

Higher National School of Hydraulic

The Library

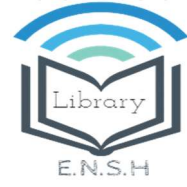
Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude d'adduction d'eau potable de la commune de Bordj Emir
Abdelkader (w.Tissemsilt) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0011-18

APA Citation (APA توثيق):

Zaida, Ahmed Nassim (2018). Etude d'adduction d'eau potable de la commune de
Bordj Emir Abdelkader (w.Tissemsilt)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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، مبداعات، مقالات، دوريات، كتب....) و بثه على الخط.

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME :

**Etude d'adduction d'eau potable de la commune de Bordj
Emir Abdelkader (W.Tissemsilt)**

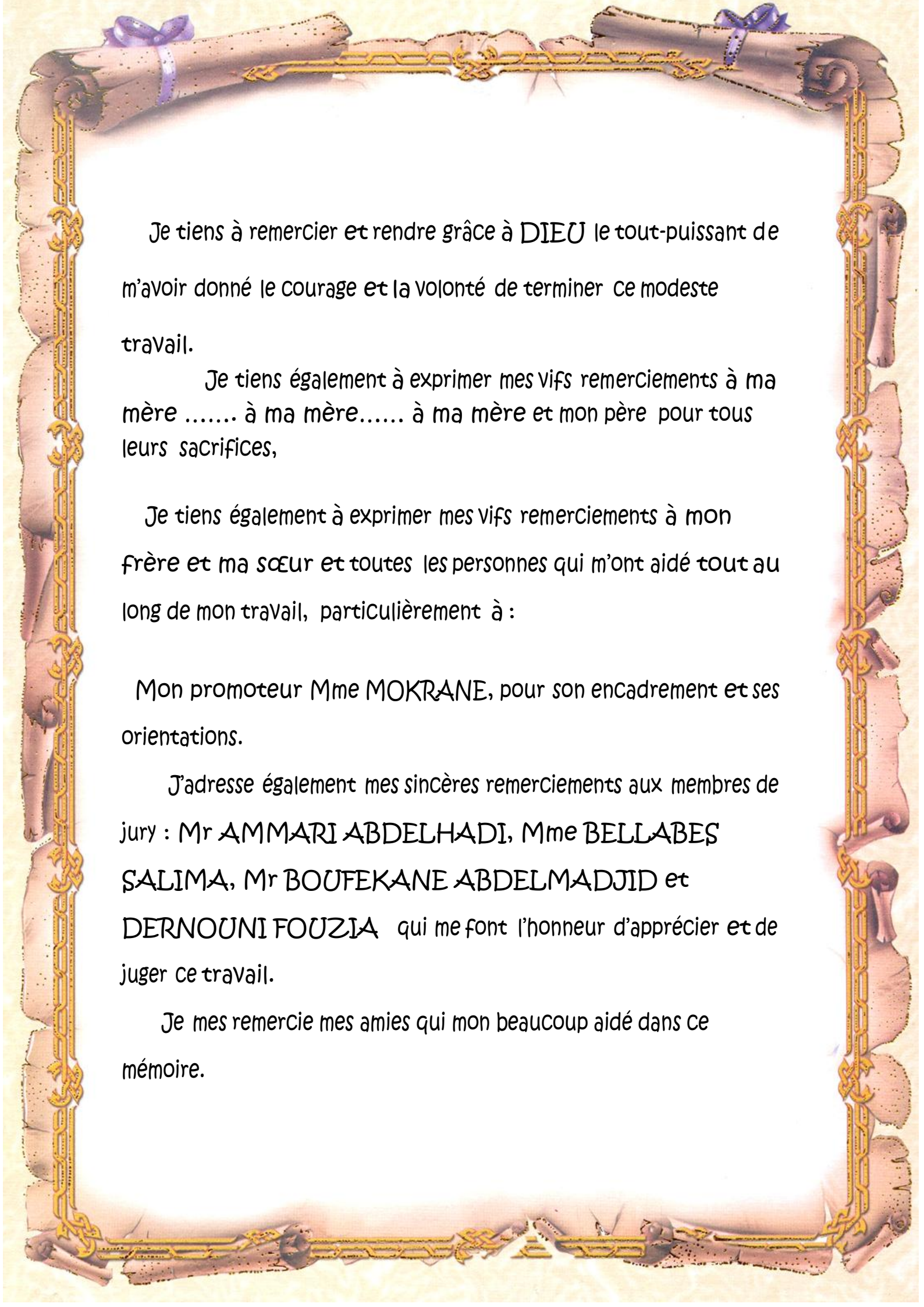
Présenté Par :

M^r ZAIDA AHMED NASSIM

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M ^r A.AMMARI	M.C.B	Président
M ^{me} S.BELLABES	M.A.A	Examineur
M ^{me} A.BOUFEKANE	M.A.A	Examineur
M ^{me} F.DERNOUNI	M.A.A	Examineur
M ^{me} W.MOKRANE	M.A.A	Promotrice

juin-2018



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

Je tiens également à exprimer mes vifs remerciements à ma mère à ma mère..... à ma mère et mon père pour tous leurs sacrifices,

Je tiens également à exprimer mes vifs remerciements à mon frère et ma sœur et toutes les personnes qui m'ont aidé tout au long de mon travail, particulièrement à :

Mon promoteur Mme MOKRANE, pour son encadrement et ses orientations.

J'adresse également mes sincères remerciements aux membres de jury : Mr AMMARI ABDELHADI, Mme BELLABES SALIMA, Mr BOUFEKANE ABDELMADJID et DERNOUNI FOUZIA qui me font l'honneur d'apprécier et de juger ce travail.

Je mes remercie mes amies qui mon beaucoup aidé dans ce mémoire.

المخلص

الهدف من المشروع الذي بين ايدينا هو تزويد بلدية برج الامير عبد القادر بالماء الشروب عن طريق خزان ماء سعته (1000م³) (ولاية تيسمسيلت) . هذه المنطقة معروفة بقلة ونقص الماء الشروب نظرا للنمو الديمغرافي المعترف مع تزايد المتطلبات اليومية.

هذا المشروع ينتمي الى سلسلة مشاريع كبرى أطلقتها الدولة الجزائر بهدف حماية الموارد المائية. هذه الدراسة تتمحور حول التدعيم البلدية بالماء الشروب عن طريق استخدام تحويل من سد و ضخه في شبكة انابيب (مع وجود خزان ماء ومحطتي ضخ) مع الانابيب من الظاهرة الانتقالية (المطرقة المائية) و وضع خطة انطلاق للمشروع .

Résumé

Notre projet a pour but l'alimentation en eau potable de la commune de Bordj el emir Aek à partir d'un réservoir dont la capacité (1000) m³ (Wilaya de TISSEMSILT). Ce projet rentre dans le cadre des grands projets consentis par l'état Algérien pour valoriser la ressource hydrique et approvisionner les populations surtout que la région concernée recense un manque d'eau potable, et ce en raison de l'explosion démographique et de l'amélioration du niveau de vie.

Cette étude consiste à dimensionner le système d'adduction y compris les réservoirs et les stations de pompage, mettre un dispositif de protection des conduites contre un phénomène transitoire dit : coup de bélier et établir une méthodologie de mise en œuvre du projet et les moyens déployés pour son exécution.

Abstract

The purpose of this project is to supply the community of **Bordj El Emir Aek** with drinkable water from a water tank of (1000) m³ capacity (Wilaya of **TISSEMSILT**). This area is known with its lack of drinking water due to the important demographic burst as well as to the development of the living standards. This study consists in dimensioning the adduction system (including the storage tanks, and two pumping stations), protect the conduits against the water hammer and implement an work plan for the execution of the project.

Sommaire

Introduction Générale

Chapitre I: Présentation de la zone d'étude

Introduction

I.1 Description de la zone d'étude	1
I.2 Situation Géographique	1
I.3 Situation climatique	3
I.4 Situation Sismique	4
I.5 Situation Topographique.....	5
I.6 Situation Géologique.....	5
I.7 Situation hydraulique.....	5
I.8 Description du système de transfert du barrage Deurdeur	6
I.9 Qualité de l'eau.....	7
Conclusion.....	8

Chapitre II: Estimation des besoins en eau

Introduction.....	8
II.1 Estimation de la population future	8
II.2 Consommation moyenne journalière	9
II.3 Besoins en eau par catégorie	10
II.4 Récapitulation des besoins en eaux de la ville	15
II.4.1 Besoin moyen journalier en eau potable « Qmoyj »	15
II.5 Variations des consommations maximale et minimale journalières	15
II.6 Le déficit ressources disponibles –besoins en eau.....	24

Conclusion.....	24
-----------------	----

Chapitre III: Etude d'adduction.

Introduction	25
III.1 Types d'adduction	25
III.2 Choix du tracé	25
III.3 Choix des matériaux de canalisation	26
III.4 Etude des variantes	28
III.5 Calcul hydraulique.....	29
III.6 Application numérique de l'étude technico-économique de l'adduction par refoulement	35
III.6.1 Variante 1.....	35
III.6.2 Variante 2.....	42
Conclusion.....	45

Chapitre IV: Etude de stockage

Introduction.....	46
IV.1 Choix de la cote d'implantation et emplacement des réservoirs.....	46
IV.2 Classification des réservoirs	46
IV.3 Choix du réservoir	46
IV.4 Equipements du réservoir.....	46
IV.5 Matérialisation de la réserve d'incendie.....	49
IV.6 Calcul de la capacité des réservoirs.....	50
IV.7 Dimensionnement des réservoir	51
Conclusion.....	55

Chapitre V: Etude du pompage.

Introduction.....	56
V.1 Définition d'une pompe	56
V.2 Couplage des pompes	56
V.3 Choix du type de pompe	57
V.4 Choix du nombre de pompes	60
V.5 Choix du nombre de pompes	60
V.6 Caractéristiques de la pompe	61
V.7 Étude de la cavitation	65
V.8 Station de pompage SP yousofia	67
V.9 Station de reprise	75
V.10 Les frais annuels d'énergie	81
V.11 Protection des conduites contre le coup de bélier	83
V.11.1 Causes du coup de bélier	84
V.11.2 Risques dus aux coups de bélier	84
V.11.3 Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier	85
V.11.4 Principe de fonctionnement du réservoir d'air :.....	88
V.11.5 Calcul des réservoirs d'air :	89
V.11.6 Application	92
V.11.7 Installation du réservoir d'air	94
Conclusion	95

Chapitre VI: Organisation de chantier.

Introduction.....	96
-------------------	----

VI.1 Travaux de l'adduction.....	97
VI.1.1 Implantation du tracé des tranchées sur le terrain.....	97
VI.1.2 Nivellement de la plate-forme de pose.....	97
VI.1.3 Excavation des tranchées.....	98
VI.1.4 Pose de la canalisation.....	100
VI.1.5 Remblaiement des tranchées.....	103
VI.1.6 Calcul du temps d'exécution.....	104
VI.1.7 Détermination du volume des travaux de l'adduction	104
VI.1.8 Détermination du temps d'exécution des travaux de l'adduction	105
VI.2 Travaux de la station de pompage	106
VI.2.1 Dimensionnement du bâtiment de la station de pompage.....	106
VI.2.2 Longueur du bâtiment	107
VI.2.3 Détermination de la capacité du godet	108
VI.2.4 Calcul des volumes	109
VI.3 Planification des travaux de l'adduction.....	113
VI.3.1 Définitions des tâches et leurs durées.....	113
VI.3.2 Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM).....	114
VI.4 Choix des engins de terrassement.....	116
VI.5 Evaluation du projet	118
VI.5.1 Devis estimatif d'établissement du projet	119
Conclusion.....	119

Conclusion générale

Bibliographie

Annexes

Liste des Tableaux

Chapitre I: Présentation de la zone d'étude.

Tableau I - 1 températures moyennes (1996 – 2010).....	4
Tableau I - 2 Qualité de l'eau.....	7

Chapitre II: Estimation des besoins en eau.

Tableau II - 1 Evolution de la population de la zone d'étude (2011-2041)	9
Tableau II - 2 la dotation en fonction de nombre d'habitant.....	10
Tableau II - 3 Besoins domestiques.....	10
Tableau II - 4 évaluation des besoins administratifs.....	11
Tableau II - 5 évaluation des besoins scolaires.....	12
Tableau II - 6 évaluation des besoins sanitaires.....	12
Tableau II - 7 évaluation des besoins socioculturels.....	13
Tableau II - 8 évaluation des besoins commerciaux.....	14
Tableau II - 9 évaluation des besoins d'arrosage.....	14
Tableau II - 10 Récapitulation des besoins en eaux de la ville.....	15
Tableau II - 11 Evaluation besoin moyen journalier.....	15
Tableau II - 12 Le débit minimal journalier pour chaque terme.....	16
Tableau II - 13 Le débit maximum journalier pour chaque terme.....	17
Tableau II - 14 la variation horaire de la consommation court terme.....	18
Tableau II - 15 la variation horaire de la consommation moyen terme.....	20
Tableau II - 16 la variation horaire de la consommation long terme.....	22
Tableau II - 17 Tableau du bilan du ressources disponibles et besoins en eau.	24

Chapitre III: Etude d'adduction

Tableau III - 1 Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau	30
Tableau III - 2 Le barème des nouveaux tarifs de l'électricité applicable à partir du 1 janvier 2016.....	35
Tableau III - 3 Calcul HMT du tronçon (SP- SR).....	37
Tableau III - 4 Frais d'investissement tronçon (SP- SR).....	37
Tableau III - 5 Frais d'exploitation tronçon (SP- SR).....	37
Tableau III - 6 Bilan de tronçon (SP- SR)	37
Tableau III - 7 Calcul HMT du tronçon (SR- Rt).....	39
Tableau III - 8 Frais d'investissement tronçon (SR- Rt).....	39
Tableau III - 9 Tableau III - 9 Frais d'exploitation tronçon (SR- Rt).....	40
Tableau III - 10 Bilan de tronçon (SR- Rt).....	40

Tableau III - 11 Caractéristiques de tronçon (Rt (1201.31 m NGA) - Rext).....	42
Tableau III - 12 Calcul HMT du tronçon (SP- Rt).....	43
Tableau III - 13 Frais d'investissement tronçon (SP- Rt).....	43
Tableau III - 14 Frais d'exploitation tronçon (SP- Rt).....	44
Tableau III - 15 Bilan de tronçon (SP- Rt).....	44
Tableau III - 16 Comparaison entre les variantes retenues.....	45

Chapitre IV: Etude de stockage

Tableau IV - 1 Dimensions du réservoir tampon.....	54
Tableau IV - 2 Tableau donnant les dimensions des bâches de reprise pour une forme rectangulaire.....	54

Chapitre V: Etude du pompage.

Tableau V - 1 Différents types de la roue.....	61
Tableau V - 2 Tableau représentatif de la tension de vapeur Hv pour une température donnée.....	67
Tableau V - 3 Résultats de choix des pompes SP youssoufia.....	67
Tableau V - 4 Caractéristiques de la pompe de la station de pompage.....	69
Tableau V - 5 Caractéristique du moteur de la station de pompage.....	69
Tableau V - 6 Variation de la charge en fonction du débit (pompe station de pompage & conduite station de pompage-réservoir de station de reprise).....	71
Tableau V - 7 Résultats de choix des pompes de la station de reprise.....	75
Tableau V - 8 Caractéristiques de la pompe de la station de reprise.....	76
Tableau V - 9 Caractéristique du moteur de la station de reprise.....	76
Tableau V - 10 Variation de la charge en fonction du débit (pompe station de reprise & conduite station de reprise-réservoir de tampon).....	78
Tableau V - 11 Frais annuels totaux des installations.....	81
Tableau V - 12 Les résultats finals du dimensionnement des stations de pompage.....	82
Tableau V - 13 Equipements en amont et en aval des deux pompes.....	83
Tableau V - 14 Avantages et inconvénients des appareils anti-béliers.....	88
Tableau V - 15 Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement.....	92
Tableau V - 16 Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement.....	92
Tableau V - 17 Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement.....	93
Tableau V - 18 Les dimensions de réservoir d'air de l'adduction de refoulement.....	93

Chapitre VI: Organisation de chantier.

Tableau VI - 1 Capacité du godet en fonction du volume de terrassement.....	99
Tableau VI - 2 Détermination des différents volumes des travaux de l'adduction.....	105
Tableau VI - 3 Détermination des différents temps d'exécution des travaux de l'adduction.	106
Tableau VI - 4 Les dimensions de la station de reprise.....	108
Tableau VI - 5 Choix du bulldozer en fonction de la capacité du godet.....	109
Tableau VI - 6 Calcul volume de décapage et son temps d'exécution pour la station de pompage.....	110
Tableau VI - 7 Les volumes des différentes opérations et leur temps d'exécution pour la station de reprise.....	113
Tableau VI - 8 Temps de réalisation des opérations de l'adduction.....	114
Tableau VI - 9 Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction.....	115
Tableau VI - 10 Devis estimatif de l'établissement du projet.....	120
Tableau VI - 11 Devis estimatif global.....	121

LISTES DES FIGURES

Chapitre I: Présentation de la zone d'étude.

Figure I- 1 Situation Géographique la wilaya de Tissemsilt.....	1
Figure I- 2 Situation Géographique de La commune de BORDJ EL AMIR AEK la wilaya de Tissemsilt.....	3
Figure I-3 Description du système de transfert du barrage Deurdeur.....	6

Chapitre II: Estimation des besoins en eau.

Figure II - 1 Histogramme d'évolution de la population de la zone d'étude (2011-2041).....	9
Figure II - 2 Histogramme d'évaluation de la consommation totale journalière de la zone d'étude à l'horizon 2041.....	19
Figure II - 3 Courbe intégrale de la consommation horaire.....	19
Figure II - 4 Histogramme d'évaluation de la consommation totale journalière de la zone d'étude à l'horizon 2041.....	21
Figure II - 5 Courbe intégrale de la consommation horaire.....	21
Figure II - 6 Histogramme d'évaluation de la consommation totale journalière de la zone d'étude à l'horizon 2041.....	23
Figure II - 7 Courbe intégrale de la consommation horaire.....	23

Chapitre III: Etude d'adduction.

Figure III - 1 Tracé de la variante N°01.....	28
Figure III - 2 Tracé de la variante N°02.....	29
Figure III - 3 Bilan total du tronçon SP- SR.....	38
Figure III - 4 Bilan total du tronçon SR- Rt.....	40
Figure III - 5 Bilan total du tronçon SP1- SP2.....	44

Chapitre IV: Etude de stockage

Figure IV - 1 Arrivée Chute libre - Arrivée par Noyée.....	47
Figure IV - 2 Arrivée par le fond - Arrivée Par le bas.....	47
Figure IV - 3 Conduite de départ.....	48
Figure IV - 4 Conduite de vidange et de trop plein.....	49

Chapitre V: Etude du pompage.

Figure V - 1 Couplage de deux pompes en parallèle.....	57
Figure V - 2 Couplage de deux pompes en série.....	57
Figure V - 3 Constitution d'une pompe centrifuge.....	59
Figure V - 4 Pompe centrifuge Pompe axiale Pompe hélico-centrifuge.....	60
Figure V - 5 Graphe représentatif de la détermination de point de fonctionnement.....	62
Figure V - 6 Les courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise.....	70
Figure V - 7 Courbe représentant le point de fonctionnement de la pompe station de reprise.....	71
Figure V - 8 Courbe représentant la plage de bon fonctionnement de la pompe SP.....	72
Figure V - 9 Les courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise.....	77
Figure V - 10 Courbe représentant le point de fonctionnement de la pompe station de reprise.....	78
Figure V - 11 Courbe représentant la plage de bon fonctionnement de la pompe station de reprise.....	79
Figure V - 12 Equipement en amont et en aval d'une pompe.....	83
Figure V - 13 Le réservoir d'air (anti-bélier)	87
Figure V - 14 Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE.....	94
Figure V - 15 Schéma d'installation du réservoir d'air.	95

Chapitre VI: Organisation de chantier.

Figure VI - 1 Réseaux à nœuds (méthode CPM) de l'adduction.....	116
Figure VI - 2 Pelle hydraulique.	118
Figure VI - 3 Dozer.....	118
Figure VI - 4 Chargeur.....	119

LISTES DES PLANCHES

Planches 1 : Profil piézométrique

Planches 2 : Plan de la station de pompage.

Planches 3 : Schéma synoptique

Planches 4 : Levé topographique.

Introduction général

Le manque d'eau potable est devenu la préoccupation quotidienne des algériens, c'est dans ce contexte que s'inscrit notre étude qui consiste à l'étude de d'alimentation en eau potable de la commune Bordj el Emir Abdelkader wilaya de TISSEMSILT à partir de la station de pompage de Youssoufia. Ceci dans le but de répondre confortablement à la demande de la population à l'horizon futur 2041 qui croit simultanément avec l'évolution démographique.

Notre étude comporte six chapitres qui peuvent être répartis sur trois parties principales.

La première partie va contenir deux chapitres comme suit :

-Une présentation globale du site va être abordée dans le premier chapitre. Vu qu'avant d'entamer le calcul hydraulique, il est nécessaire d'avoir certaines données de reconnaissances de la zone d'étude.

- Dans le second chapitre nous allons estimer des besoins en eau de la population de la commune Bordj el Emir. L'aspect quantitatif des besoins nous permettra d'évaluer les volumes d'eau nécessaires à la consommation, ainsi que la répartition des débits dans le temps, qui conduisent aux dimensionnements des ouvrages d'écoulement ou d'accumulation.

La deuxième à définir l'ensemble des ouvrages et équipements pour assurer un approvisionnement en eau optimal de notre région d'étude. Elle englobe les trois chapitres suivants :

-Les réservoirs : ces ouvrages de stockage seront projetés pour mieux harmoniser la demande et la production. Les aspects économiques et techniques seront pris en compte pour l'emplacement de ces derniers

-L'adduction : dans ce chapitre on étudiera, le choix du tracé, le choix de types des conduites, l'établissement du schéma hydraulique de l'adduction pour la zone en question et l'étude technico-économique qui comportera le dimensionnement des conduites en déterminant leurs diamètres économiques.

- Pompes et stations de pompage : l'accent est porté sur les équipements que comportera une station de pompage, le choix des pompes adéquates répondant aux exigences du projet en recherchant leurs points de fonctionnement, Et on terminera ce chapitre par l'étude de la cavitation. Dans ce chapitre nous allons nous intéresser aussi à la protection de l'installation contre le coup de Belier :

les suppressions et les dépressions dans les conduites qui ne doivent pas dépasser les pressions maximales de service, les différents dispositifs de protections, et cela afin d'éviter les dégâts qui peuvent survenir dans les conduites.

La troisième partie sera consacrée pour l'Organisation des opérations nécessaires à la réalisation de notre projet.

Enfin, nous achèverons notre travail par une conclusion générale.

Chapitre I:
Présentation de la
zone d'étude.

Introduction :

Avant d'entamer n'importe quel projet, l'étude du site est nécessaire pour connaître les caractéristiques physiques du lieu et les facteurs qui influent sur l'élaboration de ce projet, pour cela nous devons disposer de certaines données, notamment celles :

- Naturelles du site.
- Relatives à l'agglomération.
- Propres à la qualité et l'alimentation d'eau potable.

La présentation de l'agglomération est une phase importante pour procéder à l'élaboration de notre projet.

Pour se faire, il est donc nécessaire de collecter des données aux différentes situations (climatique, topographique, hydraulique...etc.) existantes, ainsi que l'exploitation des documents et des études antérieures.

I.1 Description de la zone d'étude :

Chef-lieu de Daïra, Bordj El Emir AEK est située dans la partie Est de la wilaya de Tissemsilt. Distant de 50km du Chef-lieu de la wilaya. Ce Chef-lieu de commune se trouve entre deux Oueds situés à l'aval des chaînes montagneuses localisée au sud et au nord de cette agglomération.

I.2 Situation Géographique :

La zone d'étude s'inscrit dans la wilaya de TISSEMSILT, une wilaya de l'Espace de programmation territoriale des Hauts-Plateaux-Ouest de l'Algérie encadrée :

- au Nord par les wilayas de Chleff et Ain Defla,
- à l'Ouest par la wilaya de Relizane,
- à l'Est par la wilaya de Médéa,
- au Sud par la wilaya de Tiaret et Djelfa.

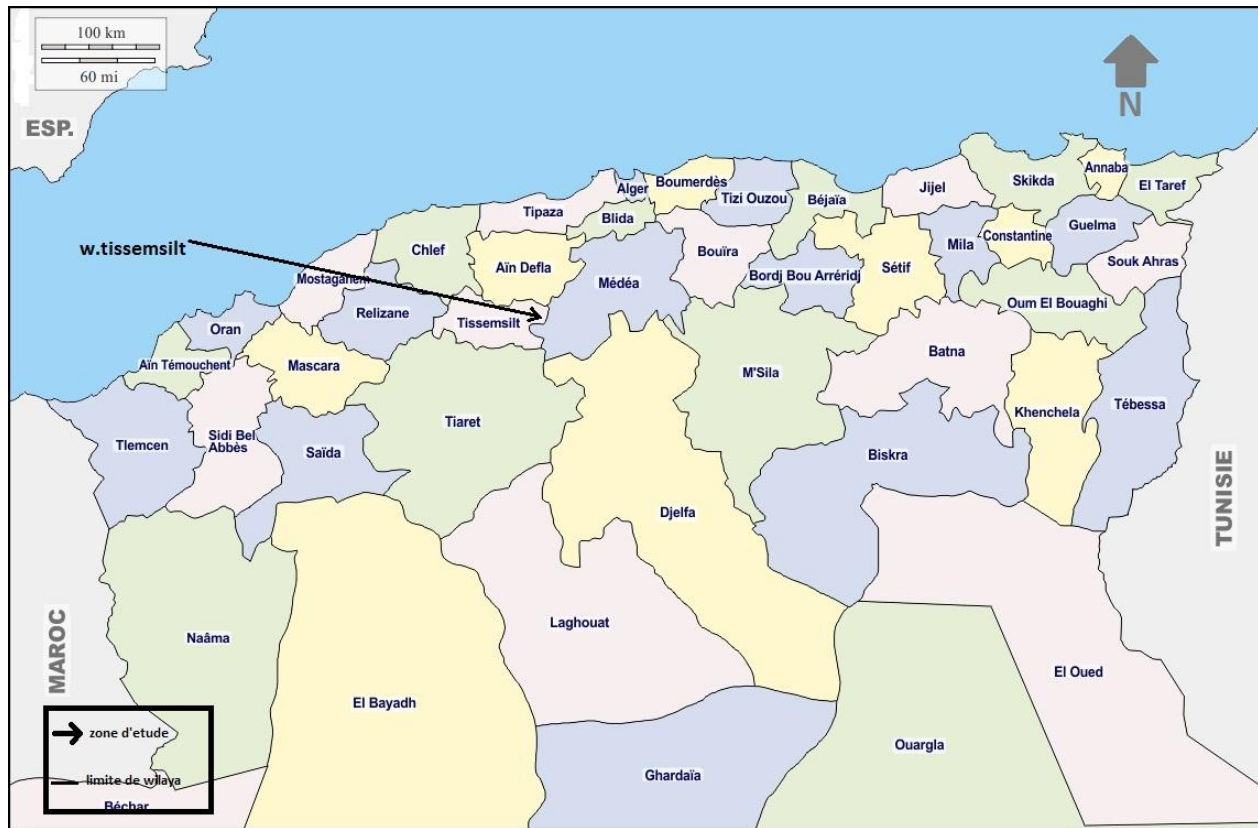


Figure I- 1 Situation Géographique la wilaya de Tissemsilt.

La commune de BORDJ EL AMIR AEK se situe à 85km de la ville de TISSEMSILT, elle est limitée par :

- La commune de TAREK IBN ZIAD (W : AIN DEFLA) au nord.
- La commune de BOUAICH (W : MEDIA) au sud.
- La commune de THENIET EL HAD et EL YOUSOUFIA à l'ouest.
- La commune de DERRAG (W : MEDIA) à l'est.

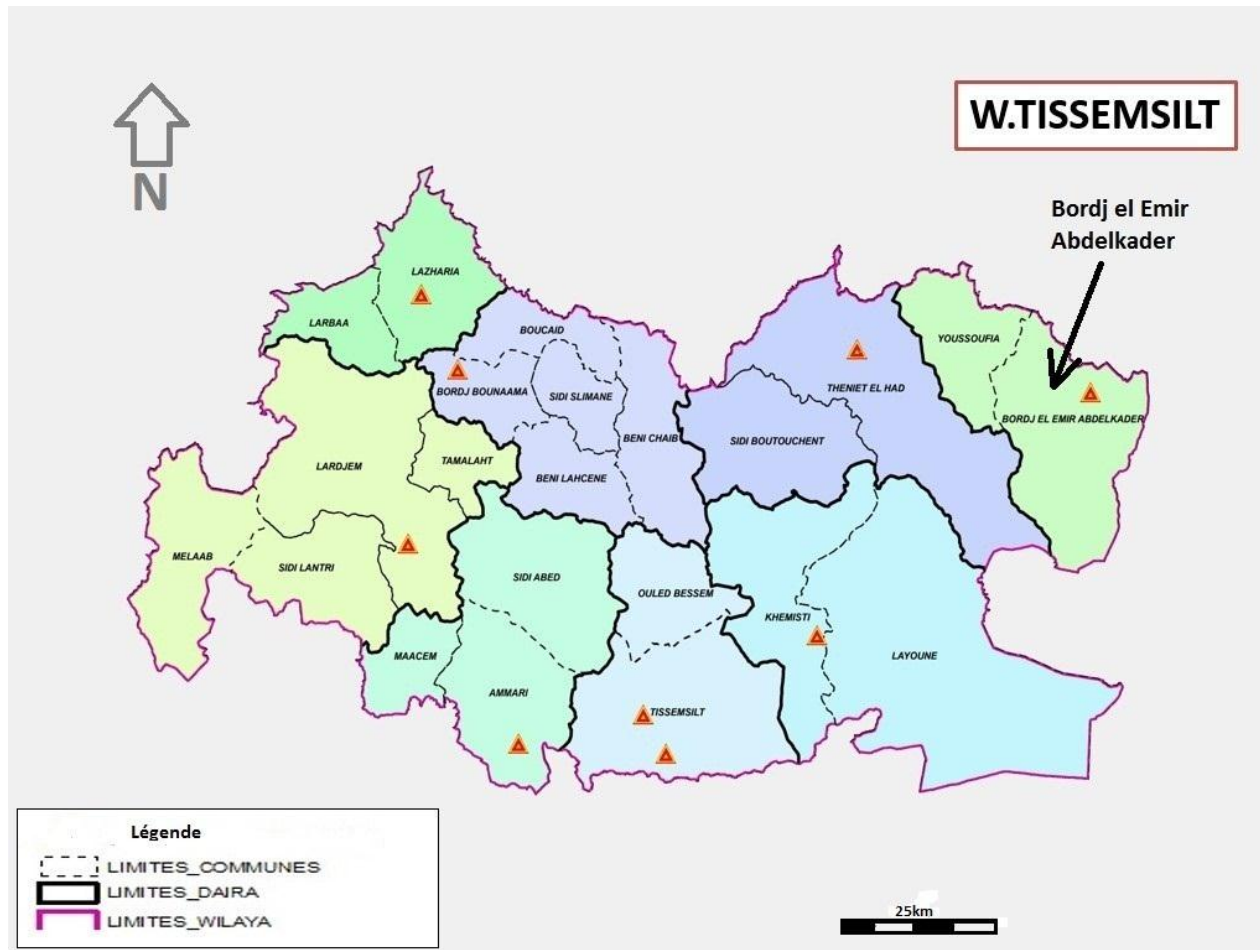


Figure I- 2 Situation Géographique de La commune de BORDJ EL AMIR AEK la wilaya de Tissemsilt.

I.3 Situation climatique :

a) Le climat :

La région de **BORDJ EL AMIR AEK** est caractérisée par un climat de type semi-aride obéissant à la particularité du bassin versant de l'OUERSENIS ; hiver humide et été chaud, l'orographie et la position latitudinaire joue un rôle important dans la variation des nuances climatique de cette région.

b) la température :

L'analyse des données thermométrique montre deux saisons bien distinctes divisant l'année en une saison froide et autre chaude

La saison froide allant du mois d'octobre à avril ; la température atteint un minimale de moins 3°C.

La saison chaude allant du mois mai à septembre ; la température atteint un maximale de plus de 34°C.

Tableau I - 1 températures moyennes (1996 – 2010).

Mois	Jan	Fév.	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Out	Sep	Oct.	Nov.	Déc.
T C°	9.5	12.05	12.4	14.1	15.2	24.8	25.3	29.6	25.5	21	12.6	9.5

Source : APC Bordj Emir Abdelkader W.Tissemsilt

c) la pluviométrie :

Les précipitations sont marquées par irrégularité saisonnière et par conséquent une inégale distribution annuelle ces précipitations varient entre 350mm à 500mm par ans.

I.4 Situation Sismique :

Le territoire national est divisé en cinq (5) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

- Zone 0 : Sismicité négligeable
- Zone I : Sismicité faible
- Zone IIa et IIb : Sismicité moyenne
- Zone III : Sismicité élevée

La sismicité de la région est très importante si on se réfère à la carte des zones sismiques dressées par le centre national de recherche appliquée en génie parasismique, et d'après les données des tremblements de terre entre 1716 et 1970 et le tremblement de terre de 2003 la région appartient à la Zone IIa.(voir Annexe 2).

Cette activité est en relation avec une activité tectonique (déformation, compression) récente qui affecte la partie superficielle de la lithosphère surtout dans la partie nord de l'Algérie.

I.5 Situation Topographique :

La ville de BORDJ EL AMIR AEK est caractérisée par une forte dénivelée dont les altitudes varient de : 200m à 110m du OUEST vers le EST.

I.6 Situation Géologique :

L'aire de l'étude présente des formations essentiellement calcaires, schisteuses et argileuses. Le massif de Ouarsenis est dominé par des séries argilo-gréseuses à schisteuses ; c'est à dire, il y a dominance des roches tendres (marnes et argiles) et des roches relativement tendres (flysch), alors que les plus résistantes comme les grès et les calcaires sont rencontrées au niveau des crêtes.

I.7 Situation hydraulique :

Actuellement la commune de Bordj Emir Abdelkader couvre ses besoins en eau à partir de la source de Ras Taza avec un débit de **8 l/s** et à partir du forage de Bouchmoume avec un débit complémentaire de **4 l/s**.

Il y a lieu de signaler que des puits à usage domestique sont également utilisés.

I.7.1 Les réservoirs

La commune de Bordj Emir Abdelkader dispose 2011 des ouvrages de stockages suivants :

- Un réservoir semi enterré de 1000 m³
- Un réservoir semi enterré de 500 m³
- Un réservoir d'eau de 300 m³
- Un réservoir d'eau de 200 m³
- Un réservoir d'eau de 100 m³
- Un réservoir d'eau de 100 m³

I.8 Description du système de transfert du barrage Deurdeur

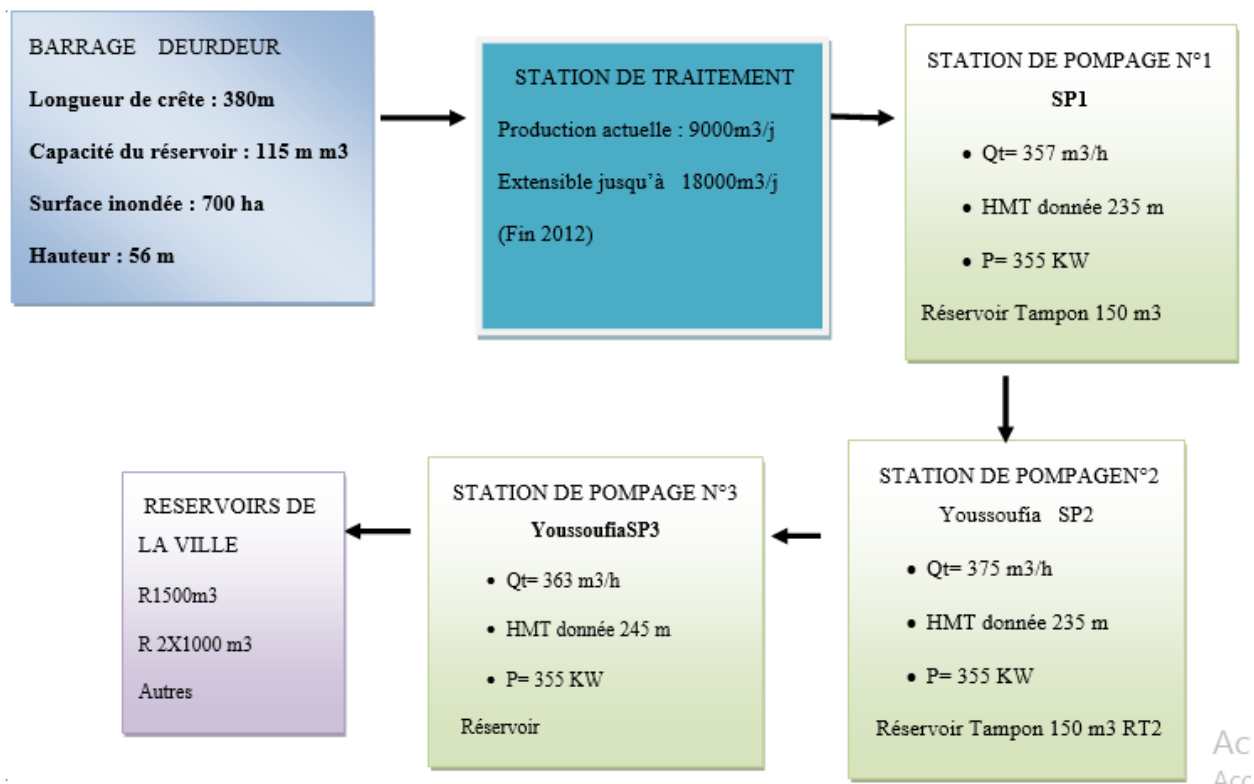


Figure I-3 Description du système de transfert du barrage Deurdeur

I.9 Qualité de l'eau du barrage Deurdeur :

L'étude a porté sur la mesure in situ du pH et de l'oxygène dissous et sur la détermination au laboratoire d'autres éléments (Résidu sec, MO, DBO5, DCO, PO4³⁻, NO2⁻, NH4⁺ et NO3⁻)

Tableau I - 2 Qualité de l'eau

Barrages	Usage (*)	Capacité ** Estimée (2015) (Hm ³)	PH	RS (Mg/l)	O ₂ d (%)	NO ₃ (Mg/l)	NO ₂ (Mg/l)	NH ₄ (Mg/l)	PO ₄ (Mg/l)	DBO ₅ (Mg/l)	DCO (Mg/l)	MO (Mg/l)
Deurdeur	AEP-IRR	105.120	7,9	1015	88,9	0,4	0,172	0,17	0,153	4	14	5

Source ANBT (année 2011)

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons fait la présentation de la zone d'étude, ressortir les données nécessaires pour garantir une meilleure projection du système d'adduction pour l'alimentation en eau potable de la commune de Bordj el Emir Abdelkader Wilaya Tissemsilt de telle façon à assurer l'alimentation convenable de la ville

Chapitre II:
Estimation des besoins
en eau.

Introduction :

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération est une étape indispensable dans l'élaboration de notre projet. Elle dépend de plusieurs facteurs notamment l'évolution de la population.

Dans ce chapitre on s'intéresse à l'évaluation des besoins en eau de l'agglomération pour un horizon d'étude de 30 ans, ensuite on détermine le débit maximum nécessaire pour le dimensionnement de l'adduction, ainsi que le débit de pointe de cette dernière.

II.1 Estimation de la population future :

En 2011, la population de la ville de **BORDJ EL AMIR AEK** était de 6800 habitants. (Source A.P.C).

Etant donné que la ville est en pleine extension, nous travaillons pour un horizon 30 ans.

$$P_n = P_0 (1+T)^n \dots\dots\dots (II.1)$$

Avec :

- P_n : population située à l'horizon prévu (2041).
- P_0 : population de base ou de l'année de référence (2011).
- n : nombre d'année séparant l'horizon de calcul de l'année de référence (30 ans).
- T : le taux d'accroissement annuel de la population en (%) qui dépend de plusieurs facteurs :
 - Du niveau de vie de la population ;
 - Du développement socioculturel ;

Le taux d'accroissement est de 1.41%, d'après l'A.P.C

Donc :

Tableau II - 1 Evolution de la population de la zone d'étude (2011-2041)

Horizons	Actuel (2011)	Court terme (2021)	Moyen terme (2031)	Long terme (2041)
Population de BORDJ EL AMIR AEK (habitants)	6800	7822	8999	10351

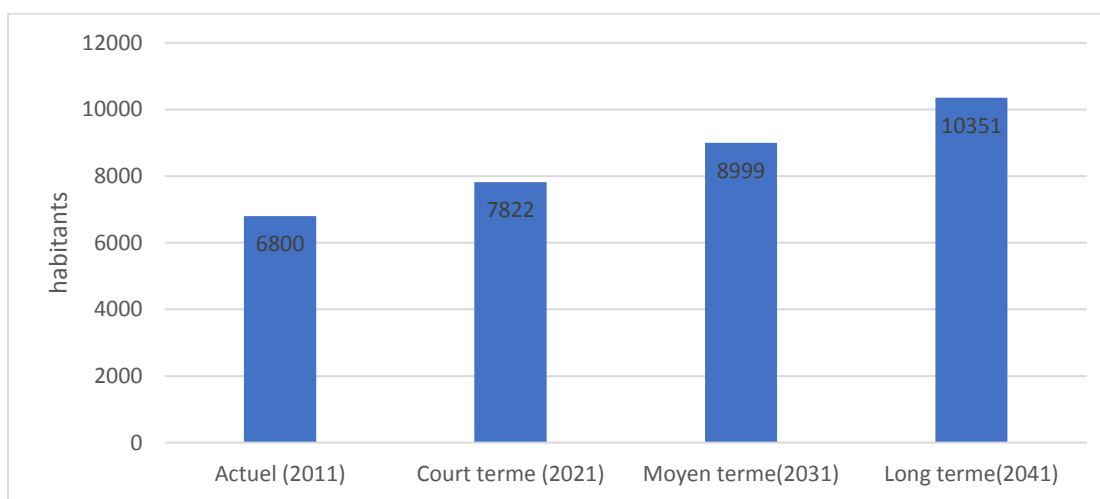


Figure II - 1 Histogramme d'évolution de la population de la zone d'étude (2011-2041)

II.2 Consommation moyenne journalière :

La consommation moyenne journalière est le produit de la norme unitaire moyenne journalière, exprimée en mètre cube par jour.

$$Q_{moy,j} = (Q_i \cdot N_i) / 1000 \quad [m^3/j] \dots\dots\dots (II-2)$$

Avec :

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

Q_i : dotation journalière en $l/j/hab$;

N_i : nombre de consommateurs ;

II.3 Besoins en eau par catégorie :

II.3.1 Besoins domestiques :

Dans une agglomération donnée, la consommation en eau dépend essentiellement du développement sanitaire et des habitudes de la population.

Tableau II - 2 la dotation en fonction de nombre d'habitant

Population	Dotation (l/j/hab)
Ville moins de 2'000 hab	125
Ville de 2'000 à 20'000 hab	150 à 200
Ville de 20'000 à 100'000 hab	200 à 300
Ville plus de 100'000 hab	300 à 350

(Source : polycopie Mr S. BOUALEM ENSH septembre 2014, p20)

Pour notre projet et d'après le Tableau II – 2 les besoins seront estimés sur la base de la dotation de 150 l/j/hab.

Tableau II - 3 Besoins domestiques

Horizon	Population	Dotation (l/j/hab)	$Q_{moy,j}$ (m ³ /j)
Actuel(2011)	6800	150	1020
Court terme (2021)	7822	150	1173.3
Moyen terme(2031)	8999	150	1349.85
Long terme(2041)	10351	150	1552.65

II.3.2 Besoins administratifs :

Tableau II - 4 évaluation des besoins administratifs.

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoy,j (m3/j)
Siège daïra	employé	42	15	0,63
Siège A.P.C	employé	50	15	0,75
Contribution des impôts	employé	8	15	0,12
Sûreté nationale	Agent	45	15	0,675
Gendarmerie	Agent	36	100	3.6
Protection civile	Unité	45	200	9
Casernes	Unité	150	100	15
Total				29.78

Source : APC Bordj Emir Abdelkader W.Tissemsilt

II.3.3 Besoins scolaires :

Les besoins scolaires seront calculés en prenant la dotation égale à 15 l/j/unité

Tableau II - 5 évaluation des besoins scolaires.

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoy,j (m3/j)
2 Ecole primaire	Elève	1000	15	15
2 C.E.M	Elève	912	15	13,68
Lycée	Elève	530	15	7.95
Crèche	Enfant	120	80	9.6
Total				46.23

Source : APC Bordj Emir Abdelkader W.Tissemsilt

II.3.4 Besoins sanitaires

Tableau II - 6 évaluation des besoins sanitaires

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoy,j (m3/j)
Centre de santé	Patient	60	15	0.9
Polyclinique	Patient	100	15	1.5
Maternité	Lit	25	500	12.5
Totale				14.9

Source : APC Bordj Emir Abdelkader W.Tissemsilt

II.3.5 Besoins socioculturels :

Tableau II - 7 évaluation des besoins socioculturels

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoy,j (m3/j)
Mosquée	Fidèle	1500	15	22.5
Bibliothèque	Lecteur	120	10	1,2
Salle omnisport	m ²	100	50	5
Totale				28.7

Source : APC Bordj Emir Abdelkader W.Tissemsilt

II.3.6 Besoins commerciaux :

Tableau II - 8 évaluation des besoins commerciaux

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoy,j (m3/j)
Marché	m ²	1500	5	7,5
Restaurant	Unité	5	1000	5
Cafés	Client	3000	10	30
Boulangerie	Unité	2	500	1
Boucherie	Unité	4	50	0,2
Bain publique	Unité	100	180	18
Douche publique	Unité	300	180	54
Abattoir	Unité	1	5000	5
Station-service	Unité	1	6000	6
Total				126,7

Source : APC Bordj Emir Abdelkader W.Tissemsilt

II.3.7 Besoins d'arrosage :

Tableau II - 9 évaluation des besoins d'arrosage

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoy,j (m3/j)
Jardin publique	m ²	1000	5	5

Source : APC Bordj Emir Abdelkader W.Tissemsilt

II.4 Récapitulation des besoins en eaux de la ville :

Les besoins totaux en eaux de la ville de **BORDJ EL AMIR AEK** sont donnés par le tableau suivant :

Tableau II - 10 Récapitulation des besoins en eaux de la ville.

Catégorie des besoins	Q_{moy,j}(m³/j) court terme	Q_{moy,j}(m³/j) moyen terme	Q_{moy,j}(m³/j) long terme
Domestiques	1173.3	1349.85	1552.65
Administratifs	29.78	29.78	29.78
Scolaires	46.23	46.23	46.23
Sanitaires	14.9	14.9	14.9
Commerciaux	126,7	126,7	126,7
Socioculturels	28.7	28.7	28.7
Total	1419.61	1596.16	1798.96

II.4.1 Besoin moyen journalier en eau potable « Q_{moyj} » :

La consommation moyenne journalière en eau potable est égale aux besoins domestiques en plus des besoins des équipements.

$$Q_{moyj} = Q_{d_{moyj}} + Q_{eq_{moyj}} \dots \dots \dots \text{II.2}$$

Nous avons,alors :

Tableau II - 11 évaluation Besoins moyens journaliers totaux.

Période	Court terme	Moyen terme	Long terme
Q_{moy,j} (m³/j)	1419.61	1596.16	1798.96

II.5 Variations des consommations maximale et minimale journalières :

II.5.1 Consommation minimale journalière :

II.5.1.1 Coefficient d'irrégularité journalière minimum :

Par rapport à la consommation moyenne journalière déterminée, nous pouvons aussi mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation minimale est inférieure à la moyenne de consommation. Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière minimum et noté $K_{\min,j}$. Ainsi nous pouvons écrire :

$$K_{\min,j} = \frac{Q_{\min,j}}{Q_{\text{moy},j}} \dots \dots \text{II.3}$$

Avec :

- $Q_{\min,j}$: Consommation minimale journalière (m^3/j)
- $Q_{\text{moy},j}$: Consommation moyenne journalière (m^3/j)
- $K_{\min,j} \in [0,7 \text{ } 0,9]$ On prend : $K_{\min,j}=0,8$

$$\text{D'où : } Q_{\min,j} = 0,8 * Q_{\text{moy},j}$$

Tableau II - 12 Le débit minimal journalier pour chaque terme.

Période	Court terme	Moyen terme	Long terme
$Q_{\min,j}$ (m^3/j)	1135.69	1276.93	1439.17

II.5.2 Consommation maximale journalière :

II.5.2.1 Coefficient d'irrégularité journalière maximum :

Par rapport à la consommation moyenne journalière déterminée, nous pouvons aussi mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation maximale dépassera la moyenne de consommation. Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum et noté $K_{\max,j}$ qui tient compte des pertes d'eau dans le réseau et des gaspillages, il peut être obtenu par le rapport de la consommation maximale journalière et de la consommation moyenne journalière :

$$K_{max,j} = \frac{Q_{max,j}}{Q_{moy,j}} \dots \dots \dots \text{II.4}$$

Avec :

- $Q_{max,j}$: Consommation maximale journalière (m^3/s)
- $Q_{moy,j}$: Consommation moyenne journalière (m^3/s)
- $K_{max,j} \in [1,1 \div 1,3]$. On prend : $K_{max,j}=1,3$.

D’où: $Q_{max,j}=1,3*Q_{moy,j}$

Le débit maximum journalier est défini comme étant le débit d’une journée de l’année ou la consommation est maximale.

Tableau II - 13 Le débit maximum journalier pour chaque terme.

Période	Court terme	Moyen terme	Long terme
$Q_{max,j}$ (m^3/j)	1845.5	2075.01	2338.65

Dans la présente étude, pour la détermination du débit de pointe, nous avons opté pour la méthode donnant la variation horaire de la consommation totale dans l’agglomération en se basant sur les Tableaux II(14-15-16), la variation du débit horaire est exprimée en pourcentage du débit maximum journalier.

Etant donné que le nombre d’habitants de la zone d’étude est de **7822habitants** donc il s’agit d’une agglomération qui correspond à la deuxième colonne de répartition (voir annexe1)

Tableau II - 14 la variation horaire de la consommation court terme.

Heures	Agglomération		Arrosage		Le débit maximum journalier total		Le débit cumulé	
	$Q_{\max,j}=1845.5\text{m}^3/\text{j}$		$Q_{\max,j}=5\text{ m}^3/\text{j}$		$Q_{\max,j}=1850.5\text{m}^3/\text{j}$		$Q_{\max,j}$	
(h)	(%)	m^3/h	%	m^3/h	%	m^3/h	%	Q_c
0-1	1	18,46			1,00	18,46	1,00	18,46
1-2	1	18,46			1,00	18,46	1,99	36,91
2-3	1	18,46			1,00	18,46	2,99	55,37
3-4	1	18,46			1,00	18,46	3,99	73,82
4-5	2	36,91			1,99	36,91	5,98	110,73
5-6	3	55,37			2,99	55,37	8,98	166,10
6-7	5	92,28	25	1,25	5,05	93,53	14,03	259,62
7-8	6,5	119,96	25	1,25	6,55	121,21	20,58	380,83
8-9	6,5	119,96			6,48	119,96	27,06	500,79
9-10	5,5	101,50			5,49	101,50	32,55	602,29
10-11	4,5	83,05			4,49	83,05	37,04	685,34
11-12	5,5	101,50			5,49	101,50	42,52	786,84
12-13	7	129,19			6,98	129,19	49,50	916,02
13-14	7	129,19			6,98	129,19	56,48	1045,21
14-15	5,5	101,50			5,49	101,50	61,97	1146,71
15-16	4,5	83,05			4,49	83,05	66,46	1229,76
16-17	5	92,28	25	1,25	5,05	93,53	71,51	1323,28
17-18	6,5	119,96	25	1,25	6,55	121,21	78,06	1444,49
18-19	6,5	119,96			6,48	119,96	84,54	1564,45
19-20	5	92,28			4,99	92,28	89,53	1656,72
20-21	4,5	83,05			4,49	83,05	94,02	1739,77
21-22	3	55,37			2,99	55,37	97,01	1795,14
22-23	2	36,91			1,99	36,91	99,00	1832,05
23-24	1	18,46			1,00	18,46	100,00	1850,50

$Q_{\text{pte}} = 129.19\text{m}^3/\text{h}$

Le débit de pointe Q_{pte} pour la zone d'étude est de $129.19\text{m}^3/\text{h}$ et survient entre 12h et 14h.

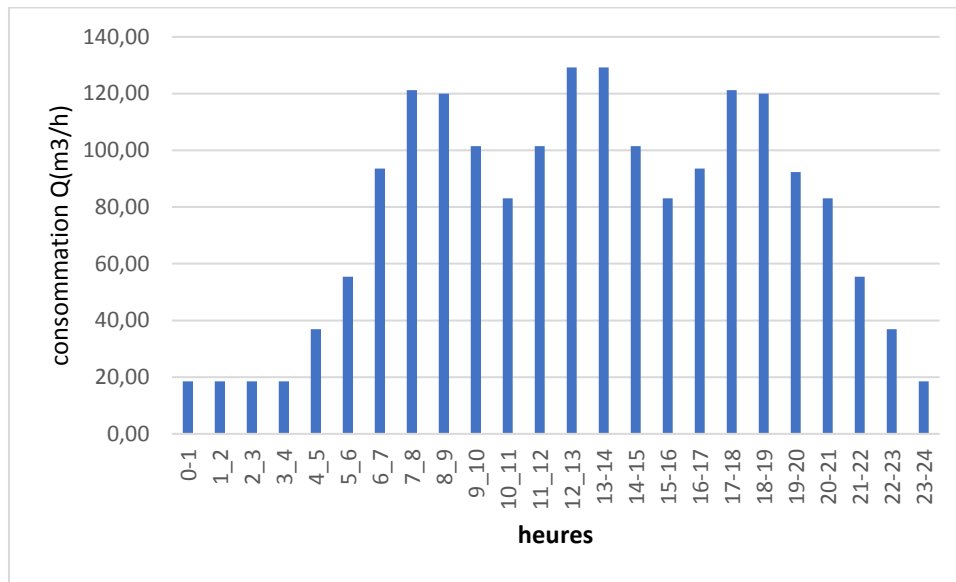


Figure II - 2 Histogramme d'évaluation de la consommation totale journalière de la zone d'étude à l'horizon 2041

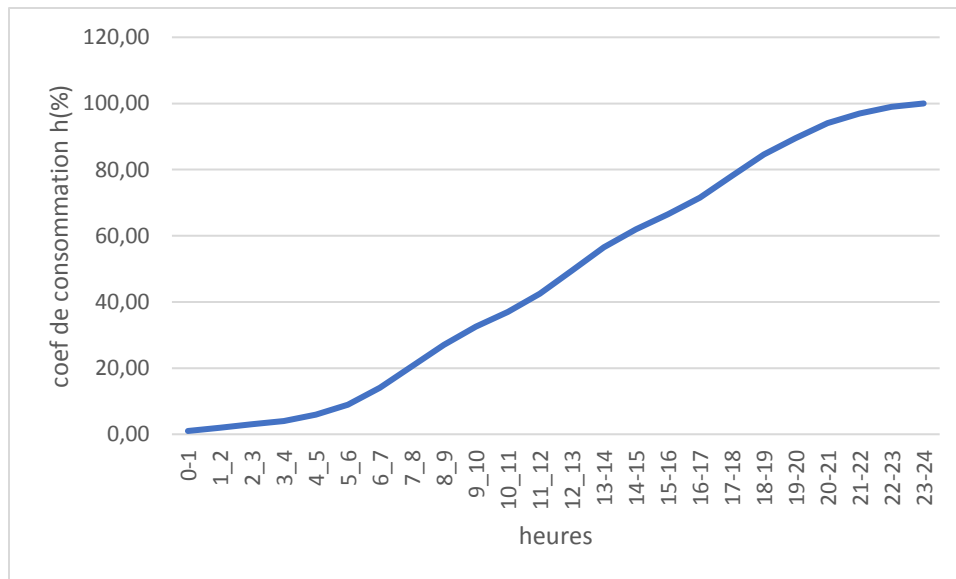


Figure II - 3 Courbe intégrale de la consommation horaire

Etant donné que le nombre d'habitants de la zone d'étude est de **8999habitants** donc il s'agit d'une agglomération qui correspond à la deuxième colonne de répartition (voir annexe1)

Tableau II - 15 la variation horaire de la consommation moyen terme.

Heures	Agglomération		Arrosage		Le débit maximum journalier total		Le débit cumulé	
	$Q_{\max,j}=2075,01\text{m}^3/\text{j}$		$Q_{\max,j}=5\text{ m}^3/\text{j}$		$Q_{\max,j}=2080,01\text{ m}^3/\text{j}$		$Q_{\max,j}$	
(h)	(%)	m^3/h	%	m^3/h	%	m^3/h	%	Qc
0-1	1	20,75			1,00	20,75	1,00	20,75
1-2	1	20,75			1,00	20,75	2,00	41,50
2-3	1	20,75			1,00	20,75	2,99	62,25
3-4	1	20,75			1,00	20,75	3,99	83,00
4-5	2	41,50			2,00	41,50	5,99	124,50
5-6	3	62,25			2,99	62,25	8,98	186,75
6-7	5	103,75	25	1,25	5,05	105,00	14,03	291,75
7-8	6,5	134,88	25	1,25	6,54	136,13	20,57	427,88
8-9	6,5	134,88			6,48	134,88	27,06	562,75
9-10	5,5	114,13			5,49	114,13	32,54	676,88
10-11	4,5	93,38			4,49	93,38	37,03	770,25
11-12	5,5	114,13			5,49	114,13	42,52	884,38
12-13	7	145,25			6,98	145,25	49,50	1029,63
13-14	7	145,25			6,98	145,25	56,48	1174,88
14-15	5,5	114,13			5,49	114,13	61,97	1289,01
15-16	4,5	93,38			4,49	93,38	66,46	1382,38
16-17	5	103,75	25	1,25	5,05	105,00	71,51	1487,38
17-18	6,5	134,88	25	1,25	6,54	136,13	78,05	1623,51
18-19	6,5	134,88			6,48	134,88	84,54	1758,38
19-20	5	103,75			4,99	103,75	89,53	1862,13
20-21	4,5	93,38			4,49	93,38	94,01	1955,51
21-22	3	62,25			2,99	62,25	97,01	2017,76
22-23	2	41,50			2,00	41,50	99,00	2059,26
23-24	1	20,75			1,00	20,75	100,00	2080,01

$$Q_{\text{pte}} = 145,25\text{m}^3/\text{h}$$

Le débit de pointe Q_{pte} pour la zone d'étude est de **145.25m³/h** et survient entre 12h et 14h.

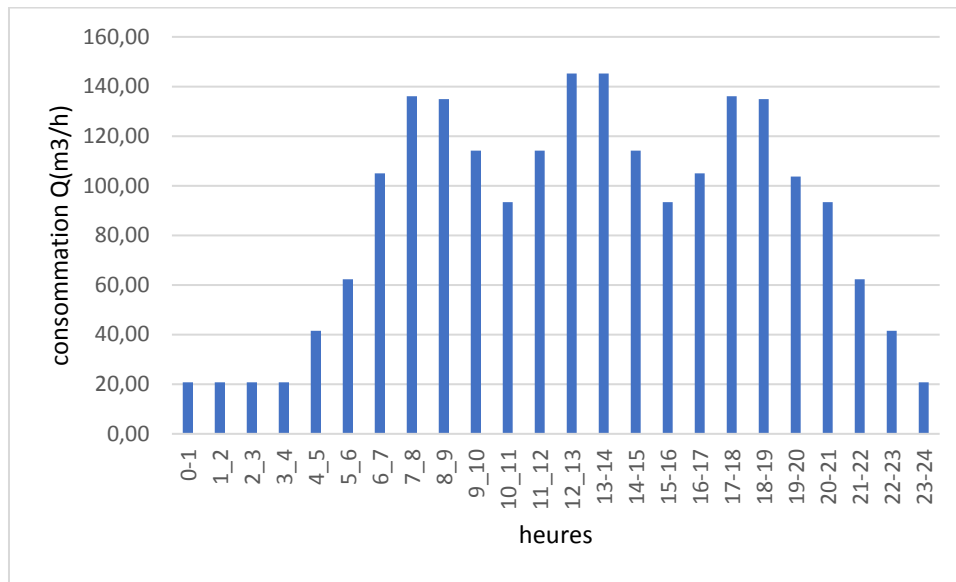


Figure II - 4 Histogramme d'évaluation de la consommation totale journalière de la zone d'étude à l'horizon 2041

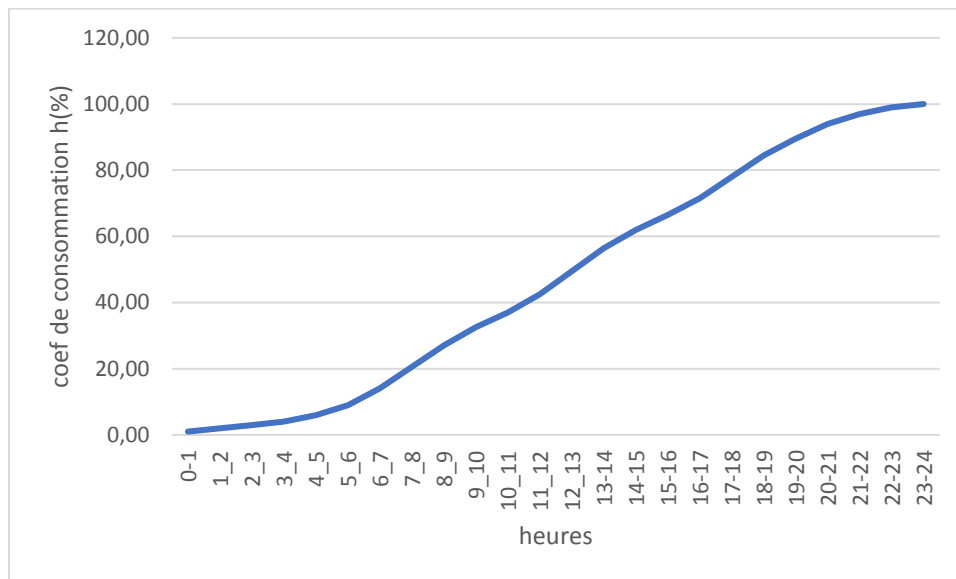


Figure II - 5 Courbe intégrale de la consommation horaire

Etant donné que le nombre d'habitants de la zone d'étude est de **10351habitants** donc il s'agit d'une agglomération qui correspond à la troisième colonne de répartition (voir annexe1)

Tableau II - 16 la variation horaire de la consommation long terme.

Heures	Agglomération		Arrosage		Le débit maximum journalier total		Le débit cumulé	
	$Q_{\max,j}=2338,65/j$		$Q_{\max,j}=5 \text{ m}^3/j$		$Q_{\max,j}=2343,65\text{m}^3/j$		$Q_{\max,j}$	
(h)	(%)	m^3/h	%	m^3/h	%	m^3/h	%	Q_c
0-1	1,5	35,08			1,50	35,08	1,50	35,08
1-2	1,5	35,08			1,50	35,08	2,99	70,16
2-3	1,5	35,08			1,50	35,08	4,49	105,24
3-4	1,5	35,08			1,50	35,08	5,99	140,32
4-5	2,5	58,47			2,49	58,47	8,48	198,79
5-6	3,5	81,85			3,49	81,85	11,97	280,64
6-7	4,5	105,24	25	1,25	4,54	106,49	16,52	387,13
7-8	5,5	128,63	25	1,25	5,54	129,88	22,06	517,00
8-9	6,25	146,17			6,24	146,17	28,30	663,17
9-10	6,25	146,17			6,24	146,17	34,53	809,33
10-11	6,25	146,17			6,24	146,17	40,77	955,50
11-12	6,25	146,17			6,24	146,17	47,01	1101,67
12-13	5	116,93			4,99	116,93	52,00	1218,60
13-14	5	116,93			4,99	116,93	56,99	1335,53
14-15	5,5	128,63			5,49	128,63	62,47	1464,16
15-16	6	140,32			5,99	140,32	68,46	1604,48
16-17	6	140,32	25	1,25	6,04	141,57	74,50	1746,04
17-18	5,5	128,63	25	1,25	5,54	129,88	80,04	1875,92
18-19	5	116,93			4,99	116,93	85,03	1992,85
19-20	4,5	105,24			4,49	105,24	89,52	2098,09
20-21	4	93,55			3,99	93,55	93,51	2191,64
21-22	3	70,16			2,99	70,16	96,51	2261,80
22-23	2	46,77			2,00	46,77	98,50	2308,57
23-24	1,5	35,08			1,50	35,08	100,00	2343,65

$$Q_{\text{pte}} = 146.17 \text{m}^3/\text{h}$$

Le débit de pointe Q_{pte} pour la zone d'étude est de $146.17 \text{m}^3/\text{h}$ et survient entre 8h et 12h.

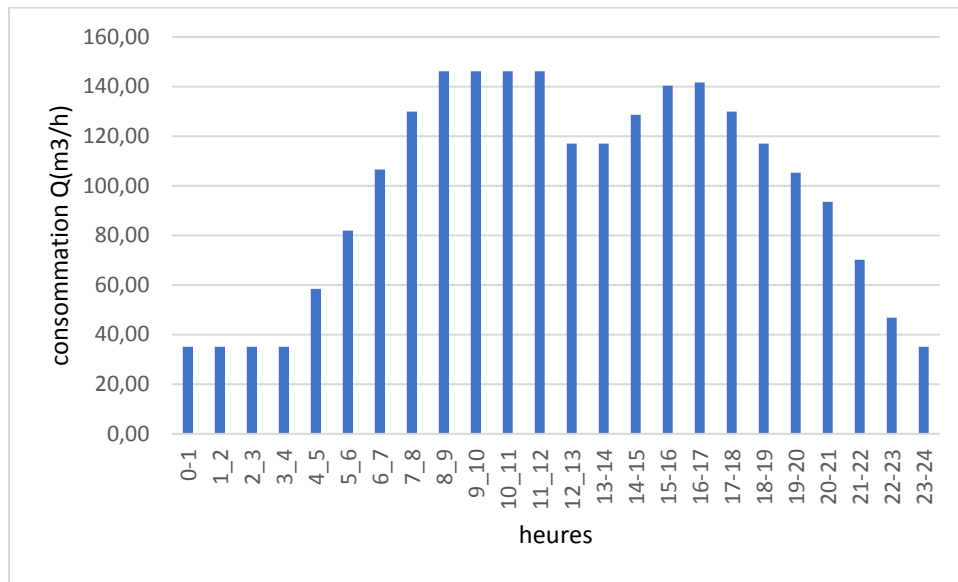


Figure II - 6 Histogramme d'évaluation de la consommation totale journalière de la zone d'étude à l'horizon 2041.

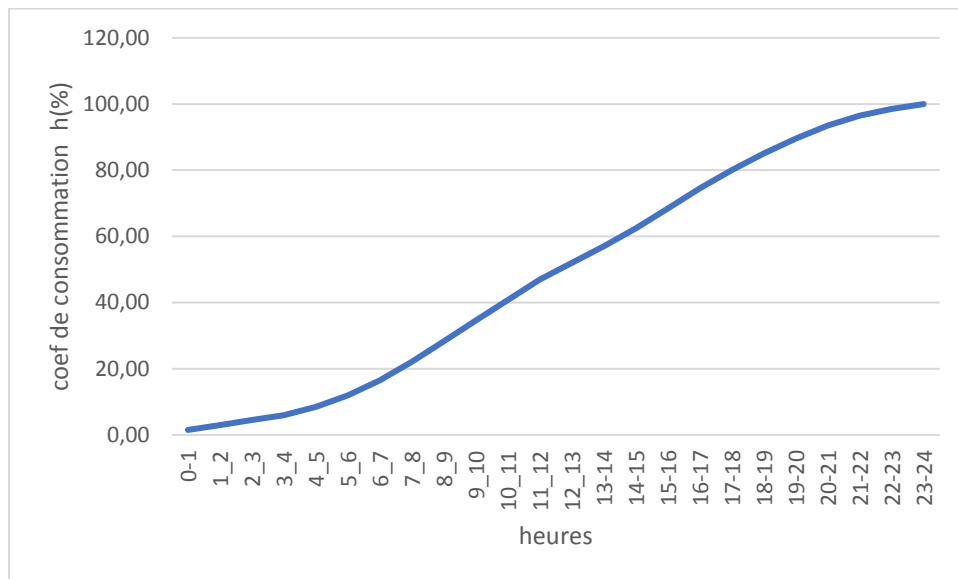


Figure II - 7 Courbe intégrale de la consommation horaire.

II.6 Le déficit ressources disponibles –besoins en eau

Tableau II - 17 Tableau du bilan du ressources disponibles et besoins en eau.

Terme	Court terme	Moyen terme	Long terme
Ressource disponible	12 l/s	12 l/s	12 l/s
Besoins	36.5l/s	40.96l/s	41.15l/s
Déficit	24.5l/s	28.96l/s	29.15l/s

Problématique

D'après les résultats obtenus dans le tableau on remarque un déficit dès le court terme.

Il faut donc :

- Soit exploiter les ressources à partir du (forage + barrage)
- Soit préserver les ressources du forage et on alimente uniquement du barrage

II.7 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons calculé et estimé les besoins en eau du village à l'horizon de calcul (2041), par la suite nous avons calculé le débit maximum journalier ainsi que le débit de pointe de l'agglomération.

Afin de transférer cette quantité vers les consommateurs il est indispensable de dimensionner les ouvrages d'adduction ce qui est l'objectif du chapitre suivant.

Chapitre III: 3. Etude d'adduction

Introduction

Le transport de l'eau se fait par pompage, gravitaire ou mixte à l'aide d'une adduction. Le transfert d'eau à partir de Youssoufia vers la ville d'EL bordj emir aek , nécessite le choix de meilleure variante du tracé d'adduction et la détermination des dimensions des ouvrages de transport de l'eau jusqu'à sa destination finale. C'est dans ce contexte qu'entre l'objectif de ce chapitre.

III.1 Types d'adduction

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

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

III.1.1 Adduction gravitaire

Dans une adduction gravitaire, le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de l'agglomération et l'écoulement se fait gravitairement c'est-à-dire sous l'effet de la gravité .

III.1.2 Adduction par refoulement

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

III.1.3 Adduction mixte

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

III.2 Choix du tracé

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

- ❖ Avoir un itinéraire aussi direct que possible,
- ❖ Eviter le passage par des points hauts nécessitant davantage le pompage.

- ❖ Condition, de poses à priori plus faciles en absence d'une topographie plus précise et de données géotechniques.

- ❖ Conditions d'accès aisées (travaux, entretien, surveillance).

- ❖ Il est préférable de passer la conduite à côté des routes pour faciliter la pose des tuyaux et leur exploitation (détection des fuites, des vannes défectueuses, de tous les dommages subit par l'installation) et permettre un accès rapide pour l'entretien, la réparation ainsi que l'acheminement du matériel.

- ❖ Eviter le maximum possible les pentes et contres pentes, qui peuvent donner lieu à des contournements d'air, suite à l'arrêt inopiné du groupe électropompe difficilement évacuables.

- ❖ Le tracé en plan tient compte de la réalisation du profil en long idéal, avec des coudes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes.

III.3 Choix des matériaux de canalisation

De nombreux types de tuyaux sont disponibles pour constituer une conduite. Parmi les matériaux utilisés, nous pouvons citer : L'acier- la fonte - le béton -le PVC (polychlorure de vinyle non plastifié) -le PEHD (polyéthylène à haute densité) et PRV (Polyester Renforcé de fibre de Verre) .

III.3.1 Fonte :

La fonte est un matériau noble apte à prendre en charge les grandes pressions, il n'est pas sensible à la corrosion et sa pose se fait sans grande contrainte. Néanmoins elle nécessite beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite.

III.3.2 Acier

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

III.3.3 PVC (Polychlorure de vinyle) et PEHD (polyéthylène)

Les tuyaux en matière plastique sont les plus légers de tous les tuyaux. Ils sont faciles à couper, à poser et à assembler si certaines précautions sont prises. Ils ont de très bonnes propriétés hydrauliques et ne sont pas sujets à la corrosion. Toutefois leur résistance mécanique présente une limitation plus sévère que les autres matériaux (Casse pour le PVC, écrasement pour le PEHD).

Le PVC, avec une densité de 1.4 est un matériau particulièrement léger en comparaison aux autres matériaux.

III.3.4 PRV (Polyester Renforcé de fibre de Verre) :

Le tuyau en polyester renforcé en fibre de verre est une technique assez ancienne environ (50 ans) qui a surtout été employée en industrie pour des conduites de petit diamètre, non enterrées et transportant des fluides corrosifs.

Ce matériau est surtout utilisé pour l'assainissement. En effet le PRV ne disposant que d'avis techniques dans le domaine de l'assainissement, les entreprises sont réticentes à l'idée de l'utiliser pour l'adduction. De plus le problème des tuyaux PRV reste actuellement la tenue à la pression au niveau des éléments de jonction. Si les tuyaux peuvent supporter jusqu'à 32 bars, les coudes et manchons et les procédés de verrouillage sont très onéreux.

L'avantage de ces matériaux réside dans sa légèreté et sa résistance aux agressions chimiques. Par contre sa rigidité est trop faible pour pouvoir reprendre les contraintes liées au remblai. La pose et le remblaiement jouent un rôle prépondérant dans la pérennité de l'ouvrage. Un support insuffisant causé par un matériau trop faible ou un compactage inefficace peut engendrer des résultats qui se révèlent très mauvais sur le moyen et le long terme.

Depuis de nombreuses années, les constructeurs proposent des conduites de grands diamètres et de fortes pressions, mais ces dernières restent peu utilisées dans ce type d'application.

Conclusion

Dans notre étude nous avons choisi des conduites en PEHD qui sont plus économique que celle en fonte et en acier, et vu les avantages qu'elles présentent :

- Ils sont disponibles sur le marché.

- Peuvent supporter des pressions importantes.
- Économique sur le transport.
- Leur continuité et leur souplesse permettent d'opérer la mise en force de fouille de tronçon de grande longueur préalablement assemblée au-dessous du sol dans les meilleures conditions d'exécution et de contrôle.
- Par leur élasticité s'adoptent aux reliefs plus au moins accidentés.

III.4 Etude des variantes

Avant de lancer notre étude on opte pour l'étude des variantes suivantes :

Variante 1 :

Cette variante consiste à faire une extension et un piquage au niveau de la station de pompage de Youssoufia SP2 (cote= 799.56m), qui va refouler vers une autre station de pompage (cote=1048.04m), cette dernière va refouler vers le réservoir tampon projeté sur un point haut du tracé (cote1201.31 m), et finalement gravitairement vers le réservoir (cote=1159.28 m) au niveau de la commune de Bordj Emir AEK.

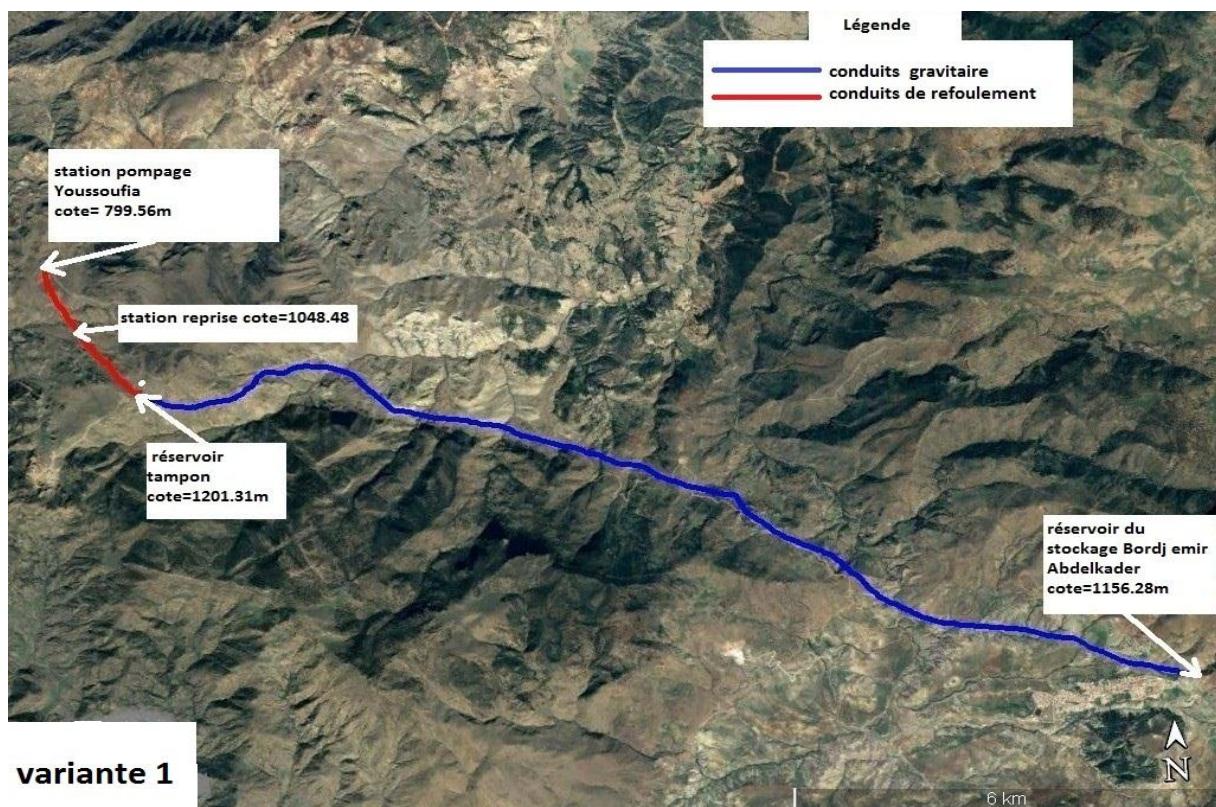


Figure III - 1 Tracé de la variante N°0

Variante 2 :

La variante consiste à faire une extension et un piquage au niveau de la station de pompage de Youssoufia SP2 (cote= 799.56m), qui va refouler vers le réservoir tampon projeté sur un point haut du tracé (cote=1201.31 m), et finalement gravitairement vers le réservoir (cote=1159.28 m) au niveau de la commune de Bordj Emir AEK.

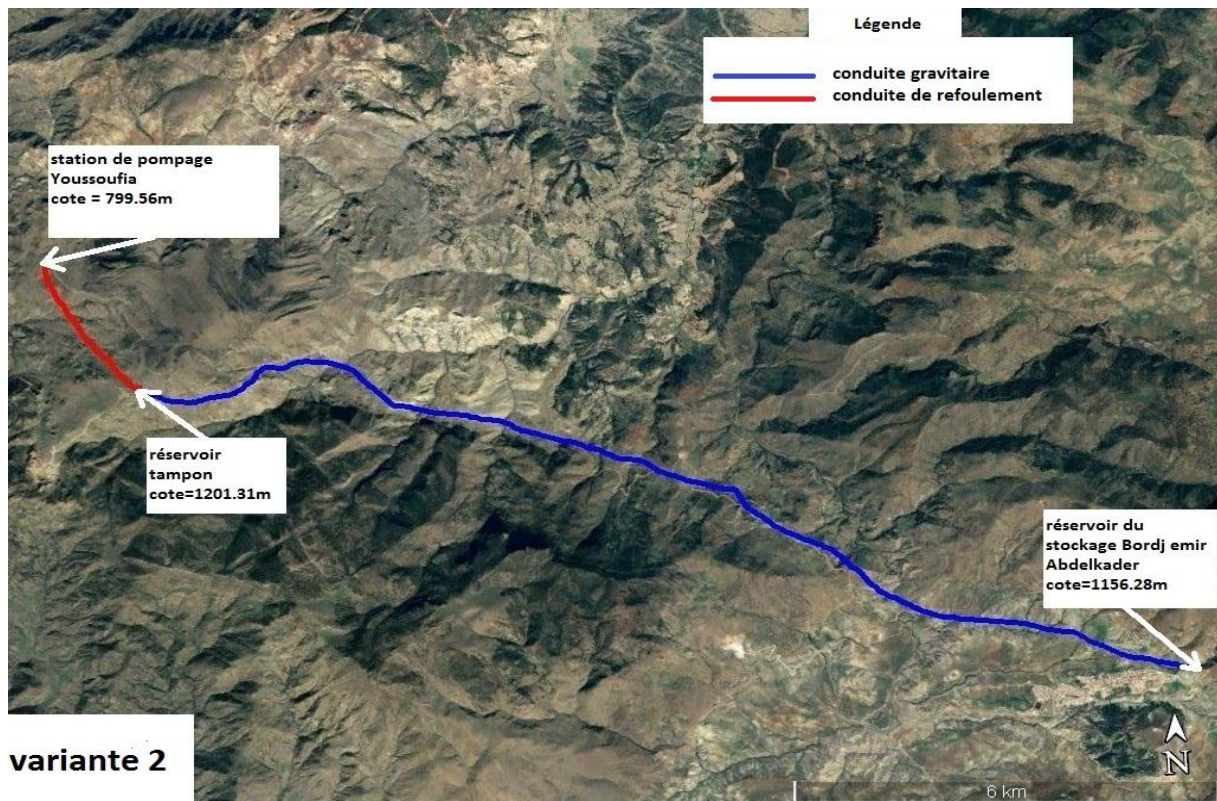


Figure III - 2 Tracé de la variante N°02

III.5 Calcul hydraulique

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

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

III.5.1 Détermination du diamètre économique

Pour calculer le diamètre économique. Plusieurs formules ont été proposées, parmi lesquelles, nous citons

La formule de BONNIN :

$$D = \sqrt[3]{Q} \dots\dots\dots \text{III.2}$$

Avec :

Q: débit à élever en m³/s.

Remarque :

Les formules de Bonnin est valable pour les petits projets.

La question qui se pose : pour quel diamètre économique normalisé doit-on opter ? Pour cela on doit tenir compte d'une part les dépenses de l'investissement amorti de la conduite et d'autre part, dès les frais d'exploitation pour avoir le diamètre économique.

III.5.2 Perte de charge

On rencontre deux types de pertes de charge dans les conduites d'adduction.

Pertes de charge linéaires ;

Pertes de charge singulières.

1. Perte de charge linéaire :

Elles sont dues aux frottements de l'eau contre les parois de canalisations elles sont déterminées par la formule suivante :

$$\Delta H_L = \frac{\lambda l}{D} \cdot \frac{V^2}{2.g} \dots\dots\dots \text{DARCY- WEISBACH III.6}$$

Avec :

ΔH_L : Perte de charge linéaire ;

V : Vitesse moyenne d'écoulement de l'eau dans la conduite (m/s) ;

g: Accélération de la pesanteur (g= 9,81 m/s²) ;

λ : Coefficient de frottement linéaire adimensionnel qui dépend du régime d'écoulement.

D : Diamètre intérieur de la conduite en (m) ;

L : Longueur de la conduite d'adduction en mètre (m) ;

Détermination du coefficient de frottement linéaire :

Pour le calcul de λ il existe deux méthodes :

- **Méthode graphique :**

Elle est basée sur diagramme de Moody qui donne la valeur du coefficient de frottement

λ en fonction de la rugosité relative $\frac{\varepsilon}{D}$ et le nombre de Reynolds Re

- **Méthode analytique :**

Elle dépend du régime d'écoulement comme suit :

En régime turbulent rugueux, λ est donné par la formule de NIKURADZE

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \dots\dots\dots \text{III.7}$$

Avec :

ε : Rugosité de la conduite en mm

D : Diamètre de la conduite (mm)

En régime transitoire ($2000 \leq Re \leq 4000$), λ est déterminé par la formule de COLEBROOK qui s'exprime par :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log_{10} \left(\frac{\varepsilon}{3.7D} + \frac{2.51}{Re \sqrt{\lambda}} \right) \dots\dots\dots \text{III.8}$$

A la première approximation λ est donné par la formule de NIKURADE. Par des itérations successives on calcule la valeur approchée du coefficient de frottement

- **Vérification du régime d'écoulement par le nombre de Reynolds :**

Pour chaque calcul, on vérifie le régime d'écoulement à l'aide de la formule suivante :

$$Re = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D \cdot v} \dots\dots\dots \text{REYNOLDS III.9}$$

Avec :

Re: Nombre de REYNOLDS ;

ν : Viscosité cinématique de l'eau $\nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ à une Température de 20°C ;

2. Perte de charge singulière :

Les pertes de charge singulières sont occasionnées par les vannes, robinets, ventouses, changement de direction, ou de section etc. Elles sont estimées généralement de **10% à 15%** (**on prend 10%**) des pertes de charge linéaires pour les adductions :

$$\Delta H_s = 10\% * \Delta H_L \dots\dots\dots \text{III.10}$$

Par la suite, la perte de charge totale sera donnée comme suivant :

$$\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_s = 1,1 * \Delta H_L \dots\dots\dots \text{III.11}$$

Avec :

ΔH_T : Perte de charge totale (m) ;

ΔH_L : Perte de charge linéaire (m) ;

ΔH_s : Perte de charge singulière (m).

Hauteur manométrique totale HMT :

Elle correspond à la hauteur géométrique additionnée aux pertes de charge linéaires et singulières au refoulement.

$$\text{HMT} = H_g + \Delta H_T \dots\dots\dots \text{III.12}$$

Avec :

ΔH_T : Perte de charge totale ;

H_g : Hauteur géométrique qui correspond à la différence de niveau entre le trop plein du réservoir et le niveau dynamique du plan de pompage.

Frais d'exploitation :

Les frais d'exploitation sont définis comme suit :

$$F_{ex} = E * e \text{ [DA]} \dots\dots\dots \text{III.13}$$

$$E = P * t * n \text{ [Kwh]} \dots\dots\dots \text{III.14}$$

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

$$P = \frac{\rho g * Q * HMT}{\eta} \dots\dots\dots \text{III.15}$$

Avec :

F_{ex} : Fraix d'exploitation (DA)

E: énergie consommée par la pompe en (KWh))

e: prix unitaire d'un KWh imposé par la SONELGAZ (4,812DA).

P: puissance absorbée par la pompe en (kW)

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

n : nombre des jours.

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

g: pesanteur (9.81 m/s²) F_{ex}

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

HMT : Hauteur Manométrique Totale (mce)

η : rendement de la pompe (75 %)

Investissement amorti :

Les frais d'amortissement sont donnés comme suit:

$$F_{am} = P_{rc} * A \text{ [DA]} \dots\dots\dots \text{III.16}$$

Avec:

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

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

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

$$A = \frac{i}{(i + 1)^n - 1} + i \dots\dots\dots \text{III.17}$$

i: Taux d'annuité annuel, i = 8 %

n: nombre d'années d'amortissement, n = 30ans

$$A = 0.08 + \frac{0.08}{(1 + 0.08)^{30} - 1} = 0.088$$

$$A=88\%$$

III.6 Application numérique de l'étude technico-économique de l'adduction par refoulement :

III.6.1 Variante 1

III.6.1.1 Station de pompage -station de reprise :

$$Q_{\text{exp}} = \frac{Q_{\text{max } j}}{t * 3600} \dots\dots\dots \text{III.18}$$

Avec :

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

$Q_{\text{max,j}}$: Débit maximum journalier (m^3/j) ;

$$Q_{\text{max,j}} = 2343,65 \text{m}^3/\text{j} . 2343,65$$

t : Durée de fonctionnement de la 1^{ère} station (youssofia) par jour, $t = 20 \text{ h}$;

$L_{\text{SP-RR}}$: Longueur du tronçon (station de pompage youssofia –Réservoir de reprise) ;

C_{peSP} : Cote du plan d'eau d'aspiration de la station de pompage de youssofia ;

C_{tpRR} : Cote du trop-plein du réservoir de reprise ;

D_{app} : Diamètre approximatif.

$$Q_{\text{exp}} = 0.0329 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L_{\text{SP-SR}} = 1900 \text{ m}$$

$$C_{\text{peSP}} = 799.56 \text{ m (donnée).}$$

$$C_{\text{tpSR}} = 1048.04 \text{ m.}$$

$$H_g = C_{\text{tpRR}} - C_{\text{peSP}} = 1048.04 - 799.56 = 248.48 \text{ m.}$$

$$H_g = 248.48 \text{ m.}$$

$$\text{En appliquant la formule (III.2)} \quad D_{\text{app}} = \sqrt{0.0329} = 0,18\text{m.}$$

$$D_{\text{app}} = 180 \text{ mm.}$$

Ce tronçon relie SP1 dont la cote est 799.56 m NGA avec la SR2 (cote = 1048.04 m) sur une longueur de 1900 m, le diamètre calculé donné par la formule de BONIN

Donc on trouve le résultat suivant :

Le coefficient de frottement interne a été calculé par approximations successives pour chaque diamètre. Les résultats obtenus sont consignés dans le tableau ci-après :

Gamme de produit PE 100 PN 25 avec une épaisseur minimum d'après Cahier des prescriptions techniques_ Tubes PEHD en AEP version 2010.

Tableau III - 1 Calcul HMT du tronçon (SP- SR)

D _{extérieur} (mm)	Epaisseur (mm)	D _{intérieur} (mm)	Vitesse (m/s)	Nbr de Reynolds	λ colebrook	longueur (m)	Hg (m)	Δ HT (m)	HMT (m)
160	21,9	116,2	3,10	360678,38	0,015315284	1900	248,48	135,27	383,75
200	27,4	145,2	1,99	288642,07	0,015546309	1900	248,48	45,07	293,55
250	34,2	181,6	1,27	230786,50	0,015908588	1900	248,48	15,07	263,55
315	43,1	228,8	0,80	183176,70	0,016403551	1900	248,48	4,90	253,38
400	54,7	290,6	0,50	144221,71	0,017029101	1900	248,48	1,54	250,02

Tableau III - 2 Frais d'investissement tronçon (SP- SR)

D _{extérieur} (mm)	Prix de mL (DA)	longueur (m)	Annuité (%)	Investissement amorti
160	5 928,88	1900	8,88	1000320,63
200	9 231,94	1900	8,88	1557612,92
250	14 287,89	1900	8,88	2410652,80
315	22 553,60	1900	8,88	3805243,39
400	36 186,33	1900	8,88	6105357,60

Tableau III - 3 Frais d'exploitation tronçon (SP- SR)

D _{extérieur} (mm)	HMT (m)	P (KW)	E (KWh)	Prix du KWh (DA)	Frais d'exploitation
160	383,75	151,04	992343,97	4,812	4775159,18
200	293,55	115,54	759100,88	4,812	3652793,42
250	263,55	103,73	681524,81	4,812	3279497,37
315	253,38	99,73	655209,64	4,812	3152868,78
400	250,02	98,41	646527,23	4,812	3111089,03

Tableau III - 4 Bilan de tronçon (SP- SR)

Dextérieur (mm)	Investissement amorti	Frais d'exploitation	Bilan
160	1000320,63	4775159,18	5775479,81
200	1557612,92	3652793,42	5210406,34
250	2410652,80	3279497,37	5690150,17
315	3805243,39	3152868,78	6958112,17
400	6105357,60	3111089,03	9216446,62

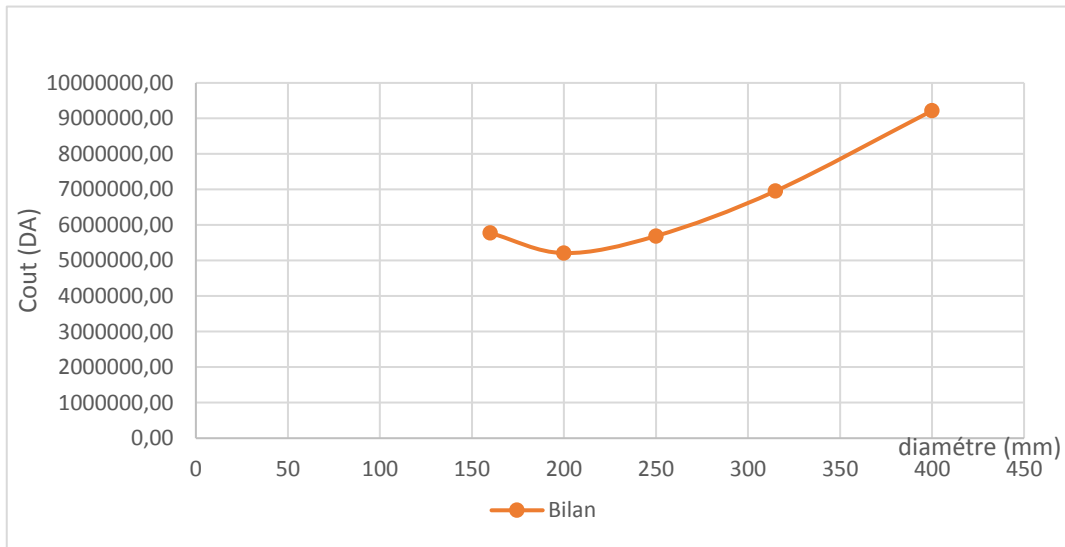


Figure III - 3 Bilan total du tronçon SP- SR

Nous allons prendre un diamètre de 250 mm offrant une vitesse de 1.27 m/s.

III.6.1.2 Station de reprise -réservoir tampon :

$$Q_{exp} = \frac{Q_{max,j}}{t * 3600} \dots\dots\dots III.18$$

Avec :

Q_{exp} : Débit d'exploitation (m³/s) ;

$Q_{max,j}$: Débit maximum journalier (m³/j) ;

$Q_{max,j} = 2370.42 \text{ m}^3/\text{j} .$

t : Durée de fonctionnement de la 1^{ère} station (youssofia) par jour, t = 20 h ;

L_{SP-RR} : Longueur du tronçon (station de pompage yousofia –Réservoir de reprise) ;

C_{peSP} : Cote du plan d'eau d'aspiration de la station de pompage de yousofia (donnée) ;

C_{tPRR} : Cote du trop-plein du réservoir de reprise (Chapitre IV) ;

D_{app} : Diamètre approximatif.

$$Q_{exp} = 0.0329 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L_{SP-SR} = 2500 \text{ m}$$

$$C_{peSR} = 1048.04 \text{ m.}$$

$$C_{tPRR} = 1201.31 \text{ m.}$$

$$H_g = C_{tPRR} - C_{peSR} = 1201.31 - 1048.04 = 153.27 \text{ m.}$$

$$H_g = 153.27 \text{ m.}$$

En appliquant la formule (III.2) $D_{app} = \sqrt{0.0329} = 0,18\text{m.}$

$$D_{app} = 180 \text{ mm.}$$

Ce tronçon relie SP dont la cote est 1048.04 m NGA avec la SR (cote = 1201.31 m) sur une longueur de 2500 m,

On trouve le résultat suivant :

Le coefficient de frottement interne a été calculé par approximations successives pour chaque diamètre. Les résultats obtenus sont consignés dans le tableau ci-après :

Gamme de produit PE 100 PN 16.

Tableau III - 5 Calcul HMT du tronçon (SR- Rt)

D _{extérieur} (mm)	Epaisseur (mm)	D _{intérieur} (mm)	Vitesse (m/s)	Nbr de Reynolds	λ colebrook	longueur (m)	Hg (m)	Δ H _T (m)	HMT (m)
160	14,6	130,8	2,45	320419,17	0,015420957	2500	153,27	99,17	252,44
200	18,2	163,6	1,57	256178,66	0,015724275	2500	153,27	33,03	186,30
250	22,7	204,6	1,00	204842,76	0,016149737	2500	153,27	11,09	164,36
315	28,6	257,8	0,63	162571,09	0,016702239	2500	153,27	3,61	156,88
400	36,3	327,4	0,39	128011,08	0,017380048	2500	153,27	1,14	154,41

Tableau III - 6 Frais d'investissement tronçon (SR- Rt)

D _{extérieur} (mm)	Prix de mL (DA)	longueur (m)	Annuité (%)	Investissement amorti
160	4 313,30	2500	8,88	957552,60
200	6 686,01	2500	8,88	1484294,22
250	10 294,48	2500	8,88	2285374,56
315	16 208,01	2500	8,88	3598178,22
400	26 042,18	2500	8,88	5781363,96

Tableau III - 7 Frais d'exploitation tronçon (SR- Rt)

D _{extérieur} (mm)	HMT (m)	P (KW)	E (KWh)	Prix du KWh (DA)	Frais d'exploitation
160	252,44	99,36	652778,95	4,812	3141172,29
200	186,30	73,33	481764,62	4,812	2318251,35
250	164,36	64,69	425022,59	4,812	2045208,69
315	156,88	61,75	405683,37	4,812	1952148,37
400	154,41	60,77	399286,62	4,812	1921367,22

Tableau III - 8 Bilan de tronçon (SR- Rt)

D _{extérieur} (mm)	Investissement amorti	Frais d'exploitation	Bilan
160	957552,60	3141172,29	4098724,89
200	1484294,22	2318251,35	3802545,57
250	2285374,56	2045208,69	4330583,25
315	3598178,22	1952148,37	5550326,59
400	5781363,96	1921367,22	7702731,18

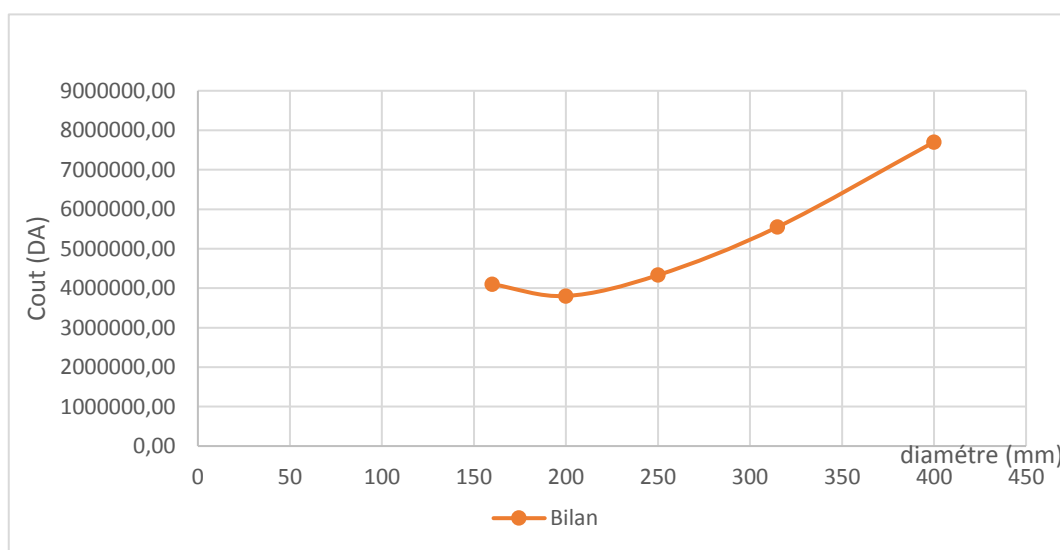


Figure III - 4 Bilan total du tronçon SR- Rt

Nous allons prendre un diamètre de 250 mm offrant une vitesse de 1 m/s.

III.6.1.3 Tronçon : Réservoir tampon -réservoir existant

Ce tronçon relie le réservoir tampon et le réservoir existant (cote radier = 1159. m) sur une longueur de 16600 m

Le dimensionnement de ce tronçon sera par le biais de la détermination du diamètre le plus avantageux mais de sorte à éviter l'écrêtement de la ligne de charge et d'avoir des surpressions dans les points bas de l'adduction gravitaire.

Le diamètre de l'adduction étant inconnu, donc on va se baser sur le calcul de ce dernier par

L'intermédiaire de la charge disponible Hd.

$$H_d = 1201.31 - 1159.28 = 42.03 \text{ m}$$

Mais par hypothèse on suppose que la charge disponible est égale à la perte de charge engendrée dans la conduite.

D'où $\Delta H = H_d$

En appliquant la formule DARCY –WEISBECH

$$\Delta H = \frac{8 \cdot \lambda \cdot L \cdot Q^2}{g \cdot \pi^2 \cdot D^5} \quad \Rightarrow \quad D = \sqrt[5]{\frac{8 \cdot \lambda \cdot L \cdot Q^2}{g \cdot \Delta H \cdot \pi^2}}$$

Avec $L = 1.1 L_e = 18260 \text{ m}$

$L_e = 16600 \text{ m}$

On suppose que le régime est turbulent rugueux, on donne une valeur initiale à $\lambda = 0.020$ et on calcule le premier diamètre :

$$D = \sqrt[5]{\frac{8 \cdot \lambda \cdot L \cdot Q^2}{g \cdot \Delta H \cdot \pi^2}} = 0,23888285$$

Calcul de λ :

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} = 0,01039157$$

On fait la première itération :

$$D = \sqrt[5]{\frac{8 \cdot \lambda \cdot L \cdot Q^2}{g \cdot \Delta H \cdot \pi^2}} = 0,210500093$$

Calcul de λ :

$$\lambda = 0,010625921$$

Après 5 itérations la valeur de λ se stabilise : $\lambda = 0,010625921$ et le $D_{int} = 204\text{mm}$

le diamètre de normalisé est de 250 mm avec PN 16.

Tableau III - 9 Caractéristiques de tronçon (Rt (1201.31 m NGA) - Rext)

Gamme de produit	$D_{\text{exterieur}}$ (mm)	$D_{\text{interieur}}$ (mm)	Débit (m^3/s)	λ	L (m)	Δh (m)	Vitesse (m/s)
PE100 PN16	250	204,6	0.0329	0,010625921	18260	40.38	1

Interprétation

D'après les résultats trouver dans le tableau III-11. Vu de l'hypothèse de la charge disponible égale la perte de charge ,on opte a un diamètre normalisé de 250mm qui nous offre une vitesse de 1m/s et une pression suffisante qui sert a remplir le réservoir totalement et avec excès qui peut être réduit avec un réducteur de pression. Cet excès va être une marge de sécurité lors de diminution de rendement physique de la conduite avec le temps.

Pour les deux variantes, le tronçon réservoir tampon(cote=1201.31m) vers le réservoir existant (cote=1159.28m) a un bilan total de **1308654,32 DA.**

III.6.2 Variante 2

III.6.2.1 Tronçon : Station de pompage -réservoir tampon :

$$Q_{\text{exp}} = \frac{Q_{\text{max } j}}{t * 3600} \dots\dots\dots \text{III.18}$$

Avec :

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

$Q_{\text{max,j}}$: Débit maximum journalier (m^3/j) ;

$$Q_{\text{max,j}} = 2370.42 \text{ m}^3/\text{j} .$$

t : Durée de fonctionnement de la 1^{ère} station (youssofia) par jour, t = 20 h ;

$L_{\text{SP-RR}}$: Longueur du tronçon (station de pompage yousofia –Réservoir de reprise) ;

C_{peSP} : Cote du plan d'eau d'aspiration de la station de pompage de yousofia (donnée) ;

C_{tPRR} : Cote du trop-plein du réservoir de reprise ;

D_{app} : Diamètre approximatif.

$$Q_{exp} = 0.0329 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L_{SP-SR} = 4400 \text{ m}$$

$$C_{peSR} = 799.56 \text{ m.}$$

$$C_{tPRR} = 1201.31 \text{ m.}$$

$$H_g = C_{tPRR} - C_{peSR} = 1201.31 - 799.56 = 401.75 \text{ m.}$$

$$H_g = 401.75 \text{ m.}$$

En appliquant la formule (III.2) $D_{app} = \sqrt{0.0329} = 0,18\text{m.}$

$$D_{app} = 180 \text{ mm.}$$

Ce tronçon relie SP dont la cote est 799.56 m NGA avec la RR (cote = 1201.31 m) sur une longueur de 4400 m,

On trouve le résultat suivant :

Le coefficient de frottement interne a été calculé par approximations successives pour chaque diamètre. Les résultats obtenus sont consignés dans le tableau ci-après :

Gamme de produit PE 100 PN 25 avec une épaisseur maximum d'après Cahier des prescriptions techniques_ Tubes PEHD en AEP version 2010.

Tableau III - 10 Calcul HMT du tronçon (SP- Rt)

D _{extérieur} (mm)	Epaisseur (mm)	D _{intérieur} (mm)	Vitesse (m/s)	Nbr de Reynolds	λ colebrook	longueur (m)	Hg (m)	Δ HT (m)	HMT (m)
160	24,2	111,6	3,37	375545,05	0,015288418	4400	401,75	382,68	784,43
200	30,3	139,4	2,16	300651,56	0,015493907	4400	401,75	127,54	529,29
250	37,8	174,4	1,38	240314,38	0,015834095	4400	401,75	42,53	444,28
315	47,6	219,8	0,87	190677,11	0,01630946	4400	401,75	13,78	415,53
400	60,3	279,4	0,54	150002,96	0,016918935	4400	401,75	4,31	406,06

Tableau III - 11 Frais d'investissement tronçon (SP- Rt)

D _{extérieur} (mm)	Prix de mL (DA)	longueur (m)	Annuité (%)	Investissement amorti
160	5 928,88	4400	8,88	2316531,99
200	9 231,94	4400	8,88	3607103,60
250	14 287,89	4400	8,88	5582564,38
315	22 553,60	4400	8,88	8812142,59
400	36 186,33	4400	8,88	14138722,86

Tableau III - 12 Frais d'exploitation tronçon (SP- Rt)

D _{extérieur} (mm)	HMT (m)	P (KW)	E (KWh)	Prix du KWh (DA)	Frais d'exploitation
160	2962,17	3333,27	21899573,17	4,812	105380746,08
200	1254,87	1412,08	9277372,07	4,812	44642714,41
250	687,03	773,10	5079259,50	4,812	24441396,71
315	494,41	556,34	3655185,80	4,812	17588754,09
400	430,85	484,83	3185327,86	4,812	15327797,67

Tableau III - 13 Bilan de tronçon (SP- Rt)

D _{extérieur} (mm)	Investissement amorti	Frais d'exploitation	Bilan
160	2316531,99	105380746,08	107697278,07
200	3607103,60	44642714,41	48249818,01
250	5582564,38	24441396,71	30023961,09
315	8812142,59	17588754,09	26400896,68
400	14138722,86	15327797,67	29466520,53

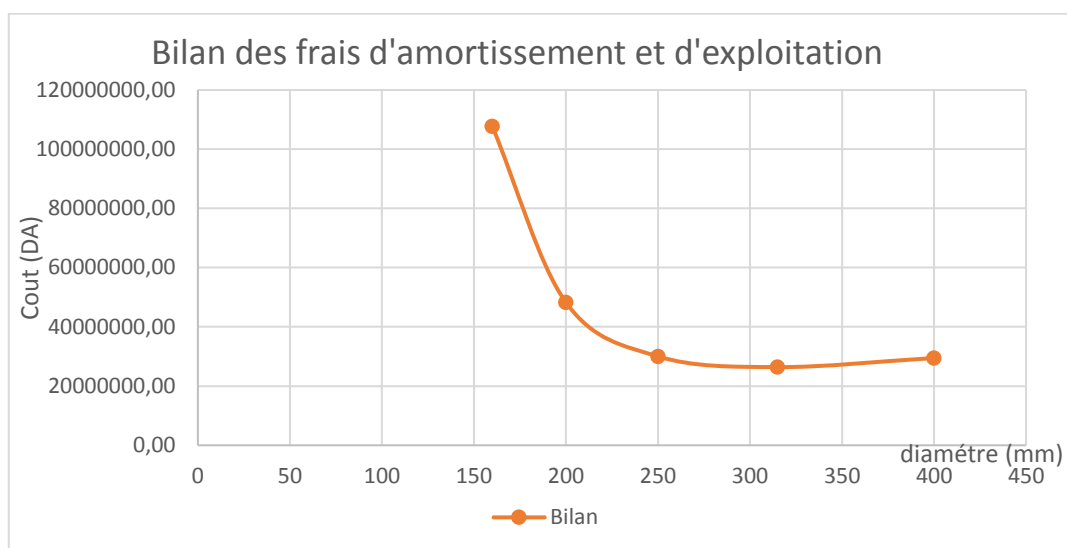


Figure III - 5 Bilan total du tronçon SP1- SP2

Nous allons prendre un diamètre de 315 mm offrant une vitesse de 0.87 m/s

Tableau III.21: Comparaison technique entre les variantes retenues.

Variante	Vitesse (m/s)	PEHD	Epaisseur (mm)	HMT (m)	Remarques
01	1.99	PN25 Φ250	27,4	293.55	Pression trop élevée Le D économique correspond a une HMT>PN conduite Vitesse élevée
02	1.57	PN16 Φ200	18.2	186,30	Vitesse élevée Le D économique correspond a une HMT>PN conduite

Comparaison entre les variantes retenues*Tableau III - 14 Comparaison entre les variantes retenues*

Variante	Cout conduite (DA)	Cout génie civil (DA)	Bilan (DA)
Variante 01	15738624.38	9000000.00	24738624.38
Variante 02	27709551	4500000.00	32209551.00

Interprétation

La variante retenue est donc la première qui comprend un tronçon en refoulement à l'aide de deux stations de pompage vers le réservoir tampon placé à la cote 1201.31 m sur une distance de 4400 m (diamètre 250 mm) et un autre tronçon gravitaire Rt-Rext sur une distance de 16600 m (diamètre 250 mm)

Conclusion

Une étude technico-économique a été faite dans ce chapitre afin de déterminer le diamètre approprié des conduites d'adduction par refoulement projetées. Cette étude technico-économique a pris en considération à la fois les frais d'amortissement et les frais d'exploitation ce qui a permis une meilleure estimation des diamètres.

Chapitre IV: Etude du stockage

Introduction

Dans le cadre de notre projet d'adduction, les réservoirs de stockage représentent un élément indispensable, Le but de ce chapitre est de déterminer les volumes de stockage nécessaires et les vérifier de telle façon qu'on assure le meilleur fonctionnement des réseaux.

IV.1 Choix de la cote d'implantation et emplacement des réservoirs

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

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

IV.2 Classification des réservoirs

On peut classer les réservoirs en plusieurs catégories :

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

- Les réservoirs en maçonnerie
- Les réservoirs en béton armé ou ordinaire

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

- Enterrées
- Semi-enterrés
- Surélève

D'après leurs formes :

- Circulaires
- Rectangulaires
- Carrés

IV.3 Choix du réservoir

Ce sera bien entendu une question 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.

IV.4 Equipements du réservoir

Le réservoir doit être équipé de :

IV.4.1 Conduite d'arrivée ou d'alimentation

La conduite d'adduction à son débouché dans le réservoir doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint dans la cuve son niveau maximal, Obturation par robinet-flotteur si l'adduction est gravitaire ou dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

Cette conduite peut être installée de plusieurs manières :

IV.4.1.1 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.

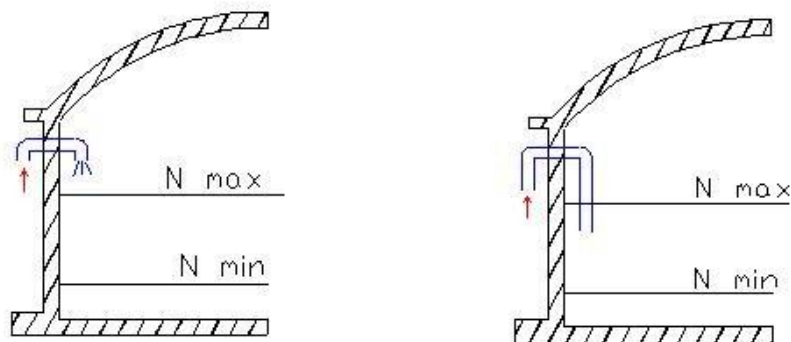


Figure IV - 1

Arrivée par surverse
(Chute libre).

Arrivée par sur verse
(Noyée).

IV.4.1.2 Par Le bas :

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

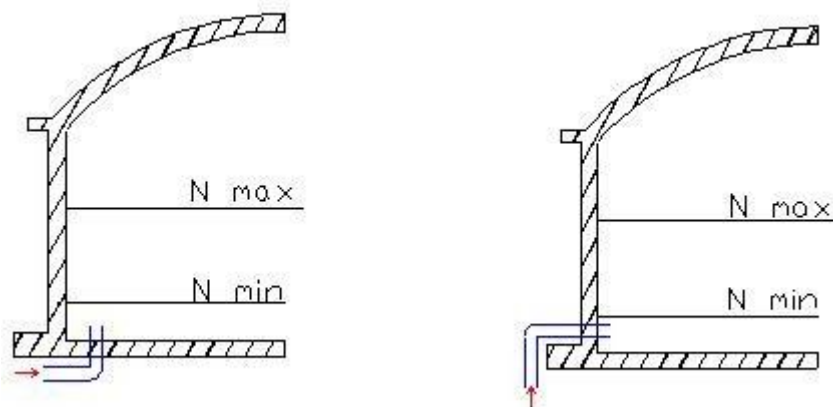


Figure IV - 2

Arrivée par dessous
(Par le fond).

Arrivée par dessous
(Par le bas)

IV.4.2 Conduite de départ ou de distribution

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

On réserve au minimum 0.5m 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 surtension se manifestera dans la conduite.

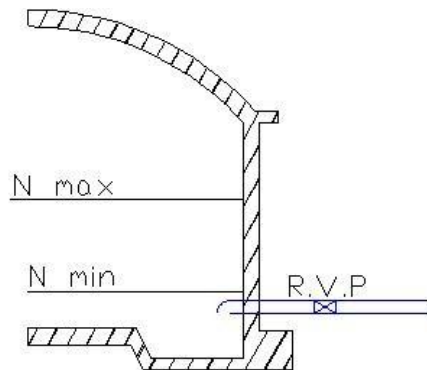


Figure IV - 3 Conduite de départ

IV.4.3 Conduite de trop-plein

Cette conduite devra pouvoir évacuer la totalité du débit Q arrivant au réservoir. 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.

IV.4.4 Conduite de vidange

La conduite de vidange placée au point bas du réservoir permet une décharge complète vers l'égoût 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 (difficulté de manœuvre).

Un dispositif de clapet de nez doit être installé sur les canalisations de trop-plein et de vidange afin de protéger le réservoir d'éventuelle contamination.

Des détecteurs de niveau peuvent être installés dans le réservoir pour signaler les niveaux critiques, le niveau de débordement et le niveau bas notamment pour la protection des pompes.

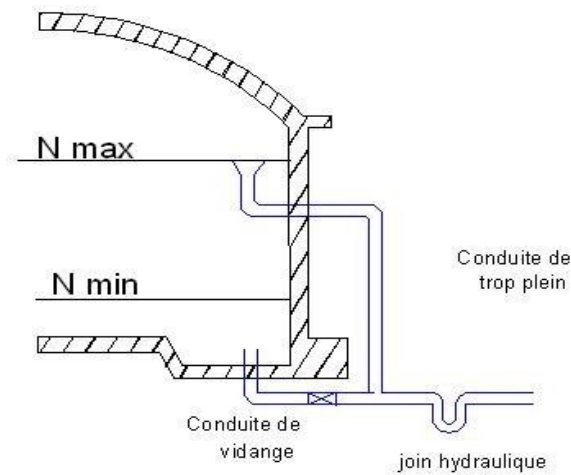


Figure IV - 4 Conduite de vidange et de trop plein.

IV.4.5 Conduite by-pass

C'est un tronçon de conduit qui relie la conduite d'arrivée et la conduite de départ dans le cas d'un réservoir unique non compartimenté. Cette conduite fonctionne quand le réservoir est isolé pour son entretien.

IV.5 Matérialisation de la réserve d'incendie

Quand la surveillance du plan d'eau dans le réservoir ne peut être assurée par du personnel à demeure, ce qui est le cas pour les installations automatiques, il importe que des dispositions soient prises en vue d'éviter dans le cas d'un soutirage intensif que la réserve d'incendie ne puisse passer dans la distribution. Nous distinguons deux types de systèmes : le système à deux prises et le système à siphon.

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

IV.6 Calcul de la capacité des réservoirs

Dans notre cas, pour calculer la capacité d'un réservoir on doit tenir compte des variations à l'entrée comme à la sortie, du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont, et de la variabilité de la demande.

La capacité du réservoir est déterminée en fonction du débit d'apport et celui de sortie augmentée éventuellement de la réserve incendie. Deux méthodes peuvent être appliquées pour la déterminer :

La méthode analytique.

La méthode graphique.

IV.6.1 La méthode analytique

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

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

V_r : capacité résiduelle (m^3),

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

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

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

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

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

V_{inc} : volume d'incendie estimé à 120 m^3 .

IV.6.2 Méthode graphique

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

Donc :

$$R_{\max} = |d| + |d'| \text{ [%]} \quad (\text{IV .3})$$

d: Excès pendant les différentes heures de la journée.

d': Déficit pendant les différentes heures de la journée.

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

$$V_r = \frac{Q_{\max.j} * R_{\max}}{100} \text{ (m}^3\text{)} \quad (\text{IV .4})$$

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

En utilisons la méthode analytique, on calcul les différentes capacités des réservoirs. Les réservoirs de stockage du réseau d'adduction constituent les réservoirs de tête des réseaux de distribution des différentes localités à desservir.

Dans cette présente étude sept communes sont concernées par le projet d'alimentation en eau potable.

IV.7 Dimensionnement du réservoir :

Pour notre projet, pour déterminer la capacité du réservoir qui est alimente gravitairement

IV.7.1 Réservoir de stockage :

Dans notre cas le défaut d'alimentation le plus important se situe lors de la pointe de la matinée entre 8h et 12h ou la consommation peut atteindre $K_p Q_{\text{moyh}}$. Pendant ces quatre heures, il faudra fournir en plus de l'alimentation a débit constant Q_a un volume d'eau égal a :

$$4 * (K_p Q_{\text{moyh}} - Q_a) = Q_{\text{moyh}} \left(14 - 4 \frac{Q_a}{Q_{\text{moyh}}} \right)$$

Si $K_p = 3.5$ et $Q_a = Q_{\text{moyh}}$ le volume égal a $10 Q_{\text{moyh}}$

Pour notre cas $V_{\text{utile}} = 826.5 \text{ m}^3$

Le volume d'incendie : $V_{\text{incendie}} = 120 \text{ m}^3$

Le volume total est : $V_{\text{tot}} = V_{\text{utile}} + V_{\text{incendie}}$

$V_{\text{tot}} = 946.5 \text{ m}^3$ (le réservoir existant $V = 1000 \text{ m}^3$ suffira).

IV.7.2 Réservoir de tampon :

Le réservoir de tampon et de mise en charge, qui sert à transiter le débit refoulé par (SP2) gravitairement vers le réservoir de bordj emir Aek.

Le volume sera déterminé selon la formule suivante :

$$V_{\text{tampon}} = V_{\text{securité}} + V_{\text{util}} + V_{\text{alarme}}$$

Le volume de sécurité est :

$$V_{\text{securité}} = Qt/2 \quad \text{avec } t = 45 \text{ min}$$

$$V_{\text{securité}} = 44.415 \text{ m}^3$$

Le volume utile est :

$$V_{\text{util}} = Qt/4 \quad \text{avec } t = 15 \text{ min}$$

$$V_{\text{util}} = 14.805$$

Le volume de l'alarme est :

$$L_{\text{alarme}} = 0.1 \text{ m}$$

La surface est :

$$S = (V_{\text{securité}} + V_{\text{util}}) / h \quad (h = 3 \text{ m hauteur de reservoir choisie})$$

$$S = 59.22 / 3 = 19.74 \text{ m}^2$$

$$V_{\text{alarme}} = S \cdot L_{\text{alarme}}$$

$$V_{\text{alarme}} = 1.974 \text{ m}^3$$

Le volume total est : $V_{\text{tot}} = 61.194 \text{ m}^3$ on prend $V_{\text{tot}} = 70 \text{ m}^3$

IV.7.3 Forme des réservoir tampon :

Ce qui concerne la forme des réservoirs tampons, on opte pour la forme circulaire. La hauteur de l'eau dans la cuve est comprise entre 3 et 6 m en moyenne, toutefois, les réservoirs de grande capacité des agglomérations importante peuvent présenter des hauteurs d'eau comprise entre 7 et 10 m.

IV.7.3.1 Le diamètre D de la cuve

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule

Avec :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot V \cdot n}{\pi \cdot h}}$$

V_n : capacité normalisée du réservoir (m^3)

D : diamètre de la cuve (m)

h : hauteur optimale d'eau (m), on propose un hauteur de 3 m

$$D = 5.45 \text{ m}$$

On opte pour un diamètre de 5.5m

IV.7.3.2 Réévaluation de la hauteur d'eau h

On calcule la hauteur d'eau moyennant la formule

$$h = \frac{4 \cdot V}{\pi \cdot D^2}$$

On trouve une hauteur de 2.95m

IV.7.3.3 La hauteur totale H du réservoir

On calcule la hauteur du réservoir moyennant la formule

$$H = h + R$$

Avec :

H : hauteur totale du réservoir (m)

h: hauteur d'eau (m)

R : revanche (m)

Les dimensions du réservoir sont portées dans le tableau suivant

Tableau IV - 1 Dimensions du réservoir tampon.

Reservoir	Volume	h (m)	S (m ²)	D (m)	H (m)
Tampon	70	3.00	35.03	5.50	3.5

IV.7.4 Dimensionnement de la bache de reprises de la station de pompage(SP)

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

Le volume de la bache de reprise est déterminé selon la formule suivante

$$V_{\text{bache}} = \frac{Q_{\text{max.j}} \cdot t}{T}$$

Avec :

$Q_{\text{max.j}}$: débit maximal journalier total.

T: le temps de fonctionnement de la station de pompage (T = 20 h)

t : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge (t=0,25h)

$$V_{\text{bache}} = \frac{Q_{\text{max.j}} \cdot t}{T} = \frac{2370.42}{20 \cdot 4} = 29.63\text{m}^3$$

Tableau IV - 2 Tableau donnant les dimensions des bâches de reprise pour une forme rectangulaire.

Bâche de reprise	Volume (m3)	L(m)	h (m)	l (m)	S (m ²)
SP	31.5	3	3.5	3	9

Conclusion

Dans ce chapitre, on a déterminé la capacité et les dimensions des ouvrages de stockage : réservoir d'alimentation , le réservoir tampon et les bâches de reprises pour les deux stations de pompage pour satisfaire les besoins en eau des agglomérations et assurer le bon fonctionnement de l'adduction et des stations de pompage.

Chapitre V: Etude du pompage

Introduction :

Ce chapitre a pour but, l'étude et le choix des pompes adaptées à l'usage de notre projet qui nous permettent d'assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale au niveau des deux stations de pompages le long de l'adduction, tout en assurant un fonctionnement optimal des pompes choisies.

V.2 Définition d'une pompe :

Une pompe est un système d'élévation d'eau elle est construite pour assurer un débit Q à élever pour une hauteur H . Elle est entraînée par un moteur électrique et permet de transformer l'énergie mécanique en énergie hydraulique.

Elle peut être :

- Une pompe à axe horizontal ;
- Une pompe à axe vertical ;

V.3 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'augmentation le débit refoulé par les pompes.
- Le couplage en série : ce type de couplage est utilisé en vue d'augmentation la hauteur d'élévation (la charge) des pompes.

V.3.1 Couplage en parallèle :

Dans ce cas chaque conduite de refoulement individuelle conduit à une conduite générale commune, pour une même hauteur d'élévation (HMT) donnée, le débit de l'ensemble est égal à la somme des débits de chaque pompe

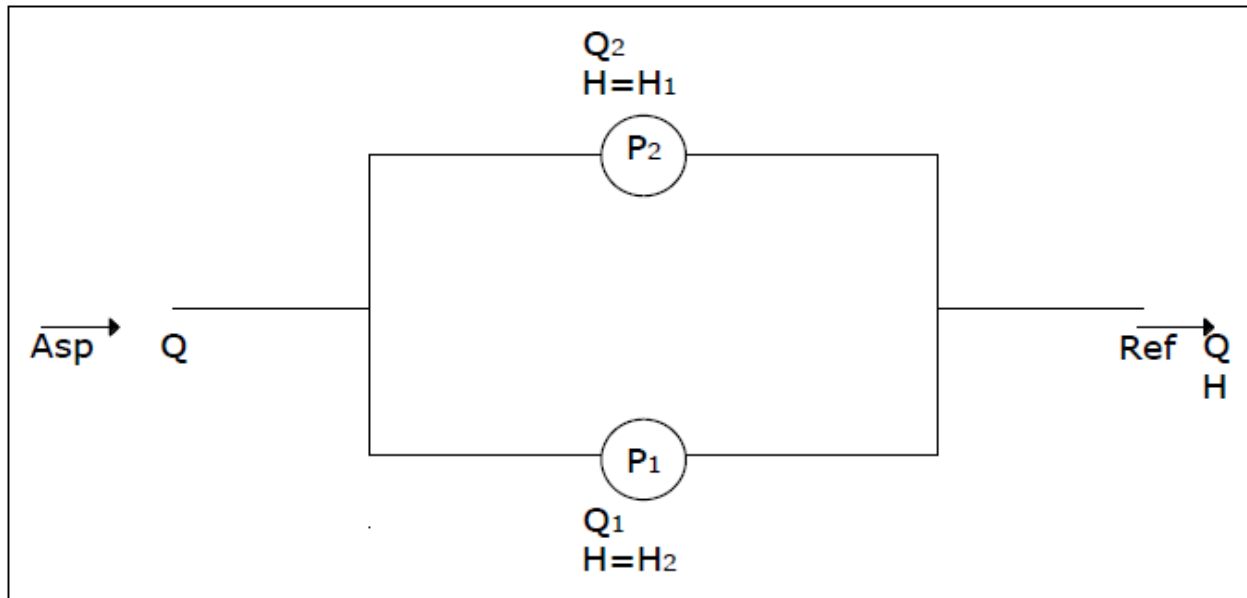


Figure V - 1 Couplage de deux pompes en parallèle.

V.3.2 Couplage en série :

Dans ce cas, le refoulement d'une pompe arrive à l'ouïe d'aspiration de la pompe suivante, et pour un débit donné, la hauteur d'élévation totale est égale à la somme des hauteurs d'élévations de chaque groupe, donc dans ce cas le débit reste inchangé et les hauteurs s'ajoutent.

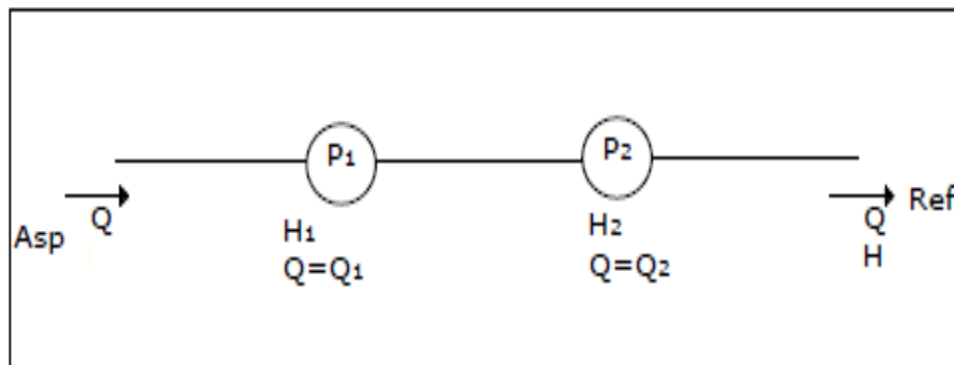


Figure V - 2 Couplage de deux pompes en série.

V.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.

Les critères de choix du type de pompe sont :

- Assurer le débit appelé Q_{app} et la hauteur appelée HMT.

- Meilleur rendement.
- Vérifier la condition de non cavitation.
- Encombrement et poids les plus faibles.
- Vitesse de rotation la plus élevée.
- Puissance absorbée minimale.
- La pompe doit être fabriquée en série

En effet, le choix consiste à déterminer à l'aide des catalogues, les types de pompes qui donneront pour les débits et les hauteurs manométriques désirées, des rendements optimums.

Il existe plusieurs types de pompes, on site trois (3) grandes catégories englobants ces types à savoir :

- Les pompes centrifuges.
- Les pompes volumétriques.
- Les turbopompes.

V.4.1 Pompes centrifuges :

Une pompe dans sa forme la plus simple est constituée d'une roue munie d'ailettes radiales et couverte d'une enveloppe appelée corps de pompe. Son principe de fonctionnement c'est l'utilisation de la force centrifuge créée par la rotation de la roue pour transmettre au liquide pompé de l'énergie cinétique, qui est ensuite transformée en pression lors de la diminution de la vitesse du fluide.

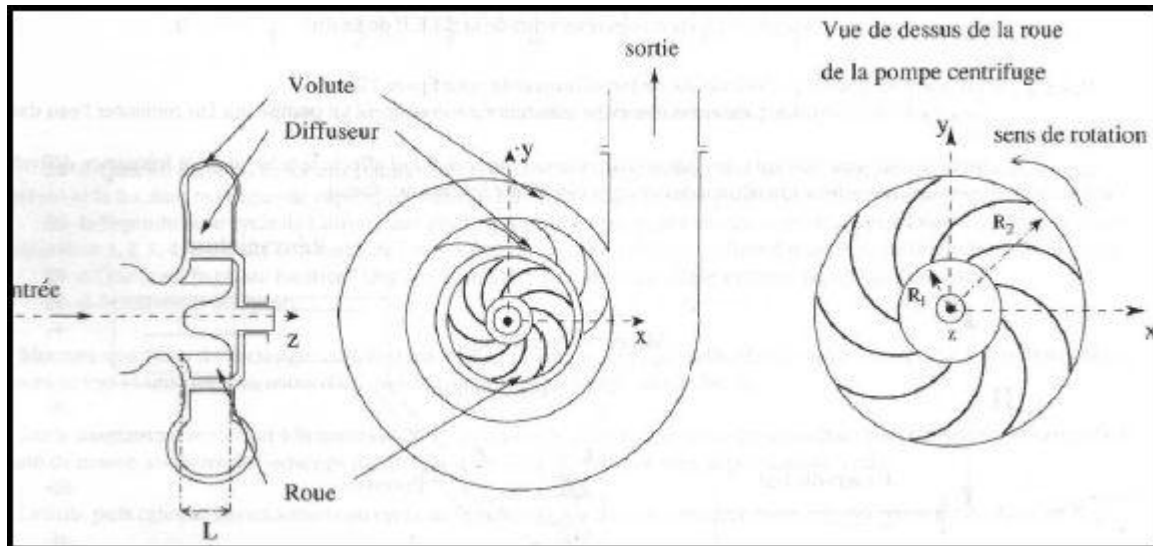


Figure V - 3 Constitution d'une pompe centrifuge.

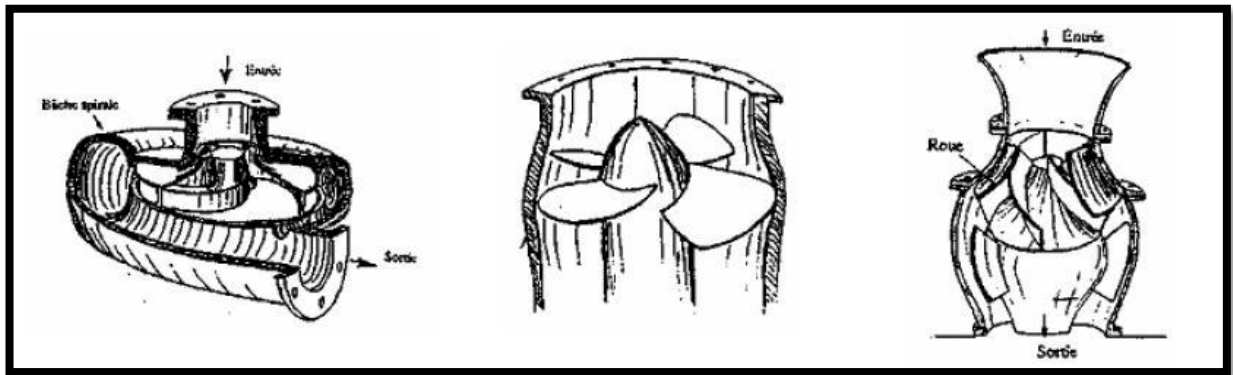
V.4.2 Pompes volumétriques :

Les pompes volumétriques sont des pompes à débit constant sur leurs plages de fonctionnements. Elles sont de deux types principaux : pompe à lobes, et pompe à rotor excentré (ou pompe à vis excentrée). L'énergie est fournie par les variations successives d'un volume raccordé alternativement à l'orifice d'aspiration et à l'orifice de refoulement.

V.4.3 Les turbopompes :

Les turbopompes, contiennent une roue munie d'aubes ou d'ailettes animée d'un mouvement de rotation, fournit au fluide de l'énergie cinétique dont une partie est transformée en pression par réduction de vitesse dans un organe appelé récupérateur. Elles se subdivisent en :

- Pompe centrifuge ;
- Pompe axiale ;
- Pompe hélico-centrifuge ;



Pompe centrifuge

Figure V - 4

Pompe axiale

Pompe hélico-centrifuge

V.5 Choix du nombre de pompes :

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

- Nombre de pompes n minimal ;
- Meilleur rendement ;
- Charge nette d'aspiration requise (NPSH)_r minimale ;
- Nombre d'étage minimal ;
- Vitesse de rotation élevée (tr/min) ;
- Puissance absorbée minimale.

V.6 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 total en fonction de débit. Cette courbe est donnée par la formule :

$$H_c = H_g + RQ^2 \dots \dots \dots V.1$$

Avec :

H_g : Hauteur géométrique (m) ;

R : Résistance de la conduite (s².m⁻⁵) elle est donnée par :

$$R = 1,1 \times (8 \times \lambda \times L / g \times \pi^2 \times D^5) \dots \dots \dots V.2$$

Avec :

λ : Coefficient de perte de charge;

L : Longueur de la conduite(m) ;

g : Accélération de la pesanteur ($9,81\text{m}^2.\text{s}^{-1}$);

D : Diamètre de la conduite(m).

V.7 Caractéristiques de la pompe :

V.7.1 Point de fonctionnement des pompes :

Afin d'orienter notre choix, nous devons satisfaire les conditions mécaniques et hydrauliques, 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 P_F est donné par l'intersection de la courbe caractéristique de la pompe (fournée par le constructeur) et la courbe caractéristique de la conduite de refoulement (fournie par l'installateur).

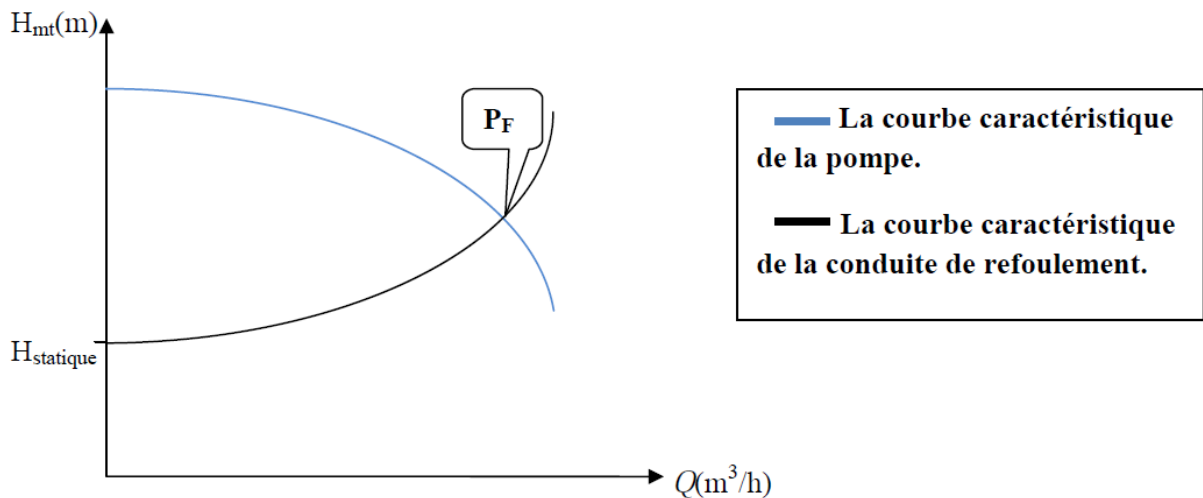


Figure V - 5 Graphe représentatif de la détermination de point de fonctionnement.

V.7.2 Type et mode de réglage :

Lorsque le point de fonctionnement se trouve sur la plage du rendement maximal, la pompe fonctionne alors dans les conditions optimales d'utilisation.

Cette condition, dans la plupart des cas n'est pas satisfaite, c'est pourquoi nous serons obligés d'introduire des modifications dans le fonctionnement ou dans le dimensionnement de la pompe, dont le but est de l'adapter à des conditions données.

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

A-Débit du point de fonctionnement > Débit appelé :

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

V.7.2.1 Réglage qualitatif (diminution de la vitesse de rotation de la pompe) :

C'est la réduction de la vitesse de rotation de la pompe. Ce procédé a pour but de trouver une vitesse n de manière à ce que la courbe

$$H = a \times Q^2 \text{ passe par le point de fonctionnement désiré :}$$

D'après la loi de similitude on a :

$$\frac{Q_{app}}{Q_{pf}} = \frac{n}{N} \Rightarrow n = N \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} \dots\dots\dots \mathbf{V.4}$$

N : la vitesse initiale de la pompe.

n : la nouvelle vitesse de la pompe.

L'équation de la courbe de proportionnalité est égale: $H = a * Q^2$

Avec:

$$a = \frac{H_{app}}{Q^2_{app}}$$

V.7.2.2 Réglage quantitatif (le vannage) :

C'est la fermeture partielle du robinet vanne de refoulement .On conserve la courbe caractéristique de la pompe et on vanne sur le refoulement pour créer des pertes de charges singulières, on a la hauteur d'élévation pour le même débit désirer donc la perte de charge singulière à créer.

Le rendement de l’installation après vannage est :

$$\eta_{inst_{ap,van}} = \eta_{inst_{av,van}} * \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v} \dots\dots\dots \mathbf{V.5}$$

Avec

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

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

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

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

$$h_v = H' - H_{app} \dots\dots\dots \mathbf{V.6}$$

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

V.7.2.3 Diminution de temps de pompage :

Dans le cas où le pompage refoule vers un réservoir. Si nous gardons le point de fonctionnement P_f ce qui signifie garder le même débit désiré, nous devons alors réduire le temps de pompage, le nouveau temps sera :

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t \dots\dots\dots \mathbf{V.7}$$

Avec :

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

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

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

V.7.2.4 Rognage :

Ce procédé consiste à réduire le diamètre de la roue d’après la loi de la similitude, en gardant la même vitesse de rotation, et la même distance entre les deux flasques.

$$q/Q = h/H = d^2/D^2 = d^2 / (m^2 \times d^2) = 1/m^2 \dots \dots \dots \mathbf{V.8}$$

Avec :

- | | |
|-------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------|
| m : Coefficient du rognage ; | d : Diamètre avant le rognage (m) ; |
| q : Débit appelé (m ³ /s) ; | D : Diamètre après le rognage (m) ; |
| Q : Débit de point de fonctionnement (m ³ /s) ; | h : Hauteur d’élévation avant le |
| H : Hauteur d’élévation après le rognage (m) ; | rognage (m) ; |

On trace la droite (H = a × Q).

Tel que : a = h/q

$$\frac{Q}{q} = \left[\frac{D}{d} \right]^2 \Rightarrow D = d \cdot \sqrt{\frac{q}{Q}} \dots \dots \dots \mathbf{V.9}$$

$$R \% = (1 - m) \cdot 100$$

Si le rendement de rognage R % <15%, on accepte la modification du diamètre de la roue extérieure qui sera réduit à : D = m × d.

B- Débit point de fonctionnement < Débit appelé :

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

Remarque :

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

V.8 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

$$\text{NPSH}_{\text{disponible}} > \text{NPSH}_{\text{requis}}$$

NPSH_{disponible} : charge nette d'aspiration disponible (Net positive section Head) elle est fournie par l'installateur.

NPSH_{requis} : Charge nette d'aspiration requise, elle est fournie par le constructeur.

La valeur NPSH mesure la différence entre la pression du liquide en ce point et sa pression de vapeur saturante. C'est un paramètre important à prendre en compte dans la conception d'un circuit : lorsque la pression d'un liquide descend sous la valeur de la pression de vapeur, le liquide se vaporise en créant le phénomène de cavitation.

Elle est calculée par la formule suivante :

• **1^{er} cas :**

Le fonctionnement **en charge**, la pompe est installée au-dessous du niveau du liquide.

$$(NPSH)_{disponible} = h_{adm}^{asp} + Pat - Tv - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g} \dots\dots\dots \mathbf{V.10}$$

$$(NPSH)_{disponible} = (NPSH)_{requis} + s \dots\dots\dots \mathbf{V.11}$$

Avec :

s: marge de sécurité, s = (0,3 – 0,5) m. Prenons : s = 0,5 m.

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

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

$$P_{at} = 10,33 - 0,00139 * H \dots\dots\dots \mathbf{V.12}$$

H : altitude de la station 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 V - 1 Tableau représentatif de la tension de vapeur Hv pour une température donnée.

T°	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	100
Hv(m)	0,06	0,083	0,125	0,25	0,43	0,75	1,26	2,03	4,1	4,8	10,3

• **2^{ème} cas :**

Le fonctionnement **en aspiration**, la pompe est installée au-dessus du niveau du liquide.

$$(NPSH)_{disponible} = -h_{adm}^{asp} + Pat - Tv - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g} \dots\dots\dots \mathbf{V.13}$$

V.9 Station de pompage SP yousofia

V.9.1 Choix des pompes SP yousofia:

À l'aide de logiciel de sélection on introduit le débit et la charge demandés ainsi que le type de pompe voulu (monocellulaire à axe horizontal multicellulaire à axe horizontal, à axe verticale...etc. le logiciel nous donne une gamme de pompe selon la demande, et on choisit la pompe qui nous convient et qui répond aux critères cités auparavant.

Pour un débit de 32.9l/s et une hauteur manométrique totale de 263.55m

Les résultats d'exécution du logiciel sont représentés dans le tableau ci-contre :

Tableau V - 2 Résultats de choix des pompes SP yousofia.

<i>N</i>	<i>Q</i> <i>Total(l/s)</i>	<i>HMT(m)</i> ()	η (%)	<i>Vitesse</i> (<i>tr/min</i>)	<i>P_{abs}(Kw)</i>	<i>(NPSH)_r(m)</i>	<i>Nbr</i> <i>d'étage</i>
1	32.9	264	72.9	1450	117	1.65	10
2	17.4	265	69.8	2950	64.6	3.54	7
3	11.7	266	67.6	2950	45.2	1.89	7
4	8.55	265	67.7	2950	32.9	1.99	6

Une comparaison entre les pompes N°1 et N°2 et N°3 et N°4 nous mène à **choisir la pompe N°2** et cela pour les raisons suivantes :

- Elle assure le débit et HMT demandés
- Elle possède le meilleur rendement par rapport aux deux autres pompes avec une puissance minimale.

V.9.2 Description de la pompe PM 125 / 10A:

- Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal
- Roues, diffuseurs et corps d'aspiration : en fonte
- Corps de refoulement et corps d'étage : en fonte (PMS: en fonte sphéroidale)
- Corps de refoulement avec pieds de support et orifice de refoulement tourné vers le haut ; corps d'aspiration à bouche orientable
- Arbre en acier inoxydable entièrement protégé par une douille en acier inoxydable. Double palier
- Roulements à billes largement dimensionnés pour supporter les charges radiales et axiales dans les deux sens
- Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement
- Hauteur d'arbre normalisée (UNI 2946)

V.9.3 Données techniques :

Tableau V - 3 Caractéristiques de la pompe de la station de pompage.

Données techniques	Caractéristiques
Q	32.9 (l/s)
H	264 (m)
Rendement	72.9%
Puissance	117Kw
Vitesse	1450 tr/min
NPSHrequis	1.65m
Diamètre de refoulement	DN 125 (UNI PN40)
Raccord d'aspiration	DN150 (UNI PN25)
Nombre de pompe	1+1(de secours)

Tableau V - 4 Caractéristique du moteur de la station de pompage.

Moteur	Données techniques
n. pôles	4
Fréquence	50 Hz
Puissance moteur	132 Kw
Monophasé / Triphasé	3~
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1470 tr/min

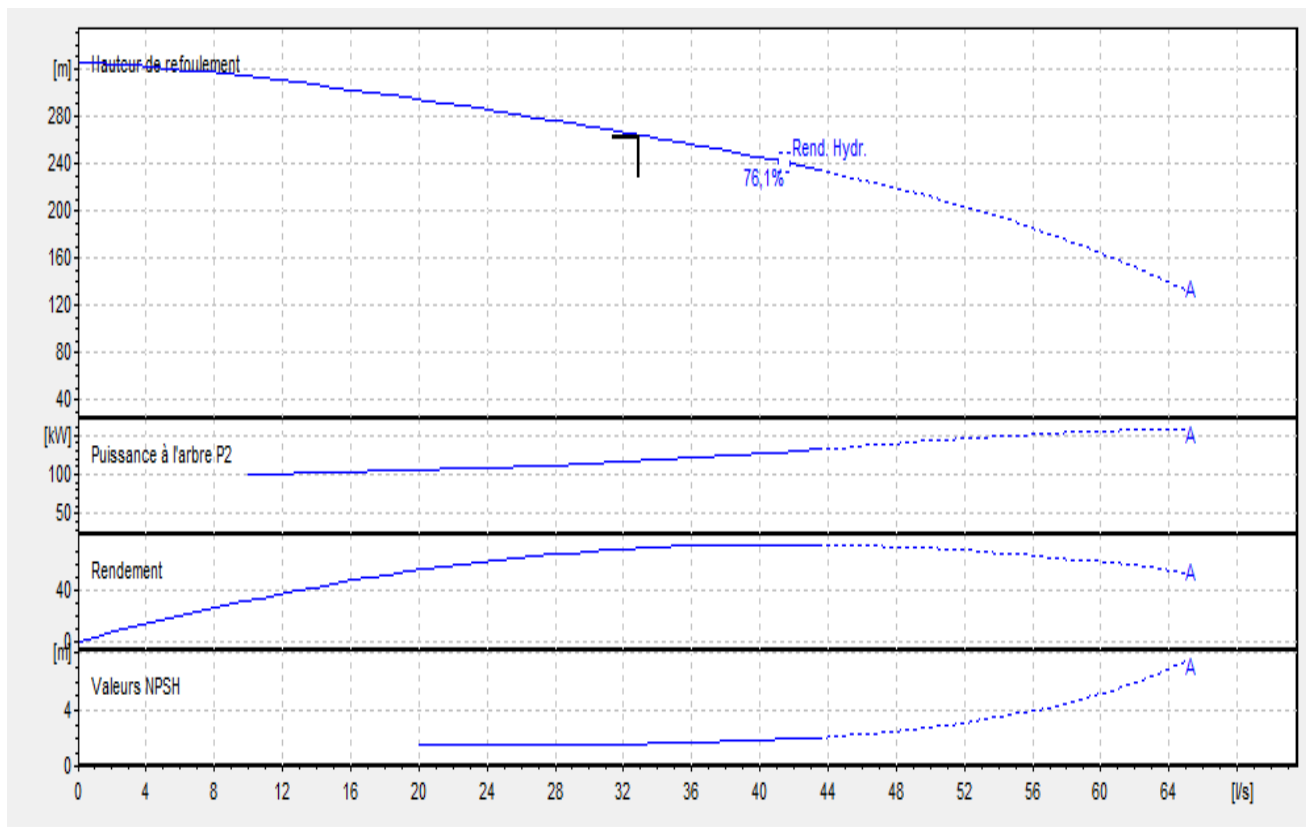


Figure V - 6 Les courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise.

V.9.4 Courbe caractéristique de la conduite station de reprise-réservoir de stockage :

$Q = 32.9 \text{ l/s}$; $L = 1900 \text{ m}$; $HMT = 264 \text{ mce}$; $H_g = 248,48 \text{ m}$; $D = 181,6 \text{ mm}$; $\lambda = 0,016149737$

Selon la formule **V.2** \Rightarrow **$R = 14120.62$**

$$H_c = 248,48 + (14120.62 \times Q^2)$$

Avec :

λ : Coefficient de perte de charge ;

L : Longueur de la conduite(m) ;

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

D : Diamètre de la conduite(m).

Tableau V - 5 Variation de la charge en fonction du débit (pompe station de pompage & conduite station de pompage-réservoir de station de reprise).

Q (l/s)	H_{pompe}	H_c (m)
0	325	248,48
8	315	249,38
16	300	252,09
24	290	256,61
32	265	262,94
40	250	271,07
48	220	281,01

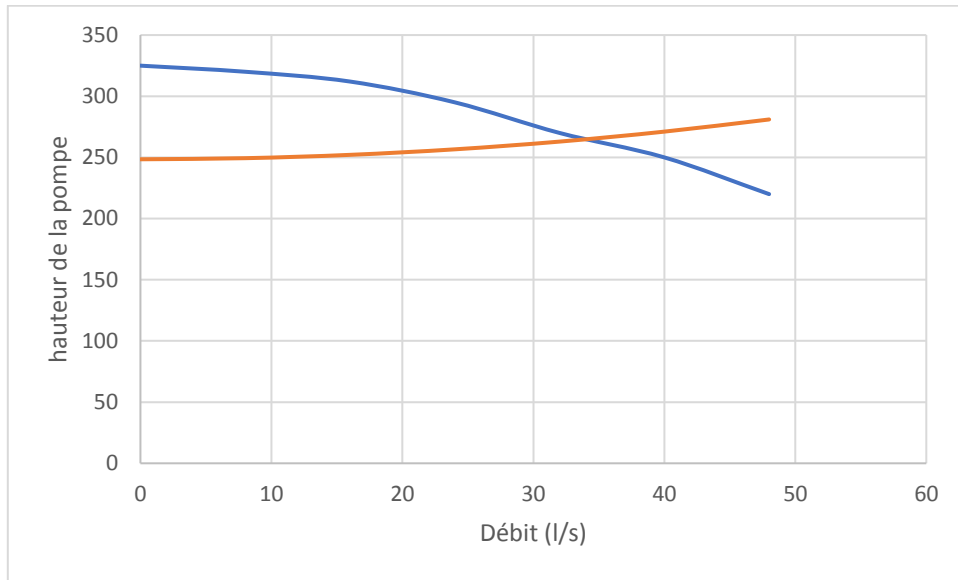


Figure V - 7 Courbe représentant le point de fonctionnement de la pompe station de pompage.

D'après le graphe on peut déterminer la hauteur de point fonctionnement H_p , ainsi que le débit de ce point de fonctionnement Q_p .

$H_p = 266.66 \text{ mce}$, $Q_p = 33 \text{ l/s}$.

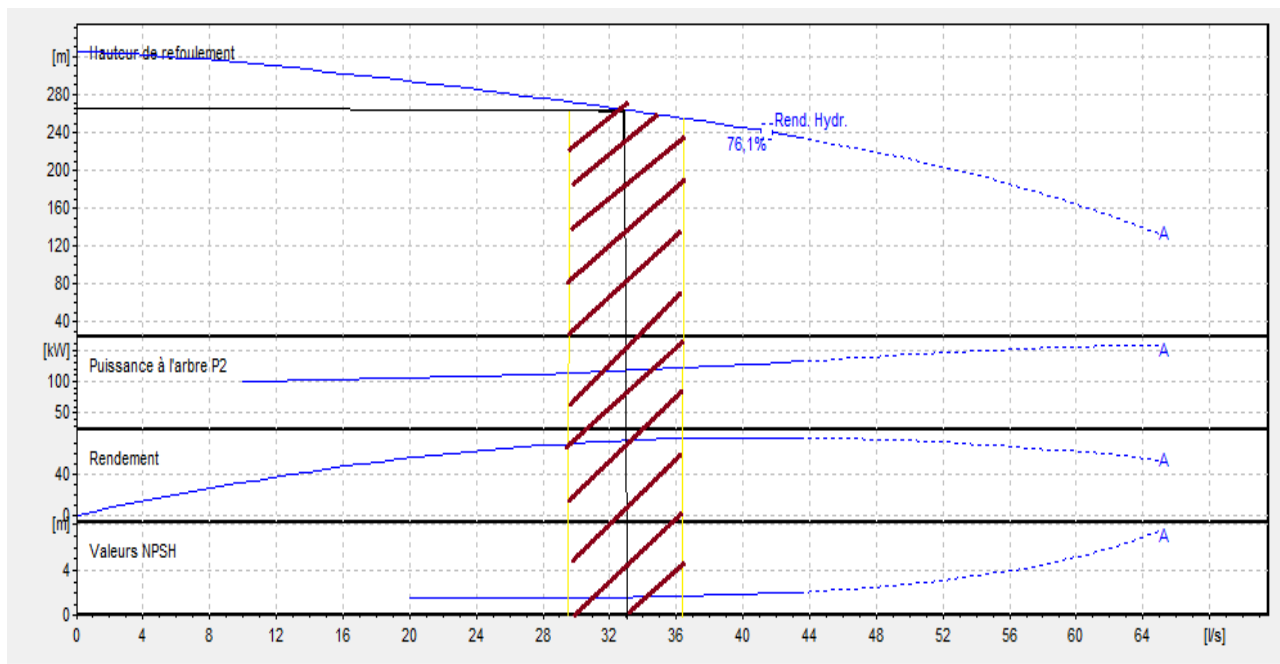


Figure V - 8 Courbe représentant la plage de bon fonctionnement de la pompe SP.

Commentaire : Le débit de point de fonctionnement Q_p appartient à la plage de bon fonctionnement définie par $(+10\% Q_n < \text{Plage de bon fonctionnement} < -10\% Q_n)$,

V.9.5 Etude de cavitation :

Pour la conduite d'aspiration on opte pour un diamètre supérieur au diamètre de la tubulure (da150),

$$Da = (1,2 : 1,5) da \dots\dots\dots \mathbf{V.16}$$

$$Va = Q/S = 4Q/\pi D^2 \dots\dots\dots \mathbf{V.17}$$

La vitesse admissible d'aspiration doit être dans les fourchettes suivantes :

da : Diamètre de la tubulure d'aspiration (mm).

Da : Diamètre de la conduite d'aspiration (mm). On prend : Da > da

Va : Vitesse d'Aspiration admissible Va (m/s)

Da = 180 mm

On prend **Dc = 200 mm.**

V.9.6 Vérification de la vitesse d'aspiration :

$$Va = 4 \times 0,0329 / (\pi \times 0,2^2) = 1.05 \text{ m/s}$$

Va = 1.05 m/s cette vitesse vérifie la condition.

Prenons la longueur d'aspiration **L_{aspiration} = 5m** (plus on réduit la longueur d'aspiration plus on diminue la perte de charge)

$$\Delta H_{Lasp} = \frac{K' * L * Q_{app}^{\beta}}{D^m}$$

$$\sum \Delta H_{asp} = 1,1 * \Delta H_{Lasp} \dots\dots\dots \mathbf{V.18}$$

Avec:

ΔH_{Lasp} : La perte de charge linière (mce)

$\sum \Delta H_{asp}$: La perte de charge totale (mce)

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

$$\Delta h_{asp}^{lin} = 0,00179 * \left(\frac{L_r * Q_{app}^{1,9}}{D^{5,1}} + \frac{l_r * Q_a^{1,9}}{D^{5,1}} \right)$$

Avec :

L_r : longueur du collecteur de refoulement, $L_r = 5$ m ;

l_r : longueur de la conduite de refoulement, $l_r = 1,5$ m ;

Q_a : débit refoulé par une seule pompe (m^3/s). Pour notre cas $Q_{app} = Q_a$

$$h_{adm}^{asp} = P_{at} - (NPSH)_r - r - T_v - \Delta H_{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g}$$

V.9.7 Installation en charge :

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

$$(NPSH)_{disponible} = (NPSH)_{requis} + s$$

La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 1.65$ m.

La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 796.06 \Rightarrow P_{at} = 9,22$ mce

La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20$ °C : $T_v = 0,25$ mce

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

$$\Delta h_{asp}^{lin} = 0.08 \text{ m}$$

La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp}^{lin} = 0.08 * 1.1 \Rightarrow \Delta h_{asp}^{lin} = 0.088$ m

La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{adm}^{asp} = -9.22 + 1.65 + 0.5 + 0.25 + 0.088 + \frac{1.05^2}{2 * 9.81} = -6.67 \text{ m}$$

Donc on change le type d'installation (on opte pour une installation en aspiration) :

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

A.N :

$$h_{adm}^{asp} = 9.22 - 1.65 - 0.5 - 0.25 - 0.088 - \frac{1.05^2}{2 * 9.81} = 6.67 \text{ m}$$

$$h_{adm}^{asp} = 6,67\text{m}$$

$$\nabla_{axe} = \nabla_{\min} + h_{asp}^{adm} - r \dots\dots\dots \mathbf{V.19}$$

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

$$\nabla_{\min} = C_p - h_e + h_{inc} \dots\dots\dots \mathbf{V.20}$$

∇_{\min} : Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (mNGA) ;

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

h_e : hauteur d'eau dans le réservoir (mce) ;

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

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

On prend $r = 0,3$:

$$\nabla_{max} = 796,05 + 6,67 - 0,3 \Rightarrow \nabla_{max} = 802,42 \text{ mNGA}$$

$$\nabla_{axe} = \mathbf{798,42 \text{ mNGA}}$$

V.10 Station de reprise

V.10.1 Choix des pompes station de reprise :

Pour un débit de 32.9l/s et une hauteur manométrique totale de 164.36m

Tableau V - 6 Résultats de choix des pompes de la station de reprise.

N	Q Total (l/s)	HMT (m)	η (%)	Vitesse (tr/min)	P_{abs} (Kw)	$(NPSH)_r$ (m)	Nbr d'étage
1	34.7	166	77.5	2950	73.9	3.75	3
2	17	165	75.7	1450	36.4	1.91	9
3	13.9	171	74.1	2950	31.1	3.16	-

Une comparaison entre les pompes nous mène à **choisir la pompe N°1** et cela pour les raisons suivantes :

- Elle assure le débit et HMT demandés
- Elle possède le meilleur rendement par rapport aux deux autres pompes avec une puissance minimale.

V.10.2 Description de la pompe PM 100 /3C :

- Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal
- Roues, diffuseurs et corps d'aspiration : en fonte
- Corps de refoulement et corps d'étage : en fonte (PMS : en fonte sphéroïdale)
- Corps de refoulement avec pieds de support et orifice de refoulement tourné vers le haut ; corps d'aspiration à bouche orientable
- Arbre en acier inoxydable entièrement protégé par une douille en acier inoxydable. Double palier
- Roulements à billes largement dimensionnés pour supporter les charges radiales et axiales dans les deux sens
- Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement

- Hauteur d'arbre normalisée (UNI 2946)

V.10.3 Données techniques :

Tableau V - 7 Caractéristiques de la pompe de la station de reprise.

Données techniques	Caractéristiques
Q	32.9 (l/s)
H	166 (m)
Rendement	77,5%
Puissance	73.9Kw
Vitesse	2950 tr/min
NPSH _{requis}	3.75 m
Diamètre de refoulement	DN 100 (UNI PN40)
Raccord d'aspiration	DN125 (UNI PN25).
Nombre de pompe	1+1(de secours)

Tableau V - 8 Caractéristique du moteur de la station de reprise.

Moteur	Données techniques
n. pôles	2
Fréquence	50 Hz
Puissance moteur	90 Kw
Monophasé / Triphasé	3~
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 tr/min

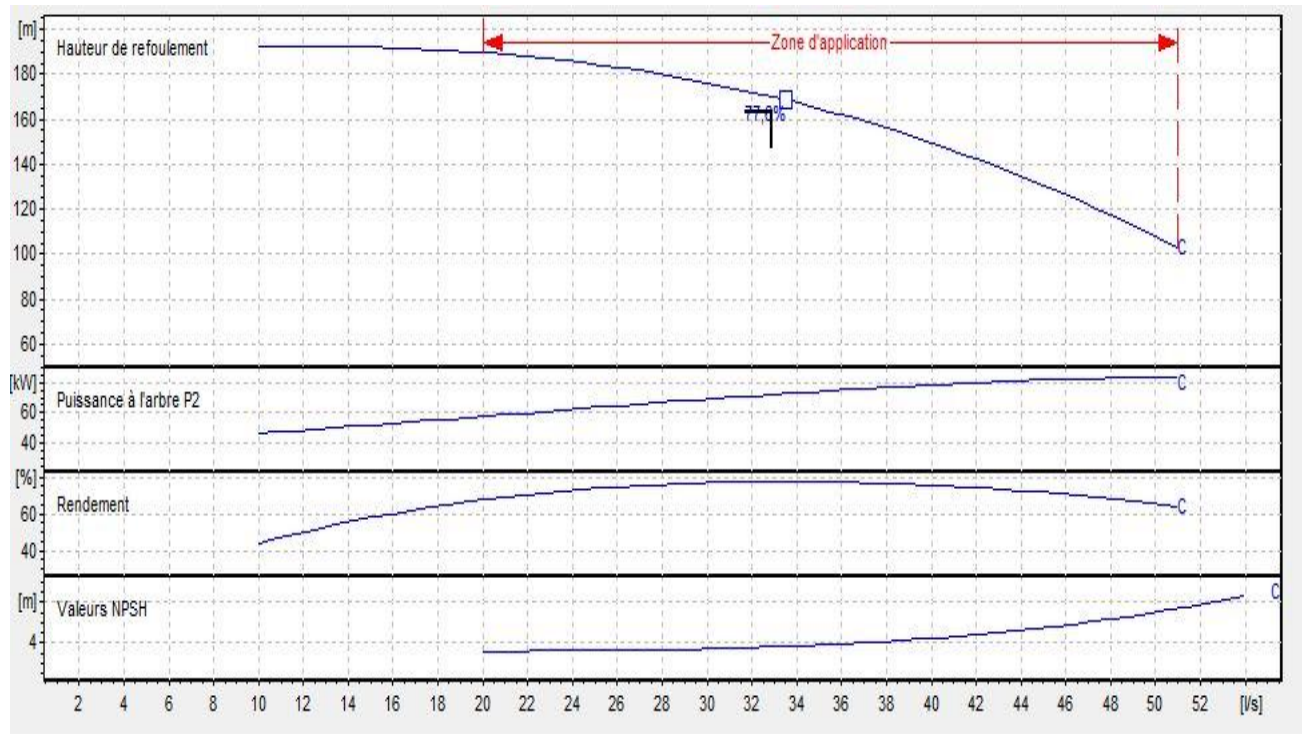


Figure V - 9 Les courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise.

V.10.4 Courbe caractéristique de la conduite station de reprise-réservoir de stockage

$Q = 32.9 \text{ l/s}$; $L = 2500 \text{ m}$; $HMT = 164,36 \text{ mce}$; $H_g = 153,27 \text{ m}$; $D = 204,6 \text{ mm}$; $\lambda = 0,016149737$

Selon la formule V.2 \Rightarrow **$R = 10235.07$**

$$H_c = 153,27 + (10235.07 \times Q^2)$$

Tableau V - 9 Variation de la charge en fonction du débit (pompe station de reprise & conduite station de reprise-réservoir de tampon).

$Q \text{ (l/s)}$	H_{pompe}	$H_c \text{ (m)}$
10	195	154,29
14	192,5	155,28
18	190	156,59
22	187	158,22
26	183	160,19
30	175	162,48
34	167	165,10
36	162,5	166,53
40	150	169,65
44	135	173,09

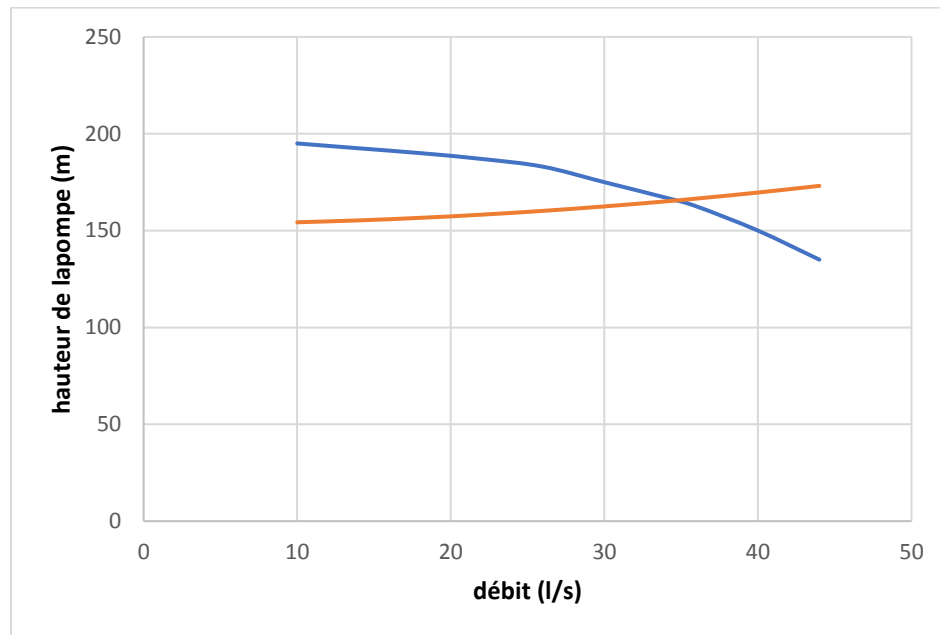


Figure V - 10 Courbe représentant le point de fonctionnement de la pompe station de reprise.

D'après le graphe on peut déterminer la hauteur de point fonctionnement H_p , ainsi que le débit de ce point de fonctionnement Q_p .

$$H_p = 166.7 \text{ mce}, Q_p = 35 \text{ l/s.}$$

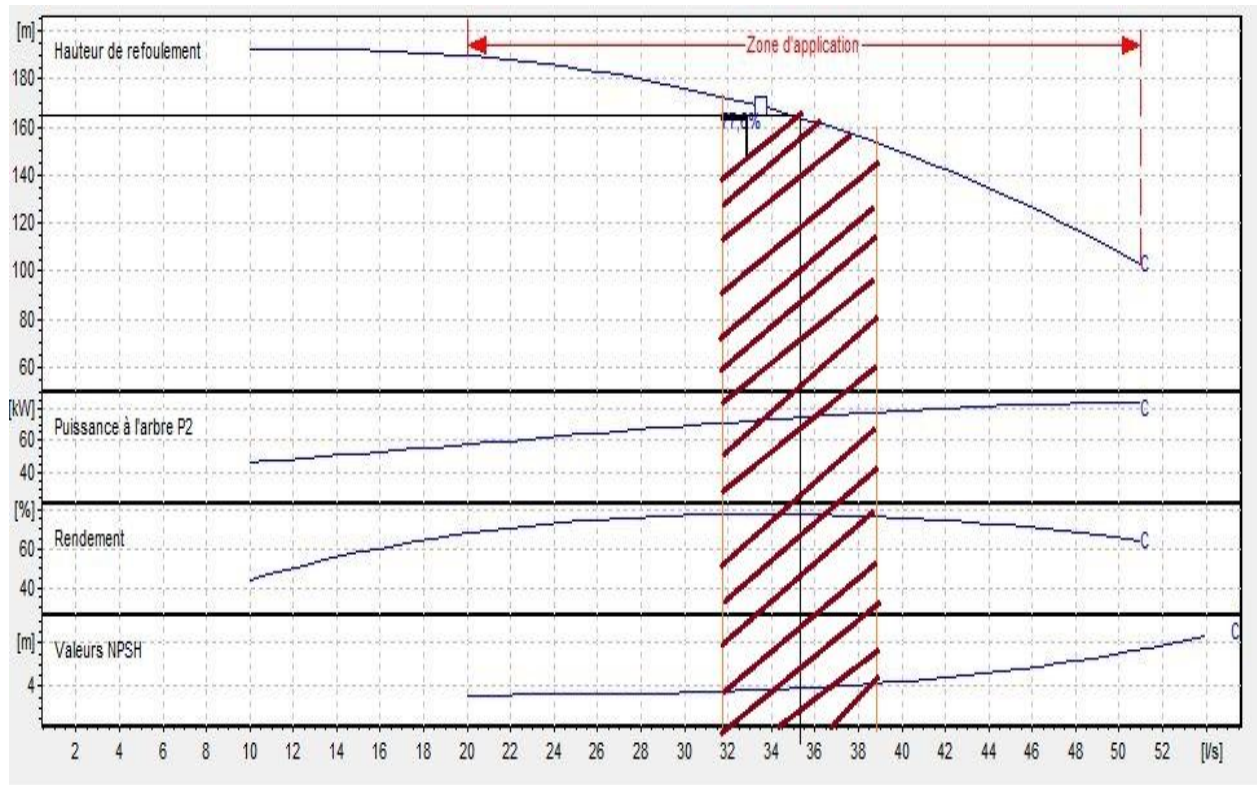


Figure V - 11 Courbe représentant la plage de bon fonctionnement de la pompe station de reprise.

Commentaire : La valeur du Q_p appartient à la plage de bon fonctionnement donc la pompe fonctionne dans les conditions adéquates, et elle ne nécessite aucun réglage

V.10.5 Vérification de cavitation :

Pour la conduite d'aspiration on opte pour un diamètre supérieur au diamètre de la tubulure (da125),

On prend : $D_a > d_a$

Selon les formules **V.16** **V.17** \Rightarrow on obtient :

$D_a = 187.5 \text{ mm}$ donc on prend

$D_a = 200 \text{ mm}$

$V_a = 1.05 \text{ m/s}$

V.10.6 Installation en aspiration :

$$(NPSH)_{disponible} = h_{adm}^{asp} + Pat - Tv - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g}$$

$$(NPSH)_{disponible} = (NPSH)_{requis} + s$$

La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 3.75\text{m}$.

La pression atmosphérique : $Pat = 10,33 - 0,00139 * 1044.54 \Rightarrow Pat = 8.88\text{mce}$

La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20^\circ\text{C}$: $Tv = 0,25\text{ mce}$

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

$$\text{La perte de charge totale à l'aspiration : } \Delta h_{asp}^{lin} = 0.08 * 1.1 \Rightarrow \Delta h_{asp}^{lin} = 0.088\text{ m}$$

La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{adm}^{asp} = -8.88 + 3.75 + 0.5 + 0.25 + 0.088 + \frac{1.05^2}{2 * 9.81} = -4.24\text{ m}$$

Donc on change le type d'installation (on opte pour une installation en aspiration) :

$$\text{A.N : } h_{asp}^{adm} = Pat - (NPSH)_r - r - Tv - \frac{V_a^2}{2 * g} - \Delta h_{asp} \quad (\text{V.18})$$

$$h_{adm}^{asp} = 8.88 - 3.75 - 0.5 - 0.25 - 0.088 - \frac{1.05^2}{2 * 9.81} = 4.24\text{m}$$

$$h_{adm}^{asp} = 4.24\text{m}$$

$$\nabla_{axe} = \nabla_{min} + h_{asp}^{adm} - r \quad \dots\dots\dots \text{V.19}$$

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

$$\nabla_{min} = Cp - he + hinc \quad \dots\dots\dots \text{V.20}$$

∇_{min} : Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (mNGA) ;

Cp : côte du plan d'eau dans le réservoir (mNGA) ;

he : hauteur d'eau dans le réservoir (mce) ;

hinc : hauteur d'incendie dans le réservoir (mce).

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

On prend r = 0,3 :

$$\nabla_{max} = 1044.54 + 4.24 - 0,3 \Rightarrow \nabla_{max} = 1049.08 \text{mNGA}$$

$$\nabla_{axe} = 1047.08$$

Interprétation :

Puisque l'installation est en aspiration on prévoit une conduite By-pass entre l'ouverture d'amorçage et la sortie de la pompe pour garantir l'amorçage de cette dernière.

V.11 Les frais annuels d'énergie :

Tableau V - 10 Frais annuels totaux des installations.

<i>La station</i>	<i>Direction</i>	<i>Puissance du moteur (KW)</i>	<i>Temps de Pompage (h)</i>	<i>E (KWh)</i>	<i>Fa(DA)</i>
<i>SP KEDDARA</i>	<i>Réservoir de reprise</i>	<i>132</i>	<i>20</i>	<i>963600</i>	<i>4636843.2</i>
<i>Station de Reprise</i>	<i>Réservoir de stockage</i>	<i>90</i>	<i>20</i>	<i>657000</i>	<i>3161484</i>
-	-	<i>Total (DA)</i>		<i>1620600</i>	<i>7798327.2</i>

Tableau V - 11 Les résultats finals du dimensionnement des stations de pompage.

Station	Type de pompe	Référence	Q (l/s)	H(m)	η (%)	P _{pompe} (Kw)	P _{moteur} (Kw)	Vitesse de rotation (t/min)	NPSH requis (m)	Fa(DA)
SP Youssoufia	Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal	PM 125 /10 A	32.9	264	72.9	117	132	1450	1,65	4636843.2
Station de reprise	Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal	PM 100/3C	32.9	166	77,5	73.9	90	1450	3.75	3161484
<i>Total</i>										7798327.2

Equipement en amont des pompes

$L_c = (3,5 : 4) (Da-da)$

$L_{ta} \geq 2 Da$

Equipement en aval des pompes

$L_d = (3,5 : 4)(Dr - dr)$

$L_{tr} \geq 2Dr$

Avec:

L_c : longueur du convergent (m)

L_{ta} : longueur du tronçon d'aspiration (m)

Da : diamètre d'aspiration (mm)

L_{tr} : longueur du tronçon de refoulement (m)

da : diamètre de la tubulure d'aspiration (mm) Dr : diamètre de refoulement (mm)

L_d : longueur du divergeant (m)

dr : diamètre de la tubulure de refoulement (mm)

Tableau V - 12 Equipements en amont et en aval des deux pompes.

Equipement	Amont			Aval		
	Da (mm)	Lta (m)	Lc (m)	Dr (mm)	Ltr (m)	Ld (m)
SP youssoufia	200	0,5	0,1	250	0,5	0,24
SP Reprise	200	0,5	0,1	250	0,5	0,20

V.12 Protection des conduites contre le coup de bélier :

Définition :

Le coup de bélier étant un cas particulier du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites entre deux régimes permanents.

On entend aussi sous le terme « coup de bélier » un écoulement non permanent du liquide accompagné de variations pratiquement sensibles de la pression qui peuvent devenir dangereuses pour la tuyauterie. Ces variations résultent d'une perturbation des conditions permanentes d'écoulement.

C'est le nom que l'on donne à une onde de choc hydraulique, lorsqu'un liquide non compressible comme l'eau, est stoppé net dans une canalisation. Autrement dit, c'est l'arrêt brutal de la circulation de l'eau.

Dans notre étude, on est appelé à protéger les conduites de refoulement contre ce phénomène.

V.12.1 Causes du coup de bélier :

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

- L'ouverture ou la fermeture brusque des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire ;
- La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement ;
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage est cependant la cause la plus répandue du coup de bélier ;
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP ;

- La modification de la vitesse d'une pompe ;
- La mise en marche ou la modification de l'opération d'une turbine.

V.12.2 Risques dus aux coups de bélier :

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

V.12.2.1 Cas de la surpression :

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

V.12.2.2 Cas de dépression :

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

V.12.2.3 Fatigue de la canalisation :

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

V.12.3 Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier :

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

V.12.3.1 Cheminée d'équilibre :

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

V.12.3.2 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 libre, le cas échéant, le débit de retour de conduite correspondant à la valeur de la surpression admissible. Il y a lieu de prévoir l'évacuation vers l'extérieur, de l'eau ainsi libérée.

V.12.3.3 Réservoirs d'air :

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

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

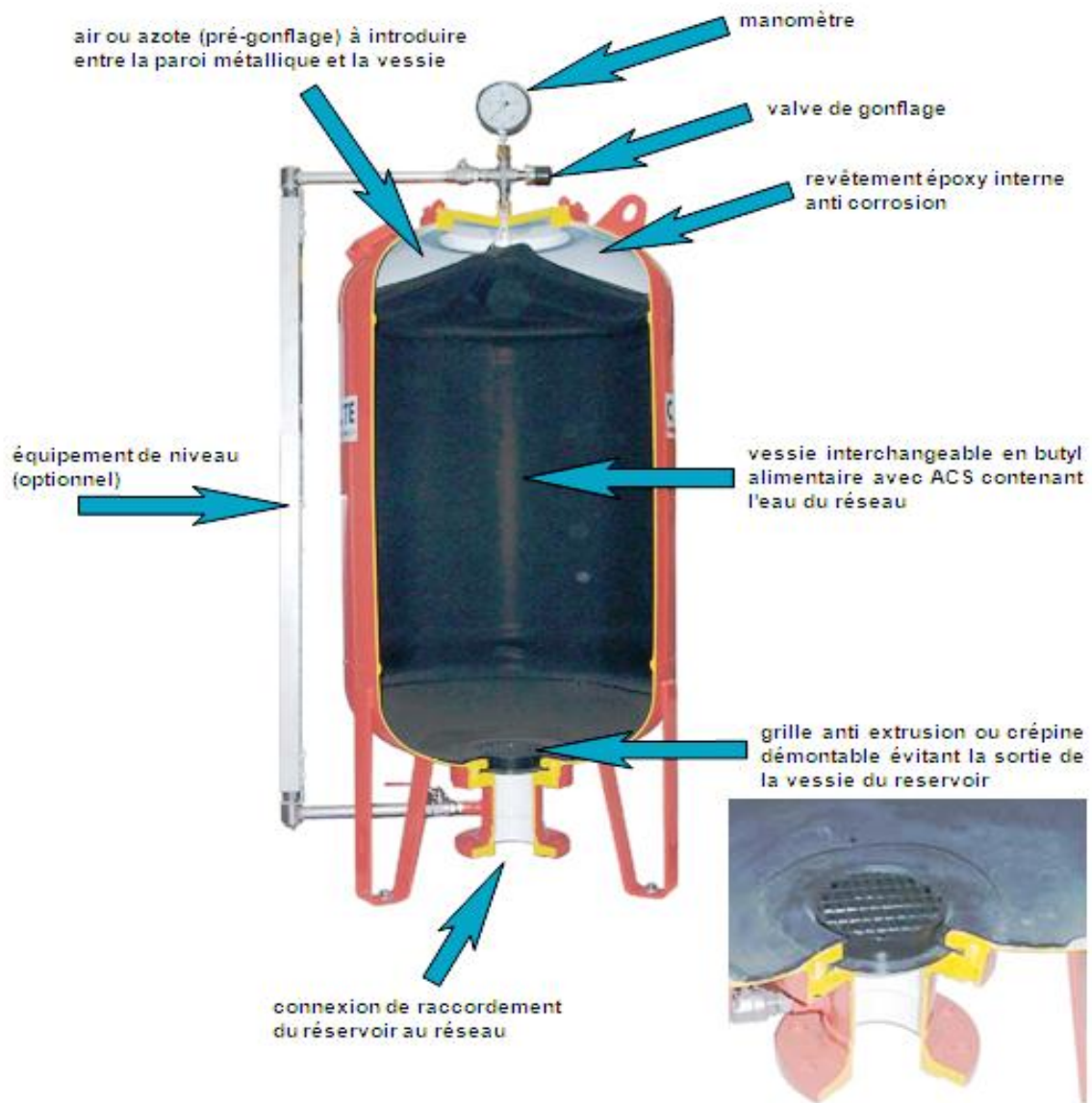


Figure V - 12 Le réservoir d'air (anti-bélier).

Tableau V - 13 Avantages et inconvénients des appareils anti-béliers

Appareils	Avantages	Inconvénients	Observations
Soupape de décharge	Coût limité Entretien et réglage facile Ne consomme pas d'énergie Indépendant d'une installation électrique	Nécessite un entretien et un contrôle attentifs (ressort). Pertes considérables d'eau pendant le fonctionnement	Utilisé comme protection contre la surpression
Cheminée d'équilibre	Bon fonctionnement (ne comporte pas d'organes mécaniques susceptibles de fonctionnement défectueux). Importante durée de vie ; Indépendante d'une installation électrique. Pas de pertes d'eau	Possibilités d'installation limitées. Ouvrage coûteux (hauteur généralement très développée).	Utilisé comme protection et pour la dépression et pour la surpression
Réservoir d'air	Bon fonctionnement ; Bonne sécurité ; Pas de pertes d'eau	Entretien et réglage compliqués qui exige du personnel qualifié. Coût élevé.	Utilisé comme protection contre la dépression et la surpression

V.12.4 Principe de fonctionnement du réservoir d'air :

Le réservoir d'air contient de l'eau et de l'air et, en marche normale, la pression de cet air équilibre la pression dans la conduite au point considéré.

A la disjonction du groupe électrique, le clapet se ferme. Puisque la pompe ne fournit plus de pression, une partie de l'eau de la cloche est chassée dans la conduite. En effet, à ce moment, la pression de l'air de la cloche est encore supérieure à celle qui s'exerce à l'autre extrémité de la conduite, au réservoir.

L'eau de la conduite revient en arrière après l'annulation de sa vitesse et remonte dans la cloche, il en résulte donc une succession de surpressions et de dépressions jusqu'à l'amortissement du phénomène.

La dissipation de l'énergie de l'eau peut être obtenue par le passage de celle-ci au travers d'un organe d'étranglement disposé à la base de la cloche.

Etant un dispositif simple protégeant l'installation aussi bien contre les dépressions que contre les surpressions, et qu'il est simple à installer et facile à contrôler, notre choix se portera sur ce dispositif.

Remarque :

Dans ce projet, on propose comme moyen de protection des installations, le réservoir d'air pour les avantages qu'il présente :

- Il intervient dans la protection contre la surpression et la dépression
- il est utilisé pour les moyennes et grandes hauteurs de refoulement
- Il est simple à installer
- Bon fonctionnement
- Bonne sécurité
- Pas de pertes d'eau.

V.12.5 Calcul des réservoirs d'air :

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

V.12.5.1 METHODE DE PUECH ET MEUNIER

L'étude comparative faite par MM. PUECH et MEUNIER sur tous les abaques existants montre que les résultats sont compris dans une fourchette de précision égale à 10%, une précision suffisante pour faire un dimensionnement industriel

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

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

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

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K * 2 * a * (1 - \nu_m^2) * (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) * a * E_s + E_m * e_m * (1 - \nu_s)}}} \quad (VI.6)$$

Avec : 1438.74946

C : célérité d'onde en (m/s) ;

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

ρ : Masse volumique de l'eau ; $\rho = 1000$ kg / m³ ;

E_m : module de Young du matériau de la conduite, $E_m = 3 * 10^9$ pour le PEHD ;

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

ν_m : coefficient de poisson du matériau, $\nu_m = 0,46$ pour le PEHD ;

ν_s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite, $\nu_s = 0,33$;

e_m : Epaisseur de la conduite (m) .

a : rayon intérieur de la conduite (m).

La célérité de propagation de l'onde pour chaque diamètre de la conduite est donnée comme suit :

Tableau V - 14 Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement.

<i>N° de station</i>	<i>K</i> (*109)	<i>P</i>	<i>a</i>	<i>νM</i>	<i>νS</i>	<i>Es</i> (*108)	<i>Em</i> (*109)	<i>em</i>	<i>C</i>
	(Pa)	(Kg/m3)	(m)	-	-	(Pa)	(Pa)	(m)	(m/s)
SP 1	2.07	1000	0.0908	0.46	0.33	2	3	0.0342	781.35
SP 2	2.07	1000	0.1023	0.46	0.33	2	3	0.0227	858.10

V.12.5.2 PARTIE DU REFOULEMENT (SP-SR)

Tableau V-17 Caractéristiques de la première partie du refoulement

<i>Données</i>	
<i>Q (m3/s)</i>	0,329
<i>Deq (m)</i>	0,1816
<i>Longueur (m)</i>	1900

CAS DE DEPRESSION

CARACTERISTIQUE DE LA CONDUITE

On a:

$$H_0 = H_g + 10 \dots \dots \dots (VII-3)$$

$$A = C \times V_0 / [g \times H_0] \dots \dots \dots (VII-4)$$

CARACTERISTIQUE DES PERTES DE CHARGE (K)

On a :

$$H_{abs} = H_0 + \Delta H \dots \dots \dots (VII-5)$$

$$K = [H_{abs} - H_0] / H_0 \dots \dots \dots (VII-6)$$

Tableau V-18 Calcul du régime permanent

<i>Régime permanent</i>	
$S (m^2)$	0,049
$V_0 (m/s)$	1,27
<i>Perte de charge(m)</i>	15,07
$H_g (m)$	248,48
$H_0(m)$	258,48
$H_{abs} (m)$	273.55

Caractéristique du réservoir (B) :

La famille de courbes B sera considérée pour A et K données, il sera ensuite superposé le profil en long 'absolu' à la famille de courbe.

Il est d'abord nécessaire de remplir le tableau ci-dessous du profil en long.

Tableau V-19 Caractéristiques du profil en long

<i>Cote z (m)</i>	799.56	832.98	891.85	970.16	1048.48
<i>Long, Conduite (m)</i>	0	500	400	500	500
ΔZ	0	33.42	58.87	78.31	78.32
$[\Delta Z+10] / [H_g+10]$	0,0386817	0,167982	0,2664422	0,3416511	0,3416511
X	0	500	900	1400	1900
X/L	0	0,26	0,47	0,74	1,00

Après superposition du profil en long sur l'abaque de **Puech** et **Meunier**, il sera déterminé la caractéristique du réservoir (b).

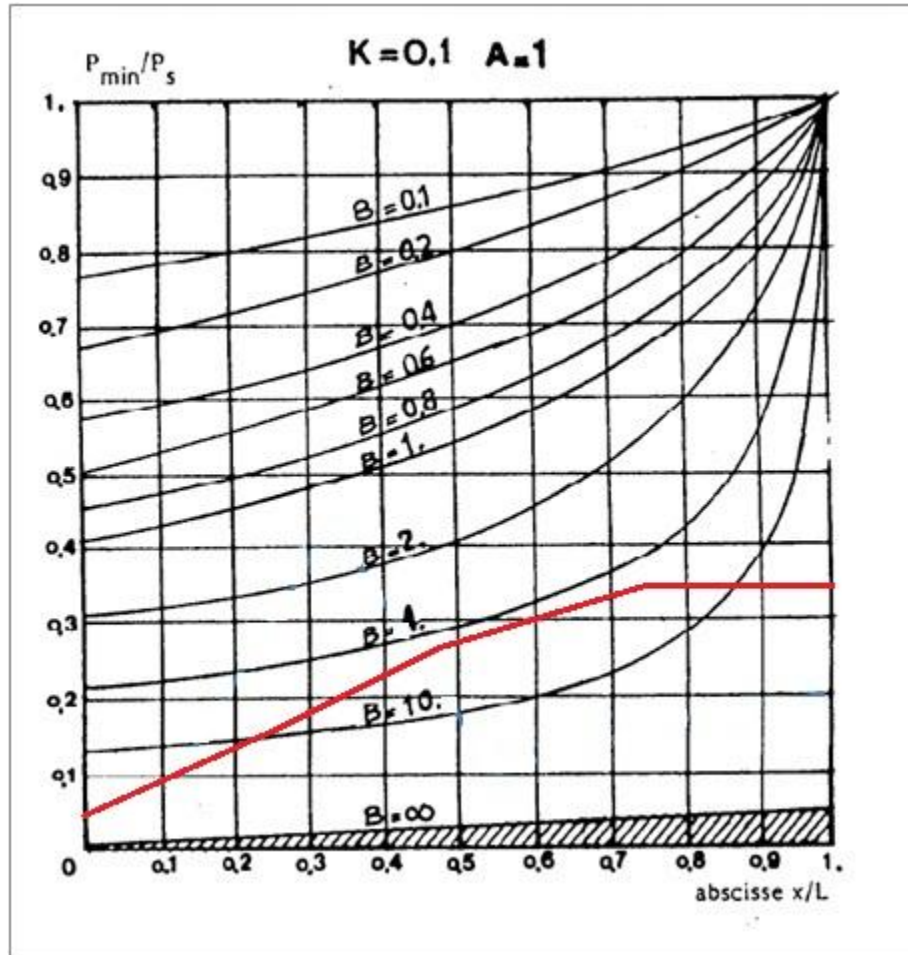


Figure V-8 Abaque de Puech et Meunier K=0.1 et A=1

Remarque : un carré de 1 cm de côté dans le sens vertical représente une pression absolue P de :

$$P = 0,1 * 45 = 4,5 \text{ m.c.e}$$

Afin d'assurer une sécurité de 3 m.c.e de pression au-dessus du point le plus défavorable du profil, il sera ajouté une valeur de 0,7 unité de carré au point le plus élevé, ce qui fait que B sera égal à **0,8**

Le volume U_0 de l'air comprimé en fonctionnement permanent est donné par la relation :

$$U_0 = [V_0^2 / (g \cdot H_{abs})] \times L \cdot S / B \text{ [m}^3\text{]} \text{ (VII-7)}$$

Depuis l'abaque $P_{min} / H_0 = 0,2$

Le volume d'air maximal sera calculé en considérant une loi intermédiaire entre les lois isotherme et adiabatique :

$$H_{abs} \cdot U_0^{1,2} = P_{min} \cdot U_{max}^{1,2} \quad (VII-8)$$

$$U_{max} = U_0 [H_{abs} / P_{min}]^{1/1,2} [m^3]$$

En vue d'assurer 30% d'eau dans le ballon lors de la plus grande dépression, il faut prévoir un réservoir d'un volume :

$$\text{Volume} = 1,3 * U_{max} \quad (VII-9)$$

Le volume du ballon d'air est calculé dans le tableau ci-dessous :

Tableau V-20 Calcul du volume du réservoir

<i>Calcul</i>	
<i>C (m/s)</i>	781.35
<i>A</i>	0.59
<i>K</i>	0,06
<i>Depuis l'abaque B=2</i>	
<i>U₀ (L)</i>	
<i>Depuis l'abaque P_{min}/H =0,2</i>	
<i>P_{min}</i>	51.69
<i>U_{max} (L)</i>	111.8
<i>Volume (L)</i>	145.34

V.12.5.3 PARTIE DU REFOULEMENT (SR-RT)

Tableau V-21 Caractéristiques de la deuxième partie du refoulement

<i>Données</i>	
<i>Q (m3/s)</i>	0.0329
<i>Deq (m)</i>	0.1816
<i>Longueur (m)</i>	2500

CAS DE DEPRESSION

CARACTERISTIQUE DE LA CONDUITE

On a:

$$H_0 = H_g + 10$$

$$A = C \times V_0 / [g \times H_0]$$

CARACTERISTIQUE DES PERTES DE CHARGE (K)

On a :

$$H_{abs} = H_0 + \Delta H$$

$$K = [H_{abs} - H_0] / H_0$$

Tableau V-22 Calcul du régime permanent

Régime permanent	
S (m ²)	0,049
V ₀ (m/s)	1
Perte de charge(m)	11,09
H _g (m)	153,27
H ₀ (m)	163,27
H _{abs} (m)	174,36

Caractéristique du réservoir (B) :

La famille de courbes B sera considérée pour A et K données, il sera ensuite superposé le profil en long ‘absolu’ à la famille de courbe.

Il est d’abord nécessaire de remplir le tableau ci-dessous du profil en long.

Tableau VII-9 Caractéristiques du profil en long

Cote z (m)	1048.48	1050.79	1083.15	1136.73	1201.31
Long, Conduite (m)	0	400	700	800	600
ΔZ	0	2.31	32.36	53.58	64.58
[ΔZ+10] / [H _g +10]	0,06124823	0,0753965	0,2594475	0,3894163	0.4567893
X	0	400	1100	1900	2500
X/L	0	0,16	0,44	0,76	1,00

Après superposition du profil en long sur l’abaque de **Puech** et **Meunier**, il sera déterminé la caractéristique du réservoir (b).

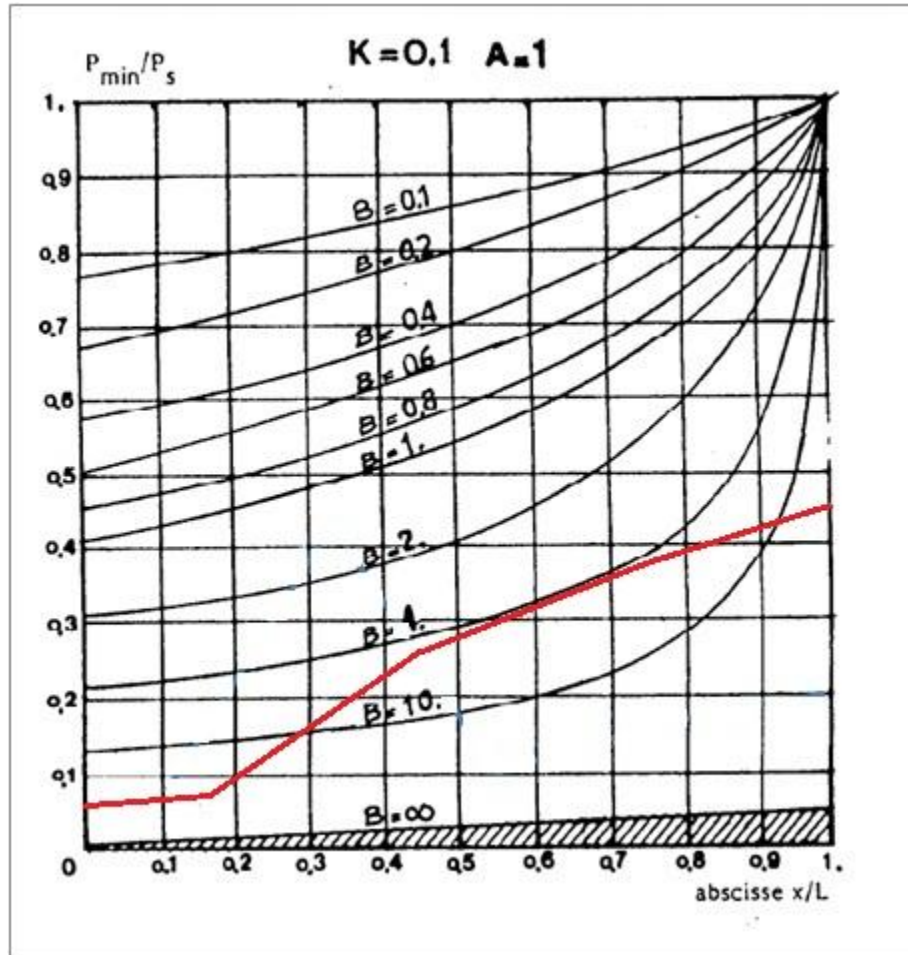


Figure V-9 Abaque du Puech et Meunier K=0.2 et A=1

Remarque : un carré de 1 cm de côté dans le sens vertical représente une pression absolue P de :

$$P = 0,1 * 45 = 4,5 \text{ mce}$$

Afin d'assurer une sécurité de 3 mce de pression au-dessus du point le plus défavorable du profil, il sera ajouté une valeur de 0,7 unité de carré au point le plus élevé, ce qui fait que B sera égal à 2.

Le volume U_0 de l'air comprimé en fonctionnement permanent est donné par la relation :

$$U_0 = [V_0^2 / (g \cdot H_{abs})] \times L \cdot S / B \text{ [m}^3\text{]}$$

Depuis l'abaque

$$P_{min} / H_0 = 0,1$$

Le volume d'air maximal sera calculé en considérant une loi intermédiaire entre les lois isotherme et adiabatique :

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

$$U_{max} = U_0 [H_{abs} / P_{min}]^{1/1,2} [m^3]$$

En vue d'assurer 30% d'eau dans le ballon lors de la plus grande dépression, il faut prévoir un réservoir d'un volume :

$$\text{Volume} = 1,3 * U_{max}$$

Tableau V-23 Calcul du volume du réservoir

<i>Calcul</i>	
<i>C (m/s)</i>	858.10
<i>A</i>	0,63
<i>K</i>	0,8
<i>Depuis l'abaque B=2</i>	
<i>U₀ (m³)</i>	0.0358
<i>Depuis l'abaque P_{min}/H =0,32</i>	
<i>P_{min}</i>	16.327
<i>U_{max} (m³)</i>	0.2576
<i>Volume (m³)</i>	0.335

Conclusion :

Tout au long de ce chapitre, nous avons énoncé les principes fondamentaux pour la bonne conception des stations de pompages, puis nous avons détaillé les composants hydrauliques nécessaires à leurs exploitations. Par la suite, un choix de groupes de pompage a été établi pour les deux (2) stations de pompages du projet assurant un fonctionnement optimal du transfert.

En effet nous avons opté pour des pompes centrifuges multicellulaires à axe horizontales de type CAPRARI pour les deux stations de pompage. Ces pompes seront entraînées par des moteurs électriques asynchrones triphasés de même marque, afin d'assurer le bon fonctionnement des pompes tout en tenant compte de l'effet de la cavitation. Enfin en vue de protéger nos stations contre le coup de Belier nous prévoyons des réservoirs d'air.

Chapitre VI:
Organisation de
chantier

Introduction

L'organisation d'un chantier joue un rôle primordial dans l'aspect économique des ouvrages et les installations hydrauliques. Elle consiste à déterminer et coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possibles, et dans les plus brefs délais, les travaux d'exécution.

Dans ce présent chapitre nous allons étudier les étapes des différents travaux exécutés sur le chantier de notre adduction, qui sont :

- Implantation du tracé des tranchées sur le terrain ;
- Nivellement de la plate-forme de passe ;
- Excavation des tranchées ;
- Pose du lit de sable
- Pose des conduites ;
- Epreuve de joint et de canalisation ;
- Remblayage des tranchées ;
- Nivellement et compactage

VI.1 Travaux de l'adduction**VI.1.1 Implantation du tracé des tranchées sur le terrain**

On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en ligne droite et espacés de cinquante mètre (**50m**). On effectue ce travail en mesurant sur le plan leurs distances par des repères fixés où des bornes. La direction des axes et leurs extrémités sont ainsi bien déterminées.

VI.1.2 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 rencontre des obstacles on procède au nivellement par cheminement et par un simple calcul. On détermine la hauteur de chaque point.

VI.1.3 Excavation des tranchées

Selon les caractéristiques du terrain l’excavation sera réalisée mécaniquement, la profondeur minimale de la tranchée à excaver est de **1.2m** pour :

- Garder la fraîcheur de l’eau pendant les grandes chaleurs.
- Ne pas gêner le travail de la terre (exploitation).
- Protéger la canalisation contre le gel.

La largeur de la tranchée doit être tel qu’un homme peut 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.

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

- La profondeur de la tranchée (h) ;
- La largeur de la tranchée (b).

VI.1.3.1 La profondeur (H)

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite, des charges roulantes (extérieurs) et de la température, elle est donnée par la relation suivante :

$$H = D + h + h1 \dots\dots\dots \mathbf{VI.1}$$

VI.1.3.2 Largueur de la tranchée

La largeur de la tranchée doit permettre une pose correcte, facilite la tâche et aussi permettre le compactage du remblai, elle sera calculée en fonction du diamètre de la conduite en laissant cm d’espace de chaque côté de la conduite.

$$b = D + 0,6 . \dots\dots\dots \mathbf{VI.2}$$

VI.1.3.3 Section de la tranchée

Les sections des tranchées sont de forme trapézoïdale dont l'aire est :

$$S_t = b \times H \dots\dots\dots \text{VI.3}$$

Avec :

H : profondeur de la tranchée (m) ;

D : diamètre de la conduite (m) ;

h : hauteur de la génératrice supérieure de la conduite elle est entre **80 et 120cm** on prend **h=1m** ;

h1 : épaisseur du lit de pose **h1 = 0,1 m**.

b : largeur de la tranchée (m) ;

VI.1.3.4 Détermination de la capacité du godet :

La tranchée sera exécutée avec une pelle rétro, dont la capacité du godet est donnée dans le tableau de norme suivant, en fonction du volume de terrassement :

Tableau VI - 1 Capacité du godet en fonction du volume de terrassement.

Volume du terrassement par une pelle (m ³)	≤10000	≤10000	>20000	>100000
Capacité du godet (m ³)	0,25-0,35	0,5-0,65	1-1,25	1,5

VI.1.3.5 Choix de l'excavateur et le procédé d'excavation

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

Pelle équipée en retro

Les aptitudes de la pelle en rétro sont :

- Creuser en dessous de la surface d'appui à son niveau.

- Peut excaver dans la direction de la machine.
- Creuser avec grande précision et rapidité des tranchées à talus verticaux.

Pelle équipée en butée

Les caractéristiques de la pelle en butée sont :

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

Ramassage des matériaux.

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

VI.1.3.6 Calcul du rendement d'exploitation de la pelle

Il est déterminé comme suit :

$$R = G \times n \times K_r \times K_u \times \frac{1}{K_f} \dots\dots\dots \text{VI.4}$$

Avec :

R : rendement d'exploitation de la pelle

G : capacité du godet de l'excavation (m³) ;

n : nombre de cycle de l'excavateur = 3600/T où T = (15 à 20) secondes.

On prend T=20secondes, alors :

$$n = \frac{3600}{20} = 180 \text{ cycle/h}$$

K_r : coefficient de remplissage K_r = (0,6 à 0,8). On prend égal à 0,7 ;

K_u : coefficient d'utilisation de temps K_u = (0,7 à 0,9). On prend égal à 0,8 ;

K_f : coefficient de foisonnement K_f = 1,2.

VI.1.4 Pose de la canalisation**VI.1.4.1 Le Principe de pose des canalisations**

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

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

Pose en terre

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

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

Pose en mauvais terrains

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

Pose en galerie

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

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

Pose en pente

Au-delà d'une certaine pente (25%), les frottements entre canalisations et les terres sont insuffisants pour maintenir la conduite, il convient alors d'équilibrer la composante axiale de gravité par l'utilisation de butées d'encrage ou de joints verrouillés, les deux techniques pouvant être associées.

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite au compactage pour augmenter la densité des terres et éviter le tassement par la suite.

Traversée de rivière

En fonction de la traversée et de l'importance de l'adduction, la pose de conduites à travers un oued demande certains travaux confortatifs. Deux cas peuvent se présenter :

Premier cas : l'existence d'une route servira également à supporter la conduite d'adduction.

Deuxième cas : si le pont route n'existe pas, la canalisation pourra suivre le lit de la rivière, elle sera posée sur des ouvrages spéciaux.

La pose des canalisations est effectuée selon les opérations suivantes :

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

VI.1.4.2 Aménagement du lit de pose

Le lit de pose se fera en matériau fin (sable), permettant le drainage du fond de la tranchée, avec une couche d'au moins **10cm**.

$$V_s = b \times e \times L \dots \dots \dots \text{VI.5}$$

Avec :

V_s : Volume du lit de sable (m^3) ;

e : Epaisseur du lit de sable, $e = 10 \text{ cm}$;

L : Longueur de la tranchée (m).

VI.1.4.3 Introduction de la canalisation

La pose de canalisation 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.

VI.1.4.4 Epreuve de joint et de canalisation

Pour plus de sécurité l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement on l'effectue à l'aide d'une pompe d'essai qui consiste au remplissage en eau de la conduite sous une pression de **1,5** fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement.

Cette épreuve doit durer **30 minutes** environ où la variation ne doit pas excéder **0,2 bars**.

VI.1.5 Remblaiement des tranchées

Une fois les épreuves réussies, la mise en place du remblai bien tassée est effectuée par un engin, choisissant le chargeur, on utilisant la terre des déblais.

Le volume des remblais sera le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable :

$$V_r = V_d - V_s - V_c \dots \dots \dots \text{VI.6}$$

$$S_c = \frac{\pi * D^2}{4} \dots \dots \dots \text{VI.7}$$

$$V_c = S_c * L \dots \dots \dots \text{VI.8}$$

Avec :

V_r : volume du remblai

V_d : volume du déblai (volume excavé)

V_c : volume occupé par la conduite.

S_c : section de la conduite (m²) ;

D : diamètre de la conduite (m)

VI.1.6 Calcul du temps d'exécution

Les engins ont une durée d'exécution et se calcule de la manière suivante :

$$T_{ex} = \frac{V}{R} \dots \dots \dots \text{VI.9}$$

Avec :

T_{ex} : temps d'exécution (jr) ;

V : volume à enlever (m³) ;

R : rendement de l'engin (m³/jr).

Application numérique :**VI.1.7 Détermination du volume des travaux de l'adduction :**

En appliquant les formules **VII.1 VII.2 VII.3 VII.5 VII.6 VII.7 VII.8** on trouve les résultats suivants :

Tableau VI - 2 Détermination des différents volumes des travaux de l'adduction.

Tronçon	D (mm)	L(m)	H(m)	b(m)	S_t (m²)	V_d (m³)	V_s (m³)	V_c (m³)	V_r
SP Youssoufia- Station de Reprise	250	1900	1,35	0,85	1.1475	2180.25	161.5	93.27	1925.48
Station de Reprise- Réservoir tampon	250	2500	1,35	0,85	1.1475	2868.75	212.5	122.72	2533.53
Réservoir tampon- Réservoir de stockage	200	18260	1.3	0.8	1.04	18990.4	1460.8	573.65	16955.95
Total						24039.4	1834.8	789.64	21414.96

Remarque :

Pour le volume excédentaire on utilise des camions pour le transporter vers la zone de décharge, sinon on fait le remblayage des fouilles avec tout le volume de déblai, et dans ce cas on aura le volume de déblai égale au volume de remblai (càd : $V_r = V_d$), il sera tassé avec le temps,

VI.1.8 Détermination du temps d'exécution des travaux de l'adduction :

Pour un godet de capacité $G = 0,25\text{m}^3$, on a le rendement :

$$R = 0,25 \times 180 \times 0,7 \times 0,8 \times \frac{1}{1,2} = 21 \text{ m}^3/\text{h}.$$

En appliquant les formules VIII.7 VIII.9 et en se basant sur les données du Tableau VIII.2 on trouve les résultats suivants :

Tableau VI - 3 Détermination des différents temps d'exécution des travaux de l'adduction.

Opération	Tronçon	Type matériau	Volume (m ³)	Capacité du godet (m ³)	R (m ³ /h)	Tex (Jours)
Décapage	SP Youssoufia-Station de Reprise	PEHD	2180.25	0,25	21	4,33
	Station de Reprise-Réservoir tampon	PEHD	2868.75	0,25	21	5.69
	Réservoir tampon-Réservoir de stockage	PEHD	18990.4	0.25	21	37.68
Lit de sable	SP Youssoufia-Station de Reprise	PEHD	161.5	0,25	21	0,32
	Station de Reprise-Réservoir tampon	PEHD	212.5	0,25	21	0,42
	Réservoir tampon-Réservoir de stockage	PEHD	1460.8	0.25	21	2.90
Remblayage	SP Youssoufia-Station de Reprise	PEHD	1925.48	0,25	21	3,82
	Station de Reprise-Réservoir tampon	PEHD	2533.53	0,25	21	5.03
	Réservoir tampon-Réservoir de stockage	PEHD	16955.95	0.25	21	33.64

VI.2 Travaux de la station de pompage

VI.2.1 Dimensionnement du bâtiment de la station de pompage :

VI.2.1.1 La hauteur du bâtiment :

$$H_b = h_5 + h_6 + h_7 + h_8 + h_9 \dots \dots \dots \text{VII.14}$$

Avec :

$$h_5 : \text{Distance verticale} \Rightarrow h_5 = h_p + h_{\text{socle}} + h_{\text{réserve}}$$

$$h_{\text{réserve}} = 0,7 \text{ m}$$

$$h_{\text{socle}} = (20 \text{ à } 60) \text{ cm} \Rightarrow h_{\text{socle}} = 22 \text{ cm.}$$

$$h_p : \text{Hauteur de la pompe est égale à } 941 \text{ mm} = 94.1 \text{ cm}$$

$$h_5 = 0,941 + 0,7 + 0,22 = 1.861 \text{ m}$$

$$h_6 : \text{Hauteur réservée à l'homme} \Rightarrow h_6 = 2,4 \text{ m}$$

$$h_7 : \text{Hauteur de chariot} \Rightarrow h_7 = 0,5 \text{ m}$$

$$h_8 : \text{Hauteur profilée} \Rightarrow h_8 = 1 \text{ m}$$

$$h_9 : \text{Hauteur de sécurité} \Rightarrow h_9 = 0,16 \text{ m}$$

$$H_b = 5,921$$

VI.2.1.2 Largeur du bâtiment :

$$L_{rb} = N_p * L_{rg} + (N_p - 1) D_{int} + D_{pm1} + D_{pm2} \dots \dots \dots \text{VII.15}$$

Avec :

L_{rb} : Largeur du bâtiment

L_{rg} : Largeur du groupe électropompe = 1 m

N_p : Nombre de pompe = 2

D_{int} : Distance entre deux pompe voisines = 1,5 m

D_{pm1} : Distance entre la pompe et l'extrémité intérieure de mur du bâtiment = **1.7m**

D_{pm2} : Distance entre la pompe et l'extrémité intérieure de mur du bâtiment = **1.84m**

$L_{rb} = 7.55m$

VI.2.1.3 Longueur du bâtiment :

$L_b = L_{bu} + L_g + L_{rcc} + L_{rcd}$

Avec :

L_{bu} : Longueur du bureau = 4,5 m

L_g : Longueur du groupe électropompe = 2,4 m

L_{rcc} : Longueur réservée pour les caniveaux des câbles = 1,2m

L_{rcd} : Longueur réservée pour les caniveaux de drainage et le regard de vidange = 1,8 m

$L_b = 9,9 m$

Tableau VI - 4 Les dimensions de la station de reprise

Dimensions du bâtiment de la station (m)						
Longueur (m)	Largeur (m)	Hauteur (m)	Epaisseur du Mur (m)	Portes (m)	Fenêtres (m)	
9,9	7.55	5,921	0,3	3,0 x 2,0	Secondaire	Principale
					1,6x 1,2	1,8 x 1,6

Poteaux : $b \times b = 40 \times 40$

Poutres : $b \times b = 40 \times 40$

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

- Exécution du décapage.
- Exécution des fouilles.
- Coulage du béton de propreté.

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

VI.2.2 Détermination de la capacité du godet :

Le choix du bulldozer se fait en fonction de la capacité du godet de l'excavateur. Le bulldozer est utilisé pour le remblaiement de la tranchée après la pose des conduites.

Tableau VI - 5 Choix du bulldozer en fonction de la capacité du godet

Capacité du godet de la pelle (m³)	0,3-0,65	0,75-1,0	1,25-1,5	2,0-3,0
Classe du bulldozer d'après la puissance du tracteur (Kw)	40-60	70-118	120-140	150-300

Pour une capacité du godet de la pelle égale à **0,3 m³** nous prenons un bulldozer ayant les caractéristiques suivantes :

Puissance $P_b = 40 \text{ KW}$;

Largeur de la lame $L = 2-3 \text{ m}$;

Hauteur de la lame $H=1-1,5 \text{ m}$.

La station de pompage a les dimensions suivantes :

Cf. : Coté de fouille (carré) = 1,5 m ;

Poteaux $b \times b = 40 \times 40$;

Poutres $b \times b = 40 \times 40$.

VI.2.3 Calcul des volumes :

VI.2.3.1 Décapage :

$$V_d = L \times l \times e \text{ (m}^3\text{)}.$$

Avec :

V_d : Volume décapé

L : Longueur du bâtiment (m)

l : largeur du bâtiment (m)

e : épaisseur à décaper (m)

Tableau VI - 6 Calcul volume de décapage et son temps d'exécution pour la station de pompage.

Station de pompage	Longueur (m)	largeur (m)	Hauteur (m)	e (m)	Vd (m ³)	R	Tex
Station de pompage	9,9	7.55	5,921	0,1	7.47	25,2	17.78min

VI.2.3.2 Excavation (fouilles) :

Pour une fouille $V = 1,3 \times 1,3 \times 1,5 = 2,535\text{m}^3$.

Pour 12 fouilles $V_{exc} = 3,375 \times 13 = 32.96\text{m}^3$.

Vexc : Volume d'excavation (m³)

$$V_{exc} = 32.96 \text{ m}^3.$$

VI.2.3.3 Béton de propreté :

Pour une épaisseur de 10 cm dans chaque fouille

$$V_{bp} = 1,3 \times 1,3 \times 0,1 = 0,169 \text{ m}^3.$$

$$\text{Pour 13 fouilles } V_{bp_t} = 13 \times 0,169 = 2,2 \text{ m}^3.$$

V_{bp} : Volume du béton de propreté pour une fouille

V_{bp_t} : Volume total du béton de propreté

$$\mathbf{V_{bp_t} = 2, 2 \text{ m}^3.}$$

VI.2.3.4 Béton armé :

Semelles :

$$V_s = 0,4 \times 1,3 \times 1,3 = 0,68 \text{ m}^3.$$

$$V_{s_t} = 0,68 \times 13 = 8,8 \text{ m}^3.$$

V_s : Volume du béton armé pour une semelle

V_{s_t} : Volume total du béton armé des semelles

$$\mathbf{V_{s_t} = 8.8 \text{ m}^3.}$$

Demi-poteau :

$$V_{dp} = 0,4 \times 0,4 \times 1 = 0,16 \text{ m}^3.$$

$$\text{On a 12 demi-poteaux : } V_{dp_t} = 13 \times 0,16 = 2.08 \text{ m}^3.$$

V_{dp} : Volume du béton armé pour un demi-poteau

V_{dp_t} : Volume total du béton armé des demi-poteaux

$$\mathbf{V_{dp_t} = 2.1 \text{ m}^3.}$$

Poutre inférieure :

$$V_{pinf} = (0,4 \times 0,4 \times 9,9 \times 3) + (0,4 \times 0,4 \times 7.55 \times 4) - (0,4 \times 0,4 \times 0,4 \times 13) = 8.75 \text{ m}^3.$$

$$\mathbf{V_{pinf} = 8.75 \text{ m}^3.}$$

Chape inférieure :

La chape inférieure à une épaisseur de 7cm, on aura :

$$V_{cinf} = 0,07 \times 9,9 \times 7.55 = 5.23 \text{ m}^3.$$

$$V_{\text{cinf}} = 5.23 \text{ m}^3.$$

Poteaux :

$$V_p = 5.921 \times 0,4 \times 0,4 = 0.95 \text{ m}^3.$$

$$\text{Pour 12 poteaux : } V_{p_t} = 0,95 \times 13 = 12.35 \text{ m}^3.$$

$$V_{p_t} = 12.35 \text{ m}^3$$

Poutres supérieures :

$$V_{\text{psup}} = 8.4 \text{ m}^3.$$

Chape supérieure :

$$V_{\text{csup}} = 5.23 \text{ m}^3.$$

VI.2.3.5 Remblai :

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

Fouille :

$$V_0 = 2,535 \text{ m}^3, \text{ est le volume d'une fouille.}$$

$$V_1 = 0,169 \text{ m}^3, \text{ est le volume occupé par le béton de propreté.}$$

$$V_2 = 0,16 \text{ m}^3, \text{ est le volume occupé par le demi - poteau.}$$

$$V_3 = 0,68 \text{ m}^3, \text{ est le volume occupé par la semelle.}$$

Le volume de remblai pour chaque fouille est :

$$V = V_0 - (V_1 + V_2 + V_3) = 2,535 - (0,169 + 0,16 + 0,68) = 1.526 \text{ m}^3.$$

$$\text{Donc pour 12 semelles } V_t = 1.526 \times 13 = 19.838 \text{ m}^3.$$

$$V_t = 19.838 \text{ m}^3$$

Remblai compacte de la dalle inférieure :

$$V_{\text{rc}} = 0,9 \times 9,9 \times 7.55 = 67.27 \text{ m}^3$$

Remblai compacte total :

$$V_{\text{rct}} = 19.838 + 67.27 = 87.11 \text{ m}^3$$

Tableau VI - 7 Les volumes des différentes opérations et leur temps d'exécution pour la station de reprise.

Opération	V (m ³)	R	Tex (jours)
Décapage	7.47	25,2	0,011
Excavation	32.96	21,0	0,081
Remblai	87.11	21,0	0,172

VI.2.3.6 Maçonnerie :

Maçonnerie mur :

On utilise le type de briques ;

Briques (30 × 20 × 10) ; Sb = 0,06 m².

Surface du mur S = 2 × 5,921 × (9,9 + 7.55) = 206.65 m².

Nb = 206.65/0,06 = 3444 Briques.

Nombre de brique qu'il faut commander est :

Nb = 3444 + 100 = 3544 Briques.

VI.3 Planification des travaux de l'adduction

Avant d'entamer la réalisation des travaux sur le chantier, il faut faire une planification qui consiste en une étude théorique qui va désigner la meilleure façon d'utiliser la main d'œuvre et les autres moyens.

L'objectif de la planification est de s'assurer que tout le travail sera fait :

- Dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau) ;
- Sans retard ;
- Aussi économique que possible.

Les travaux suivants seront ordonnés selon la méthode du réseau (CPM).

La méthode du réseau à chemin critique ou méthode PERT (program évaluation review technic) est une méthode où les nœuds et les flèches représentent des tâches et ils sont parcourus par un flux qui est le temps, le sommet (nœuds ou flèches) représente une étape ou un événement. Cette méthode a été élaborée en 1958 par les Américains.

VI.3.1 Définitions des tâches et leurs durées

Les tâches de réalisation de l'adduction et leurs durées sont mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau VI - 8 Temps de réalisation des opérations de l'adduction.

Notation	Opération	Durée (jours)
A	Exécution des tranchées « tronçon SP youssoufia – station de Reprise » PEHD	5
B	Exécution des tranchées « tronçon station de Reprise – Réservoir tampon » PEHD	6
C	Exécution des tranchées « tronçon Réservoir tampon – Réservoir de stockage » PEHD	38
D	Pose du lit de sable « tronçon SP youssoufia – station de Reprise » PEHD	1
E	Pose du lit de sable « tronçon station de Reprise – Réservoir tampon » PEHD	1
F	Pose du lit de sable « tronçon Réservoir tampon – Réservoir de stockage » PEHD	3
G	Pose canalisation « tronçon SP youssoufia – station de Reprise » Fonte	10
H	Pose canalisation « tronçon station de Reprise – Réservoir tampon » PEHD	12
I	Pose canalisation « tronçon Station de Reprise -Réservoir de stockage» PEHD	74
L	Remblayage des tranchées « tronçon SP youssoufia – station de Reprise » PEHD	4
K	Remblayage des tranchées « tronçon station de Reprise – Réservoir tampon » PEHD	5
M	Remblayage des tranchées « tronçon Réservoir tampon – Réservoir de stockage » PEHD	34

VI.3.2 Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM)

On montre le lien entre les opérations qui précèdent et qui succèdent chaque opération de réalisation de l'adduction dans le **Tableau VI9**

Tableau VI - 9 Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction.

Opérations	Précède	Succède
A	BD	--
B	EC	A
C	F	B
D	GE	A
E	HF	BD
F	I	EC
G	LH	D
H	KI	GE
I	M	HF
L	K	G
K	M	LH
M	--	KI

Les réseaux à nœuds sont représentés sur la figure où les dates de commencement et de finitions au plutôt, les dates de commencement et de finitions au plus tard, les marges totales et les temps de réalisation sont mentionnés.

Les flèches rouge portées sur la figure représentent le chemin critique du réseau.

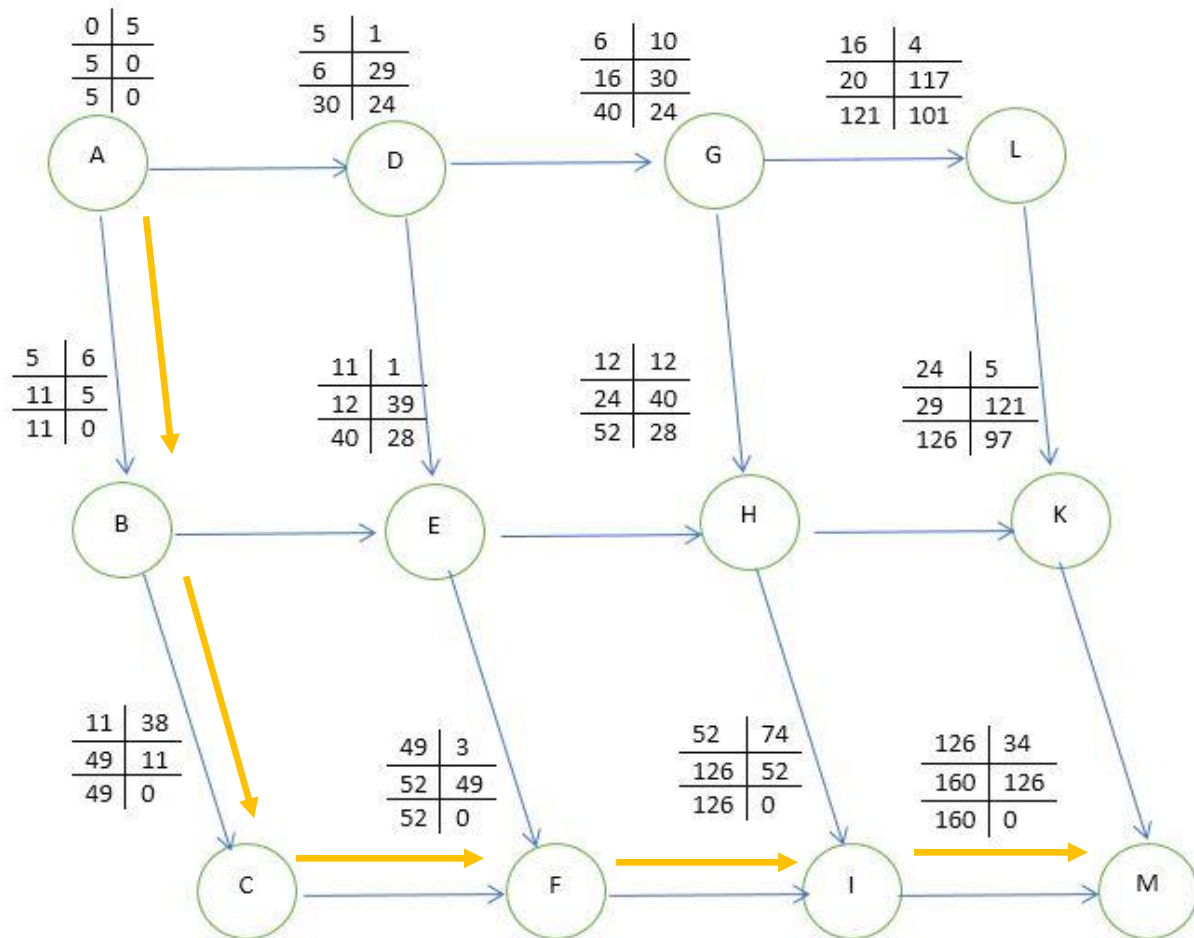
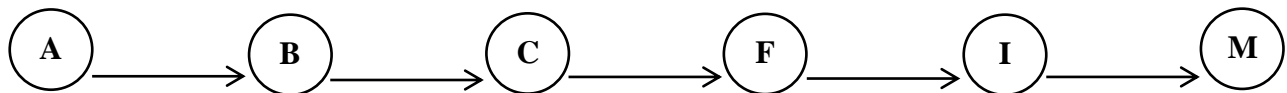


Figure VI - 1 Réseaux à nœuds (méthode CPM) de l'adduction.

Conclusion

Le temps de réalisation de l'adduction du projet est de **160 jours**.



VI.4 Choix des engins de terrassement

Le matériel utilisé pour les chantiers est le matériel classique des chantiers de travaux publics.

L'utilisation de gros engins mécaniques a réduit considérablement le prix et le temps des terrassements dont l'incidence, dans la construction des chantiers, se trouve ainsi sensiblement diminuée.

Les engins que nous allons utiliser sont :

- Une pelle hydraulique ;
- Un dozer ;
- Un chargeur ;
- Un vibreur du sol pour le compactage des fouilles et des tranchées.

VI.4.1 Pelle hydraulique

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les terrains même durs marnes compactes, conglomérats, pour le chargement des roches débitées, exploitation des carrières notamment.

La pelle peut porter divers équipement qui en font un engin de travail à plusieurs fins :

Godet normal pour travail en butée.

Godet rétro pour travail en fouille et en tranché.

Godet niveleur pour travail de décapage ou de nivelage.

Benne preneuse pour terrassement en fouille ou déchargement de matériaux (sable, pierres...).

Dragline pour travail en fouille.

Pour une pelle équipée en rétro ou pelle hydraulique le godet est porté par un bras simplement articulé et actionner par des vérins hydrauliques. (Voir schéma ci-après)



Figure VI - 2 Pelle hydraulique.

VI.4.2 Dozer

Les tracteurs niveleurs à chenilles (dozer) se sont répandus dans tous les pays du monde depuis les années 1940-45. Leur silhouette est devenue familière sur de très nombreux chantiers et de nombreux conducteurs, se sont exercés à la conduite de ces engins. Ainsi tout terrassement doit commencer par le décapage de la terre végétale ou couche supérieure du sol qui contient des débris végétaux ; ce résultat est pratiquement obtenu au cours de la déforestation.

Le bulldozer est une pelle niveleuse montée sur un tracteur à chenille ou à pneus.



Figure VI - 3 Dozer.

VI.4.3 Chargeur

C'est un tracteur à pneus muni de godet de chargement et de déchargement à l'avant, on l'utilisera pour remblayer les fouilles, les casiers et la tranchée après pose de la conduite.



Figure VI - 4 Chargeur.

VI.4.4 Compacteur (vibrateur de sol)

C'est un engin peu encombrant, composé de deux petits cylindres d'environ 30 cm de diamètre muni d'un guidon. Cet engin sert au compactage des remblais des surfaces étroites telles que les fouilles des semelles, les casiers entre ceintures inférieures du bâtiment et les tranchées.

VI.5 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.

VI.5.1 Devis estimatif d'établissement du projet :

Tableau VI - 10 Devis estimatif de l'établissement du projet.

Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1- Terrassement				
Décapage	m3	24039.4	300	7211820
Pose de lit du sable	m3	1834.8	1 200	2202760
Remblaiement des tranchées avec du tout venant	m3	21414.93	300	6424479
Évacuation des déblais excédentaires	m3	624	200	124800
2- couet de canalisations				
Conduite	-	-	-	15738624.38
3- Station de pompage				
Génie civile	-	-	-	9000000.00
Equipements	-	-	-	27000000.00
Les frais annuels d'énergie	-	-	-	7798327.2
4- Ouvrage de stockage				
Génie Civil + Equipements				2861260,00

Devis global :**Tableau VI - 11 Devis estimatif global.**

Nature des charges	Charges en DA
Terrassement	15 963 859.00
Conduites	15 738 624.38
Station de pompage	22 043 327.20
Ouvrage de stockage	2 861 260,00
Totale HT	56 607 070.58
TVA 19%	3 623 201.99
TOTALE TTC	66 230 272.58

Conclusion

Ce chapitre nous a permis dans la première étape, de savoir comment réaliser un réseau d'adductions en eau potable sur un chantier dans les meilleures conditions et dans les brefs délais. Dans la deuxième étape, nous avons entrepris une planification des travaux de l'adduction nécessaire pour un bon déroulement des travaux et le suivi de la réalisation du projet, et enfin le choix des engins les plus appropriés pour la réalisation des différents travaux du projet.

Afin de réaliser ce projet dans les plus brefs délais possibles, on doit prévoir un planning permettant la réalisation des deux parties des travaux en même temps, c'est-à-dire lancer les travaux pour la pose des conduites et en même temps, lancer la réalisation des deux réservoirs et la station de reprise, puis faire les raccordements nécessaires.

Conclusion générale

Ce mémoire de fin d'études a été dédié à l'étude d'adduction en eau potable de la commune de Bordj el Emir Abdelkader à partir de la station de pompage existante de Youssoufia. Tous les aspects nécessaires à la réalisation d'un tel projet ainsi que son aspect environnemental ont été abordés.

L'étude a été faite compte tenu du besoin et du caractère indispensable de l'eau dans cette région, et ce, pour un horizon de 30 ans.

Pour répondre à l'objection de cette étude qui est l'élaboration d'un système d'adduction en vue d'acheminer l'eau pour cette zone il a fallu :

- Faire la présentation de la zone d'étude et une estimation des besoins en eau qui ont permis de déterminer le débit à satisfaire qui est de 2370,79 m³/j
- Dimensionner un réservoir tampon afin d'assurer la continuité d'écoulement.
- Projeter des conduites en PEHD de diamètres 250mm sur une longueur de 4.4 Km et un diamètre de 200mm sur une longueur de 16.6 Km.
- Projeter une station de pompage ainsi qu'une station de reprise.
- Protéger l'adduction du coup de bélier en projetant deux réservoirs d'air à la sortie des stations
- Calculer les volumes des travaux et leurs coûts financiers. D'où nous estimons que le présent projet est évalué à 66 230 272.58 Dinars Algériens et sera réalisé en 160jours.

Au terme de ce modeste travail, il est à retenir que la bonne gestion du système d'adduction est tout aussi importante que le dimensionnement proprement dit, et ce, dans l'optique d'assurer la longévité et la pérennité du système d'adduction et ses composantes.

Bibliographie

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] : **ABRAMOV.N,1982,"Alimentation En eau Potable" Moscou.**
- [4] : **CARLIER.M, 1972, « Hydraulique générale et appliquée », Edition Eyrolles, Paris.**
- [3] : **DUPONT.A, 1988,« Hydraulique urbaine », Tome I et II, Edition Eyrolles.Paris. France.**
- [1] : **SALAH.N,2014, "Alimentation en potable des agglomérations ".**
- [5] : Ouvrage de plomberie sanitaire (édition Eyrolles, Paris 1983)
- [6] : Google earth

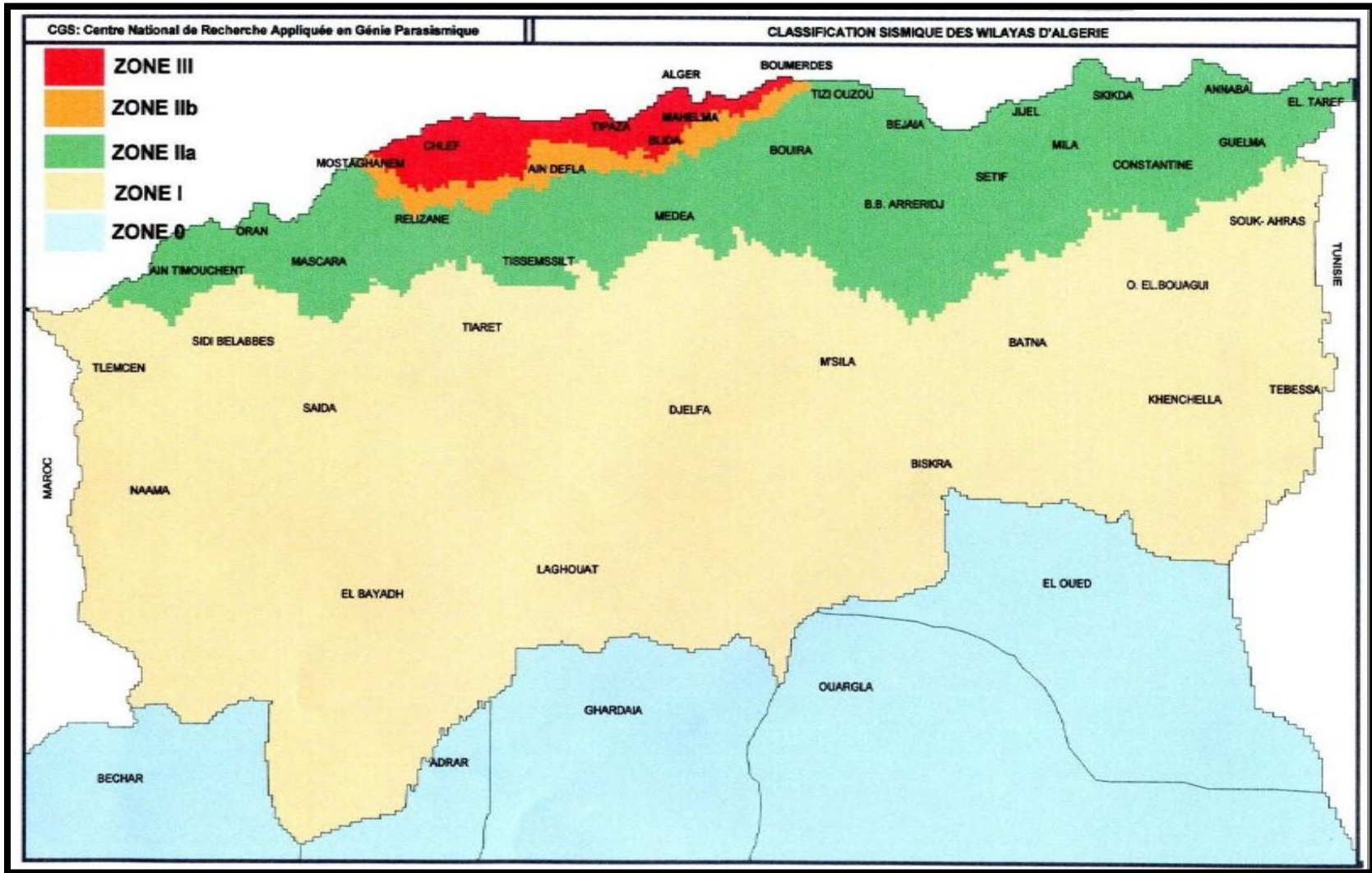
Catalogue :

- [7] : Catalogue accessoire PEHD (GROUPE CHIALI 2016)
- [8] : Catalogue CAPRARI (2011)

Annexes

Annexe 1. Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

Heures	Nombre d'habitants				
(h)	Moins de 10000	10 001 à 50 000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	3.75	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01



Annexe 2 Carte de zonage sismique du territoire national

