tranchée :.....	70
E. Volumes d'excavation :.....	71
F. La capacité du godet :.....	71
G. Rendement de la pelle choisie :.....	71
2.5. Calcul des volumes des remblais :.....	71

2.6. Durée d'excavation :	72
2.7. Le compactage :	72
2.8. Planning d'exécution des travaux :	72
2.8.1. Planification des travaux :	73
3. Evaluation du projet :	75
3.1. Devis estimatif d'établissement de l'adduction :	75
3.2. Devis global :	76
Conclusion.....	76

Chapitre VII : Sécurité.

Introduction.....	77
1. Généralité :	77
2. Analyse des actions et conditions dangereuses pendant l'organisation de la construction du système d'AEP :	77
2.1. Facteur matériel :	77
2.2. Facteur humain :	78
3. Mesure préventives pour éviter les causes des accidents :	78
3.1. Protection collective :	78
3.2. Autres protections :	79
3.3. Protection individuelle :	79
Conclusion.....	80

La liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude.

Tableau I.1 : Précipitations maximales journalières(2016).....	2
Tableau I.2 : Températures moyennes mensuelles pour L'année 2016.....	2
Tableau I.3 : Humidité relative de l'année 2016.....	2
Tableau I.4 : Caractéristiques du champ de captage de Souk el Had.....	4
Tableau I.5 : Caractéristiques du champ de captage de la cuvette de barrage de Beni Amrane.....	4
Tableau I.6 : Bilan des ressources.....	4
Tableau I.7 : Affectation des ressources.....	5

Chapitre II : Besoin en eau et extension.

Tableau II.1 : évolution démographique de Beni Amrane.....	6
Tableau II.2 : variation de dotation en fonction du nombre d'habitants.....	7
Tableau II.3 : besoin domestique moyen pour différents horizons.....	7
Tableau II.4 : équipements POSTE N°01.....	8
Tableau II.5 : équipements du POSTE N°02.....	8
Tableau II.6 : équipements POSTE N°03.....	9
Tableau II.7 : équipements POSTE N°04.....	9
Tableau II.8 : équipements existants POSTE N°06.....	10
Tableau II.9 : équipements projetés POSTE N°06.....	10
Tableau II.10 : équipements POSTE N°16.....	11
Tableau II.11 : équipements POSTE N°17.....	11
Tableau II.12 : équipements POSTE N°19.....	11
Tableau II.13 : besoin des équipements de la commune de Beni Amrane.....	12
Tableau II.14 : besoins en eau de Beni Amrane.....	12
Tableau II.15 : débit moyen journalier après estimation des pertes et fuites.....	13
Tableau II.16 : débit maximal journalier.....	13
Tableau II.17 : bilan de comparaison (production-besoin).....	13

Chapitre III : Dimensionnement des adductions.

Tableau III.1 : valeurs du coefficient M.....	16
Tableau III.2 : valeurs de α en fonction du type de matériau.....	17
Tableau III.3 : β et m selon le matériau.....	17
Tableau III.4 : tarification du KWh selon les heures de la journée.....	20
Tableau III.5 : population des agglomérations liées a la station d'EL KALAA.....	21
Tableau III.6 : besoins en eau des agglomérations.....	21
Tableau III.7 : population POSTE17.....	22
Tableau III.8 : besoins POSTE 17.....	22
Tableau III.9 : besoins des équipements du POSTE 17.....	22
Tableau III.10 : débit moyen POSTE 17.....	23
Tableau III.11 : valeurs de β_{\max}	23
Tableau III.12 : les diamètres normalisés.....	24
Tableau III.13 : prix total des conduites.....	24
Tableau III.14 : les fais d'amortissement.....	24

Tableau III.15 : pertes de charge linéaires et singulières.....	25
Tableau III.16 : les diamètres normalisés.....	25
Tableau III.17 : prix total des conduites.....	25
Tableau III.18 : les fais d'amortissement.....	26
Tableau III.19 : pertes de charge linéaires et singulières.....	26
Tableau III.20 : H_{mt} Variante N°1.....	26
Tableau III.21 : H_{mt} Variante N°2.....	26
Tableau III.22 : H_{mt} Variante N°3.....	26
Tableau III.23 : H_{mt} Variante N°4.....	26
Tableau III.24 : H_{mt} Variante N°5.....	27
Tableau III.25 : H_{mt} Variante N°6.....	27
Tableau III.26 : Frais d'amortissement de la variante 1.....	27
Tableau III.27 : Frais d'amortissement de la variante 2.....	27
Tableau III.28 : Frais d'amortissement de la variante 3.....	27
Tableau III.29 : Frais d'amortissement de la variante 4.....	27
Tableau III.30 : Frais d'amortissement de la variante 5.....	27
Tableau III.31 : Frais d'amortissement de la variante 6.....	28
Tableau III.32 : Frais d'exploitation pour toutes les variantes.....	29
Tableau III.33 : Bilan total des variantes.....	30
Tableau III.34 : Diamètre normalisé pour le tronçon 3.....	31
Tableau III.35 : les diamètres normalisés.....	31
Tableau III.36 : prix total des conduites.....	31
Tableau III.37 : les fais d'amortissement.....	32
Tableau III.38 : pertes de charge linéaires et singulières.....	32
Tableau III.39 : H_{mt} pour les différents diamètres.....	32
Tableau III.40 : Frais d'exploitation pour toutes les variantes.....	32
Tableau III.41 : Bilan total des variantes.....	33

Chapitre IV : Dimensionnement des stations de pompage.

Tableau IV.1 : valeur de la tension de vapeur pour des températures données.....	47
Tableau IV.2 : la pompe de la station de SOUK EL HAD.....	47
Tableau IV.3 : la pompe de la station de BENI AMRANE.....	47
Tableau IV.4 : Variation de la charge en fonction des débits.....	48
Tableau IV.5 : Variation de la charge en fonction des débits.....	49
Tableau IV.6 : Quelques valeurs normalisées pour les dimensions du bâtiment.....	52

Chapitre V : Les réservoirs.

Tableau V.1 : calcul de la capacité de stockage réservoir N°1	59
Tableau V.2 : calcul de la capacité de stockage réservoir N°2	60
Tableau V.3 : calcul de la capacité de stockage réservoir N°3	61
Tableau V.4 : calcul de la capacité de stockage réservoir N°4	62

Chapitre VI : Management des projets.

Tableau VI.1 : Choix du coefficient du talus.....	70
Tableau VI.2 : calcul des volumes des déblais.....	71
Tableau VI.3 : la capacité des godets.....	71
Tableau VI.4 : les volumes des remblais.....	72
Tableau VI.5 : détermination de délai de réalisation.....	73

Tableau VI.6 : Planning des travaux (Diagramme de GANTT).	75
Tableau VI.7 : devis estimatif de la réalisation des adductions des stations de pompage et des réservoirs.	76
Tableau VI.8 : Devis global.	76

La liste des figures

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude.

Figure I.1: Plan de situation de la commune de Beni Amrane.	1
Figure I.1 : Graphique d'évolution démographique.	6
Figure III.1 : réseau ramifié en refoulement.	17

Chapitre III : Dimensionnement des adductions.

Figure III.2 : schéma d'adduction.	20
Figure III.3 : Etape d'un cycle de variation de pression.....	34

Chapitre IV : Dimensionnement des stations de pompage.

Figure IV.1 : détermination du point de fonctionnement.	46
Figure IV.2 : Point de fonctionnement de la station de pompage de SOUK EL HAD.	49
Figure IV.2 : Point de fonctionnement de la station de pompage de BENI AMRANE.	50

Chapitre V : Les réservoirs.

Figure V.1 : schéma d'un réservoir.	53
---	----

Chapitre VI : Management des projets.

Figure VI.1 : pose de canalisation dans un terrain ordinaire.	64
Figure VI.2 : pose des canalisations en PEHD en tranchée.	66
Figure IV.3 : schéma explicatif du bâtiment de la station de pompage.	67
Figure VI.3 : remblayage de la tranchée.	68
Figure VI.4 : réseau à nœuds.	74

La liste des planches

Planche N°1 : Tracé des adductions.

Planche N°2 : Profil en long des tronçons 1 et 3.

Planche N°3 : Profil en long du tronçon 4.

Planche N°4 : Plan de la station de pompage.

Planche N°5 : présentation d'un réservoir de 1000 m³.

Introduction générale

Dans notre projet nous avons à assurer l'alimentation en eau potable d'une agglomération importante de la wilaya de BOUMERDES qui est la commune de BENI AMRANE, cette dernière qui est alimentée uniquement par les forages de la région. Elle connaît un manque d'eau que nous allons traiter dans notre projet.

Une estimation des besoins en eau de l'agglomération à l'horizon d'étude (2047) a été faite et on a constaté que les ressources actuelles ne satisfont pas la demande en eau donc on a conclu qu'il faut prévoir un renforcement à partir du barrage de TAKSEBT.

Le renforcement à partir du barrage de TAKSEBT se fait par le biais de la station de pompage de SOUK EL HAD que nous allons projeter cette dernière assure le refoulement d'eau pour plusieurs agglomérations mise à part la commune de BENI AMRANE.

Et vu la situation topographique de l'agglomération une autre station de pompage au niveau de BENI AMRANE a été projetée afin d'assurer l'alimentation en eau potable pour le POSTE 17 qui est une partie de la ville de BENI AMRANE mais il est à une côte élevée.

Le projet a connu la projection de quatre (4) réservoirs de stockage qui sert à stocker l'eau dans les heures d'arrêt de pompage, les réservoirs sont situés à la station de SOUK EL HAD, EL KALAA et deux à BENI AMRANE.

Une étude de protection des conduites contre les risques du coup de bélier a été faite, et elle nous a permis de projeter des dispositifs d'anti-bélier pour la protection des conduites.

En fin une étude de management des projets a été réalisée afin d'estimer la durée du projet et le devis estimatif quantitatif de réalisation.

Ce projet a pour but essentiel d'alimenter la commune en eau potable à partir d'une eau traitée du barrage de TAKSEBT.

Nous avons projeté des réservoirs pour le stockage et la distribution d'eau potable afin de satisfaire les usagers.



**-Chapitre I-
Présentation de
la zone d'étude**

Introduction :

L'objectif de ce présent chapitre est de faire une présentation de la zone d'étude du point de vue géographique, topographique, géologique, climatique démographique et hydraulique, afin de connaître tous les paramètres pour pouvoir entamer notre étude de projet.

1. Présentation de la commune de Beni Amrane :

Beni Amrane est un centre de colonisation qui fut créé dans les années 1880, faisant partie du département de la grande Kabylie.

Beni Amrane a été successivement une commune de la wilaya de Tizi Ouzou, puis de la wilaya de Bouira pour enfin faire parti de la wilaya de Boumerdes.

1.1. Situation de la commune de Beni Amrane :

La commune de Beni Amrane est limitée:

- Au Nord Ouest par les communes de Tidjelabine et Thénia.
- Au Nord Est par les communes de Souk EL Had et Isser
- A l'Est par la commune de Chaabet El Ameur.
- Au Sud par la commune d'Ammal.
- A l'Ouest par la commune de Keddara.

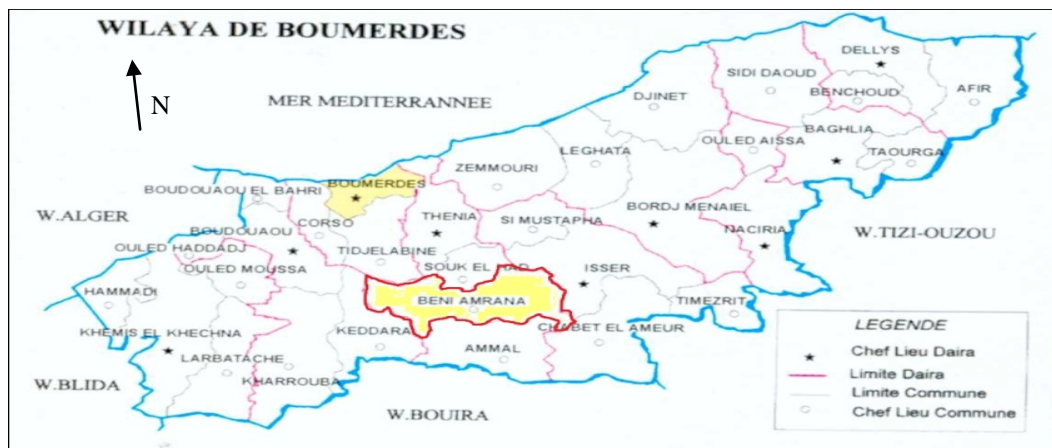


Figure I.1: Plan de situation de la zone d'étude

1.2. Le climat :

La commune de Beni Amrane est soumise à un climat méditerranéen subhumide, caractérisé par un hiver pluvieux et doux et un été sec et chaud.

1.2.1. La pluviométrie :

Les précipitations sur la région tombent sous forme d'orage violent, elles sont courtes et irrégulières.

La pluviométrie est supérieure à 640mm par an avec une période pluvieuse allant d'octobre à avril et une période sèche correspondant au mois de juillet et août.

Tableau I.1 : Précipitations maximales journalières

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Jours	4	8	11	13	12	11	10	8	7	4	1	1
mm	35	72	125	143	130	91	87	59	52	18	1	3

(Source DRE de Boumerdès)

1.2.2. La température :

Les températures varient entre 24°C en été et une moyenne voisine de 11°C en hiver.

Tableau I.2: Températures moyennes mensuelles

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
T _{min} C°	15.3	11.4	7.0	5	5.1	5	5.1	7.0	10.8	15.4	17.9	18.8
T _{moy} C°	22.6	18.0	13.0	9.55	9.15	9.8	11.4	13.5	18.3	23.6	27.0	27.6
T _{max} C°	30.0	24.8	18.8	14.1	13.2	14.6	18.0	20.2	25.9	32.0	36.1	38

(Source DRE de Boumerdès)

1.2.3. Le vent :

La vitesse des vents est généralement modérée entre 20 et 30 km/h, seulement les orages sont parfois accompagnés par des tempêtes de vent en période d'hiver.

1.2.4. L'humidité relative :

Elle atteint les 72 %, elle est importante car elle est tributaire du climat, du brouillard et de la proximité de la mer.

Tableau I.3 : Humidité relative

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Humidité relative	68	72	65	67	67	67	70	65	69	72	72	70

(Source DRE de Boumerdès)

1.3. Séismicité :

Le nord de l'Algérie est associé à une activité sismique superficielle modérée, liée aux mouvements des plaques parasismiques algériennes, le territoire algérien est divisé en quatre zones sismiques:

- Zone O : sismicité négligeable
- Zone I : sismicité faible
- Zone II : sismicité moyenne
- Zone III : sismicité forte

La zone d'étude est située dans une zone à haut risque sismique, elle est classée zone III.

1.4. SITUATION HYDRAULIQUE :

La situation hydraulique de la région est comme suite :

- **Eaux superficielles :**

La Wilaya de BOUMERDES a enrichi ses potentialités en eaux potables, à partir du barrage de TAKSEBT. Ce dernier est situé à l'Est de la ville de Tizi Ouzou.

Plusieurs agglomérations bénéficient des eaux régularisées par ce barrage et parmi elles; la commune de Beni Amrane, Souk el Had, Ammal, village de la commune de Tijelabine, village de la commune de Kadara.

Actuellement le débit moyen journalier affecté à partir du barrage de TAKSEBT à la station centrale de souk El Had pour l'AEP de (commune de Beni Amrane, Souk el Had, Ammal, village de la commune de Tijelabine et village de la commune de Kadara.) est égal à **50 l/s soit 4320 m³/j**.

- **Eaux souterraines :**

La commune de Beni Amrane, qui s'est approvisionnée en matière d'alimentation en eau à partir de la ressource souterraine depuis long temps.

Bénéficie de deux champs de captage, le champ de captage de Souk el Had et le champ de captage de la cuvette de barrage de Beni Amrane (El Kalaa).

Tableau I.4 : Caractéristiques du champ de captage de Souk el Had

Forages	Production (l/s)	Production (m ³ /j)	Observation	Gestionnaire	Agglomérations Desservies
F21	45	3888	En service	ADE	Beni Amrane, Souk el Had, Ammal, village de la commune de Tijelabine et villages de la commune de Kadara
F5	15	1296			
F4	18	1555			
Total	78	6739			

(Source DRE de Boumer dës)

Tableau I.5 : Caractéristiques du champ de captage de la cuvette de barrage de Beni Amrane

Forages	Production (l/s)	Production (m ³ /j)	Observation		Gestionnaire	Agglomérations Desservies
F1	40	3456	En arrêt	Forages exploités en cas de perturbations d'AEP à partir de la station centrale de Souk el Had.	ADE	Commune de Beni Amrane, et commune de Ammal
F2	20	1728	En arrêt			
F3	-	-	Non raccordé			
Total	60	5184				

(Source DRE de Boumer dës)

Tableau I.6 : Bilan des ressources

Ressources	Production (l/s)	Production (m ³ /j)	Observation	Agglomérations Desservies
SPET	50	4320	En service	Beni Amrane, Souk el Had, Ammal, village de la commune de Tijelabine et village de la commune de Kadara
F21 (Souk el Had)	45	3888	En service	
F5 (Souk el Hadj)	15	1296	En service	
F4 (Souk el Had)	18	1555	En service	

(Source DRE de Boumer dës)

Tableau I.7 : Affectation des ressources

Station de pompage		Volume moyen affecté m ³ /j	Système d'AEP
Désignation	Capacité de refoulement m ³ /h		
Station centrale Souk El Had	2x180	8640	- Beni Amrane - Chaîne Beni Khelifa - Ammal - Chaîne des 25 villages - Chaîne Bouaidel
SR El Kelaa	144	3456	- Beni Amrane - Chaîne Beni Khelifa
SR Talmat	54	1296	- Chaîne Beni Khelifa

(Source DRE de Boumer dès)

Donc le volume moyen affecté pour Beni Amrane est $(3456 - 1296) = 2160 \text{ m}^3/\text{j}$

Détail de la distribution pour la ville de Beni Amrane

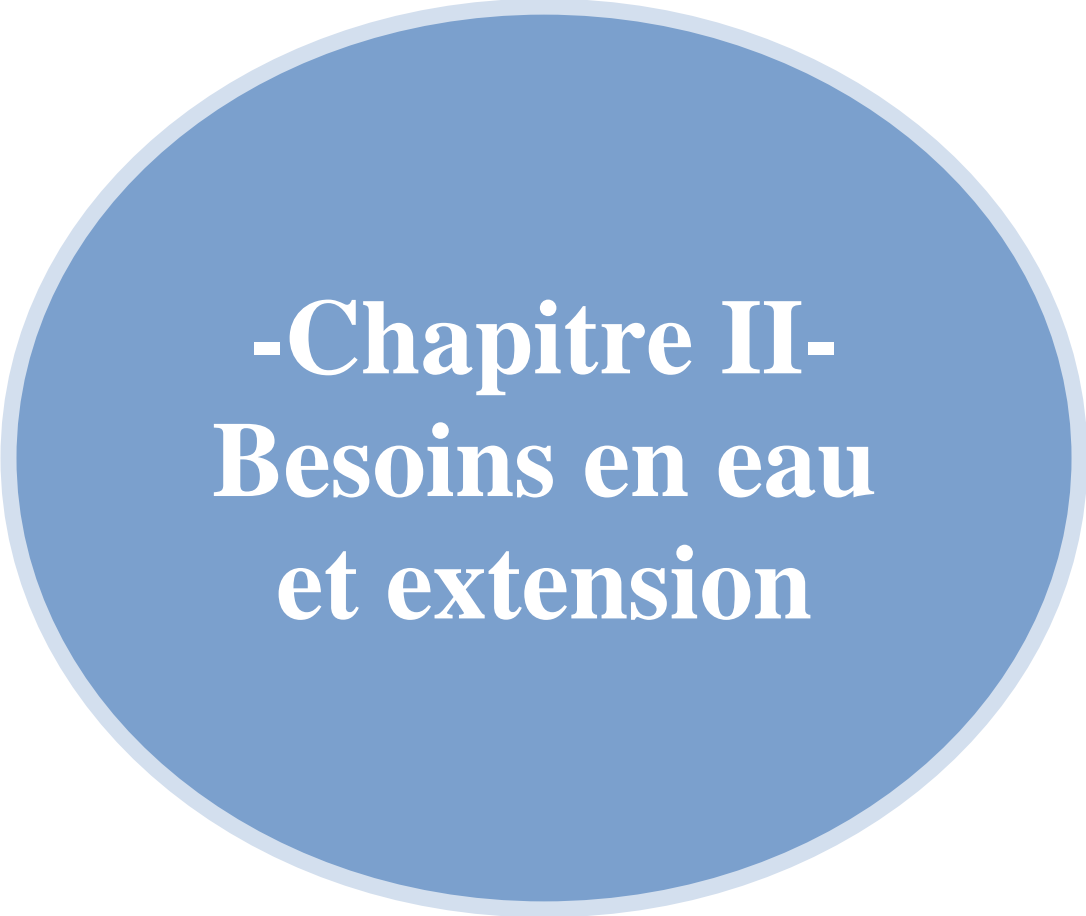
Localité		Fréquence	Taux Horaire	gestionnaire
Partie Est de la ville	Sidi Slimane, 110 logements	4/7	12/24	ADE
	Les Amandier et les sites chalets	4/7	12/24	ADE
Partie Ouest de la ville		7/7	12/24	ADE

La distribution n'est pas continue donc il faut prévoir un renforcement

Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de connaître les caractéristiques de l'agglomération de BENI AMRANE qui vont nous aider pour l'entame du projet.

La principale caractéristique qu'on remarque que la région est alimentée à partir des eaux souterraines, ce qui va épuiser cette réserve, ce qui fait qu'il faut penser à d'autres réserves tel que le barrage de TAKSEBT



**-Chapitre II-
Besoins en eau
et extension**

Introduction :

Le présent chapitre consiste à calculer les besoins en eau de l'agglomération afin de pouvoir passer au dimensionnement, ce calcul doit être rigoureux pour obtenir un bon dimensionnement (éviter le surdimensionnement ou le sous dimensionnement).

1. Evaluation démographique :

La population de l'aire d'étude selon le dernier recensement démographique effectué en 2008 et de **7211** habitants.

Le taux d'accroissement dans la wilaya de Boumerdès est égal à 2,5 %

Pour l'estimation de la population à l'horizon d'étude, on utilise la formule des intérêts composés :

$$P_n = P_0 \cdot (1+T)^n \quad (1)$$

Où :

P_n : Population à l'horizon d'étude.

P_0 : Population de base (2008).

T : taux d'accroissement. (T=2,5%)

n : l'écart d'années entre les deux horizons

Tableau II.1 : Evolution démographique de Beni Amrane.

Horizons	RGPH 2008	Actuel 2017	court terme 2027	moyen terme 2037	long terme 2047
Taux d'accroissement (%)		2,5	2,5	2,5	2,5
Population	7211	9006	11529	14759	18893

(Source APC Beni Amrane)

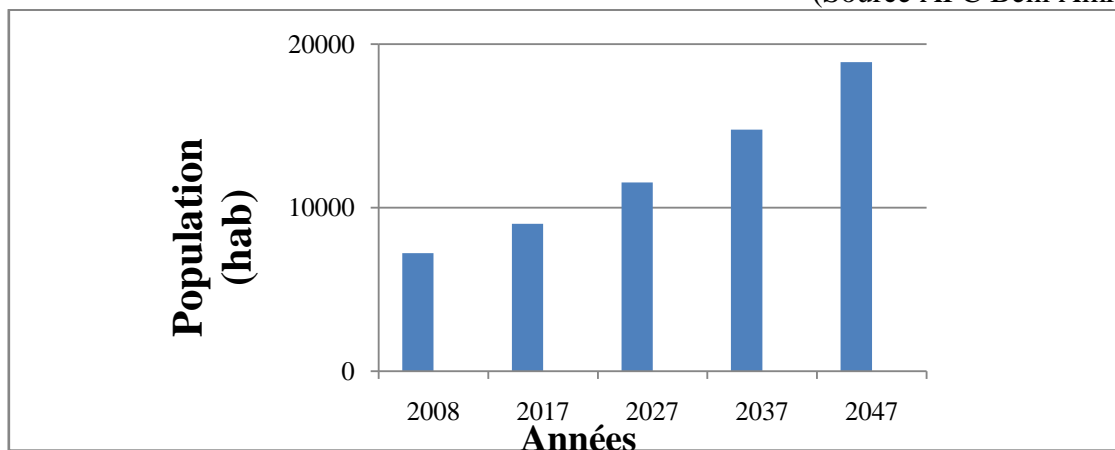


Figure I.1 : Graphique d'évolution démographique

2. Notion de dotation :

La dotation est la quantité d'eau nécessaire à l'alimentation des différentes catégories de consommateurs dans une agglomération. Elle est estimée généralement en litre /catégorie/jour.

Cette dotation change d'un pays à un autre et dépend de :

- Les ressources existantes.

- Le niveau de vie des habitants.
- Le nombre d'habitants de l'agglomération et son développement.

3. Détermination de la consommation moyenne journalière :

La consommation moyenne journalière est donnée par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy}/j} = \frac{(N \times D)}{1000} \quad (\text{m}^3/\text{j}) \quad (2)$$

Avec:

N: nombre de consommateurs propre à chaque catégorie.

D : dotation en l/j/catégorie.

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

4. Besoins domestiques moyens :

Ayant calculé le nombre d'habitant dans notre agglomération pour différents horizons, il ne nous reste plus qu'à estimer les besoins domestiques équivalents, mais pour se faire il faut d'abord déterminer la dotation qui varie avec la variation du nombre d'habitants.

Tableau II.2 : Variation de dotation en fonction du nombre d'habitants.

Nombre d'habitant	<5000	5000 à 20000	20000 à 100000	>100000
Dotation (l/j/hab)	150	150 à 200	200 à 300	300 à 400

(Source DRE de Boumer dès)

Remarque :

Comme l'horizon de calcul de notre réseau est l'année 2047 et que le nombre d'habitants correspondant est de 18893 Hab, on prendra une dotation de 200(l/j/hab) pour le calcul des besoins domestiques.

Donc on calcule maintenant les besoins domestiques pour les différents horizons. De ce fait, on consigne les résultats dans le tableau suivant :

Tableau II.3: Besoin domestique moyen pour différents horizons.

Année	Population (hab)	Dotation (l/j/hab)	$Q_{\text{moy}/j}$ (m^3/j)
2008	7211	200	1442.2
2017	9006	200	1801.2
2027	11529	200	2305.8
2037	14759	200	2951.8
2047	18893	200	3778.6

(Source DRE de Boumer dès)

5. Les équipements :

Le Plan Directeur d'Aménagement et d'Urbanisme de la commune de BENI AMRANE (PDAU) à procéder au découpage spatial de la masse totale de l'agglomération chef lieu en neuf (09) POSTE d'analyse suivants: (POSTE N°01, POSTE N° 02, POSTE N° 03, POSTE N° 04, POSTE N° 05, POSTE N° 06, POSTE

N° 16, POSTE N° 17, POSTE N° 19). Ces POSTES présentent chacun une typologie et similitude propre.

POSTE N°01 :

Caractéristiques actuelles :

Zone de centralité, est constituée d'habitat individuel du type colonial. Elle se caractérise par une concentration d'équipements, de services et de commerces.

Equipements existants :

Les équipements existants dans le POS N° 01 sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.4 : Equipements POSTE N°01

Nature de l'Équipement	Nombre
APC	01
PTT	01
Assurance	01
Gendarmerie	01
Police	01
Ecoles primaires	01
CEM	01
Lycée	01
Mosquée	01
Maison de jeunes	01
CFPA	01
Centre de santé	01
Salle de soin	01
Recette communale	01
Marché	01

(Source APC Beni Amrane)

Équipement projeté :

Il n'existe pas d'équipements projetés.

POSTE N°02 :

Caractéristiques actuelles :

Zone se divisant en deux parties : zone d'habitat individuel et zone d'activité

Equipements existants :

Zone d'activité est composée de :

Tableau II.5 : Equipements du POSTE N°02.

Nature de l'Équipement	Nombre
Unité de fabrication de rivets	02
Unité de menuiserie	02
Unité de transformation de plastique	01
Unité de transformation de plastique	01
Nature de l'Équipement	Nombre

Unité artisanale de couture	02
Unité de tissage	02
Unité de montage de chauffage	01

(Source APC Beni Amrane)

Equipement projeté :

Il n'existe pas d'équipements projetés.

POSTE N°03 :

Caractéristiques actuelles :

Zone partiellement urbanisée, est constituée d'habitat individuel et habitat collectif. Elle se caractérise par sa proximité du centre ville.

Equipements existants :

Les équipements existants dans le POSTE N° 03 sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.6 : Equipements POSTE N°03

Nature de l'Equipement	Nombre
Centre de formation Batimétal	01
Cimetière	01

(Source APC Beni Amrane)

Equipement projeté :

Il n'existe pas d'équipements projetés.

POSTE N°04:

Caractéristiques actuelles :

Zone urbanisée constituée d'habitat individuel type lotissement ainsi que nouveau programme d'habitat collectif, et site chalet à aménager dans le cadre réglementaire.

Equipements existants :

Les équipements existants dans le POSTE N° 04 sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.7 : Equipements POSTE N°04

Nature de l'Equipement	Nombre
Crèche	01
Lycée	01
Stade	01
Complexe sportif de proximité	01

(Source APC Beni Amrane)

Equipement projeté :

Il n'existe pas d'équipements projetés.

POSTE N°05 :**Caractéristiques actuelles :**

Zone urbanisée constituée d'habitat individuel type lotissement et d'habitat collectif du type social.

Equipements existants :

Il n'existe pas d'équipements existants.

Equipement projeté :

Il n'existe pas d'équipements projetés.

POSTE N°06 :**Caractéristiques actuelles :**

Zone constituant la limite Sud de la ville de Beni Amrane, (Ait Mouhouche et Talmat) se caractérisant par l'habitat traditionnel à très faible densité.

Equipements existants :

Les équipements existants dans le POSTE N° 06 sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.8 : Equipements existants POSTE N°06.

Nature de l'Equipement	Nombre
Mosquée	01
Ecole primaire	01

(Source APC Beni Amrane)

Equipement projeté :

Les équipements projetés dans le POSTE N° 06 sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.9 : Equipements projetés POSTE N°06.

Nature de l'Equipement	Nombre
Ecole	01

(Source APC Beni Amrane)

POSTE N°16 :**Caractéristiques actuelles :**

Zone d'extension nouvelle de la ville de Beni Amrane à court terme.

Equipements existants :

Les équipements existants dans le POSTE N° 16 sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.10 : Equipements POSTE N°16.

Nature de l'Equipement	Nombre
Ecole primaire	01
Lycée	01

(Source APC Beni Amrane)

Equipement projeté :

Il n'existe pas d'équipements projetés.

POSTE N°17 :**Caractéristiques actuelles :**

Zone d'extension nouvelle de la ville de Beni Amrane à moyen terme.

Equipements existants :

Il n'existe pas d'équipements existants.

Equipement projeté :

Les équipements existants dans le POSTE N° 17 sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.11 : Equipements POSTE N°17.

Nature de l'Equipement	Nombre
Ecole primaire	01
Polyclinique	01
CEM	01
Mosquée	01

(Source APC Beni Amrane)

POSTE N°19 :**Caractéristiques actuelles :**

Zone d'extension future de la ville de Beni Amrane (à long terme).

Equipements existants :

Les équipements existants dans le POSTE N° 19 sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.12 : Equipements POSTE N°19.

Nature de l'Equipement	Nombre
La gare ferroviaire	01

(Source APC Beni Amrane)

Equipement projeté :

Il n'existe pas d'équipements projetés.

6. Les besoins des équipements :

Les équipements de notre agglomération sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau II.13 : Besoin des équipements de la commune de Beni Amrane.

Horizon	Actuel 2017	court terme 2027	moyen terme 2037	long terme 2047
Besoins administratifs (m ³ /j)	3	3	3	3
Besoins scolaires (m ³ /j)	118	118	138	138
Besoins sanitaires (m ³ /j)	4,5	4,5	6,0	6,0
Besoins culturel (m ³ /j)	56	56	56	56
Besoins de service (m ³ /j)	3	3	3	3
Besoins commerciaux (m ³ /j)	50	50	50	50
Total (m³/jour)	234	234	256	256

Source :(DRE Boumer dès)

7. Les besoins totaux de l'agglomération :

Les besoins en eau de l'agglomération sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau II.14: Besoins en eau de Beni Amrane.

Horizon	Actuel 2017	court terme 2027	moyen terme 2037	long terme 2047
Besoins domestique (m ³ /j)	1801.2	2305.8	2951.8	3778.6
Besoins des équipements (m ³ /j)	234	234	256	256
Q moy j (Besoins domestique + équipements) (m³/j)	2035.2	2539.8	3207.8	4034.6

8. Estimation des pertes :

Dans la conception des réseaux d'adduction et de distribution en eau potable il faut toujours tenir en compte les pertes et les fuites d'eau.

Les fuites et les pertes sont estimées selon l'état du réseau :

- Réseau de distribution bien entretenue, les pertes son estimer à 20 % de la consommation moyenne journalière.

- Réseau de distribution moyennement entretenue, les pertes sont comprises entre 20 % à 35 de la consommation moyenne journalière.
- Réseau de distribution mal entretenue, les pertes atteignent ou dépassent les 50 % de la consommation moyenne journalière.

Remarque :

Dans notre cas on va estimer les pertes et les fuites à 20% car on est dans la conception d'un nouveau réseau d'adduction.

Donc le nouveau débit moyen journalier devient comme suit :

Tableau II.15 : Débit moyen journalier après estimation des pertes et fuites.

Débit moyen journalier sans pertes et fuites (m ³ /j)	Pourcentage des pertes et fuites (%)	Débit moyen journalier avec pertes et fuites (m ³ /j)
4034.6	20	4841.52

9. Evaluation de la consommation maximale :

- **Coefficient d'irrégularité journalière :**

Pour calculer le débit maximal journalier, il faut d'abord avoir le coefficient d'irrégularité max journalier de la consommation journalière qui représente la variation de la consommation journalière au cours de l'année:

$$K_{\max,j} = Q_{\max,j} / Q_{\text{moy},j}$$

Ce coefficient varie entre 1.1 et 1.3, il a pour but la majoration du débit moyen de 10 à 30% pour prévenir les cas d'excès de consommation.

Dans notre cas on va prendre le coefficient $K_{\max,j} = 1,3$.

- **Débit maximal journalier :**

Après le choix du coefficient d'irrégularité le débit maximal journalier est le suivant :

Tableau II.16 : Débit maximal journalier.

Débit moyen journalier (m ³ /j)	$K_{\max,j}$	Débit maximal journalier (m ³ /j)
4841.52	1.3	6293.98

10. Bilan de comparaison (production-besoin) :

La ville de Beni Amrane est alimentée à partir des forages mais ces derniers ne satisfont pas la demande en eau de notre agglomération, le bilan suivant va nous montrer le déficit d'eau rencontré à l'horizon d'étude :


Tableau II.17 : Bilan de comparaison (production-besoin).

Horizon	2047
$Q_{\max,j}$ (m ³ /j)	6293.98
Production (forages) (m ³ /j)	2160
Déficit (m ³ /j)	4133.98

Donc on a un déficit d'eau estimé à 4133.98 (m³/j) qui doit être assuré à partir du barrage du TAKSEBT.

Conclusion :

Les besoins en eau potable de l'agglomération de Beni Amrane ont été calculés, et il a été constaté qu'un déficit d'eau de 4133.98 m³/j sera rencontré à l'horizon de 2047 donc il faut le satisfaire avec un renforcement à partir du barrage de TAKSEBT par le biais de la station de pompage de SOUK EL HAD, ce qui va aussi diminuer la consommation des eaux souterraines donc éviter le rabattement de la nappe.



**-Chapitre III-
Dimensionnement
des adductions**

Introduction :

Le présent chapitre consiste à calculer les diamètres des adductions afin d'assurer l'approvisionnement en eau des agglomérations, les diamètres calculés doivent être les plus économiques que possible bien sur il ne faut pas oublier l'aspect technique.

1. Type d'adduction :

Type d'adduction D'après leur fonctionnement, on distingue trois types d'adduction :

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

1.1. Adduction gravitaire :

Dans une adduction gravitaire, le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte de l'agglomération et l'écoulement peut être à surface libre, c'est-à-dire sans pression, grâce à la pente, ordinairement uniforme sur tout le parcours ou en charge, c'est-à-dire sous pression.

1.2. Adduction par refoulement :

Dans une adduction par refoulement, le point alimenté se trouve à une altitude supérieure à celle du captage donc l'écoulement est en charge par pompage.

1.3. Adduction mixte :

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

2. Principe du choix du tracé :

Il est possible sur une carte (ou photo aérienne) d'établir un tracé théorique pour éviter les passages difficiles, mais le tracé définitif ne peut être arrêté qu'à la suite de visite sur terrain, en compagnie d'une personne qui connaît bien la localité. Pour définir le tracé définitif, il faut prendre en compte les problèmes suivants :

- Minimiser le nombre de passages difficiles : traversée de route, de ravine...,)
- Eviter autant que possible les contres pentes qui donneront des cantonnements d'air, de) plus en période d'arrêt de la pompe. Il peut y avoir une cavitation entraînant une rupture de la veine liquide pouvant occasionner des éclatements de canalisation, aussi aux points hauts du tracé, peuvent se conformés des cantonnements d'air difficile à évacuer où des ventouses seront exigées.
- Eviter les pentes trop fortes : difficulté d'ancrage des tuyaux.
- Eviter les zones rocheuses : une tranchée devra être creusée.
- Préférer les accessibles : le long des chemins existants par exemple.
- Apprécier les problèmes de propriété de terrain et d'autorisation : problèmes fonciers.
- Au niveau de la communauté, le tracé est généralement dicté par les contraintes liées à l'occupation des sols (jardins, maison...)

3. Choix du matériau de la conduite :

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

Dans notre projet, nous avons opté pour des conduites en PEHD vu leurs avantages :

- Economiques
- Disponibilité sur le marché.
- Permettre une pose simple et adéquate (poids faible PEHD)
- Résistance à des grandes pressions (> à 20 bars)
- Réduction des pièces spéciales
- Adaptation aux terrains accidentés
- Une très faible rugosité (conduite lisse)
- L'assemblage des tuyaux se fait par le soudage bout à bout, c'est une technique d'assemblage des thermoplastiques par la fusion des extrémités de deux éléments tubulaires au moyen d'une plaque chauffante (pour les conduites en PEHD).

4. Détermination du diamètre économique :

4.1. Cas de conduites sans ramification :

Le diamètre économique peut-être déterminé par la formule suivante découlant d'une étude économique :

$$D_{éc} = E \frac{1}{\alpha+m} Q^{\frac{\beta+1}{\alpha+m}} \quad (1)$$

Où :

- E : facteur économique pouvant être déterminé par la relation suivante :

$$E = 10. M. \sigma. \gamma \quad (2)$$

Avec :

M est un coefficient dépendant du type de matériau de la canalisation :

Tableau III.1 : Valeurs du coefficient M.

matériau	Coefficient M
Acier	0.92
Fonte	0.43
PEHD	0.13

Source (polycopié Dr. SALAH.B ENSH)

σ : prix du Kwh.

γ : coefficient dépendant de l'irrégularité de la consommation et du régime de travail de la station de pompage, donné par la relation suivante :

$$\gamma = \frac{1}{(K. K_j. K_h)} \quad (3)$$

K : coefficient d'augmentation annuelle de la consommation d'eau, variant de 1.03 à 1.04.

K_j : coefficient de variation journalière de la consommation, variant de 1.1 à 1.3.

K_h : coefficient de variation horaire de la consommation qui dépend du régime de consommation.

- α : coefficient tenant compte du lien : investissement-diamètre.

Tableau III.2 : valeurs de α en fonction du type de matériau

matériau	α
Acier	1.4
Fonte	1.6
PEHD	1.95

Source (livre Dr.SALAH.B ENSH)

- β et m : sont deux coefficient donner selon le type du matériau de la conduite ils sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III.3 : β et m selon le matériau.

Matériau	K	m	β
Acier	0,00179 à 0,001735	5,1 à 5,3	1,9 à 2
Fonte	0,00179 à 0,001735	5,1 à 5,3	1,9 à 2
Amiante ciment	0,00118	4,89	1,85
PEHD	0,001052	4,774	1,77

Source (Polycopié Dr.SALAH.B ENSH)

4.2. Cas de conduite de refoulement avec plusieurs tronçons :

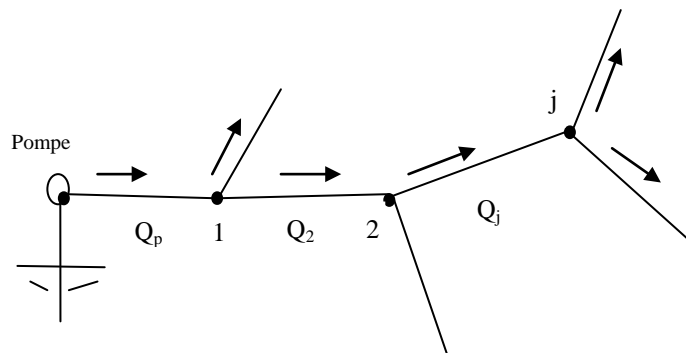


Figure III.1 : réseau ramifié en refoulement.

Pour chaque tronçon (j) formant le réseau, le diamètre économique se calcule d’après l’expression suivante :

$$D_{éc} = E^{\frac{1}{\alpha+m}} \cdot C_j^{\frac{\beta}{\alpha+m}} \cdot Q_j^{\frac{\beta+1}{\alpha+m}} \quad (4)$$

C_j : rapport du débit du tronçon considéré sur le débit du tronçon en tête du réseau.

4.3. Autres formules pour le calcul du diamètre économique :

- **Formule de Vibert** : fonte

$$- \text{pompage continu} : D_{éc} = 1.547 \left(\frac{\sigma}{f}\right)^{0.154} Q^{0.46} \quad (5)$$

$$- \text{pompage 10h/24} : D_{éc} = 1.35 \left(\frac{\sigma}{f}\right)^{0.154} Q^{0.46} \quad (6)$$

f: Est le prix du kg de fonte.

- **Formule de Munier** : applicable pour un calcul rapide du diamètre d'une canalisation en fonte, dans une installation de petite ou de moyenne importance.

$$D_{éc} = (1 + 0.2n)\sqrt{Q} \quad (7)$$

n: est le nombre d'heures de pompage.

- **Formule de Bresse** : $D_{éc} = 1.5\sqrt{Q}$ (8)

- **Formule de Bonin** : $D_{éc} = \sqrt{Q}$ (9)

Pour les formules de Bresse et Bonin elles sont applicables pour un temps de fonctionnement de la station de pompage de 24h.

Les formules utilisées ci-dessus donnent des diamètres calculés qui ne sont pas normalisés, donc ils ne sont pas disponibles dans le marché, donc pour quel diamètre doit-on opter ?

Pour cela, on considère plusieurs diamètres (généralement une gamme de diamètres normalisés au voisinage du diamètre économique calculé) et on calcule d'une part les dépenses d'amortissement de la conduite, et d'autre part les frais d'exploitation.

5. Les frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement augmentent avec l'augmentation du diamètre de la conduite.

On doit tenir compte de l'annuité (A) d'amortissement en pourcentage(%), qui amortit un capital investi

Au taux « i », pour une période en principe égale à la durée de vie du matériel.

$$A = \left(\frac{i}{(i+1)^n - 1}\right) * 100 \quad (10)$$

i : le taux d'amortissement généralement il est de l'ordre de 8%.

n : nombre d'années d'amortissement.

Pour une adduction on prend n=30ans.

Après le calcul de l'annuité on détermine le frais d'amortissement annuel :

$$F_{inv} = P * L * A \quad (11)$$

Avec :

P : prix du mètre linéaire de la conduite pour un diamètre considéré.

L : longueur de la conduite en mètre.

A : l'annuité d'amortissement.

6. Les frais d'exploitation :

Il faut d'abord déterminer les pertes de charge (ΔH) engendrées dans les canalisations de diamètres normalisés.

- **Les pertes de charge linéaires :**

Les pertes de charge sont calculées à l'aide de la formule universelle de **Darcy-Weisbach** :

$$\Delta H_{lin} = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{\pi^2 * g * D^5} \quad (12)$$

Avec :

ΔH_{lin} : pertes de charge linéaires en (m).

L : longueur de la conduite en (m).

Q : le débit transporté par la conduite en (m³/s).

g : Accélération de la pesanteur, soit approximativement 9,81 m.s⁻² ou 9,81 N/Kg.

D : diamètre de la conduite de refoulement en (m).

λ : Coefficient de frottement adimensionnel qui dépend du régime d'écoulement. Il est obtenu par les formules suivantes :

- Formule de NIKURADZE :

$$\lambda = \left[1.14 - 0.86 * \ln\left(\frac{\varepsilon}{D}\right) \right]^{-2} \quad (13)$$

Avec :

ε : Rugosité de la conduite en (mm).

D : Diamètre de la conduite en (m).

- Formule de COLEBROOK :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \times \text{Log} \left(\frac{\varepsilon}{3,7 \times D} + \frac{2,52}{\text{Re} \times \sqrt{\lambda}} \right) \quad (14)$$

Avec :

ε : Rugosité de la conduite en (mm).

D : Diamètre de la conduite en (m).

Re : Nombre de Reynolds.

On vérifie le régime d'écoulement à l'aide de la formule de Nombre de Reynolds qui s'exprime comme suit :

$$\text{Re} = \frac{V \times D}{\nu} \quad (15)$$

Avec :

ν : Viscosité cinématique de l'eau en (m²/s), soit $\nu=1,03 \times 10^{-6}$ m²/s à une température de 20°C.

V: Vitesse de l'écoulement dans la conduite en (m/s).

D: Diamètre de la conduite en (m).

- **Les pertes de charge singulières :**

Elles sont occasionnées par les singularités des différents accessoires de la conduite (Coude, vannes, clapets, Té,.....etc.). Elles sont estimées à 10 % des pertes de charge linéaires :

$$\Delta H_{sing} = 0.10 * \Delta H_{lin} \quad (16)$$

- **Les pertes de charge totales :**

Les pertes de charge totales c'est la somme des pertes de charge linéaires et singulière, donc :

$$\begin{aligned} \Delta H_{tot} &= \Delta H_{lin} + \Delta H_{sing} \\ \Delta H_{tot} &= \Delta H_{lin} + 0.10 * \Delta H_{lin} \\ \Delta H_{tot} &= 1.10 * \Delta H_{lin} \end{aligned} \quad (17)$$

Connaissant la hauteur géométrique(Hg), on peut déterminer les hauteurs manométriques totales (H_{mt}) correspondant à chaque diamètre normalisé.

Après la détermination de la H_{mt} on détermine la puissance absorbée par la pompe avec la formule suivante :

$$P_{abs} = \frac{\rho \times g \times H_{mt} \times Q}{\eta_{sp} \times 1000} \text{ (KW)} \quad (18)$$

Avec :

P_{abs} : Puissance absorbée par la pompe en (kW).

ρ : La masse volumique de l'eau (1000 kg/m³).

g : Accélération de la pesanteur (9.81 m/s²).

H_{mt} : Hauteur manométrique totale en (m).

Q : Débit à refouler (m³/s).

η_{sp} : Rendement de la pompe.

Après la détermination de la puissance absorbée par la pompe on détermine l'énergie consommée par la pompe pour une année avec la formule suivante :

$$E = P_{abs} \times T \times 365 \text{ [KWh]} \quad (19)$$

Avec :

E : Énergie totale consommée par la pompe pendant une année (kWh).

P : Puissance absorbée (KW).

T : Temps de pompage par jour en (heure).

Après la détermination de l'énergie consommée on calcule les frais d'exploitation :

$$F_{ex} = E \times e \quad (20)$$

Avec .:

F_{ex} : Frais d'exploitation en (DA).

E : Energie consommée par la pompe en (KWh).

e : Prix unitaire d'un KWh imposé par la SONELGAZ.

Tableau III.4: tarification du Kwh selon les heures de la journée.

Périodes	heures	Prix KWh (da)
Heures pleines	06-17	1.615
Heures de pointe	17-21	7.267
Heures creuses	21-06	0.853

Source (SONALGAZ)

Après avoir déterminé les frais d'exploitation, on fait le bilan entre les frais d'amortissement et les frais d'exploitation pour choisir le diamètre le plus économique.

7. Dimensionnement des conduites d'adduction :

Vu la topographie de la région de Beni Amrane et ses environs le système d'adduction sera un système d'adduction par refoulement, ci-dessous un schéma explicatif du système :

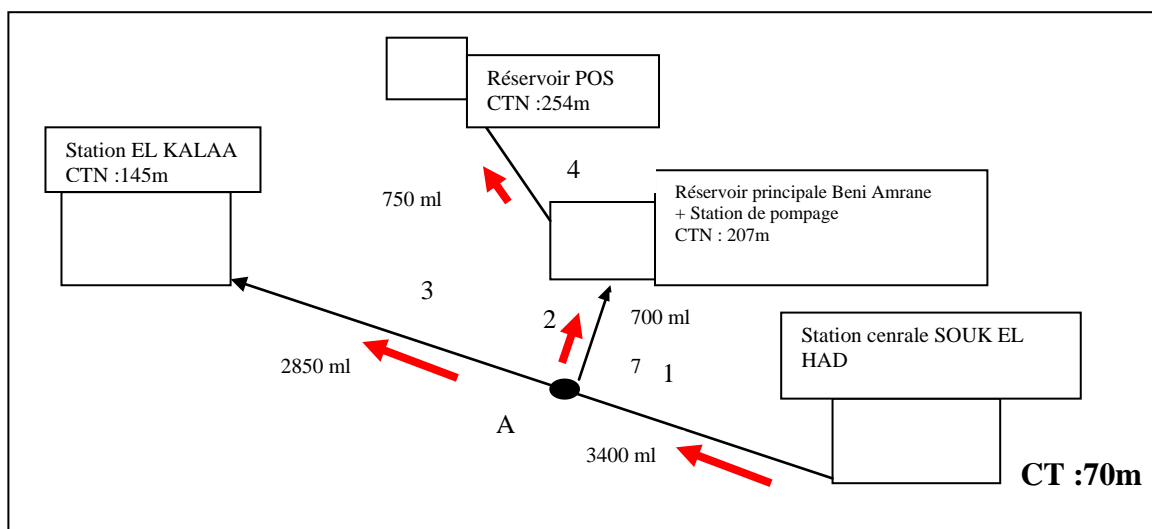


Figure III.2 : schéma d'adduction.

7.1. Les débits de dimensionnement de chaque tronçon du réseau

d'adduction :

Tronçon 1 :

La conduite va véhiculer les quantités d'eau pour l'agglomération de Beni Amrane (4133.98 (m³/j)) en plus d'un débit pour les agglomérations liées à la station d'EL KALAA dont leurs débit est de :

Tableau III.5 : population des agglomérations liées à la station d'EL KALAA.

Horizons	RGPH 2008 [hab]	Actuel 2017[hab]	court terme 2027 [hab]	long terme 2047[hab]
Taux d'accroissement (%)	2	2	2	2
Ait Mohouche	360	431	526	782
Villages Beni Amrane	10100	12071	14715	21866
ACL Ammal	1545	1847	2252	3347
Zone rurale Ammal	6507	7777	9481	14089
ouled boumerdès + Beraghlo	640	765	933	1387
Merayel + Ahle al oued	1251	1496	1824	2715
Beni Fouda	1206	1442	1758	2613
Behara + Ansa	300	359	438	650
Total	21909	24746	31927	47449

Source (DRE Boumerdès)

Après l'estimation de la population à l'horizon d'étude on peut déterminer les besoins en eaux.

Le tableau ci-dessous montre les besoins en eaux pour les agglomérations :

Tableau III.6: besoins en eau des agglomérations.

Horizons	Dotation	Besoin [m3/j]	Besoin [m3/j]	Besoin [m3/j]
	l/j/hab	2017	2027	2047
Ait Mohouche	150	64.65	78.9	117.2
Villages Beni Amrane	150	1810.65	2207.25	3279.9
ACL Ammal	200	369.4	450.4	669.4
Zone rurale Ammal	150	1166.55	1422.15	2113.35
ouled boumerdès + Beraghlo	150	114.75	139.95	208.05
Merayel + Ahle al oued	150	224.4	273.6	407.25
Beni Fouda	150	216.3	263.7	391.95
Behara + Ansa	150	53.85	65.7	97.5
Total Besoin moy (m3/j)		4020.55	4901.65	7284
Total besoin avec pertes et fuites (m3/j)		4824.66	5881.98	8740.8
Total Besoin max (m3/j)		6272.06	7646.57	11363.04

Donc le débit des agglomérations est de 11363.04 m³/j.

Le débit du tronçon 1 est la somme des deux débits (Beni Amrane et les autres agglomérations)

$$Q_1 = Q_{ba} + Q_{agg} = 4133.98 + 11363.04 = 15497.02 \text{ m}^3/\text{j.}$$

La station fonctionne 20 heures par jour donc le débit sera :

$$Q_1 = \frac{15497.02 * 1000}{20 * 3600} = 215.24 \text{ l/s}$$

Le tronçon 2 :

Il véhicule uniquement le débit de l'agglomération de Beni Amrane, donc $4133.98 \text{ m}^3/\text{j.}$

Soit :

$$Q_2 = \frac{4133.98 * 1000}{20 * 3600} = 57.42 \text{ l/s}$$

Le tronçon 3:

Il véhicule le débit des agglomérations liées à la station d'EL KALAA soit un débit de $11363.04 \text{ m}^3/\text{j.}$, donc :

$$Q_3 = \frac{11363.04 * 1000}{20 * 3600} = 157.82 \text{ l/s}$$

Le tronçon 4 :

Il transporte le débit nécessaire pour le POS17 qui est une partie de l'agglomération de Beni Amrane.

Les besoins en eau de cette partie de l'agglomération sont les suivants :

Tableau III.7: population POS17.

Horizons	RGPH 2008	Actuel 2017	court terme 2027	moyen terme 2037	long terme 2047
Taux d'accroissement (%)		2,5	2,5	2,5	2,5
Population	1125	1405	1799	2303	2949

Source (APC Beni Amrane)

Donc les besoins domestiques seront :

Tableau III.8: besoins POSTE 17.

Habitants (personnes)	Dotation (l/j/hab)	Besoin (m^3/j)
2949	200	589.8

Les besoins des équipements du site sont :

Le site ne connaît pas d'équipement mais d'après l'APC de Beni Amrane il y a une projection de quelques équipements qui sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III.9 : besoins des équipements du POSTE 17.

Nature de l'Équipement	Nombre	Besoin (m^3/j)
Ecole primaire	01	3
Polyclinique	01	3
CEM	01	4.5
Mosquée	01	3
Total		13.5

Source (DRE Boumer dès).

Donc les besoins totaux sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III.10 : débit moyen POSTE 17.

Domestique (m ³ /j)	équipements (m ³ /j)	Q _{moy} (m ³ /j)
589.8	13.5	603.3

Les fuites et pertes sont estimés a 20% des besoins donc le débit moyen journalier devient comme suite :

$$Q_{\text{moyj}} = Q_{\text{moy}} + 20\% Q_{\text{moy}}$$

$$Q_{\text{moyj}} = 603.3 + 20\% * 603.3$$

$$Q_{\text{moyj}} = 723.96 \text{ m}^3/\text{j}$$

Le coefficient d'irrégularité maximale journalière est $K_{\text{max,j}} = 1.3$.

Donc le débit maximal journalier est de :

$$Q_{\text{maxj}} = K_{\text{max,j}} * Q_{\text{moyj}}$$

$$Q_{\text{maxj}} = 1.3 * 723.96$$

$$Q_{\text{maxj}} = 941.15 \text{ m}^3/\text{j}.$$

Donc :

$$Q_4 = \frac{941.15 * 1000}{20 * 3600} = 13.07 \text{ l/s}$$

7.2. Détermination des diamètres :

7.2.1. Tronçon 1:

$$D_{\text{éc}} = E \frac{1}{\alpha + m} Q^{\beta + 1}$$

Calcul du facteur E :

$$E = 10 * M * \sigma * \gamma$$

M : égale à 0.13 (PEHD).

σ : prix du KWh (les pompes ne marchent pas entre 17h et 21h donc le prix KWh sera la moyenne des deux autres périodes donc $\sigma = 1.234 \text{ DA}$).

$$\gamma = \frac{1}{K * K_j * K_h}$$

K : 1.04.

K_j : 1.3.

Détermination du K_h :

$$K_h = \alpha_{\text{max}} * \beta_{\text{max}}$$

α_{max} : varie entre 1.2 et 1.4 on prend 1.3

β_{max} : dépend du nombre d'habitant.

Tableau III.11 : valeurs de β_{max} .

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000
β_{max}	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.1

(polycopié Dr.SALAH.B ENSH).

Les populations qui dépendent de la station principale de Souk El Had dépasse les 30000 habitants donc $\beta_{\text{max}} = 1.15$

Donc :

$$K_h = 1.3 * 1.15 = 1.495$$

$$\gamma = \frac{1}{1.04 * 1.3 * 1.495} = 2.02$$

$$E = 10 * 0.13 * 1.234 * 2.02 = 3.24$$

On travail avec le PEHD donc :

α : 1.95

$\beta : 1.77$

$m : 4.774$

$$D_{éc} = 3.24 \frac{1}{1.95+4.774} * (215.24 * 10^{-3})^{\frac{1.77+1}{1.95+4.774}}$$

$$D_{éc}=0.633m=633mm$$

Vu que ce diamètre n'est pas un diamètre normalisé donc on va chercher un diamètre normalisé dont il peut le remplacé mais d'une façon technico-économique.

Vu la topographie de la région est la grande dénivelé et par mesure de protection contre le phénomène du coup de bélier on va travailler avec la gamme du PN20 (conduites a une pression nominal de 20 bars).

La série de diamètres normalisés :

Toute la série PN20 est donnée en annexe : **ANNEXE III.1**

Tableau III.12 : les diamètres normalisés.

Désignation	Diamètre ext (mm)	PN (bars)	Epaisseur (mm)	Diamètre int (mm)	prix ml TTC (DA)
TUBE PEHD EAU PE100	Ø500	20	55,8	388,4	17 703,63
TUBE PEHD EAU PE100	Ø630	20	70,3	489,4	28 104,23
TUBE PEHD EAU PE100	Ø710	20	79,3	551,4	35 723,80

(Catalogue des diamètres normalisés).

Calcul des frais d'amortissement :

- **prix des conduites :**

Tableau III.13 : prix total des conduites.

Diamètre (mm)	Prix ml TTC(DA)	Longueur (m)	Prix conduite (DA)
Ø500	17 703,63	3400	60 192 342,000
Ø630	28 104,23	3400	95 554 382,000
Ø710	35 723,80	3400	121 460 920,000

- **calcul de l'annuité :**

$$A = \left(\frac{0.08}{(0.08 + 1)^{30} - 1} \right) * 100$$

$$A=0.88\%$$

Tableau III.14 : les fais d'amortissement.

Diamètre (mm)	Prix conduite (DA)	A(%)	Prix*A(DA)
Ø500	60 192 342,000	0.88	529692,61
Ø630	95 554 382,000	0.88	840878,56
Ø710	121 460 920,000	0.88	1068856,10

Calcul des pertes de charges pour chaque diamètre :

On utilisant la loi universelle de **Darcy-Weisbach** pour le calcul des pertes de charge λ sera estimé par la formule de **COLEBROOK**.

Les pertes de charge pour chaque diamètre seront données dans le tableau suivant :

Tableau III.15 : pertes de charge linéaires et singulières.

Diamètre (mm)	ϵ (mm)	Λ	$\Delta H_{liné}(m)$	$\Delta H_{sing} (m)$	$\Delta H_{tot} (m)$
Ø500	0.015	0,01307835	19.26	1.926	21.186
Ø630	0.015	0,01341083	6.22	0.622	6.842
Ø710	0.015	0,01361716	3.48	0.348	3.828

7.2.2. Tronçon 2 :

$$D_{éc} = E \frac{1}{\alpha+m} \cdot C_j^{\frac{\beta}{\alpha+m}} \cdot Q^{\frac{\beta+1}{\alpha+m}}$$

E=3.24 : même type de conduite que le tronçon 1.

$$C_j = Q_2/Q_1 \dots\dots\dots(21)$$

$$C_j = \frac{57.42}{215.24} = 0.27.$$

Les coefficients α , β et m sont les mêmes car on travail toujours avec du PEHD.

$$D_{éc} = 3.24 \frac{1}{1.95+4.774} \cdot 0.27^{\frac{1.77}{1.95+4.774}} \cdot (215.24 * 10^{-3})^{\frac{1.77+1}{1.95+4.774}}$$

$$D_{éc} = 0.45m = 450mm$$

Ce diamètre n'est pas un diamètre normalisé donc nous devons trouver le diamètre normalisé adéquat.

On va chercher sur le catalogue des diamètres normalisé de la gamme PN20 pour trouver le diamètre adéquat :

Tableau III.16 : les diamètres normalisés.

Désignation	Diamètre ext (mm)	PN (bars)	Epaisseur (mm)	Diamètre int (mm)	prix ml TTC (DA)
TUBE PEHD EAU PE100	Ø400	20	44,7	310,6	11 350,22
TUBE PEHD EAU PE100	Ø500	20	55,8	388,4	17 703,63

Source (catalogue CHIALI des diamètres normalisés).

Calcul des frais d'amortissement :

- **prix des conduites :**

Tableau III.17 : prix total des conduites.

Diamètre (mm)	Prix ml TTC(DA)	Longueur (m)	Prix conduite (DA)
Ø400	11 350,22	700	7 945 154,00
Ø500	17 703,63	700	12 392 541,00

- **calcul de l'annuité :**

$$A = \left(\frac{0.08}{(0.08 + 1)^{30} - 1} \right) * 100$$

$$A = 0.88\%$$

Tableau III.18 : les fais d'amortissement.

Diamètre (mm)	Prix conduite (DA)	A(%)	Prix*A(DA)
Ø400	7 945 154,00	0.88	69917,36
Ø500	12 392 541,00	0.88	109054,36

Calcul des pertes de charges pour chaque diamètre :

On utilisant la loi universelle de **Darcy-Weisbach** pour le calcul des pertes de charge λ sera estimé par la formule de **COLEBROOK**.

Les pertes de charge pour chaque diamètre seront données dans le tableau suivant :

Tableau III.19 : pertes de charge linéaires et singulières.

Diamètre (mm)	ε (mm)	λ	$\Delta H_{\text{liné}}(\text{m})$	$\Delta H_{\text{sing}}(\text{m})$	$\Delta H_{\text{tot}}(\text{m})$
Ø400	0.015	0,01565234	1.03	0.103	1.133
Ø500	0.015	0,016210688	0.35	0.035	0.385

Détermination de la H_{mt} de la pompe :

Donc il faut voir toutes les variantes de combinaison entre le tronçon 1 et le tronçon 2.

$$H_g = C_{\text{tpr}} - C_{\text{sp}} = 211 - 70 = 141 \text{ m}$$

$$H_{\text{mt}} = H_g + \Delta H_{\text{tot}} = H_g + (\Delta H_{\text{tottr1}} + \Delta H_{\text{tottr2}}).$$

7.2.3. Etude des variantes :

- **Variante N°1 :**

Tableau III.20 : H_{mt} Variante N°1.

tronçon	Diamètre (mm)	$H_g(\text{m})$	$\Delta H_{\text{tot}}(\text{m})$	$H_{\text{mt}}(\text{m})$
1	Ø500	141	21.186	163.319
2	Ø400		1.133	

- **Variante N°2 :**

Tableau III.21 : H_{mt} Variante N°2.

tronçon	Diamètre (mm)	$H_g(\text{m})$	$\Delta H_{\text{tot}}(\text{m})$	$H_{\text{mt}}(\text{m})$
1	Ø500	141	21.186	162.571
2	Ø500		0.385	

- **Variante N°3 :**

Tableau III.22 : H_{mt} Variante N°3.

tronçon	Diamètre (mm)	$H_g(\text{m})$	$\Delta H_{\text{tot}}(\text{m})$	$H_{\text{mt}}(\text{m})$
1	Ø630	141	6.842	148.975
2	Ø400		1.133	

- **Variante N°4 :**

Tableau III.23 : H_{mt} Variante N°4.

tronçon	Diamètre (mm)	$H_g(\text{m})$	$\Delta H_{\text{tot}}(\text{m})$	$H_{\text{mt}}(\text{m})$
1	Ø630	141	6.842	148.227

2	Ø500		0.385	
---	------	--	-------	--

- **Variante N°5 :**

Tableau III.24 : H_{mt} Variante N°5.

tronçon	Diamètre (mm)	H_g (m)	ΔH_{tot} (m)	H_{mt} (m)
1	Ø710	141	3.828	145.961
2	Ø400		1.133	

- **Variante N°6 :**

Tableau III.25 : H_{mt} Variante N°6.

tronçon	Diamètre (mm)	H_g (m)	ΔH_{tot} (m)	H_{mt} (m)
1	Ø710	141	3.828	145.213
2	Ø500		0.385	

7.2.4. Frais d'amortissement pour chaque variante :

Nous devons calculer les frais d'amortissement de chaque variante :

- **Variante N°1 :**

Tableau III.26 : Frais d'amortissement de la variante 1.

Tronçon	Diamètre (mm)	Frais du tronçon(DA)	Frais totaux(DA)
1	Ø500	529692,61	599609.97
2	Ø400	69917,36	

- **Variante N°2:**

Tableau III.27 : Frais d'amortissement de la variante 2.

Tronçon	Diamètre (mm)	Frais du tronçon(DA)	Frais totaux(DA)
1	Ø500	529692,61	638746.97
2	Ø500	109054,36	

- **Variante N°3 :**

Tableau III.28 : Frais d'amortissement de la variante 3.

Tronçon	Diamètre (mm)	Frais du tronçon(DA)	Frais totaux(DA)
1	Ø630	840878,56	910795.92
2	Ø400	69917,36	

- **Variante N°4 :**

Tableau III.29 : Frais d'amortissement de la variante 4.

Tronçon	Diamètre (mm)	Frais du tronçon(DA)	Frais totaux(DA)
1	Ø630	840878,56	949932.92
2	Ø500	109054,36	

- **Variante N°5 :**

Tableau III.30 : Frais d'amortissement de la variante 5.

Tronçon	Diamètre (mm)	Frais du tronçon(DA)	Frais totaux(DA)
1	Ø710	1068856,10	1138773.46
2	Ø400	69917,36	

- **Variante N°6 :**

Tableau III.31 : Frais d'amortissement de la variante 6.

Tronçon	Diamètre (mm)	Frais du tronçon(DA)	Frais totaux(DA)
1	Ø710	1068856,10	1177910.46
2	Ø500	109054,36	

- **calcul des frais d'exploitation :**

Après la détermination des H_{mt} des différentes variantes et à l'aide du configurateur de pompe on peut donc calculer les frais d'exploitation pour chaque variante.

Les frais sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III.32 : Frais d'exploitation pour toutes les variantes.

variante	H _{mt} (m)	η(%)	P _{abs}	Tarification (06h-17h)				Tarification (21h-06h)				Total (DA)
				tf (h)	P*tf*365 Kwh	Tarif (DA)	Prix (DA)	tf (h)	P*tf*365 Kwh	Tarif (DA)	Prix (DA)	
1	163.319	80.8	426,79	11	1713574,11	1.615	2767422,19	9	1402015,18	0,853	1195918,95	3963341,14
2	162.571	80.9	424,31	11	1703617,51	1.615	2751342,28	9	1393868,87	0,853	1188970,15	3940312,43
3	148.975	81.4	386,44	11	1551552,69	1.615	2505757,6	9	1269452,2	0,853	1082842,73	3588600,33
4	148.227	81.4	384,50	11	1543762,38	1.615	2493176,25	9	1263078,31	0,853	1077405,8	3570582,05
5	145.961	81.4	378,62	11	1520162,33	1.615	2455062,16	9	1243769,18	0,853	1060935,11	3515997,27
6	145.213	81.4	376,68	11	1512372,02	1.615	2442480,81	9	1237395,29	0,853	1055498,18	3497978,99

7.2.5. Le bilan :

Après la détermination des frais d'investissement et d'amortissement pour chaque variante, on doit faire maintenant le bilan total pour trouver la variante la plus économique.

Le bilan est donné dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.33 : Bilan total des variantes.

Variante	Frais d'amortissement(DA)	Frais d'exploitation (DA)	Total (DA)
1	599609.97	3963341,14	4562951.11
2	638746.97	3940312,43	4579059.4
3	910795.92	3588600,33	4499396.15
4	949932.92	3570582,05	4520514.97
5	1138773.46	3515997,27	4654770.73
6	1177910.46	3497978,99	4675889.45

Donc la variante 3 est la plus économique, alors les diamètres pour les tronçons seront :

- **tronçon 1** : Ø630 PN20. Avec une vitesse d'écoulement $V=1.14\text{m/s}$
- **tronçon 2** : Ø400 PN20. Avec une vitesse d'écoulement $V=0.76\text{m/s}$
- **Hauteur manométrique totale** : 148.975m.

On a choisi la gamme de conduite PN 20 afin de protéger la conduite contre les conséquences du phénomène transitoire du coup de bélier.

7.2.6. Tronçon 3 :

Après avoir déterminé la H_{mt} de la pompe et les diamètres des tronçons 1 et 2.

Donc on peut déterminer la cote piézométrique au point A pour pouvoir déterminer le diamètre du tronçon 3.

$$C_{pA} = C_{TNSP} + H_{mt} - \Delta H_{tr1}$$

$$C_{pA} = 70 + 148.975 - 6.842$$

$$C_{pA} = 211.908\text{m.}$$

La station d'El=L KALAA est a une cote de 145 m, donc la cote du trop plein du réservoir sera $C_{tp}=149\text{m}$

La charge disponible sera :

$$H = C_{pA} - C_{tp} = 211.908 - 149 = 62.908\text{m.}$$

$$\Delta H = \frac{K' * L_{\acute{e}q} * Q^{\beta}}{D^m} \Rightarrow D = \sqrt[m]{\frac{K' * L * Q^{\beta}}{\Delta H}} \quad (21)$$

On travail avec du PEHD donc :

$$K' = 0.001052.$$

$$m = 4.774.$$

$$\beta = 1.77.$$

$L_{\acute{e}q} = 1.1 * L = 3135\text{m}$ pour prendre en charge les pertes de charge singulières.

Donc :

$$D = \sqrt[4.774]{\frac{0.001052 * 3135 * (157.82 * 10^{-3})^{1.77}}{62.908}}$$

$$D = 0.272\text{m} = 272\text{mm.}$$

On normalise notre diamètre a partir du catalogue des diamètres normalisés est on prend le diamètre supérieur directement pour minimiser les pertes de charge.

Le diamètre normalisé choisi est :

Tableau III.34 : Diamètre normalisé pour le tronçon 3.

Désignation	Diamètre (mm)	PN (bars)	Epaisseur (mm)	Diamètre int (mm)
TUBE PEHD EAU PE100	Ø400	20	44,7	310,6

(Catalogue des diamètres normalisés).

- Avec une vitesse d'écoulement $V=2.01\text{m/s}$

7.2.7. Tronçon 4 :

$E=3.24$ même type de conduite que les autres tronçons.

$$D_{éc} = E \frac{1}{\alpha+m} Q^{\frac{\beta+1}{\alpha+m}}$$

Les coefficients α , β et m sont les mêmes car on travail toujours avec du PEHD.

$$D_{éc} = 3.24 \frac{1}{1.95+4.774} (13.07 * 10^{-3})^{\frac{1.77+1}{1.95+4.774}}$$

$$D_{éc}=0.20\text{m}=200\text{mm}$$

Pour ce tronçon le dénivelé n'est pas aussi important donc la pression va être un peu plus faible donc la gamme PN16 sera satisfaisante.

La série PN 16 est donnée en annexe : **ANNEXE III.2**

Les diamètres normalisés choisi seront :

Tableau III.35 : les diamètres normalisés.

Désignation	Diamètre (mm)	PN (bars)	Epaisseur (mm)	Diamètre int (mm)	prix ml TTC (DA)
TUBE PEHD EAU PE100	Ø160	16	14,6	130,8	1 526,18
TUBE PEHD EAU PE100	Ø200	16	18,2	163,6	2 396,66
TUBE PEHD EAU PE100	Ø250	16	22,7	204,6	3 708,04

Source (catalogue des diamètres normalisés).

• Calcul des frais d'amortissement :

- prix des conduites :

Tableau III.36 : prix total des conduites.

Diamètre (mm)	Prix ml TTC(DA)	Longueur (m)	Prix conduite (DA)
Ø160	1 526,18	750	1 144 631,25
Ø200	2 396,66	750	1 797 495,00
Ø250	3 708,04	750	2 781 030,00

- calcul de l'annuité :

$$A = \left(\frac{0.08}{(0.08 + 1)^{30} - 1} \right) * 100$$

$$A=0.88\%$$

Tableau III.37 : les fais d'amortissement.

Diamètre (mm)	Prix conduite (DA)	A(%)	Prix*A(DA)
Ø160	1 144 631,25	0.88	10072,755
Ø200	1 797 495,00	0.88	15817,956
Ø250	2 781 030,00	0.88	24473,064

- **Calcul des pertes de charges pour chaque diamètre :**

On utilisant la loi universelle de **Darcy-Weisbach** pour le calcul des pertes de charge

λ sera estimé par la formule de **COLEBROOK**.

Les pertes de charge pour chaque diamètre seront données dans le tableau suivant :

Tableau III.38 : pertes de charge linéaires et singulières.

Diamètre(mm)	ε (mm)	λ	$\Delta H_{\text{liné}}(\text{m})$	$\Delta H_{\text{sing}}(\text{m})$	$\Delta H_{\text{tot}}(\text{m})$
Ø160	0.015	0,01789244	4.95	0.495	5.445
Ø200	0.015	0,01851404	1.67	0.167	1.837
Ø250	0.015	0,0192471	0.57	0.057	0.627

Détermination de la H_{mt} pour chaque diamètre :

$$H_g = C_{\text{tpr}} - C_{\text{sp}} = 258 - 207 = 51 \text{ m}$$

$$H_{\text{mt}} = H_g + \Delta H_{\text{tot}}$$

Tableau III.39: H_{mt} pour les différents diamètres.

Diamètre(mm)	$H_g(\text{m})$	$\Delta H_{\text{tot}}(\text{m})$	$H_{\text{mt}}(\text{mce})$
Ø160	51	5.445	56.445
Ø200	51	1.837	52.837
Ø250	51	0.627	51.627

- **Calcul des frais d'exploitation :**

Après la détermination des H_{mt} des différentes variantes et à l'aide du configurateur de pompe KSB on peut donc calculer les frais d'exploitation pour chaque variantes.

Les frais sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III.40 : Frais d'exploitation pour toutes les variantes.

variante	$H_{\text{mt}}(\text{m})$	$\eta(\%)$	P_{abs}	Tarification (06h-17h)				Tarification (21h-06h)				Total (DA)
				tf (h)	$P * \text{tf} * 365$ Kwh	Tarif (DA)	Prix (DA)	tf (h)	$P * \text{tf} * 365$ Kwh	Tarif (DA)	Prix (DA)	
1	56.445	76	9,52	11	38233,32	1.615	61746,81	9	31281,81	0,853	26683,38	88430,20
2	52.837	75.2	9,01	11	36170,16	1.615	58414,81	9	29593,77	0,853	25243,48	83658,30
3	51.627	68.1	9,72	11	39026,53	1.615	63027,84	9	31930,80	0,853	27236,97	90264,81

7.2.8. Le bilan :

Après la détermination des frais d'investissement et d'amortissement pour chaque variante, on doit faire maintenant le bilan total pour trouver la variante la plus économique.

Le bilan est donné dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.41 : Bilan total des variantes.

Variante	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Total (DA)
1	10072,755	88430,20	98502.955
2	15817,956	83658,30	99476.256
3	24473,064	90264,81	114737.874

Donc la variante 1 est la plus économique, alors les diamètres pour les tronçons seront :

- **tronçon 4** : Ø160 PN16. Avec une vitesse d'écoulement $V=0.97\text{m/s}$
- **Hauteur manométrique totale** : 56.445m

8. Protection de la conduite contre le coup de bélier :

Le coup de bélier est une onde de pression, positive ou négative, provoquée par une variation du régime hydraulique, et se propageant dans le milieu constitué par l'eau et par la conduite qui la contient. Cette onde est caractérisée par une vitesse de propagation ou célérité, Elle se réfléchit sur les obstacles, et en particulier sur les extrémités de la conduite.

8.1. Les causes de coup de bélier :

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire dont les causes sont les suivantes:

- L'ouverture ou la fermeture 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.
- Modification de la vitesse d'une pompe.
- Variation d'un plan d'eau.
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage qui est la cause la plus répandue du coup de bélier.

8.2. Les conséquences de coup de bélier :

8.2.1. Analyse physique :

En fonctionnement permanent, le débit est établi à la valeur Q_{v0} . Supposons que ce débit ne soit pas brusquement plus fourni (temps $t = 0$), suite à une disjonction du moteur électrique de la pompe analysons ce qui se passe :

- ✓ 1^{er} phase : L'eau poursuit son ascension, mais la conduite n'est plus alimentée, il va donc se produire à partir de la pompe une dépression ; de tranche en tranche l'eau se déprime et la conduite se contracte successivement par diminution élastique de son diamètre. L'onde de dépression se propage jusqu'à réservoir à la vitesse a . le temps mis par cette onde pour l'atteindre est L/a , au bout de ce temps la conduite est totalement en dépression et l'eau est immobile.

- ✓ 2eme phase : La conduite étant déformée dans les limites élastiques, elle reprend son diamètre initial. A partir du réservoir, les tranches successives de conduite se décontractent si bien que l'eau peut redescendre dans la conduite et au bout du temps L/a (c'est-à-dire $2L/a$ depuis l'origine), toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de protection de la pompe qui bien sûr s'est fermé.
- ✓ 3eme phase : La première tranche de fluide en contact avec le clapet va être comprimée par les tranches suivantes provoquant une dilatation de la conduite. Une onde de pression va parcourir la conduite dans le sens pompe-réservoir. Au bout du temps L/a ($3L/a$ depuis l'origine), toute la conduite est dilatée avec l'eau immobile et sous pression.
- ✓ 4eme phase : L'élasticité permet à la conduite de reprendre, de proche en proche du réservoir à la pompe, son diamètre initial. Au bout du temps L/a ($4L/a$ depuis l'origine), nous nous trouvons dans la même situation qu'au moment de la disjonction du moteur de la pompe.

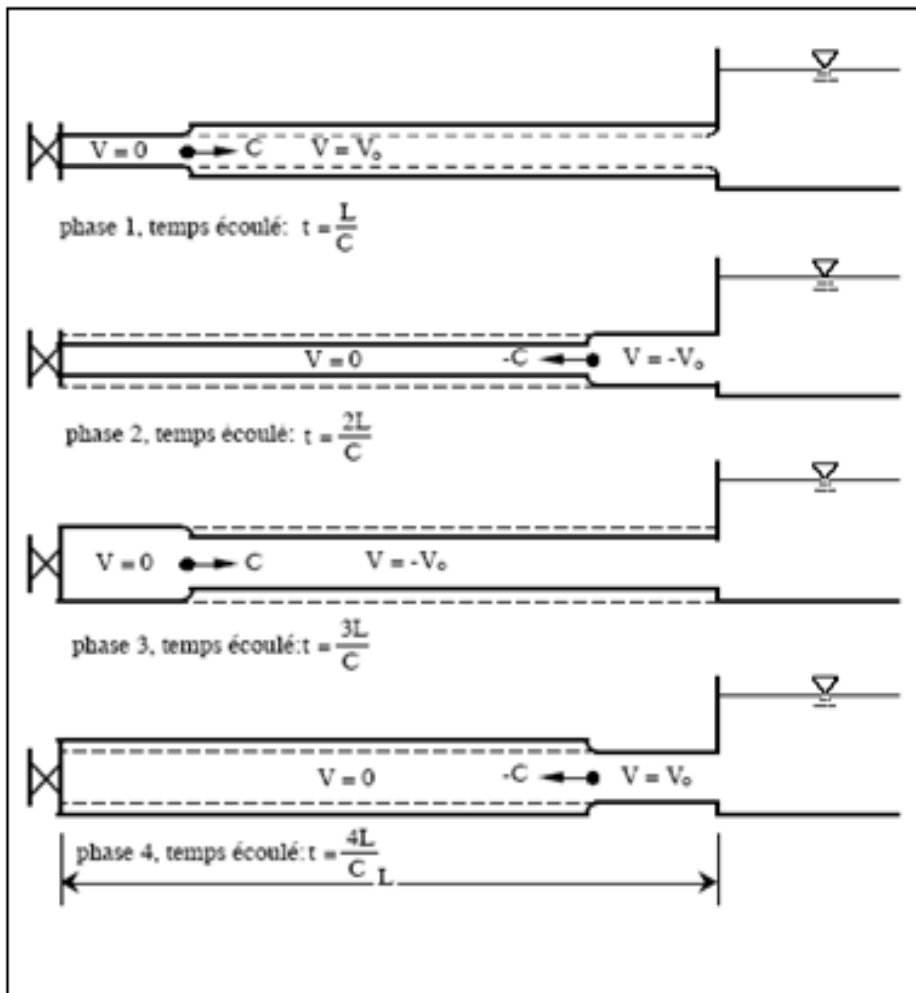


Figure III.3 : Etape d'un cycle de variation de pression.

Le phénomène se reproduirait indéfiniment s'il n'était pas amorti par les pertes de charge régulières.

La pression à l'intérieure de la conduite varie dans le temps et dans l'espace et nous avons : $P = P(x, t)$.

En mouvement permanent (pour $t < 0$), nous avons une vitesse V_0 du fluide dans la conduite, la hauteur manométrique totale est alors Hmt et le volume d'air comprimé dans le ballon U_0 .

Lors de la 1^{ère} phase du phénomène transitoire, le ballon, maintenu sous pression par l'air comprimé, va chasser l'eau dans la conduite et limiter ainsi la dépression.

Lors de la 3^{ème} phase de surpression, l'eau remontera dans le ballon en passant par un organe déprimogène. Cet appareil sera en générale un diaphragme à bord vif qui transforme l'énergie de pression en énergie de vitesse.

En un point de la conduite (x fixé) nous pourrons calculer :

- Pour un temps T_1 la plus faible pression.
- Pour un temps T_2 la plus forte pression.

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.

8.2.2. 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).

8.2.3. 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 10 m.c.e, il se produira une poche de cavitation. Si le profil en long de la canalisation est déformable la canalisation peut être aplatie par implosion et les joints aspirés. Le phénomène de cavitation, une fois apparu, peut provoquer la détérioration de la couche d'enduit intérieur du tuyau.

8.3. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier :

Il existe plusieurs moyen de protection contre le coup de bélier dont :

8.3.1. 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.

8.3.2. 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 mai, dans le cas de hauteur de refoulement même moyenne, on arrive rapidement à des ouvrages d'art de hauteurs importantes.

8.3.3. Soupape de décharge :

C'est 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.

8.3.4. 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.

Dans le présent projet nous allons opter pour les réservoirs d'air pour la protection des conduites d'adduction contre le phénomène du coup de bélier.

8.4. Calcul du volume du réservoir d'air :

Dans notre cas on va procéder au calcul du volume du réservoir par la méthode graphique de Vibert.

8.4.1. Fonctionnement normal :

- Z_0 : est la pression absolue en m.c.e pratiquement égale à :

$$Z_0 = H_g + 10 \quad (22)$$

H_g : étant la hauteur géométrique (m).

- U_0 : volume d'air dans la cloche en régime permanent, donné par la formule suivante :

$$U_0 = \frac{v_0^2}{2gZ_0} \frac{LS}{f\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} \quad (23)$$

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

S : section de la conduite en (m²).

$$f\left(\frac{Z}{Z_0}\right) = \frac{Z_0}{Z_{min}} - 1 - \log \frac{Z_0}{Z_{min}} \quad (24)$$

Utilisation de l'abaque $\rightarrow \frac{U_0}{LS} = \frac{v_0^2}{2g} \frac{1}{Z_0} \frac{1}{f\left(\frac{Z}{Z_0}\right)}$

On pose :

$$h_0 = \frac{v_0^2}{2g} \quad (25)$$

Avec :

v_0 : la vitesse d'écoulement initiale dans la conduite de refoulement, on obtient :

$$\frac{U_0}{LS} = \frac{h_0}{Z_0} \frac{1}{f\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} \quad (26)$$

Et par conséquent :

$$U_0 = LS \frac{h_0}{Z_0} \frac{1}{f\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} \quad (27)$$

En pratique le calcul du volume du réservoir d'air anti-bélier a été toujours déterminé supposant que les conduites ne sont pas enterrées, ce qui ne reflète pas vraiment la réalité vu que tous les réseaux sont enterrés.

L'effet du sol a été toujours négligé donc on ne peut pas connaître la vraie valeur du coup de bélier donc par conséquence un mauvais dimensionnement du réservoir d'air anti-bélier.

8.4.2. Conduites non enterrées :

La célérité d'onde « c » donnant le coup de bélier est déterminé par la formule suivante :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K.D}{E.e}}} \quad (28)$$

Où :

C : célérité d'onde (m/s).

D : diamètre de la conduite (m).

e : épaisseur de la conduite (m).

E : module d'Young de la conduite.

K : coefficient d'élasticité de l'eau : $K = 2,07.10^9$ Pa.

ρ : Masse volumique de l'eau : 1000 kg/m^3 .

8.4.3. Conduites enterrées (cas réel) :

Afin de tenir compte de l'effet du sol sur la conduite, la célérité de l'onde du coup de bélier sera calculée par la relation suivante :

$$c = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K2a(1 - v_m^2)(1 - v_s)}{(1 - v_m^2)aE_s + E_m e_m (1 - v_s)}}} \quad (m/s) \quad (29)$$

Avec :

K : coefficient d'élasticité de l'eau : $K = 2,07.10^9$ Pa.

ρ : Masse volumique de l'eau : 1000 kg/m^3 .

a : Rayon intérieur de la conduite en (m).

v_m : coefficient de poisson du matériau de la conduite.

v_s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite (=0.33).

E_m : module de Young du matériau de la conduite.

E_s : module de Young du sol (200 Mpa).

e_m : épaisseur de la conduite en (m).

8.5. Calcul des volumes :

8.5.1. Réservoir 1: on considère que les tronçons 1 et 3 sont une conduite unique.

On a: $a=0.2447\text{m}$, $v_m=0.46(\text{PEHD})$, $E_m=3*10^3\text{Mpa}$ (PEHD), $e_m=0.0703\text{m}$.

On applique la formule (29) donc :

$$c=721.65\text{m/s}$$

La charge absolue :

$$Z_0=H_g+10=75+10=85\text{m}$$

La charge en tenant compte du coup de bélier :

$$H_g + \frac{cv_0}{g} = 75 + \frac{721.65*1.14}{9.81} = 158.86\text{m}$$

La charge maximale absolue :

$$Z_{\max}=158.86+10=168.86\text{m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{Z_{\max}}{Z_0} = 1.99 \\ \frac{h_0}{Z_0} = 7.80 * 10^{-4} \end{array} \right. \rightarrow \frac{U_0}{LS} = 4.5 * 10^{-3} \text{ et } \frac{Z_{\min}}{Z_0} = 0.57$$

$$U_0=L*S*4.5*10^{-3}=2.87\text{m}^3 \text{ d'air.}$$

$$U_{\max}=U_0/0.57=5.03\text{m}^3 \text{ d'air.}$$

En tenant compte de la sécurité $U_{\max}=6\text{m}^3$

8.5.2. Reservoir 2:

On a: $a=0.0654\text{m}$, $v_m=0.46(\text{PEHD})$, $E_m=3*10^3\text{Mpa}$ (PEHD), $e_m=0.0146\text{m}$.

On applique la formule () donc :

$$c=670.36\text{m/s}$$

La charge absolue :

$$Z_0=H_g+10=51+10=61\text{m}$$

La charge en tenant compte du coup de bélier :

$$H_g + \frac{cv_0}{g} = 61 + \frac{670.36*0.97}{9.81} = 127.28\text{m}$$

La charge maximale absolue :

$$Z_{\max}=127.28+10=137.28\text{m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{Z_{max}}{Z_0} = 2.25 \\ \frac{h_0}{Z_0} = 7.86 * 10^{-4} \end{array} \right. \rightarrow \frac{U_0}{LS} = 3.8 * 10^{-3} \text{ et } \frac{Z_{min}}{Z_0} = 0.565$$

$U_0 = L * S * 3.8 * 10^{-3} = 38.30$ litre d'air.

$U_{max} = U_0 / 0.57 = 67.79$ litre d'air

En tenant compte de la sécurité $U_{max} = 167.79$ litre d'air. = 0.168 m^3

9. Les accessoires :

Pour assurer le bon fonctionnement hydraulique de notre système, il est nécessaire de l'équiper en accessoires qui ont pour rôle :

- Assurer un bon écoulement.
- Régulariser les pressions et mesurer les débits.
- Protéger les canalisations.
- Soutirer les débits.
- Purger les canalisations.
- Vidanger les canalisations.
- Isoler les canalisations.

- **Les robinets-vannes :**

Ce sont des appareils de sectionnement utilisés pour le cas de manœuvres lentes. L'obturation est obtenue par rotation de 90° de la partie tronconique. Généralement ce robinet-vanne est court-circuit pour faciliter l'ouverture.

- **Les vannes papillons :**

Ce sont des vannes à survitesse utilisées surtout au niveau des réservoirs d'eau (sur la conduite de départ). C'est une vanne déséquilibrée, se fermant sous la pression de l'eau, qui ne sera jamais placée à l'aval de la conduite. Elle occasionne une faible perte de charge et présente une fragilité importante.

- **Les vannes d'isolement :**

Elles sont utilisées pour l'isolement de certains tronçons qu'on veut inspecter ou entretenir, elles sont placées tous les 300 à 350 m.

- **Les vannes à clapet de non retour :**

Ces vannes dirigent l'écoulement dans un seul sens. On les installe à la jonction de deux paliers de pression ou sur la conduite de refoulement des pompes et sur les conduites où sont installés les compteurs d'eau.

- **Les vannes de réduction de pression :**

Elles permettent de ramener la pression à une valeur souhaitée ou de réduire la pression d'une valeur prédéterminée.

- **Les vannes de vidange :**

Ce sont des vannes placées au niveau des points les plus bas pour permettre le vidage des canalisations en cas de nettoyage ou d'entretien.

- **Robinet à flotteur :**

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

- **Les ventouses :**

Ces appareils sont placés au niveau des points hauts des conduites ou se ressemblent l'air, soit au moment du remplissage, soit en cours de fonctionnement. La ventouse est formée d'une enceinte en communication avec la conduite, dans laquelle vient obturer l'orifice calibré. Le flotteur est cylindrique ou sphérique. Il peut être couvert d'une enveloppe en caoutchouc.

- **By-pass :**

Les by-pass sont placés parallèlement aux vannes de sectionnement, ils sont utilisés pour :

- Faciliter la manœuvre de la vanne à fermeture lente.
- Remplir à débit réduit, la conduite avant sa mise en service.
- Relier la conduite d'arrivée à la conduite de départ du réservoir.

- **Crépines :**

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

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

- **Clapet :**

Ils sont destinés à empêcher la circulation de l'eau dans sens inverse, ils sont placés à la sortie des pompes au but les protéger.

- **Joints de raccordement :**

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

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

- **Organes de mesure :**

a-Mesure de débit :

Les différents dispositifs de mesure sont :

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

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

b-Mesure de pression :

Les appareils utilisés pour la mesure de pression sont :

- Manomètres à aiguilles.
- Manomètres à soufflet.

- **Organes de raccordement :**

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

- La déviation d'une partie d'écoulement.
- L'introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire ou son soutirage.

- Le changement de diamètre de la conduite.
- Le montage et le démontage des accessoires.
- Le changement de direction de la conduite.

a- Coudes : Les coudes sont des accessoires utiles surtout lorsque la conduite change de direction. Généralement, les coudes sont maintenus par des massifs de butées, convenablement dimensionnés.

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

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

c-Tés

Les tés sont utilisés dans le but de soutirer un débit d'une canalisation ou d'ajouter un débit complémentaire. Les tés se présentent soit à trois emboîtements, soit à deux emboîtements et brides.

d-Joints de démontage

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

Conclusion :

Afin d'assurer les quantités d'eau nécessaires pour les populations nous avons fait l'objet de dimensionner les adductions dont leur dimensions sont les suivants :


- **tronçon 1** : Ø630 PN20. L=3400m. avec un coût de 95554382.00 DA.
- **tronçon 2** : Ø400 PN20. L=700 m. avec un coût de 7945154.00DA.
- **tronçon 3** : Ø400 PN20. L=2850m. avec un coût de 32348127.00 DA.
- **tronçon 4** : Ø160 PN16. L=750m. avec un coût de 1144631.25DA.

Et pour la protection de ces conduites nous avons fait un dimensionnement des réservoirs d'anti-bélier :

Réservoir 1 : avec un volume de 6 m³ d'air.

Réservoir 2 : avec un volume de 0.168 m³ d'air.

Le rôle de ces réservoirs d'air est la protection des conduites d'adductions dans le cas du coup de bélier.



**-Chapitre IV-
Dimensionnement
des stations de
pompage**

Introduction :

Afin d'assurer le transport de l'eau sans aucun problème, et vue les conditions topographiques de la région donc il a été impérative de projetés des stations de pompage.

Le présent chapitre va faire l'objet de dimensionnement des stations de pompage les plus économiques que possible tout en assurant l'arrivée de l'eau à sa destination.

1. Définition de la pompe :

Une pompe est un système d'élévation d'eau, d'autre sens c'est la transformation d'énergie mécanique en énergie hydraulique composée par des organes différents.

La pompe est entraînée par un moteur électrique. Elle peut être une pompe à axe :

- Horizontal.
- Vertical.
- Oblique.

2. Couplage des pompes :

Dans le cas où la pompe placée dans une station de pompage ne fournit pas le débit ou la charge nécessaire pour l'élévation d'eau au point voulu on fait appel au couplage des pompes.

Le couplage des pompes se fait soit en série soit en parallèle, selon la nécessité comme suit :

- **Le couplage en parallèle :** ce type de couplage est utilisé en vue d'augmenter le débit refoulé par les pompes.
- **Le couplage en série :** ce type de couplage est utilisé en vue d'augmenter la hauteur d'élévation (la charge) des pompes.

3. Différents types de pompes :

- **Pompes volumétriques :**

Elles sont caractérisées par un déplacement de liquide du point d'aspiration vers le point de refoulement qui se fait par un mouvement de :

- Translation.
- Rotation.
- Mixte (translation et rotation).

Elles sont adaptées aux fortes viscosités, elles élèvent de faibles débits à des pressions élevées (adaptées aux pressions élevées à très élevées), on distingue :

- Les pompes volumétriques rotatives.
- Les pompes alternatives (à piston).
- Les pompes à rotor excentré, à rotor oscillant, à palettes, à engrenage.

- **Les turbopompes :**

Une turbopompe est constituée par un organe mobile ou une roue munie d'aubes ou d'ailettes animées d'un mouvement de rotation qui permet l'augmentation de l'énergie de fluide. Elle est précédée d'une entrée et suivie le plus souvent d'un diffuseur dans lequel une partie de l'énergie cinétique du fluide se transforme en pression, on distingue :

- Les pompes centrifuges.
- Les pompes à hélices.
- Les pompes hélico-centrifuges.

Les pompes centrifuges sont plus utilisées en hydraulique urbaine à cause de la large gamme d'utilisation qu'elles peuvent couvrir, de leur simplicité et de leur faible coût ainsi que leur bon rendement.

4. Choix du type de pompe :

Le choix d'une pompe se fait en fonction du débit à refouler et la hauteur à laquelle ce débit doit être élevé, autrement appelée, la hauteur manométrique totale d'élévation.

En effet, le choix consiste de déterminer à l'aide des catalogues, les types de pompe qui donneront pour les débits et les hauteurs manométriques désirées des rendements optimums. On opte pour les pompes de marque KSB : En plus de ses avantages technique et mécanique, ce type de pompe nous assure le débit et la hauteur manométrique totale appelés avec une vitesse de rotation élevée.

SOUK EL HAD: $Q=774.86 \text{ m}^3/\text{h}$, $H_{mt}=148.975\text{m}$

BENI AMRANE: $Q=47.05 \text{ m}^3/\text{h}$, $H_{mt}=56.445\text{m}$

5. Choix du nombre de pompes :

Pour la robustesse de l'installation, des pompes supplémentaires seront installées et serviront de secours. Le nombre de pompes de secours dépendra du nombre de pompes choisis de la sorte :

$n < 4$ 1 pompe de secours.

$4 < n < 6$ 2 pompes de secours.

$n > 6$ 3 pompes de secours.

Avec n : nombre de pompes utiles.

6. Les critères de choix de pompes :

Les critères de choix de pompes sont :

- Assurer le débit et l'HMT visé dans le projet.
- Avoir un nombre minimal de pompes.
- Avoir un meilleur rendement.
- Puissance absorbée minimale.
- Vitesse de rotation élevée.
- Charge net d'aspiration requise (NPSH)_r minimale, (anti-cavitation).

7. Exigences principales soumises à la station de pompage :

Tout projet de station de pompage doit tenir compte des recommandations suivantes :

- Diminution possible du cout de génie civil.
- Organisation de l'exécution des travaux en phases.
- Utilisation des matériaux de conception récente.
- Normalisation des solutions techniques.
- Utilisation des projets-type.
- Eviter les zones instables (sismiques et inondables).

8. Choix de l'emplacement de la station de pompage :

L'emplacement et le type de la station de pompage est établis suivant des principaux techniques et économiques :

- Assurant l'accès des engins, des voitures, à tout le bâtiment et à tout ouvrage (visite et réparation).
- Elle dépend du relief d'accès de l'alimentation en énergie électrique, des conditions géologiques.
- Prévoir les moyens de dérivation des eaux pluviales.
- Prévoir de la verdure autour de la station.
- La station de pompage doit être située au mieux par rapport aux besoins à satisfaire:
 - ✓ A la source en eau.
 - ✓ Aux conditions liées à la nature de la ressource en eau.
 - ✓ En notament : (des plus basses eaux).

9.Équipements en amont de la pompe :

- Conduite d'aspiration : Sur la conduite d'aspiration, on évitera toute formation de poches d'air, d'où les parties horizontales comporteront une légère pente 2% montant en direction de la pompe.
- Joint de démontage : Ce joint est nécessaire lors de montage et le démontage de la pompe.
- Convergent d'aspiration : La conduite d'aspiration est raccordée à la pompe par un convergent ce qui permet d'avoir accélération progressive de l'écoulement, favorisant la bonne répartition des vitesses.
- Vanne papillon : Elle sert à isoler la pompe et empêcher l'écoulement dans ce tronçon lors des travaux d'entretien, ou si le débit est faible.
- Les ventouses : Elles ont pour but d'évacuer l'air que contient la conduite, et luté contre la surpression lors de l'écoulement transitoire.

10.Équipements en aval de la pompe :

- Divergent : À la sortie de la pompe, il est évident que la vitesse de l'eau est très grande dans les conduites de refoulement, il est nécessaire de ralentir cette vitesse pour la maintenir dans une plage admissible.
- Clapet de non retour : À la sortie de la pompe, il pourra être placé un clapet dont le rôle sera d'empêcher l'inversion du débit d'eau lors de l'arrêt de la pompe, ils sont installés sur la conduite horizontale.
- Joint de démontage : Ce joint est nécessaire lors de montage et le démontage de la pompe.
- Vanne de régulation : Elle est munie de capteurs qui suivant leurs indications le pourcentage d'ouverture de la vanne est régulé.
- Vanne papillon : Elle sert à isoler la pompe et empêcher l'écoulement dans ce tronçon lors des travaux d'entretien, ou si le débit est faible.
- Conduit de refoulement : Elle sert à véhiculer l'eau entre la pompe et le collecteur de refoulement.

- Collecteur de refoulement : Il sert à véhiculer l'eau vers les points de refoulement, le diamètre de collecteur est déterminé après des études technico-économiques.
- Le by-pass.

11. Courbe caractéristique d'une conduite de refoulement :

On appelle courbe caractéristique d'une conduite la courbe qui représente pour une canalisation de diamètre D et de longueur L , les variations de la perte de charge totale en fonction de débit. Cette courbe est donnée par la formule :

$$H_c = H_g + RQ^2 \text{ (m.c.e)} \quad (1)$$

Avec :

H_g : Hauteur géométrique (m).

R : Résistance de la conduite ($s^2 \cdot m^{-5}$) elle est donnée par :

$$R = 1,1 \times \left[\frac{8 \times \lambda \times L}{g \times \pi^2 \times D^5} \right] \quad (2)$$

Avec :

λ : Coefficient de perte de charge.

L : Longueur de la conduite en (m).

g : Accélération de la pesanteur ($9,81 \text{ m.s}^{-2}$).

D : Diamètre de la conduite en (m).

12. Caractéristiques de la pompe :

- **Point de fonctionnement des pompes :**

Afin d'orienter notre choix, nous devons satisfaire les conditions mécaniques et hydrauliques, et tracer la courbe de la conduite de refoulement et celle de la pompe qui est donnée par le constructeur sur le catalogue.

Le point de fonctionnement d'une pompe (PF) est donné par l'intersection de la courbe caractéristique de la pompe (fournie par le constructeur) et la courbe caractéristique de la conduite de refoulement (fournie par l'installateur).

La figure suivante montre comment on détermine le point de fonctionnement.

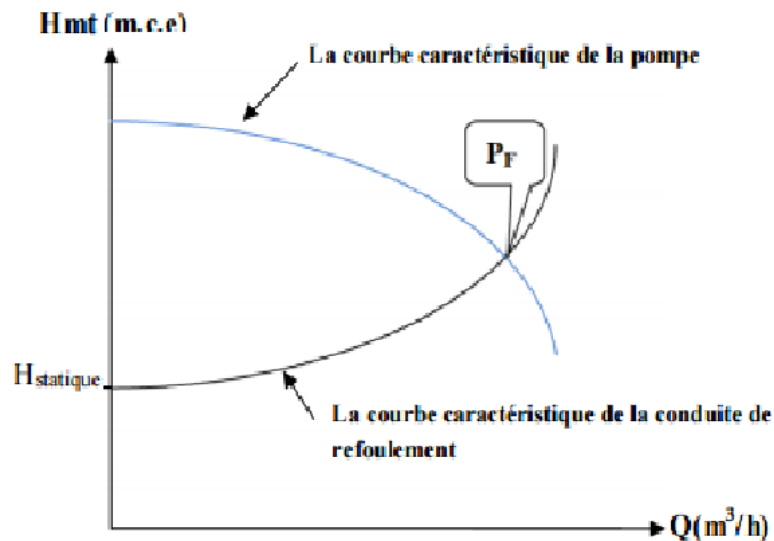


Figure IV.1 : détermination du point de fonctionnement.

13. Étude de la cavitation :

La cavitation est la vaporisation du liquide contenu dans la pompe quand il est soumis à une pression inférieure à la tension de vapeur correspondant à sa température.

Ce phénomène se produit à l'orifice d'aspiration de la pompe, des bulles apparaissent dans les zones où la pression est la plus faible (entrée des aubes de roue des pompes centrifuges) puis elles sont transportées vers les zones de pressions plus fortes où se produit leurs décondensations. Des implosions se produisent alors à des fréquences élevées et créent des surpressions locales très élevées.

La cavitation entraîne de graves incidences tel que :

- La brusque explosion des bulles de vapeur provoque l'érosion des pièces métalliques en formant des cavités sur ses surfaces.
- Augmentation du bruit et des vibrations générés par la pompe.
- Chute des performances des pompes avec diminution importante de la hauteur manométrique totale, du débit et du rendement.

Pour qu'une pompe fonctionne normalement (sans cavitation), il faut respecter la condition suivante :

$$\text{NPSH}_{\text{disponible}} > \text{NPSH}_{\text{requis}} \quad (3)$$

Avec :

$\text{NPSH}_{\text{disponible}}$: charge nette d'aspiration disponible (Net positive section Head), elle est fournie par l'installateur.

$\text{NPSH}_{\text{requis}}$: Charge nette d'aspiration requise, elle est fournie par le constructeur.

On la calcule par la formule suivante :

$$(\text{NPSH})_{\text{disponible}} = (\text{NPSH})_{\text{requis}} + s \quad (4)$$

- **1^{er} cas : Le fonctionnement en charge :** c'est-à-dire la pompe est installée au-dessous du niveau du liquide.

$$(\text{NPSH})_{\text{disponible}} = h_{\text{adm}}^{\text{asp}} + P_{\text{at}} - T\nu - \sum h_p^{\text{asp}} - \frac{V_{\text{asp}}^2}{2g} \quad (5)$$

Avec :

S : marge de sécurité, $s = (0,3 - 0,5)$ m. On prend $s = 0,5$ m.

V_{asp} : vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration en (m/s).

h_{asp} : perte de charge dans la conduite d'aspiration en (m).

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

$$P_{at} = 10,33 - 0,00139 * H \text{ (m.c.e)} \quad (6)$$

H : altitude de la station en (m).

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

La tension de vapeur est fonction de la température, les valeurs sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.1 : valeur de la tension de vapeur pour des températures données.

T°	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	100
Tv (mce)	0.06	0.083	0.125	0.25	0.43	0.75	1.26	2.03	4.1	4.8	10.3

- **2ème cas : Le fonctionnement en aspiration** : c'est-à-dire la pompe est installée au-dessus du niveau du liquide.

$$(NPSH)_{disponible} = h_{adm}^{asp} + P_{at} - T_v - \sum h_p^{asp} + \frac{V_{asp}^2}{2g} \quad (7)$$

14. Choix des pompes :

Le choix des pompes se fera à l'aide du concepteur en ligne du constructeur de pompes.

Le concepteur nous demande la valeur du débit qu'on souhaite pompé et la valeur de la hauteur manométrique totale (HMT).

Le concepteur nous a proposé les pompes suivantes :

- **Pour la station d'EL SOUK EL HAD :**

Tableau IV.2 : la pompe de la station de SOUK EL HAD.

Nombre de pompes	Q disp (m ³ /h)	HMT (mce)	η (%)	Vitesse (tr/min)	Pabs (Kw)	NPSHr (mce)
1+1	774,86	148,97	81.4	1491	385.73	3.59

- **Pour la station de BENI AMRANE :**

Tableau IV.3 : la pompe de la station de BENI AMRANE.

Nombre de pompes	Q disp (m ³ /h)	HMT (mce)	η (%)	Vitesse (tr/min)	Pabs (Kw)	NPSHr (mce)
1+1	47.05	56.45	75.8	2965	10.73	3

- **Remarque :**

Puisque pour les deux stations le nombre de pompes est inférieur à 4 donc on prévoit une pompe de secours pour chaque station.

15. Description des pompes choisies :

- **Pour la station de SOUK EL HAD :**

La fiche technique de la pompe choisie est donnée dans l'ANNEXE IV.1.

Les dimensions géométriques de la pompe choisie sont représentées dans l'ANNEXE IV.2.

Les courbes caractéristiques de la pompe choisie sont représentées dans l'ANNEXE IV.3.

- **Pour la station de BENI AMRANE :**

La fiche technique de la pompe choisie est donnée dans l'ANNEXE IV.4.

Les dimensions géométriques de la pompe choisie sont représentées dans l'ANNEXE IV.5.

Les courbes caractéristiques de la pompe choisie sont représentées dans l'ANNEXE IV.6.

16. Les courbes caractéristiques des conduites de refoulement :

- **Pour la station de SOUK EL HAD :**

La conduite est composée de deux tronçons 1 et 2.

Données :

$$Q_1=215.24 \text{ l/s. } L_1=3400\text{m. } D_1= 489.4\text{mm. } \lambda_1=0,01341083$$

$$Q_2=57.42 \text{ l/s. } L_2=700\text{m. } D_2=310.6 \text{ mm. } \lambda_2=0,01565234$$

$$\text{HMT}=148.97\text{m.}$$

$$\text{Hg}=141\text{m.}$$

On a :

$$H_c=H_g+R*Q^2$$

$$R_1 = 1,1*[8*\lambda*L/(g*\pi^2*D^5)] = 1,1 \times [8*0,01341083*3400/(9,81*\pi^2*0.4894^5)]$$

$$R_1 = 147,76.$$

$$R_2 = 1,1*[8*\lambda*L/(g*\pi^2*D^5)] = 1,1 \times [8*0,01565234*700/(9,81*\pi^2*0.3106^5)]$$

$$R_2 = 344,85.$$

Donc :

$$H_c = 141,4 + (147.76*Q^2)+(344,85*Q^2).$$

Tableau IV.4: Variation de la charge en fonction des débits.

Débit (m ³ /h)	H _{pompe} (mce)	H _{conduite} (mce)
0	180	141,00
100	178	142,25
200	177	142,59
400	165	143,96
600	157	146,24

Débit (m ³ /h)	H _{pompe} (mce)	H _{conduite} (mce)
700	152	147,72
774.86	148,98	148,98
800	147	149,43

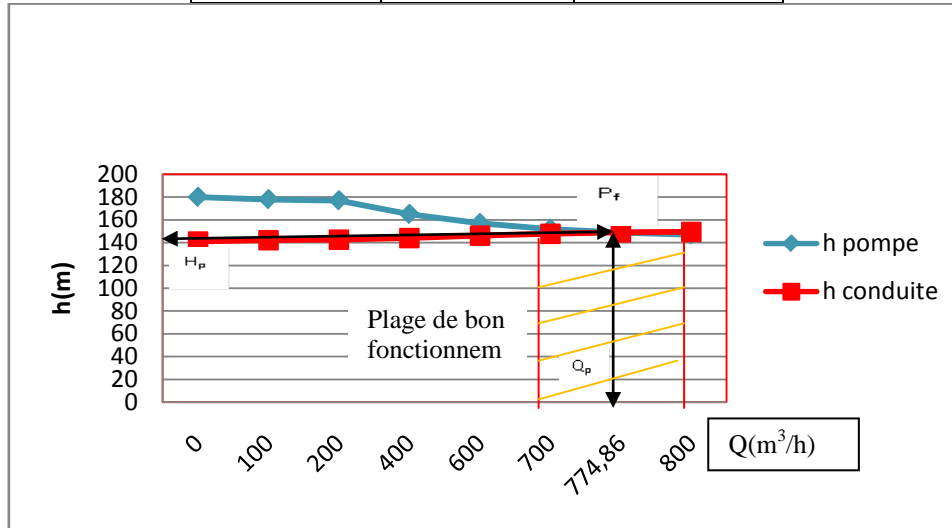


Figure IV.2 : Point de fonctionnement de la station de pompage de SOUK EL HAD.

Le point de fonctionnement est représenté par l’intersection de la courbe caractéristique de la pompe et la courbe caractéristique de la conduite de refoulement.

Donc dans le point de fonctionnement on a :

$$Q_A = 774.86 \text{ m}^3/\text{h}.$$

$$H_A = 148.98 \text{ m}.$$

$$\eta_A = 81.4\%.$$

• **Pour la station de BENI AMRANE :**

On a les données de la conduite de refoulement suivantes :

$$Q = 13.07 \text{ l/s} . L = 750 \text{ m} . \text{HMT} = 56.445 \text{ m} . H_g = 51 \text{ m} . D = 130.8 \text{ mm} . \lambda = 0,01789244.$$

On a :

$$H_c = H_g + (R * Q^2)$$

Avec:

$$R = 1,1 * [8 * \lambda * L / (g * \pi^2 * D^5)] = 1,1 * [8 * 0,01789244 * 750 / (9,81 * \pi^2 * 0.1308^5)]$$

$$R = 31857.08$$

Donc:

$$H_c = 51 + (31857.08 * Q^2).$$

Tableau IV.5: Variation de la charge en fonction des débits.

Débit (m ³ /h)	H _{pompe} (mce)	H _{conduite} (mce)
0	77	51,00
10	74	51,25
20	71	51,98

Débit (m ³ /h)	H _{pompe} (mce)	H _{conduite} (mce)
30	69	53,21
40	65	54,93
47.05	56.445	56,445
50	55	57,15
60	45	59,85

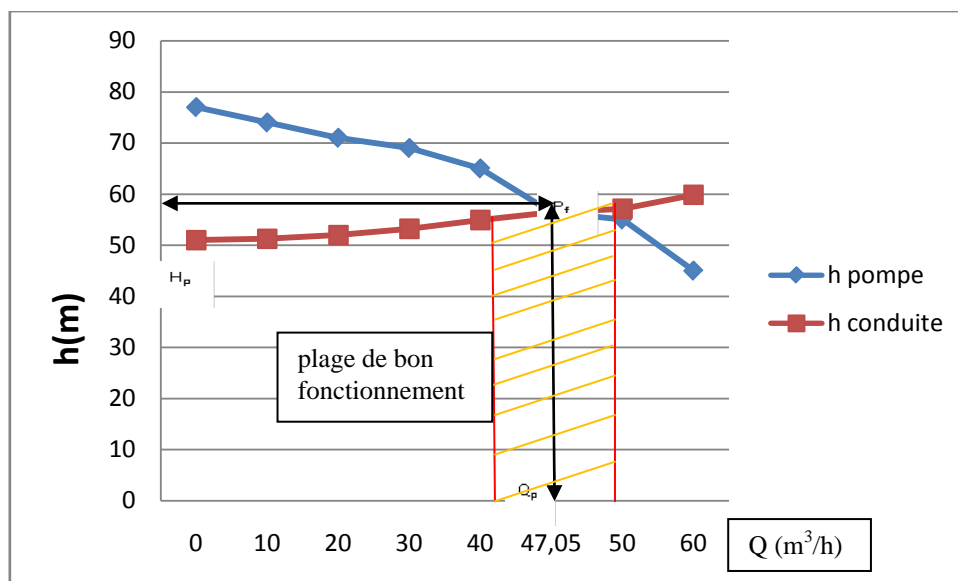


Figure IV.2 : Point de fonctionnement de la station de pompage de BENI AMRANE.

Le point de fonctionnement est représenté par l'intersection de la courbe caractéristique de la pompe et la courbe caractéristique de la conduite de refoulement.

Donc dans le point de fonctionnement on a :

$$Q_A = 47.05 \text{ m}^3/\text{h}.$$

$$H_A = 56.445 \text{ m}.$$

$$\eta_A = 75.8\%.$$

17. Etude de cavitation :

Dans les deux stations de pompage (SOUK EL HAD et BENI AMRANE) les pompes seront installées en charge donc on n'aura pas besoin d'amorçage des pompes avant leur démarrage, donc pas besoin de faire une étude de cavitation.

18. Bâtiment de la station de pompage :

- **Choix du type du bâtiment :**

Il existe différents types de bâtiment pour une station de pompage :

- Bâtiment type bloc.
- Bâtiment type bâche sèche.
- Bâtiment type bâche mouillée.

- Bâtiment de type semi-enterré et sur sol.

Le choix du type de bâtiment est en fonction des paramètres mentionnés dans (ANNEXE IV.7).

Pour les deux stations de pompage on choisit le bâtiment de type surface.

- **Dimensionnement des stations de pompage :**

On doit calculer la hauteur la largeur et la longueur du bâtiment.

- **La hauteur du bâtiment :**

La hauteur du bâtiment se calcul par la formule suivante :

$$H_b = h_5 + h_6 + h_7 + h_8 + h_9 \text{ (m)} \quad (8)$$

Avec :

$$h_5 = h_{\text{pompe}} + h_{\text{socle}} + h_{\text{resrve}}$$

$$h_{\text{socle}} : (20 \div 60) \text{ cm, on prend } h_{\text{socle}} = 60 \text{ cm.}$$

$$h_{\text{resrve}} = 0.5 \text{ m.}$$

$$h_6 : \text{ hauteur réservée pour un ouvrier } 2.1 \text{ m.}$$

$$h_7 : \text{ hauteur du pont roulant } 0.4 \text{ m.}$$

$$h_8 : \text{ hauteur profilée } 0.8 \text{ m.}$$

$$h_9 : \text{ hauteur de sécurité } 0.5 \text{ m.}$$

- **La largeur du bâtiment :**

La largeur du bâtiment se calcule par la formule suivante :

$$l_{ba} = l_1 + l_2 + l_p + l_c + l_b + 2 * S \text{ (m)} \quad (9)$$

$$S : \text{ épaisseur des murs } S = 0.2 \text{ m.}$$

$$l_1 : \text{ distance entre le mur et le 1er organe tel que } l_1 = (20 \div 30) \text{ cm on prend } l_1 = 0.3 \text{ m.}$$

$$l_2 : \text{ longueur des accessoires d'aspiration et de refoulement estimé à } l_2 = 5 \text{ m.}$$

$$l_p : \text{ longueur de la pompe.}$$

$$l_c : \text{ largeur du couloir } l_c = 2.15 \text{ m.}$$

$$l_b : \text{ largeur des différents bureaux estimer à } l_b = 4 \text{ m.}$$

- **La longueur du bâtiment :**

La longueur du bâtiment se calcule par la formule suivante :

$$L_b = n_p * L_p + L_{pf} + L_d + L_{ref} + L_{int} \text{ (m)} \quad (10)$$

Avec :

$$n_p : \text{ nombre de pompe.}$$

$$l_p : \text{ largeur de la pompe.}$$

$$L_{int} : \text{ distance entre deux pompes voisines (0.8-1.2) m on prend } l_{int} = 1 \text{ m.}$$

$$L_{pf} : \text{ longueur de la plateforme : } 3.5 \text{ m.}$$

$$L_{ref} : \text{ Longueur des accessoires de refoulement général estimée à } 3 \text{ m.}$$

$$L_d : \text{ divers (murs, portes...) estimée à } 3 \text{ m.}$$

- **Les dimensions de la station de SOUK EL HAD :**

- **La hauteur :**

$$\text{On a } h_{\text{pompe}} = 1.21 \text{ m. Donc : } h_5 = 1.21 + 0.6 + 0.5 = 2.31 \text{ m.}$$

$$H_b = 2.31 + 2.1 + 0.4 + 0.8 + 0.5 = 6.11 \text{ m}$$

On prend $H_b = 6.5 \text{ m}$.

- **La largeur:**

On a $L_p = 2.32 \text{ m}$ Donc :

$$l_{ba} = 0.3 + 5 + 2.32 + 2.15 + 4 = 13.77$$

On prend $l_{ba} = 14 \text{ m}$

- **La longueur:**

On a :

n_p : le nombre de pompe est 2 (une pompe + une pompe de secours).

$$l_p = 0.75 \text{ m}$$

Donc :

$$L_b = 2 * 0.75 + 3.5 + 3 + 3 + 1 = 12 \text{ m}$$

On prend $L_b = 12 \text{ m}$

• **Les dimensions de la station de BENI AMRANE :**

- **La hauteur :**

On a $h_{pompe} = 0.315 \text{ m}$. Donc : $h_5 = 0.315 + 0.6 + 0.5 = 1.415 \text{ m}$.

$$H_b = 1.415 + 2.1 + 0.4 + 0.8 + 0.5 = 5.215 \text{ m}$$

On prend $H_b = 6 \text{ m}$.

- **La largeur:**

On a $L_p = 1.267 \text{ m}$ Donc :

$$l_{ba} = 0.3 + 5 + 1.267 + 2.15 + 4 = 12.717$$

On prend $l_{ba} = 13 \text{ m}$

- **La longueur:**

On a :

n_p : le nombre de pompe est 2 (une pompe + une pompe de secours).

$$l_p = 0.443 \text{ m}$$

Donc :

$$L_b = 2 * 0.443 + 3.5 + 3 + 3 + 1 = 11.386 \text{ m}$$

On prend $L_b = 11.5 \text{ m}$

Tableau IV.6 : Quelques valeurs normalisées pour les dimensions du bâtiment.

	Equipements	Dimension
1	Portail d'entrée	$S = 13 \text{ m}^2$
2	Fenêtres	$S = 2.4 \text{ m}^2$
3	Distance entre pompe et armoire	$L = 1 \text{ m}$
4	Marche d'escalier	$H = 15 \text{ cm}$, $l = 90 \text{ cm}$, $\text{Prof} = 20 \text{ cm}$, $\text{Pente} = 1/1.15$
5	Bureau du chef d'exploitation	$S = 12 \text{ m}^2$, $H = 3 \text{ m}$
6	Magasin et personnel	$S = 15 \text{ m}^2$

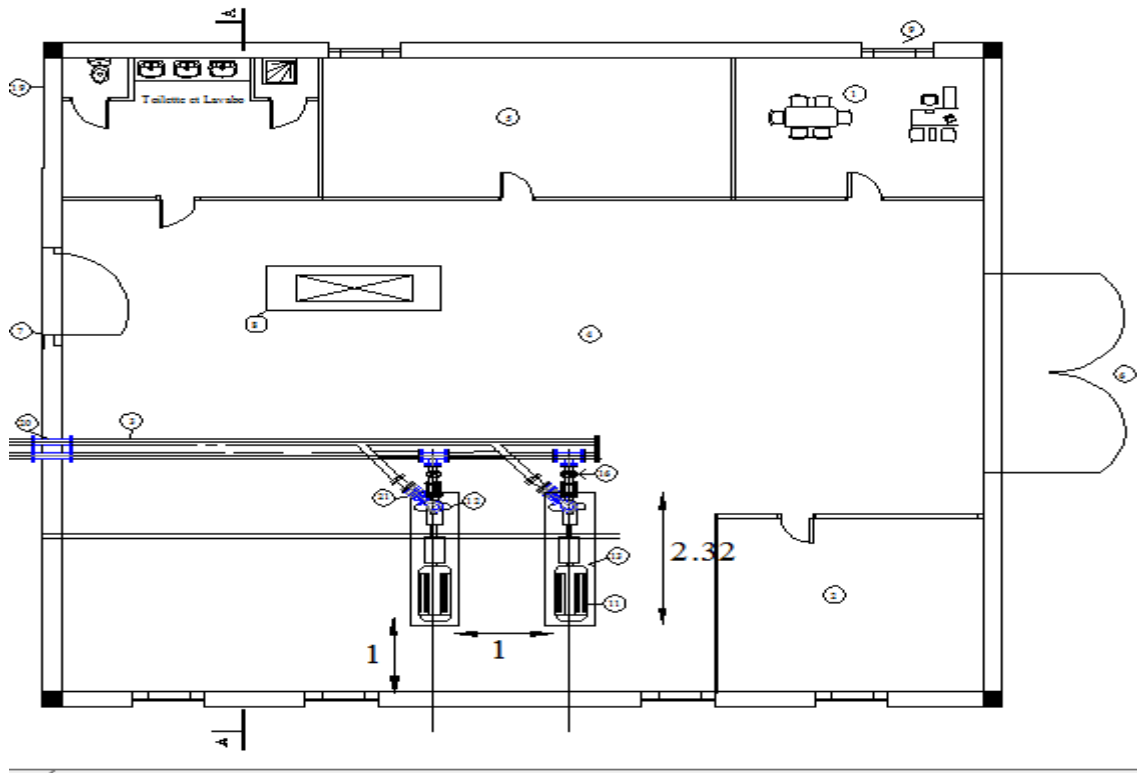


Figure IV.3 : schéma explicatif du bâtiment de la station de pompage.

19. Les frais annuels d'énergie :

Les frais de la consommation d'énergie annuels sont calculés à partir de la formule suivante :

$$F_{a.e} = n_p \times P \times t \times 365 \times e \text{ (DA)} \quad (11)$$

Avec :

$F_{a.e}$: frais annuels d'exploitation.

n_p : Nombre des pompes.

P : puissance de la pompe en (kW).

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

e : prix moyen unitaire d'un KW imposé par la SONELGAZ), il varie selon les heures de la journée.

- **La station de SOUK EL HAD :**

$n_p=1$, $P=385.73$ kW, $t=20$ h, $e=1.615$ DA (06-17), $e=0.853$ DA (21-06).

$$F_{a.e}=1*385.73*365*(1.615*11+0.853*9)$$

$$F_{a.e}=3582016.071 \text{ DA.}$$

- **La station de BENI AMRANE :**

$n_p=1$, $P=10.73$ kW, $t=20$ h, $e=1.615$ DA (06-17), $e=0.853$ DA (21-06).

$$F_{a.e}=1*10.73*365*(1.615*11+0.853*9)$$

$$F_{a.e}=99642.3209 \text{ DA.}$$

Conclusion :

Le présent chapitre a fait l'objet de dimensionner les stations de pompage de BENI AMRANE et SOUK EL HAD, et le choix des pompes les plus économique possibles avec le frais annuels d'énergie.

Les stations de pompage sont caractérisées par :

Station de SOUK EL HAD: $HMT=148.98m$, $Q_A=774.86m^3/h$, $\eta_A=81.4\%$,
 $F_{a.e}=3582016.071$ DA.

Station de BENI AMRANE: $HMT=56.445m$, $Q_A=47.05 m^3/h$, $\eta_A=75.8\%$,
 $F_{a.e}=99642.3209$ DA.



**-Chapitre V-
Les réservoirs**

Introduction :

Les réservoirs sont des ouvrages de stockage régulateurs de débit qui permet d'adapter la production à la consommation, donc ils représentent des éléments indispensables nécessitant une étude approfondie afin qu'ils puissent remplir à bien.

Alors le but de ce chapitre est de déterminer le volume de stockage nécessaire et le projeté de telle façon à assurer le meilleur fonctionnement de notre système d'adduction.

1. Etude des réservoirs :

L'étude des réservoirs fait l'objet de plusieurs critères :

1.1. Rôles des réservoirs :

Les réservoirs constituent les organes régulateurs de pression et de débit entre le régime de production et le régime de consommation, Ils permettent de :

- Emmagasinier l'eau pendant les heures creuses de consommation et restitution de l'eau pendant les autres heures ou la consommation devient importante.
- Assurer la continuité de la distribution pendant l'arrêt de la pompe.
- Constituer une réserve pour les imprévus (rupture, panne, réparation, extension du réseau...).
- Régulariser le fonctionnement du pompage, Les pompes refoulent à un débit constant.
- Simplifier l'exploitation.
- Assurer la réserve d'incendie.
- Ils peuvent également jouer le rôle de brise-charge dans le cas d'une distribution étagée.
- jouer le rôle de relai.

1.2. Choix de la côte d'implantation et emplacement des réservoirs :

L'emplacement du réservoir tient compte du relief permettant d'obtenir des dépenses minimales des frais d'investissement et l'exploitation.

Dans notre étude, on va choisir l'emplacement des réservoirs d'une façon qu'ils soient compatibles avec l'un des rôles qu'ils doivent jouer c.à.d. assurer aux abonnés une pression suffisante et la régularisation du fonctionnement de pompage et assurer la continuité de distribution pendant l'arrêt de pompage. En conséquence, l'altitude de la cuve et plus précisément son radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau.

1.3. Prescriptions sanitaires :

Afin d'éviter les risques importants de dégradation de la qualité de l'eau dans ces ouvrages, certaines règles de conception doivent être prises en compte dès l'origine du projet :

- Renouvellement de l'eau : le renouvellement de l'eau dans les réservoirs est une condition nécessaire à la préservation de la qualité de l'eau.

Le temps de séjour dépend directement des volumes de stockage, en pratique, on peut retenir les ordres de grandeur suivants pour le dimensionnement des réservoirs :

- Une journée de consommation en milieu rural,
- Une demi-journée de consommation en milieu urbain.
- Brassage de l'eau : La forme des réservoirs ainsi que les dispositifs de remplissage et de vidange doivent permettre une circulation suffisante de l'eau pour éviter la formation de zones d'eau stagnante et donc empêcher la prolifération des germes.

- Choix des matériaux : On s'attachera à utiliser des matériaux adéquats en apportant un soin particulier au choix des joints et des enduits.
- Étanchéité de l'ouvrage et équipements divers : L'étanchéité des ouvrages de stockage est indispensable pour préserver la qualité de l'eau.

L'attention se portera sur toutes les parties de l'ouvrage :

- Murs, radier.
- Capots et accès divers.

Il faut noter que la mauvaise étanchéité de la partie supérieure du réservoir est souvent la cause d'apport d'eaux de ruissellement parasites.

- Isolation thermique : Les variations importantes de la température (journalières ou saisonnières) peuvent favoriser la dégradation de la qualité de l'eau en particulier le développement d'algues et de mousse. À ce sujet, les réservoirs enterrés sont thermiquement bien isolés et permettent de conserver quasi-constante la température de l'eau.
- Protection des entrées d'air : Le renouvellement de l'air dans les réservoirs est indispensable.

Il faut cependant protéger les entrées d'air contre la pénétration des poussières, des insectes voire des petits animaux.

A cet effet, les dispositifs d'aération comporteront des tamis à maille fine en acier inoxydable ou en matière plastique.

- Limitation de l'éclairage naturel : La lumière favorise la croissance des algues dans l'eau, l'éclairage naturel permanent à l'intérieur du réservoir est donc à proscrire. L'ouvrage sera par contre équipé d'un éclairage permettant son exploitation et son entretien en toute sécurité.

2. Classification des réservoirs

On peut classer les réservoirs en plusieurs catégories selon :

2.1. Le matériau de construction, on distingue :

- Réservoir métalliques.
- Réservoir en maçonnerie.
- Réservoir en béton armé.

2.2. La situation des lieux, ils peuvent être :

- Enterrées.
- Semi-enterrés.
- Surélevé.

2.3. Selon l'usage :

- Réservoir principal d'accumulation et de stockage. (Réservoir d'eau traité).
- Réservoir terminal.
- Réservoir d'équilibre.

- Réservoir tampon.
- Bâche de reprise.
- Brise charge.

2.4. La forme géométrique :

- Réservoir cylindrique.
- Réservoir rectangulaire.
- Réservoir carré.

3. Choix du réservoir :

Ce sera bien entendu une question d'espèce pour chaque cas. Cependant à chaque fois que cela sera possible .Il sera préférable d'avoir recours au réservoir enterré, semi enterré ou au plus en élévation au dessus du sol avec radier légèrement enterré.

Le choix du réservoir dépend des :

- Conditions topographiques.
- Conditions géotechniques.
- Conditions hydrauliques.
- Conditions économiques.

4. Equipements du réservoir :

Le réservoir doit être équipé de :

4.1. Conduite d'arrivée ou d'alimentation :

Cette conduite doit être à l'opposé de la conduite de départ pour provoquer le brassage et permettre le renouvellement d'eau par mélange en créant des perturbations et un écoulement par rouleaux.

Cette conduite peut être installée de plusieurs manières :

- **Par Le haut :**

Soit avec chute libre soit en plongeant la conduite de façon à ce que son extrémité soit toujours noyée, le premier cas provoque une oxygénation de l'eau mais il libère facilement le gaz carbonique dissous et par suite il favorise l'entartrage du réservoir et des conduites.

- **Par Le bas :**

Soit par le bas à travers les parois du réservoir soit par le fond à travers le radier.

4.2. Conduite de départ ou de distribution :

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.15 ou 0.2 m au-dessus du radier en vue d'éviter d'introduire dans la distribution des boues ou des sables qui éventuellement pourrait se décomposer dans la cuve.

On réserve au minimum 0.5 m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite en cas d'abaissement maximal du plan d'eau.

L'extrémité de la conduite est munie d'une grille ou crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex.

En cas de rupture de la conduite de distribution et dans l'hypothèse d'un grand réservoir, il faut avoir la possibilité de l'isoler rapidement pour éviter les pertes d'eau en cas de cassure de la conduite de distribution. Il pourra être envisagé de rendre automatique la fermeture du robinet en utilisant une vanne papillon qui se met en marche dès qu'une survitesse se manifesterait dans la conduite.

4.3. Conduite de trop-plein :

Cette conduite a pour but d'évacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir sans provoquer de déversement. Elle ne comportera pas de robinet sur son parcours. Sa section transversale sera disposée selon un plan horizontal situé à une distance H au-dessous du niveau maximal susceptible d'être atteint dans la cuve.

La canalisation de trop-plein débouchera à un exutoire, mais on peut craindre par cet exutoire une pollution ou une introduction d'animaux ou de moustiques qui pourraient ainsi pénétrer dans le réservoir, ainsi ménage-t-on un joint hydraulique constitué par un siphon qui maintient en eau le tronçon. Si le réservoir est compartimenté chaque cuve doit avoir une conduite de trop-plein.

4.4. Conduite de vidange :

Elle est placée au point bas du réservoir permet une décharge complète vers l'égout pour permettre l'inspection et le nettoyage du réservoir, ainsi que d'éventuelles réparations. Elle part du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation de trop-plein, Elle comporte un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable qui entraîne une difficulté de manœuvre.

On peut installer des détecteurs de niveau dans le réservoir pour signaler les niveaux critiques, le niveau de débordement et le niveau bas notamment pour la protection des pompes.

4.5. Conduite by-pass :

On relie la conduite d'adduction à celle de la distribution par une conduite appelée By-pass pour assurer la continuité de la distribution, en cas de travaux de maintenance ou dans le cas de vidange de la cuve.

4.6. 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 deux types de systèmes :

- **Système à deux prises** : dont la réserve n'est pas convenablement renouvelé.
- **Système à siphon** : qui a l'avantage de renouveler constamment la réserve d'incendie.

5. Calcul de la capacité de stockage des réservoirs :

Dans le présent projet nous avons à calculer la capacité de stockage quatre (4) réservoirs de stockage qui sont les suivants :

- ✓ **réservoir N°1** : station de pompage de SOUK EL HAD.

- ✓ réservoir N°2 : station de pompage d'EL KALAA.
- ✓ réservoir N°3 : réservoir d'alimentation BENI AMRANE.
- ✓ réservoir N°4 : réservoir d'alimentation POSTE 17 (BENI AMRANE).

5.1. Réservoir N°1 :

Le réservoir s'alimente à partir de la station de SI MUSTAPHA qui est alimenté à partir du barrage de TAKSEBT.

Le volume du réservoir est calculé à partir du tableau suivant :

Tableau V.1 : calcul de la capacité de stockage réservoir N°1.

heures	Apport(%)	Départ(%)	Stockage(%)	Déficit(%)	Volume(%)
0-1	4.167	5		0.833	0
1-2	4.167	0	4.167		4.167
2-3	4.167	0	4.167		8.334
3-4	4.167	0	4.167		12.501
4-5	4.167	0	4.167		16.668
5-6	4.167	5		0.833	15.835
6-7	4.167	5		0.833	15.002
7-8	4.167	5		0.833	14.169
8-9	4.167	5		0.833	13.336
9-10	4.167	5		0.833	12.503
10-11	4.167	5		0.833	11.67
11-12	4.167	5		0.833	10.837
12-13	4.167	5		0.833	10.004
13-14	4.167	5		0.833	9.171
14-15	4.167	5		0.833	8.338
15-16	4.167	5		0.833	7.505
16-17	4.167	5		0.833	6.672
17-18	4.167	5		0.833	5.839
18-19	4.167	5		0.833	5.006
19-20	4.167	5		0.833	4.173
20-21	4.167	5		0.833	3.34
21-22	4.167	5		0.833	2.507
22-23	4.167	5		0.833	1.664
23-24	4.167	5		0.833	0.833

Donc la capacité du réservoir est de 16.668% du débit maximal journalier de l'agglomération de BENI AMRANE et toutes les agglomérations qui dépendent de la station de pompage de SOUK EL HAD plus un volume de 120m³ pour les incendies:

$$Q_{\max.j.tot} = Q_{\max.j.B} + Q_{\max.j.A} = 4133.98 + 11363.04 = 15497.02 \text{ m}^3/\text{j.} \quad (1)$$

Donc la capacité du réservoir est :

$$V = 16.668\% * Q_{\max.j.tot} + 120 \quad (2)$$

$$V = 16.668\% * 15497.02 + 120$$

$$V = 2703.04 \text{ m}^3.$$

Le volume du réservoir sera normalisé pour des raisons de facilitation de construction :

Donc le volume normalisé sera de 3000 m³.

5.2. Réservoir N°2 :

Le réservoir d’KALAA est alimenté à partir de la station de SOUK EL HAD dont l’apport dépend du fonctionnement de cette dernière.

Sa capacité est calculée dans le tableau suivant :

Tableau V.2 : calcul de la capacité de stockage réservoir N°2.

heures	Apport(%)	Départ(%)	Stockage(%)	Déficit(%)	Volume(%)
0-1	5	4.167	0.833		3.332
1-2	5	4.167	0.833		4.165
2-3	5	4.167	0.833		4.998
3-4	5	4.167	0.833		4.831
4-5	5	4.167	0.833		6.664
5-6	5	4.167	0.833		7.497
6-7	5	4.167	0.833		8.33
7-8	5	4.167	0.833		9.163
8-9	5	4.167	0.833		9.996
9-10	5	4.167	0.833		10.829
10-11	5	4.167	0.833		11.662
11-12	5	4.167	0.833		12.495
12-13	5	4.167	0.833		13.328
13-14	5	4.167	0.833		14.161
14-15	5	4.167	0.833		14.994
15-16	5	4.167	0.833		15.827
16-17	5	4.167	0.833		16.66
17-18	0	4.167		4.167	12.493
18-19	0	4.167		4.167	8.334
19-20	0	4.167		4.167	4.167
20-21	0	4.167		4.167	0
21-22	5	4.167	0.833		0.833
22-23	5	4.167	0.833		1.666
23-24	5	4.167	0.833		2.499

Donc le volume du réservoir de la station de reprise qui va assurer le pompage pour les autres agglomérations est de 16.66% du débit maximal de ces agglomérations plus un volume de 120m³ réservé pour les incendies donc :

$$V = 16.66\% * Q_{\max,agg} + 120 \quad (3)$$

$$V = 16.66\% * 11363.04 + 120$$

$$V = 2013.08 \text{ m}^3$$

Donc le volume sera normalisé à 2000 m³ pour des raisons de facilitation de construction.

5.3. Réservoir N°3 :

Le réservoir de BENI AMRANE est alimenté à partir de la station de pompage de SOUK EL HAD, sa capacité est déterminée dans le tableau suivant :

Le régime de consommation a été déterminé à partir du tableau de la variation de la consommation horaire selon le nombre d’habitant qui est donné en annexe (ANNEXE V.1).

Tableau V.3 : calcul de la capacité de stockage réservoir N°3.

Heures	Consommation(%)	Apport(%)	Stockage(%)	Déficit(%)	Volume(%)
0-1	1.5	5	3.5		12
1-2	1.5	5	3.5		15.5
2-3	1.5	5	3.5		19
3-4	1.5	5	3.5		22.5
4-5	2.5	5	2.5		25
5-6	3.5	5	1.5		26.5
6-7	4.5	5	0.5		27
7-8	5.5	5		0.5	26.5
8-9	6.25	5		1.25	25.25
9-10	6.25	5		1.25	24
10-11	6.25	5		1.25	22.75
11-12	6.25	5		1.25	21.5
12-13	5	5		0	21.5
13-14	5	5		0	21.5
14-15	5.5	5		0.5	21
15-16	6	5		1	20
16-17	6	5		1	19
17-18	5.5	0		5.5	13.5
18-19	5	0		5	8.5
19-20	4.5	0		4.5	4
20-21	4	0		4	0
21-22	3	5	2		2
22-23	2	5	3		5
23-24	1.5	5	3.5		8.5

Donc le volume du réservoir de stockage le l'agglomération de BENI AMRANE sans prendre en compte le débit de consommation du POSTE 17 sera estimé de 27% du débit maximal journalier et on lui rajout 120m³ qui un volume réservé pour les incendies.

Le débit du POSTE 17 ne sera pas pris en charge pour le dimensionnement du réservoir 3, car il sera directement refoulé vers le réservoir 4, ce dernier va assurer la distribution en eau pour le POSTE 17.

Donc :

$$V = 27\% * Q_{\max,j} + 120 \quad (4)$$

$$V = 27\% * (4133.98 - 941.15) + 120$$

$$V = 982.06 \text{ m}^3$$

Pour des raisons de facilitation de la construction du réservoir le volume sera normalisé à 1000m³.

5.4. Réservoir N°4 :

Le réservoir du POSTE 17 est alimenté à partir de la station de pompage de BENI AMRANE (elle se situe avec le réservoir N°3).

Le réservoir a été projeté pour des raisons topographiques, car le réservoir N°3 ne peut pas assurer l'alimentation de toute l'agglomération de BENI AMRANE.

Le régime de consommation a été déterminé à partir du tableau de la variation de la consommation horaire selon le nombre d'habitant qui est donné en annexe (ANNEXE V.1).

La capacité de ce réservoir est calculée dans le tableau suivant :

Tableau V.4 : calcul de la capacité de stockage réservoir N°4.

heures	Apport(%)	Départ(%)	Stockage(%)	Déficit(%)	Volume(%)
0-1	5	1,5	3,5		12
1-2	5	1,5	3,5		15,5
2-3	5	1,5	3,5		19
3-4	5	1,5	3,5		22,5
4-5	5	2,5	2,5		25
5-6	5	3,5	1,5		26,5
6-7	5	4,5	0,5		27
7-8	5	5,5		0,5	26,5
8-9	5	6,25		1,25	25,25
9-10	5	6,25		1,25	24
10-11	5	6,25		1,25	22,75
11-12	5	6,25		1,25	21,5
12-13	5	5		0	21,5
13-14	5	5		0	21,5
14-15	5	5,5		0,5	21
15-16	5	6		1	20
16-17	5	6		1	19
17-18	0	5,5		5,5	13,5
18-19	0	5		5	8,5
19-20	0	4,5		4,5	4
20-21	0	4		4	0
21-22	5	3	2		2
22-23	5	2	3		5
23-24	5	1,5	3,5		8,5

Donc le volume du réservoir de se site est de 27% du débit maximal journalier de ce dernier plus un volume de 120m³ réservé pour les incendies.

Donc le volume du réservoir est :

$$V=27\% * Q_{\max j}+120$$

$$V=27\% * 941.15+120$$

$$V=374.11\text{m}^3$$

Le volume du réservoir sera normalisé pour des raisons de construction à un volume normalisé qui est 500m³.

6. Les dimensions des réservoirs :

Les quatre réservoirs sont des réservoirs sur sol, on va les construire de forme circulaire donc leurs dimensions seront les suivant :

6.1. Réservoirs N°1 :

Généralement la hauteur des réservoirs est entre 4 et 6 mètres pour ce réservoir on va lui donner une hauteur de 5 mètres. h=5m

Donc sa surface sera :

$$S = \frac{V}{h} = \frac{3000}{5} = 600 \text{ m}^2$$

Son diamètre sera :

$$S = \frac{\pi * D^2}{4} \Rightarrow D = \sqrt[2]{\frac{S * 4}{\pi}}$$

$$D = \sqrt[2]{\frac{600 * 4}{\pi}} = 27.63\text{m}$$

On va prendre D=28m

6.2. Réservoirs N°2 :

Ce réservoir on va lui donner une hauteur de 4m. h=4m.

Donc sa surface sera :

$$S = \frac{V}{h} = \frac{2000}{4} = 500 \text{ m}^2$$

Son diamètre sera :

$$S = \frac{\pi * D^2}{4} \Rightarrow D = \sqrt[2]{\frac{S * 4}{\pi}}$$

$$D = \sqrt[2]{\frac{600 * 4}{\pi}} = 25.23\text{m}$$

On va prendre D=25.5m

6.3. Réservoirs N°3 :

Se réservoir on va lui donner une hauteur de 4m. h=4m.

Donc sa surface sera :

$$S = \frac{V}{h} = \frac{1000}{4} = 250 \text{ m}^2$$

Son diamètre sera :

$$S = \frac{\pi * D^2}{4} \Rightarrow D = \sqrt[2]{\frac{S * 4}{\pi}}$$

$$D = \sqrt[2]{\frac{250 * 4}{\pi}} = 17.84\text{m}$$

On va prendre D=18m

6.4. Réservoirs N°4 :

Se réservoir on va lui donner une hauteur de 4m. h=4m.

Donc sa surface sera :

$$S = \frac{V}{h} = \frac{500}{4} = 125 \text{ m}^2$$

Son diamètre sera :

$$S = \frac{\pi * D^2}{4} \Rightarrow D = \sqrt[2]{\frac{S * 4}{\pi}}$$

$$D = \sqrt[2]{\frac{600 * 4}{\pi}} = 12.62\text{m}$$

On va prendre D=13m.

7. Schéma du réservoir :

La figure ci- dessous montre un schéma des réservoir :

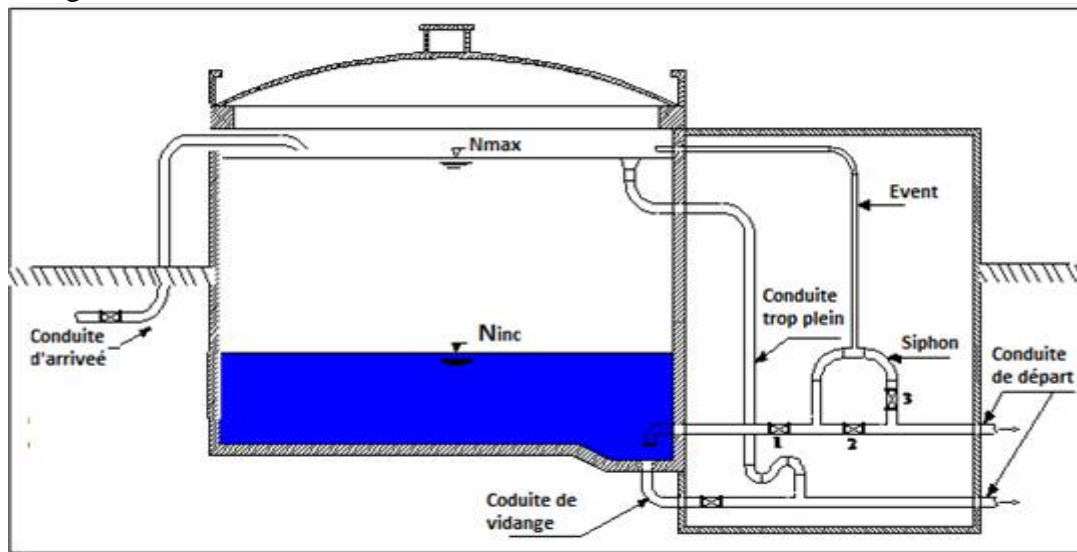


Figure V.1 : schéma d'un réservoir.

8. Emplacements des réservoirs :

Réservoir N°1 : il se situe à la station de pompage de SOUK EL HAD à un niveau de 70m donc $C_R=70m$.

Réservoir N°2 : il se situe à la station de pompage d'EL KALAA à un niveau de 145m donc $C_R=145m$

Réservoir N°3 : il se situe au centre de BENI AMRANE à une côte de 207 m il a été placé à cette côte afin d'assurer l'alimentation pour toute l'agglomération, sauf le POSTE 17 qui été plus élevé. Donc $C_R=207m$

Réservoir N°4 : il se situe au POSTE 17 de la commune de BENI AMRANE qui une partie élevée par rapport au reste de l'agglomération ce réservoir a été projeté afin d'assurer des pressions de service acceptable pour les habitants sa côte est de 254m. Donc $C_R=254m$.

Conclusion :

Afin d'assurer la continuité d'approvisionnement en eau potable pour les agglomérations qui dépend du barrage du TAKSEBT une étude de réservoir à été faite dans ce chapitre, et nous avons fait un dimensionnement de quatre (4) réservoirs qui sont les suivant :

- ✓ **réservoir N°1** : station de pompage de SOUK EL HAD ($3000m^3$).
- ✓ **réservoir N°2** : station de pompage d'EL KALAA ($2000m^3$).
- ✓ **réservoir N°3** : réservoir d'alimentation BENI AMRANE ($1000m^3$).
- ✓ **réservoir N°4** : réservoir d'alimentation POSTE 17 (BENI AMRANE) ($500m^3$).



**-Chapitre VI-
Management des
projets**

Introduction :

La bonne réalisation des projets est basée sur une bonne organisation des moyens nécessaires à la réalisation, afin de réaliser dans les meilleurs délais.

Donc dans ce présent chapitre nous avons à faire une estimation des volumes des travaux pour pouvoir déterminer la durée de réalisation du projet et à la fin un devis estimatif quantitatif sera effectué.

1. La pose de canalisation :

Les canalisations sont généralement posées en tranchée, à l'exception de certains cas où elles sont posées sur le sol à condition qu'elles soient rigoureusement entretenues et protégées.

1.1. Principe de la pose de canalisation :

Le principe de pose de canalisation se fait de la même façon pour tous les types de conduite mais le type de pose peut changer d'un type de sol à un autre.

Les conduites sont posées du point haut vers le bas pour permettre l'écoulement des eaux d'infiltration.

Dans le cas de la pose de canalisation en tranchée cette dernière doit être suffisamment large (un minimum de 70 cm) pour permettre aux ouvriers l'accès et la réalisation des travaux.

Le remblai au dessus de la génératrice supérieure de la conduite est variable selon la région, en générale l'épaisseur est d'environ 1m.

Les conduites sont généralement posées en petites pentes afin de créer des points hauts pour l'évacuation d'air pendant le remplissage de la conduite et des points bas pour la vidange.

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

1.2. Les actions reçues par les conduites :

Les conduites enterrées sont soumises à des actions qui sont les suivantes :

- La pression verticale due au remblai.
- La pression résultant des charges roulantes.
- La pression résultant des charges permanentes de surface.
- La pression hydrostatique extérieure due à la présence éventuelle d'une nappe phréatique.
- Le tassement différentiel du terrain.
- Action des racines des arbres.

1.3. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire :

La canalisation est posée dans une tranchée ayant une largeur minimale de 70 cm.

Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 15 à 20 cm.

Avant la mise en fouille des conduites ces dernières doivent être triées afin d'éviter d'éventuelles cassures ou fissures ou n'importe quel endommagement de la conduite, après cela on procède à la descente des conduites en tranchée de façon manuelle ou mécanique.

Dans le cas d'un soudage de joints, cette opération doit être faite de préférence en fond de tranchée en calant la canalisation soit avec des butés de terre soit avec des tronçons de madriers en bois disposés dans le sens de la longueur de la tranchée. Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints doit toujours avoir lieu avec remblaiement. L'essai consiste au remplissage de la conduite par l'eau sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 min environ, la variation de niveau ne doit pas excéder 0,2 Bars.

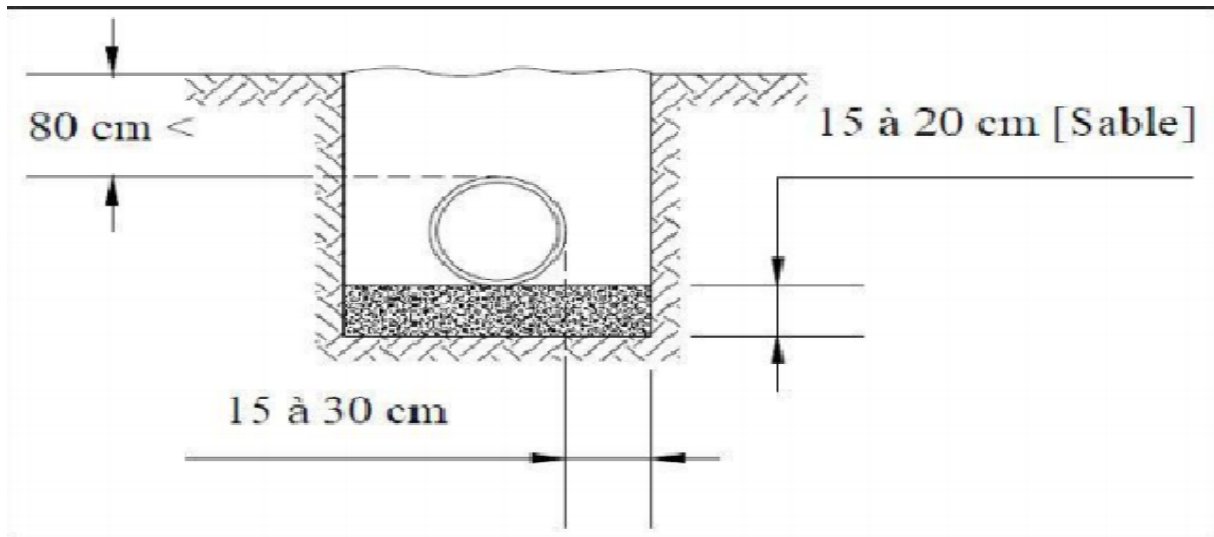


Figure VI.1 : pose de canalisation dans un terrain ordinaire.

1.4. Pose de canalisation dans un mauvais terrain :

Si le terrain est de mauvaise qualité on peut envisager quelques solutions :

- **Cas d'un terrain peu consistant :** Pour éviter tout mouvement de la canalisation, celle-ci doit être posée sur une semelle, en béton armé. La semelle peut être continue ou non en fonction de la nature du sol.
- **Cas d'un terrain mouillé :** Il est convenu dans la tranchée un moyen pour le drainage (conduite par exemple) couvert d'un lit de gravier de gros diamètre par la suite un lit en béton sur lequel repose la canalisation.

1.5. Les Conduites en PEHD :

- Les tubes en PEHD se prêtent parfaitement à la pose en tranchée.
- Leur légèreté et leur mode d'assemblage rapide rendent la mise en œuvre plus facile.
- La performance à long terme des conduites pression en PEHD dépend directement de la qualité de l'exécution et des matériaux utilisés à la pose du produit.
- Une surveillance compétente est recommandée à toutes les étapes.

La pose des canalisations est effectuée selon les opérations suivantes :

- ✓ Aménagement du lit de pose.
- ✓ Introduction de canalisation dans les tranchées.

A. Aménagement du lit de pose des conduites :

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

- Eliminer les grosses pierres des déblais placés sur les côtes de la tranchée de façon à éviter leurs chutes accidentelles sur la canalisation une fois posée.
- Nivelier soigneusement le fond de la fouille pour que la pression soit constante entre les points de changement de pentes prévues.
- Etablir en suite le niveau du fond de la tranchée en confectionnant un lit de pose bien damé avec la terre meuble du sable et d'une couche maigre de béton, suivant la nature du terrain, le lit de sable est à une épaisseur d'environ 10cm.

B. Introduction de la canalisation :

La pose en enterré doit rester en accord avec le projet, cependant, la souplesse naturelle des canalisations (en PEHD) leur permet d'éviter l'utilisation de coudes lorsque les rayons de courbures du tracé sont compatibles avec les rayons de courbures des tubes PEHD.

Autrement la pose doit être faite de façon à respecter certaines recommandations :

- ✓ S'assurer au préalable qu'aucun corps étranger ne se trouve à l'intérieur de la tranchée et des tuyaux.
- ✓ Nivelier soigneusement le fond de la tranchée en évitant les contres pentes ;
- ✓ Déposer la conduite au fond de la tranchée sans la laisser tomber moyennant des engins de levage.
- ✓ De ne pas laisser les revêtements à endommager.
- ✓ Vérifier l'alignement.



Figure VI.2 : pose des canalisations en PEHD en tranchée.

1.6. Le remblayage des tranchées :

Comporte en général 2 phases principales :

- Remblai d'enrobage.
- Remblai supérieur.

Comme la montre la **figure VI.3** :

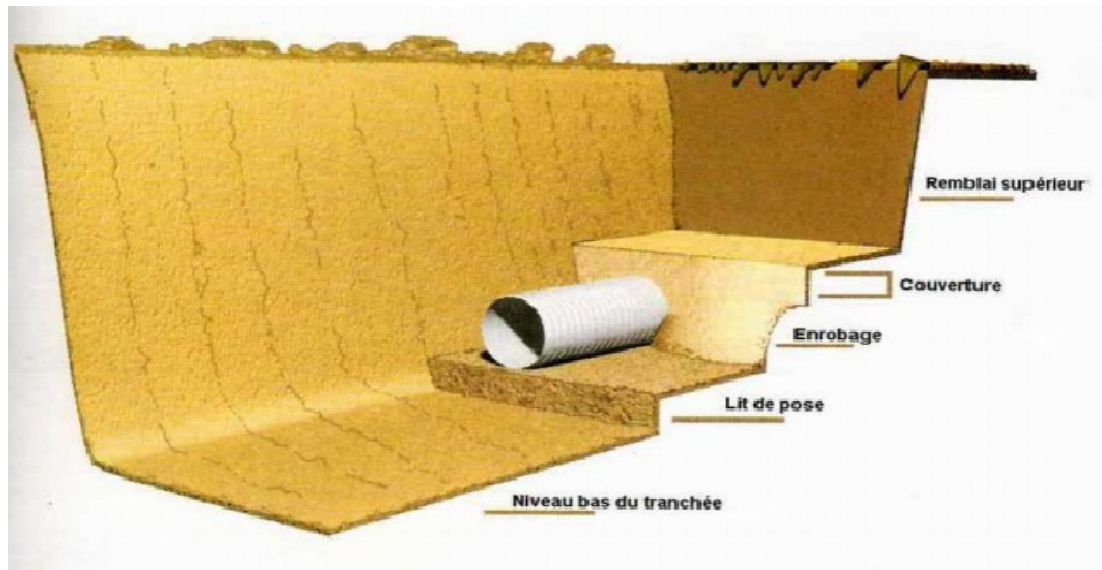


Figure VI.3 : remblayage de la tranchée.

2. Organisation de chantier :

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.

2.1. 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 déterminées.

2.2. Nivellement de la plate-forme de pose :

Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux ou 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.

2.3. 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 décapier est donné par la formule suivant :

$$V_{cv} = L. b. e \quad (1)$$

Avec :

- V_{cv} : volume de la terre décapée en (m³).
- L : longueur totale des tranchées en (m).
- b : largeur de la couche végétale en (m). (on décape 2 fois la largeur de la tranchée).
- e : épaisseur de la couche en (m), e = 10 cm.

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

2.4. Excavation des tranchées :

Selon les caractéristiques du terrain l'excavation sera réalisée mécaniquement ou manuellement, 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 telle qu'un ouvrier puisse travailler sans difficulté et elle augmente avec les diamètres des conduites à mettre en place.

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

Pour la réalisation de cette opération, on opte pour une pelle mécanique.

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

- La profondeur de la tranchée (H_{tr}).
- La largeur de la tranchée (b).

A. La profondeur (H_{tr}) :

La profondeur de la tranchée varie selon le diamètre de la conduite, les charges extérieures et la température, elle est donnée par la formule suivante :

$$H_{tr} = D + h + h_1 \quad (2)$$

Avec :

D : diamètre de la conduite en (m).

h : hauteur entre la génératrice supérieure de la conduite et le niveau de sol elle est entre 0.8 et 1.2 m. dans notre cas on va prendre h=1m pour tout les tronçons.

h_1 : épaisseur du lit de pose (sable) elle est d'environ 0.2m.

• les profondeurs pour chaque tronçon :

Tronçon N°1 : $D=0.63m \rightarrow H_{tr}=0.63+1+0.2=1.83m$, on prend $H_{tr}=2m$.

Tronçon N°2 : $D=0.4m \rightarrow H_{tr}=0.4+1+0.2=1.6m$, on prend $H_{tr}=2m$.

Tronçon N°3 : $D=0.4m \rightarrow H_{tr}=0.4+1+0.2=1.6m$, on prend $H_{tr}=2m$.

Tronçon N°4 : $D=0.16m \rightarrow H_{tr}=0.16+1+0.2=1.36m$, on prend $H_{tr}=1.5m$.

Il y'a plusieurs cas pour le talus des tranchées on peut avoir des tranchées verticales et des tranchées à talus, on peut aussi rencontrer des cas où il faut approfondir plus la tranchée ce qui nous oblige à faire du blindage pour éviter l'effondrement des fouilles de tranchée (pour une profondeur supérieure à 1.8m).

B. Largeur de la tranchée :

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.

$$b = D + 0,6 \quad (3)$$

Avec :

b : largeur de la tranchée.

D : diamètre de la conduite.

• les largeurs pour chaque tronçon :

Tronçon N°1 : $D=0.63\text{m} \rightarrow b=0.63+0.6=1.23\text{m}$, on prend $b=1.5\text{m}$.

Tronçon N°2 : $D=0.4\text{m} \rightarrow b=0.4+0.6=1\text{m}$, on prend $b=1\text{m}$.

Tronçon N°3 : $D=0.4\text{m} \rightarrow b=0.4+0.6=1\text{m}$, on prend $b=1\text{m}$.

Tronçon N°4 : $D=0.16\text{m} \rightarrow b=0.16+0.6=0.66\text{m}$, on prend $b=1\text{m}$.

C. 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 VI.1 : Choix du coefficient du talus.

sols	Profondeur de la tranchée	
	Jusqu'à 1.5m	Jusqu'à 3m
Sable	$m=0.5$	$m=1$
Limon sableux	$m=0.25$	$m=0.67$
Limon argileux	$m=0$	$m=0.5$

Dans notre cas on a un sol limoneux argileux.

D. Section de la tranchée :

Les sections des tranchées sont de forme trapézoïdale dont l'aire est :

$$S_{tr} = H_{tr} * b + m * H_{tr}^2 \quad (4)$$

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

b : largeur du fond de la tranchée (m).

m : coefficient du talus.

• les sections pour chaque tronçon :

Tronçon N°1 : $H_{tr}=2\text{m} \rightarrow m=0.5 \rightarrow S_{tr}=2*1.5+0.5*2^2=5\text{m}^2$.

Tronçon N°2 : $H_{tr}=2\text{m} \rightarrow m=0.5 \rightarrow S_{tr}=2*1+0.5*2^2=4\text{m}^2$.

Tronçon N°3 : $H_{tr}=2\text{m} \rightarrow m=0.5 \rightarrow S_{tr}=2*1+0.5*2^2=4\text{m}^2$.

Tronçon N°4 : $H_{tr}=1.5\text{m} \rightarrow m=0 \rightarrow S_{tr}=1.5*1=1.5\text{m}^2$.

E. Volumes d'excavation :

Le volume d'excavation est déterminé par la formule suivante :

$$VD = S_{tr} \cdot L = (b \cdot H_{tr}) \cdot L \quad (5)$$

VD : Volume du déblai (m³).

S_{tr} : La section du tranché (m²).

L : La longueur du tranché (m).

Le tableau suivant montre les valeurs des volumes des déblais pour chaque tronçon.

Tableau VI.2 : calcul des volumes des déblais.

tronçon	S _{tr} (m ²)	L(m)	b(m)	V _{déblai} (m ³)	V _{décapé} (m ³)
1	5	3400	3	17000	1020
2	4	700	2	2800	140
3	4	2850	2	11400	570
4	1.5	750	2	1125	150
Total (m ³)				32325	1880

F. La capacité du godet :

La capacité du godet de notre pelle est déterminé à partir du volume de terrassement, le tableau suivant donne les volumes des godets en fonction des volumes de terrassement.

Tableau VI.3 : la capacité des godets.

Volume de terrassement (m ³)	≤10000	≥10000	>20000	>100000
Capacité du godet (m ³)	0.25-0.35	0.5-0.65	1-1.25	1.5

Notre volume de terrassement est supérieur à 20000 m³ donc on va prendre un godet de 1m³ de volume.

G. Rendement de la pelle choisie :

Le rendement de notre pelle est donné par la formule suivante :

$$R_p = \frac{3600 \cdot q \cdot K_R \cdot K_t}{T_c \cdot K_f} \quad (m^3/h) \quad (6)$$

Avec :

- q : capacité du gobet 1 m³.
- K_R : coefficient de remplissage du godet, Kr = 0,8 -0,9 on prend Kr = 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 godet T_c = (15-30) s, on prend T_c = 20 s.

A.N :

$$R_p = \frac{3600 \cdot 1 \cdot 0.8 \cdot 0.8}{20 \cdot 1.2} = 96(m^3/h)$$

Si on estime que l'engin travail 8 heurs par jour donc R_p=768m³/j.

2.5. Calcul des volumes des remblais :

Le volume des remblais est calculé par la relation suivante :

$$V_R = S_R * L \quad (7)$$

Avec :

$$S_R = S_D - S_C - S_{ls} \quad (8)$$

Avec :

S_D : surface du déblai (m²).

S_C : section de la conduite (m²).

S_{ls} : section du lit de sable.

Le tableau suivant donne les volumes des remblais.

Tableau VI.4 : les volumes des remblais.

Tronçon	Diamètre (m)	L (m)	S_D (m ²)	S_C (m ²)	S_{ls} (m ²)	V_R (m ³)
1	0.63	3400	5	0.31	0.3	14926
2	0.4	700	4	0.13	0.2	2569
3	0.4	2850	4	0.13	0.2	10459.5
4	0.16	750	1.5	0.02	0.2	960
Total (m ³)						28914.5

2.6. Durée d'excavation :

Tout en connaissant le volume des terres à excaver et le rendement de l'engin choisi le temps d'excavation est donné par la relation suivante :

$$T = \frac{V}{R_p} \text{ jours} \quad (9)$$

Avec :

V : volume du sol à excaver.

R_p : rendement journalier de l'engin.

AN :

$$T = \frac{32325}{768} = 43 \text{ jours}$$

2.7. 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.

2.8. 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.

2.8.1. Planification des travaux :

La réalisation du projet peut être composée des tâches suivantes :

- 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.

Le tableau ci-dessous nous permet la détermination du délai de la réalisation.

Tableau VI.5 : détermination de délai de réalisation.

OPERATION	T _R (jours)	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	30	0	30	0	30	0
B	15	30	45	30	45	0
C	47	45	92	45	92	0
D	48	92	140	92	140	0
E	33	92	125	107	140	15
F	13	92	105	127	140	35
G	18	92	110	122	140	30
H	16	140	156	140	156	0
I	30	156	186	156	186	0

TR : temps de réalisation.

MT : marge totale.

DCP : date de commencement au plus tôt.

DFP : date de finition au plus tôt.

DCPP : date de commencement au plus tard.

DFPP : date de finition au plus tard.

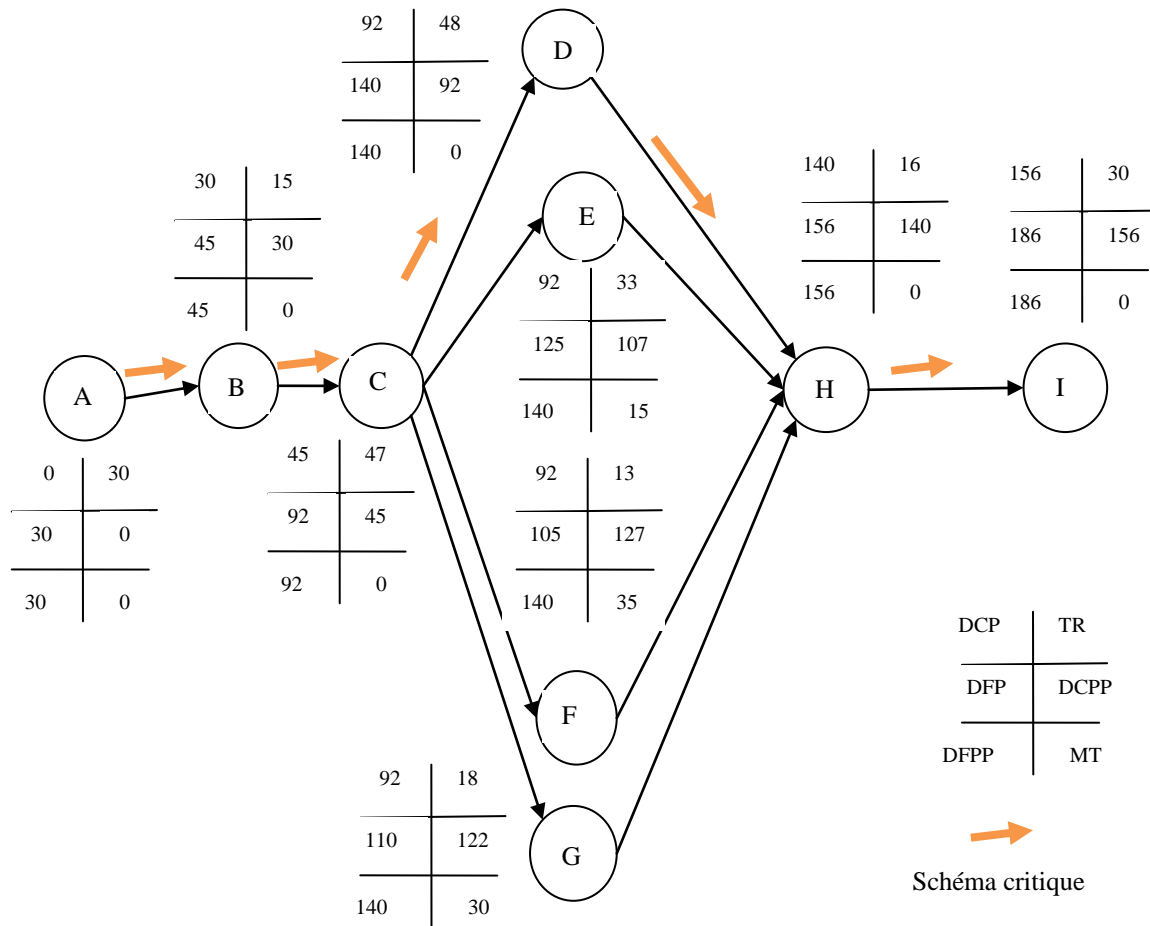


Figure VI.4 : réseau à nœuds.

Tableau VI.6 : Planning des travaux (Diagramme de GANTT).

Opération	jours					Observations
	0	50	100	150	200	
Décapage de la couche de terre végétale	30					
Piquetage		15				
Exécution des tranchés			47			
Aménagement du lit de pose				48		
La mise en place des conduites				33		
Assemblage des tuyaux				13		
Les essais d'étanchéité				30		
Remblaiement des tranchés					16	
Travaux de finition					30	

D'après la **Figure VI.4** et le **Tableau VI.6** :
 Le chemin critique est A-B-C-D-H-I : $\sum TR = 186$ jours.

3. 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.

3.1. Devis estimatif d'établissement de l'adduction :

Le coût de réalisation de ce projet est estimé dans le tableau suivant.

Tableau VI.7 : devis estimatif de la réalisation des adductions des stations de pompage et des réservoirs.

Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant HT (DA)
Terrassement				
Décapage	m ³	1880	300	564000
déblais	m ³	32325	300	9697500
Pose de lit de sable	m ³	1850	1200	2220000
Remblaiement des tranchées avec du tout venant	m ³	2350	300	705000
Evacuation des déblais extraordinaire	m ³	450	200	90000
Transport et pose canalisation				
Conduite Ø630 PN20	ml	3400	23617,00	80297800
Conduite Ø400 PN20	ml	3550	9538,00	33859900
Conduite Ø160 PN16	ml	750	1 282,50	961875
Les stations de pompage				
Station de pompage SOUK EL HAD				
Génie civile	-	-	-	3500000
équipements	-	-	-	8000000
Station de pompage BENI AMRANE				
Génie civile	-	-	-	3500000
équipements	-	-	-	3500000
Les réservoirs				
Réservoir 3000m ³	-	1		15000000
Réservoir 2000m ³	-	1		12187500
Réservoir 1000m ³	-	1		9750000
Réservoir 500m ³	-	1		7800000

3.2. Devis global :

Le Devis global est donné dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.8 : Devis global.

Nature des charges	Montant (DA)
Terrassement	19621500
Transport et pose canalisation	115119575
Les stations de pompage	18500000
Les réservoirs	44737500
Total HT (DA)	197978575
TVA 19% (DA)	37615929.25
Totale TTC (DA)	235 594 504.25

Conclusion :

Afin d'assurer le bon déroulement de la réalisation du projet, l'organisation de chantier ne doit pas connaître des défaillances (humaine ou technique).

A partir des calculs établis dans ce chapitre on a pu déterminer un délai de réalisation du renforcement en eau potable de la commune de BENI AMRANE qui est de 186 jours.

Le devis estimatif du projet est de : deux cent trente cinq millions cinq cent quatre vingt quatorze mille cinq cent quatre dinar et vingt scinqu centime (235 594 504.25 DA).



-Chapitre VII-
Sécurité

Introduction :

Lors de la réalisation de n'importe quel projet des mesures de sécurité doivent être prise afin de protégé les ouvriers au cours de la réalisation.

Au cours de ce chapitre nous allons citer quelques risques dans les chantiers et le précaution a prendre pour les éviter.

1. Généralité :

Les accidents du travail et les problèmes qui en découlent ont une grande importance sur les plans financiers ; production et surtout humain.

L'objectif sera donc de diminuer la fréquence et la gravité des accidents dans l'entreprise.

Dans ce contexte qu'un certain nombre de dispositifs de consignes et de règlements dits (sécurité) est mis à la disposition des chantiers.

Ces règlements sont incotés stablement appliquées. Car ils contribueront à évité au maximum les accidents et dégagement enfin la responsabilité des dirigeant du chantier.

Le domaine hydraulique, couvre un large éventail d'activité qui est différent par leur nature et leur importance tout en présentant des caractéristiques communes.

- travaux d'excavation et de terrassement.
- Creusement de puits.
- Construction en bois, brique, pierres, béton ou en éléments préfabriqués.

Ce qui distingue ces différentes activités des autres branches de l'industrie ce sont :

- L'instabilité des lieux de travail et la variation des durées des chantiers.
- Les modifications intervenant au fur et à mesure de l'avancement des travaux.
- L'utilisation d'une importante main-d'œuvre sans qualification.

2. Analyse des actions et conditions dangereuses pendant**l'organisation de la construction du système d'AEP :**

Les enquêtes effectuées après tous les accidents montrent que ces derniers sont dus à plusieurs causes qui engendrent plusieurs facteurs classés en deux catégories.

2.1. Facteur matériel :

Les causes d'accidents d'origine matériel proviennent de :

- la profession en général et du poste de travail en particulier.
- La nature et la forme des matériaux mis en œuvre.
- Des outils et machines utilisés : implantation et entretient.
- L'exécution du travail : l'éclairage et conditions climatiques.
- Conditions d'hygiène et de sécurité : ventilation, protection...etc.

2.2. Facteur humain :

Les conditions d'origine humaine sont :

- intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Ne pas utilisé les équipements de protection individuelle.
- Imprudence durant les opérations de stockage et manutention.
- Adapté une position peu sûre.
- Suivre un rythme de travail inadapté.

3. Mesure préventives pour éviter les causes des accidents :

3.1. Protection collective :

- **Engin de levage :**

La grue et d'autres engins par leurs précisions et possibilités de manutention variées constituent le poste de travail ou la sécurité n'admet pas moindre négligence alors le technicien responsable veillera à :

- affecter des personnels compétents.
- Remblayer le plus rapidement possible les pentes de talus, des fouilles longeant la voie, dès que l'ouvrage sort de la terre.
- Procéder aux vérifications périodiques des engins selon la notice du constructeur.
- Délimiter une zone de sécurité autour des engins de levage et en particulier à éviter tout stationnement sous une charge levée.

Dans notre projet nous avons à lever des conduites de différents diamètres donc il faut veiller sur la protection des ouvrier dans le chantier.

- **Équipement de mise en œuvre du béton :**

Pour cet équipement vu son rôle important, le responsable en ce poste doit mettre en évidence les points suivants :

- Orientation rationnelle de la bétonnière.
- Implantation sérieuse et précise de tous équipements (silo, goulettes...etc.)
- Affectation rigoureuse du personnel aux commandes des points clés d'une installation moderne.
- Application stricte des règlements de sécurité.

Dans ce présent projet nous avons plusieurs constructions en béton telle que les réservoirs et les stations de pompage donc il est indispensable de manipuler les équipements de mise en œuvre du béton en toute sécurité afin de protéger les ouvriers des éventuelles risques.

- **Appareillages électriques :**

Pour limiter, si non éviter les risques des appareils électriques, il faut absolument proscrire le bricolage, car une ligne ou une installation électrique ne doivent être que par des électriciens qualifiés.

Les conduites utilisées dans notre projet c'est des conduites en PEHD donc nous avons à faire a un soudage électrique donc la présence des appareillages électrique dans le chantier (groupe électrogène et les dispositifs de soudage), ce qui nous mène à veiller sur la protection des ouvrier contre les risques de choc électrique.

3.2. Autres protections :

- Toute tranchée creusée en agglomération ou sur route sera protégée par une clôture visiblement signalée de jour comme de nuit (chutes de personnes et d'engins).

- Eliminer les surcharges en bordures des fouilles.
- Les travailleurs œuvrent à la pioche ou à la pelle sont tenus à laisser une distance suffisante entre eux.
- il faut aussi prévoir le renforcement des tranchées dans le cas ou leurs profondeur dépasse les 1.80m afin de protéger les ouvrier contre l'éboulement et l'effondrement des tranchées qui est un très grand risque et peut causer le décès des ouvriers.

3.3. Protection individuelle :

Les dispositifs de protection individuelle (casque, gant, chaussures, lunettes protectrices,...etc.) sont indispensables pour la protection contre les dangers pendant l'exercice de certaines professions.

voici quelques éléments de protection individuelle :

- **Vêtements de signalisation**

Les vêtements de signalisation rétro réfléchissants normalisés (haute visibilité classe 2) : gilet, parka, vêtement de pluie, tee-shirt) pour éviter les accidents causés par les engins.



- **Gants**

Il faut porter des gants de protection qui s'adaptent au travail effectué pour éviter toute sorte de blessure.



- **Chaussures et bottes de sécurité**

Le port de chaussures ou de bottes de sécurité est obligatoire pour éviter les piqûres et les écrasements.



- **Casques**

Le port du casque est obligatoire sur les chantiers ainsi que sur les sites pouvant présenter des risques : chute d'objets, obstacles, déplacement de charge, manœuvre d'engin de chantier, etc.



- **Lunettes, visières et écrans**

Pour tous les travaux de soudure nécessaires parfois pour l'assemblage des conduites, il faut porter la cagoule anti-UV ou autres.



- **Protecteurs anti-bruit :**

En milieu bruyant le port de protecteurs antibruit est obligatoire. Par exemple lors de l'utilisation de (Marteau piqueur) si le terrain est rocheux.



Conclusion :

La prévention des risques professionnels doit être au cœur des préoccupations de chacun et se révèle dans le cadre de la gestion des ressources humaines un enjeu primordial.

Donc il est impératif de prendre toutes les mesures de protections pour protéger les ouvriers le long de la réalisation de notre projet qui est un projet important et demande beaucoup de mains d'œuvre donc on doit les protéger.

Conclusion générale

L'étude de renforcement de l'alimentation en eau potable de la commune de BENI AMRANE (W.BOUWERDES) a nécessité une collecte de donnée qui a révélé un relief accidenté qui nous a obligé à projeter des stations de pompes afin d'assurer l'approvisionnement en eau.

La station de SOUK EL HAD refoule dans une conduite en PEHD de diamètre de 630mm sur une longueur de 3400m et après elle se divise en deux conduites de 400 mm de diamètre l'une avec une longueur de 700 m et la deuxième sur une longueur de 2850m.

La station de BENI AMRANE qui refoule vers le POSTE 17 avec une conduite de 160 mm de diamètre et une longueur de 750m.

Des réservoirs de stockage ont été projetés et sont situés comme suite :

- ✓ **réservoir N°1** : station de pompage de SOUK EL HAD (3000m³).
- ✓ **réservoir N°2** : station de pompage d'EL KALAA (2000m³).
- ✓ **réservoir N°3** : réservoir d'alimentation BENI AMRANE (1000m³).
- ✓ **réservoir N°4** : réservoir d'alimentation POSTE 17 (BENI AMRANE) (500m³).

Des dispositifs d'anti-bélier ont été dimensionner afin de protéger les conduites contre les effets du phénomène du coup de bélier.

Les différentes opérations dans le cadre de la réalisation de notre projet du décapage jusqu'aux travaux de finition sont organisés de manière optimale.

La réalisation du renforcement en eau potable de la commune de BENI AMRANE qui est de 186 jours.

Le devis estimatif du projet est de : deux cent trente cinq millions cinq cent quatre vingt quatorze mille cinq cent quatre dinar algérien et vingt cinq centime (235 594 504.25 DA).

Donc le projet représente un renforcement en eau potable de l'agglomération pour l'horizon 2047.

Références bibliographiques

[1] Dr B.SALAH « polycopie d'Alimentation en Eau Potable des Agglomérations», E.N.S.H.BLIDA.

[2] Hydraulique général Dupont Tom I.

[3] Hydraulique général Dupont Tom II.

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

[5] Mémoire de fin d'étude présenté par Mr ZELMATI Othmane « ALIMENTATION EN EAU POTABLE DU NOUVEAU PÔLE URBAIN DE LA COMMUNE DE HASSI MAMECHE (W.MOSTAGANEM) » E.N.S.H septembre 2016.

[6] Mémoire de fin d'étude présenté par Mr YAICHE Lotfi « étude d'adduction en eau potable de la nouvelle ville de TIMIZERT a partir de la station de traitement de KISSIR (W.JIJEL) ENSH, Septembre 2015.

ANNEXE III.1 :

La série PN20.

Référence	Désignation	Diamètre (mm)	PN (bars)	Epaisseur (mm)	Diamètre int (mm)	Prix HT (DA)
110080201	TUBE PEHD EAU PE100	Ø20	20	2,3	15,4	25,27
110080251	TUBE PEHD EAU PE100	Ø25	20	3	19	40,28
110080321	TUBE PEHD EAU PE100	Ø32	20	3,6	24,8	62,32
110080401	TUBE PEHD EAU PE100	Ø40	20	4,5	31	97,28
110080501	TUBE PEHD EAU PE100	Ø50	20	5,6	38,8	150,67
110080631	TUBE PEHD EAU PE100	Ø63	20	7,1	48,8	240,54
110080751	TUBE PEHD EAU PE100	Ø75	20	8,4	58,2	338,20
110080901	TUBE PEHD EAU PE100	Ø90	20	10,1	69,8	494,00
110081101	TUBE PEHD EAU PE100	Ø110	20	12,3	85,4	731,50
110081251	TUBE PEHD EAU PE100	Ø125	20	14	97	940,50
110081601	TUBE PEHD EAU PE100	Ø160	20	17,9	124,2	1 529,50
110082001	TUBE PEHD EAU PE100	Ø200	20	22,4	155,2	2 394,00
110082501	TUBE PEHD EAU PE100	Ø250	20	27,9	194,2	3 724,00
110083151	TUBE PEHD EAU PE100	Ø315	20	35,2	244,6	5 918,50
110084001	TUBE PEHD EAU PE100	Ø400	20	44,7	310,6	9 538,00
110085001	TUBE PEHD EAU PE100	Ø500	20	55,8	388,4	14 877,00
110086301	TUBE PEHD EAU PE100	Ø630	20	70,3	489,4	23 617,00
110087101	TUBE PEHD EAU PE100	Ø710	20	79,3	551,4	30 020,00
110088001	TUBE PEHD EAU PE100	Ø800	20	89,3	621,4	38 095,00

ANNEXE III.2 :

La série PN16 .

Référence	Désignation	Diamètre (mm)	PN (bars)	Epaisseur (mm)	Diamètre int (mm)	Prix HT (DA)
110080201	TUBE PEHD EAU PE100	Ø20	16	2	16	22,04
110080251	TUBE PEHD EAU PE100	Ø25	16	2,3	20,4	32,30
110080321	TUBE PEHD EAU PE100	Ø32	16	3	26	53,01
110080401	TUBE PEHD EAU PE100	Ø40	16	3,7	32,6	81,89
110080501	TUBE PEHD EAU PE100	Ø50	16	4,6	40,8	127,11
110080631	TUBE PEHD EAU PE100	Ø63	16	5,8	51,4	200,83
110080751	TUBE PEHD EAU PE100	Ø75	16	6,8	61,4	280,44
110080901	TUBE PEHD EAU PE100	Ø90	16	8,2	73,6	408,50
110081101	TUBE PEHD EAU PE100	Ø110	16	10	90	606,10
110081251	TUBE PEHD EAU PE100	Ø125	16	11,4	102,2	784,70
110081601	TUBE PEHD EAU PE100	Ø160	16	14,6	130,8	1 282,50
110082001	TUBE PEHD EAU PE100	Ø200	16	18,2	163,6	2 014,00
110082501	TUBE PEHD EAU PE100	Ø250	16	22,7	204,6	3 116,00
110083151	TUBE PEHD EAU PE100	Ø315	16	28,6	257,8	4 940,00
110084001	TUBE PEHD EAU PE100	Ø400	16	36,3	327,4	7 980,00
110085001	TUBE PEHD EAU PE100	Ø500	16	45,4	409,2	12 445,00
110086301	TUBE PEHD EAU PE100	Ø630	16	57,2	515,6	19 760,00
110087101	TUBE PEHD EAU PE100	Ø710	16	64,5	581	24 985,00
110088001	TUBE PEHD EAU PE100	Ø800	16	72,6	654,8	31 730,00

ANNEXE IV.1 :

Fiche technique de la pompe de la station de pompage de SOUK EL HAD.

Caractéristiques de fonctionnement

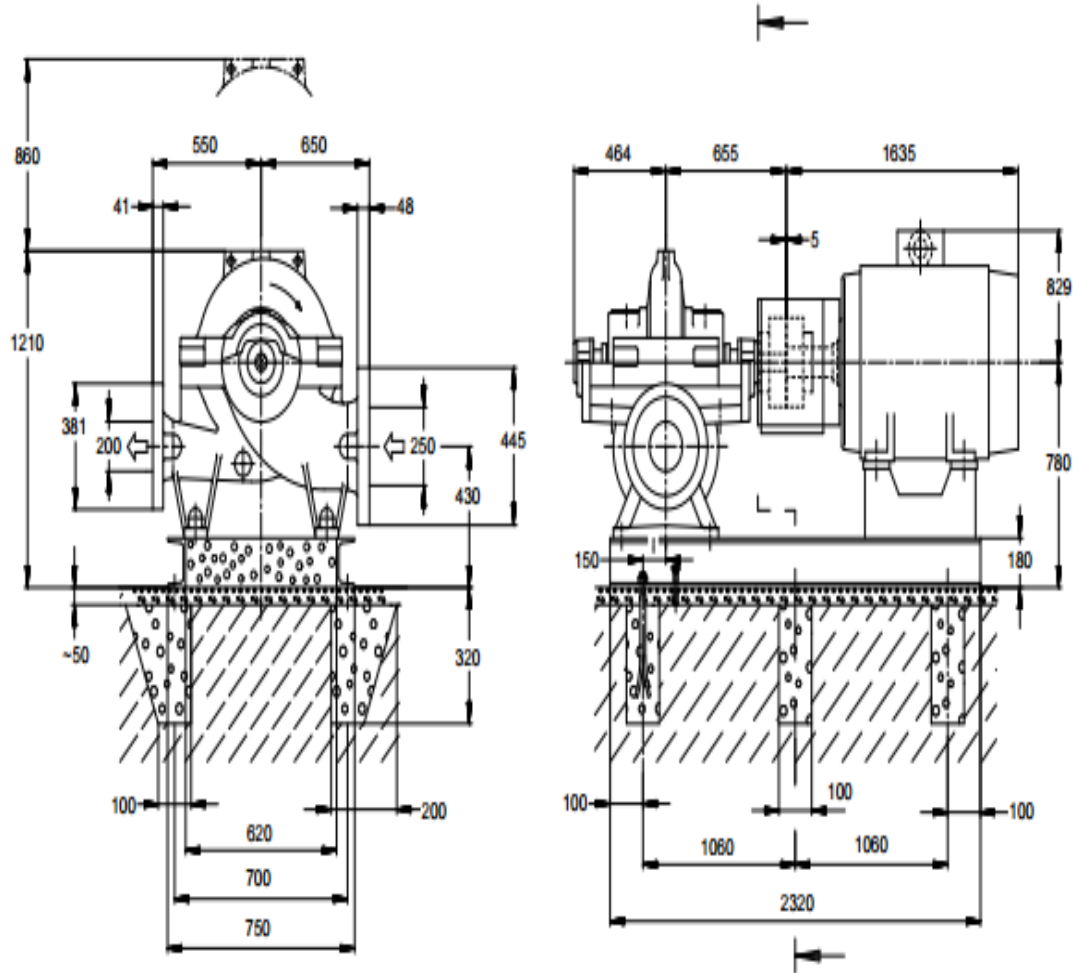
Débit demandé	774,86 m ³ /h	Débit	774,86 m ³ /h
Hauteur manométrique totale demandée	148,97 m	Hauteur manométrique tot.	148,97 m
Liquide pompé	Eau Eau pure Ne contenant pas de substances attaquant chimiquement ou mécaniquement les matériaux	Rendement	81,4 %
Température ambiante	20,0 °C	Puissance absorbée	385,73 kW
Température liquide pompé	20,0 °C	Vitesse de rotation pompe	1491 rpm
Densité liquide pompé	998 kg/m ³	NPSH requis	3,59 m
		NPSH 3%	3,09 m
		Pression de refoulement	14,58 bar.r
Viscosité liquide pompé	1,00 mm ² /s	Operating pressure	16,47 bar.r
Pression d'aspiration max.	0,00 bar.r	Débit massique mini pour marche continue stable	66,34 kg/s
Hauteur géométrique	141,00 m	Hauteur à débit nul	168,30 m
Débit massique	214,96 kg/s	Débit massique max. admissible	266,49 kg/s
Puissance max. courbe	450,51 kW	Exécution	Pompe simple 1 x 100 %
Débit mini pour marche continue stable	239,29 m ³ /h		

Exécution

Norme de pompe	Pompe à volute à plan de joint axial	Diamètre de roue minimum	525,0 mm
Exécution	Pompe et moteur sur châssis commun (3E)	Diamètre de roue non réduit	655,0 mm
Mode d'installation	Horizontale	Section de passage	18,0 mm
Bride d'aspiration (AS) perçage et plan de joint suivant	EN 1092-2 / DN 250 / PN 25 21A / FF	Sens de rotation vu du moteur	Sens horaire
Bride de refoulement (AD) perçage et plan de joint suivant	EN 1092-2 / DN 200 / PN 25 21A / FF	Joint de palier côté entraînement	Bague d'étanchéité d'arbre
Étanchéité d'arbre	GM à simple effet	Type de palier côté entraînement	Paliers à roulements
Fabricant	KSB	Type de lubrification côté entraînement	Graisse
Type	4OM	Joint de palier côté opposé à l'entraînement	Bague d'étanchéité d'arbre
Forme de garniture mécanique	Compensé	Type de palier côté opposé à l'entraînement	Paliers à roulements
Code matériau	Q2Q2VGG	Lubrification côté opposé à l'entraînement	Graisse
Mode de fonctionnement	E Garniture mécanique simple (circulation extérieure)	Alésage de mesure de température	avec
Clean water operation: Pumped liquid with max. 50 mg/l solids.		Sonde de température PT 100 cté mot	Sans
Bague d'usure	Bague d'usure	Alésage de mesure de vibrations	avec
Type bague d'usure	Variante standard	Couleur	bleu d'outremer (RAL 5002) bleu KSB
Diamètre de roue	635,0 mm		

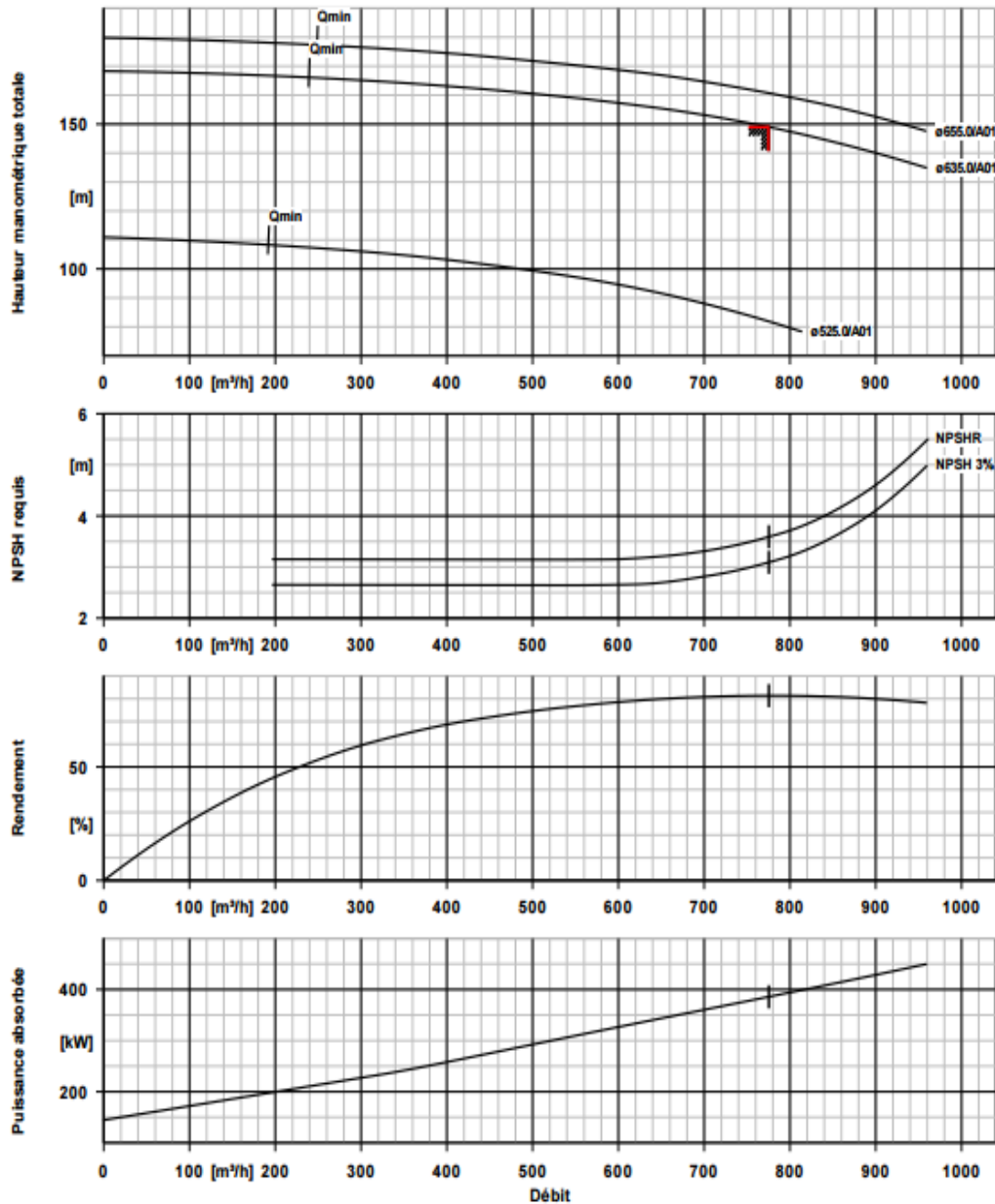
ANNEXE IV.2 :

Les dimensions géométriques de la pompe de la station de pompage de SOUK EL HAD.



ANNEXE IV.3 :

Les courbes caractéristiques de la pompe de la station de pompage de SOUK EL HAD.



Caractéristiques de courbe

Vitesse de rotation	1491 rpm	Rendement	81,4 %
Densité liquide pompé	998 kg/m ³	Puissance absorbée	385,73 kW
Viscosité	1,00 mm ² /s	NPSH requis	3,59 m
Débit	774,86 m ³ /h	NPSH req. 3%	3,09 m
Débit demandé	774,86 m ³ /h	Numéro de courbe	K42793
Hauteur manométrique totale	148,97 m	Diamètre de roue effectif	635,0 mm
Hauteur manométrique totale demandée	148,97 m	Norme de réception	tolérances selon ISO 9906 classe 2B

ANNEXE IV.4 :

La fiche technique de la pompe de la station de pompage de BENI AMRANE.

Page: 1 / 6

No. de version: 1

Caractéristiques de fonctionnement

Débit demandé	47,05 m ³ /h	Débit	51,93 m ³ /h
Hauteur manométrique totale demandée	56,45 m	Hauteur manométrique tot.	57,63 m
Liquide pompé	Eau Eau pure Ne contenant pas de substances attaquant chimiquement ou mécaniquement les matériaux	Rendement	75,8 %
Température ambiante	20,0 °C	Puissance absorbée	10,73 kW
Température liquide pompé	20,0 °C	Vitesse de rotation pompe	2965 rpm
Densité liquide pompé	998 kg/m ³	NPSH requis	3,00 m
		Pression de service admissible	16,00 bar.r
		Pression de refoulement	5,64 bar.r
Viscosité liquide pompé	1,00 mm ² /s	Débit massique mini pour marche continue stable	1,35 kg/s
Pression d'aspiration max.	0,00 bar.r	Hauteur à débit nul	73,46 m
Hauteur géométrique	51,00 m	Débit massique max. admissible	21,54 kg/s
Débit massique	14,40 kg/s	Exécution	Pompe simple 1 x 100 % tolérances suivant ISO 9906 classe 3B ; en dessous de 10 kW suivant par. 4.4.2
Puissance max. courbe	11,91 kW		
Débit mini pour marche continue stable	4,87 m ³ /h		

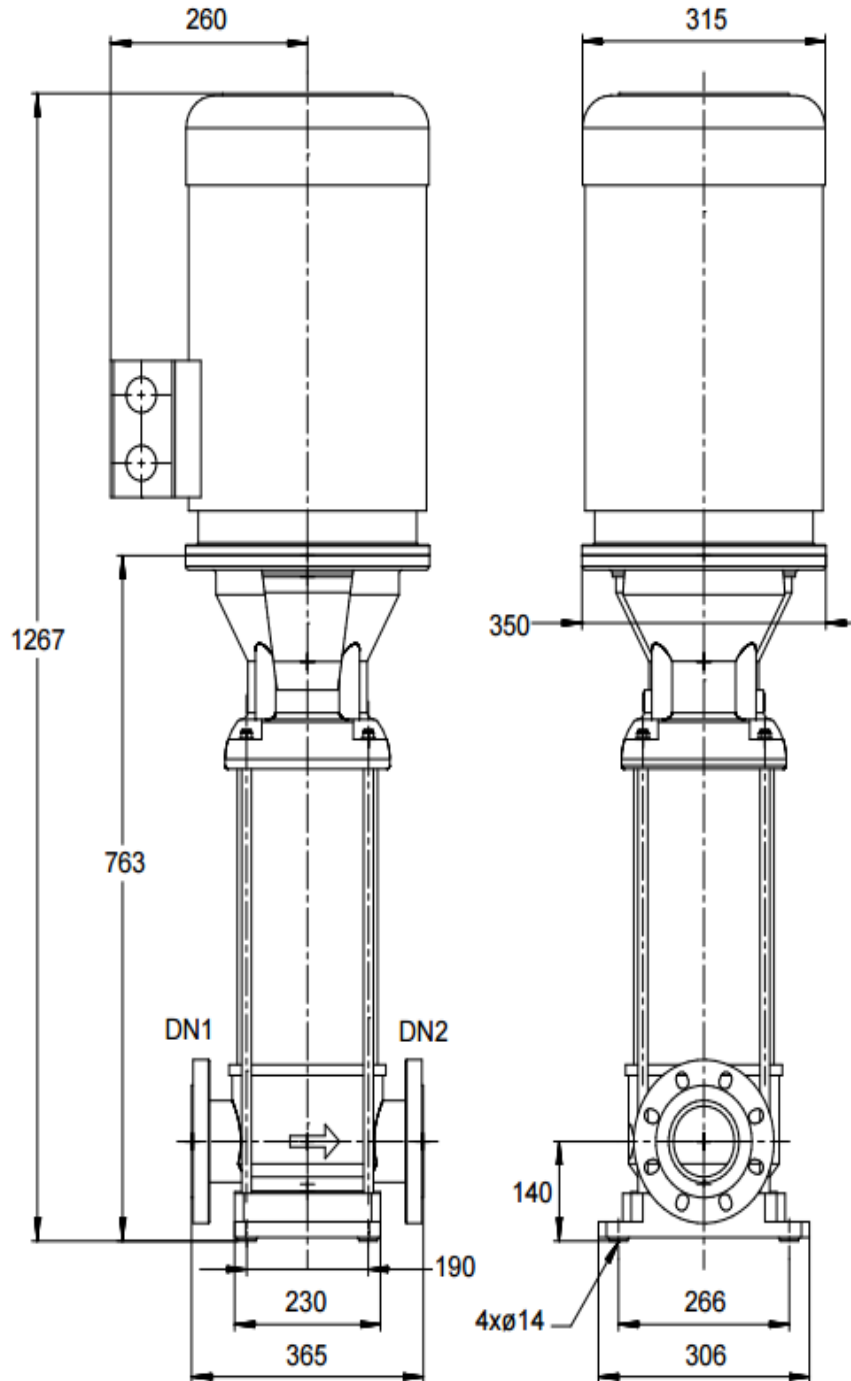
Exécution

Norme de pompe	Pompe KSB haute pression en ligne, exécution internationale	Fabricant	DP
Exécution	Construction monobloc	Type	RMG-AC
Mode d'installation	Vertical	Code matériau	Q1BEGG-WRC
Diamètre nominal tubulure d'aspiration	DN 100	Code	13
Pression nom. aspiration	PN 16	Mode de fonctionnement	I Garniture mécanique simple (circulation intérieure)
Position tubulure d'aspiration	90° (à droite)	On suppose que le fluide ne contient pas de substances solides	
Norme de bride de refoulement	EN 1092-2	Chambre de garniture	Chambre d'étanchéité standard
Diamètre nom. refoulement	DN 100	Protection contre les contacts fortuits	avec
Pression nom. refoulement	PN 16	Diamètre de roue	150,0 mm
Position tubulure de refoulement	270° (90° à gauche)	Sens de rotation vu du moteur	Sens horaire
Bride ronde (F)		Couleur	Noir graphite (RAL 9011)
Étanchéité d'arbre	GM à simple effet		

ANNEXE IV.5 :

Les dimensions géométriques de la pompe de la station de pompage de BENI AMRANE.

Figure 4.10

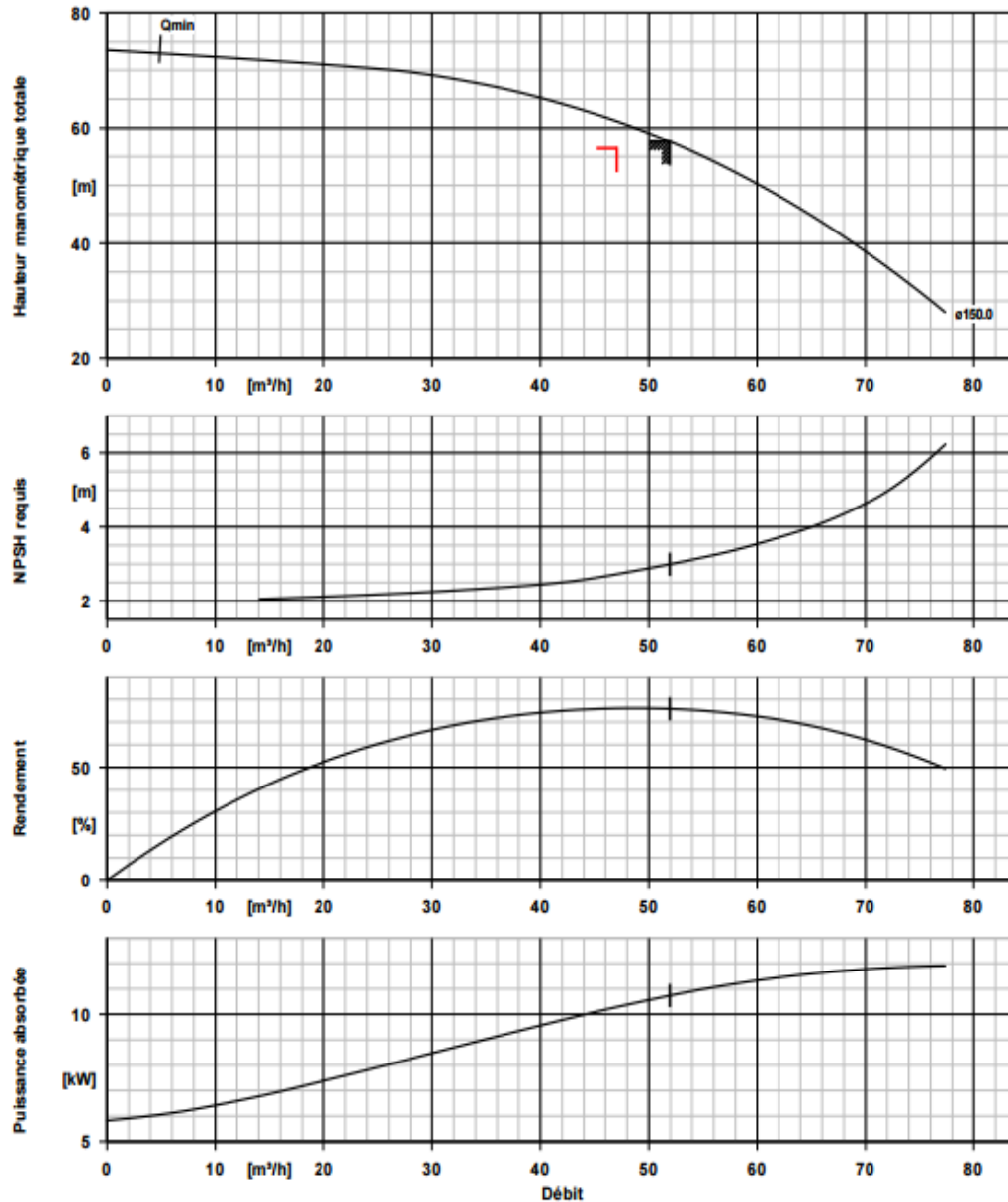


Le dessin n'est pas à l'échelle

Côtes en mm

ANNEXE IV.6 :

Les courbes caractéristiques de la pompe de la station de pompage de BENI AMRANE.



Caractéristiques de courbe

Vitesse de rotation	2965 rpm	Rendement	75,8 %
Densité liquide pompé	998 kg/m ³	Puissance absorbée	10,73 kW
Viscosité	1,00 mm ² /s	NPSH requis	3,00 m
Débit	51,93 m ³ /h	Numéro de courbe	MovitecB60_2pol_50_Red2
Débit demandé	47,05 m ³ /h	Diamètre de roue effectif	150,0 mm
Hauteur manométrique totale	57,63 m	Norme de réception	tolérances suivant ISO 9906 classe 3B ; en dessous de 10 kW suivant par. 4.4.2
Hauteur manométrique totale demandée	56,45 m		

ANNEXE IV.7:

Critères de choix de la station de pompage.

Paramètre	Type du bâtiment			
	Bloc	Bâche sèche	Bâche mouillée	Sur sol ou semi enterrée
Q(m ³ /s)	> 2	< 2	< 6	< 1,5
Type de pompe	Axiale à axe verticale ou horizontale	P. centrifuge	Axiale noyée à axe verticale	P. centrifuge
Hauteur admissible à l'aspiration (m)	< 0 (en charge)	< 0 > 0	< 0 < 0	> 0 (en aspiration)
Variation du plan d'eau (m)	1 à 2	1 à 3	N'importe	Importante

[Source : Cours Mme MOKRANE.W, ENSH2016]

ANNEXE V.1

Tableau de la variation de la consommation horaire selon le nombre d'habitant

Heures	Nombre d'habitants				
	< 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	> 100000	Aggl.de type rural
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	3.75	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01

