

Higher National School of Hydraulic

The Library

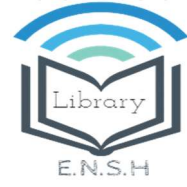
Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

**Renforcement des réseaux d'alimentation en eau potable du
Couloir sud de Skikda.**

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0032-11

APA Citation (توثيق APA):

**Semassel, Seif eddine (2011). Renforcement des réseaux d'alimentation en eau
potable du Couloir sud de Skikda[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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 بتنميين الإنتاج العلمي لأساتذة و باحثي المدرسة.

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

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

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
« ARBAOUI Abdallah »

Département génie de l'eau

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

OPTION : Conception des Systèmes d'Alimentation en Eau
Potable.

THEME :

**Renforcement des réseaux d'alimentation en eau potable du
Couloir sud de Skikda : communes d'El-hadaik, Bouchtata
Et L'Université (W. SKIKDA)**

Présenté par :
Mr : SEMASSEL SEIF EDDINE.

Promotrice :
M^{me} : S.BERBACHE.

Devant le jury composé de :

Président: Mr. O.KHODJET KESBAH.

Examineurs :
Mr. A.ZEROUAL.
M^{me}. L. TAFAT.

octobre 2011

ملخص :

نظرا للعجز الحاد الذي تعاني منه البلديات الجنوبية لمدينة سكيكدة من المياه الصالحة للشرب في السنوات الأخيرة على طول أيام السنة ، خطط المسؤولون على القطاع لانجاز مشروع تزويد بلديات الحدايق و بوشطاطة بالإضافة إلى جامعة سكيكدة من مجمع الخزانات المزود من محطة التحلية المتواجدة بسكيكدة لتلبية احتياجات مياه الشرب المختلفة. من خلال هذه المذكرة قمنا بدراسة كل النقاط الضرورية لنقل المياه من مجمع الخزانات إلى خزانات التزويد بما فيها طرق الضخ و الأنابيب المستعملة في ذلك.

Résumé :

Vu le grand déficit que subit les communes sud de la ville de Skikda dans les dernières années, durant toute l'année , les dirigeants du secteur d'hydraulique ont planifiés de réaliser un projet d'approvisionnement du communes d'El-hadaik et Bouchtata , aussi que l'Université de Skikda à partir de pavillon du réservoirs qui est alimenté par la station de dessalement situe à la ville de Skikda pour satisfaire les différents besoins en eau potable.

A travers ce mémoire on a étudié tous les points nécessaires afin d'acheminer l'eau de pavillon des réservoirs vers les réservoirs d'alimentation, y compris les méthodes de pompages et la canalisation utilisé.

Abstract:

Given the large deficit suffered by the municipalities south of the city of Skikda in recent years, along the days of the year plans, the officials leaders of Hydraulics have planned a project to procurement Commons El-hadaik and Bouchtata, as the University of Skikda from flag of the reservoirs which is powered by the treatment plant located, the city of Skikda to meet the different needs of drinking water.

Through this note we will study all the points necessary for the transfer of water from the reservoirs to the flag of reservoirs feeding, including methods of pumping and piping used.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE.....	2
introduction	3
I.1-situation géographique.....	3
I.2- situation hydrographique.....	4
I.3- situation géologique et sismicité.....	4
I.4- situation topographique.....	5
I.5-S situation climatique.....	5
I.5.1-la pluviométrie.....	5
I.5.2-la température.....	6
I.5.3-L'humidité.....	7
I.6- situation démographique.....	7
I.7-S situation hydraulique.....	8
I.8- situation 'd'AEP des localités concernées et moyens de stockage.....	10
Conclusion.....	11
CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU.....	12
introduction	13
II.1-évolution de la population.....	13
II.2-évolution des besoins en eau potable.....	14
II.3-variation de la consommation.....	17
a) Variation de la consommation journalière.....	17
b) Variation de la consommation horaire.....	18
II.3-variation de la consommation horaire.....	21
II-4- calcul de déficit de consommation.....	24
conclusion.....	24
CHAPITRE III : ADDUCTION.....	25
introduction.....	26
III.1. Principe du choix du tracé	26
III.2.Choix du matériau de la conduite	26
III.3. Etude des variantes	26
III.3.1. Proposition de variantes	27
III.3.2. Analyse et choix de la variante	31
III. 4 : Etude technico-économique de l'adduction	31
III.4.1. Etude de l'adduction par refoulement	31
III.4.1.1.méthode de calcul	31
III.4.1.2. dimensionnement des adductions de refoulement	33
1/Tronçon SP 1 –l'Université.....	33
2/ Tronçon SP2- réservoir projeté d'Elhadaik	33
3/ Tronçon SP3- réservoir projeté de Bouchata.....	37
III.4.2 : Etude de l'adduction gravitaire	38
conclusion.....	41
CHAPITRE IV : POMPAGE DES EAUX.....	42
introduction	43
IV-1- Choix du nombre de pompes	43
IV-1-1- Refoulement : SR 1 - Réservoir projeté de l'Université.....	43
IV-1-2- Refoulement : SR 2 - Réservoir projeté d'Elhadaik	43

IV-1-3- Refoulement : SR 2 - Réservoir projeté de Bouchtata	43
IV -2- Courbes caractéristiques des pompes.....	44
IV-3- Points de fonctionnement des pompes	47
IV-3-1- Refoulement : SP 1 – réservoir projeté de l’Université	47
IV-3-2- Refoulement : SP 2 – réservoir projeté d’El-hadaik	48
IV-3-3- Refoulement : SP 3 - réservoir projeté de Bouchtata	48
IV-4- Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données...	50
IV-4-1- Refoulement : SP 1 – réservoir projeté de l’Université.....	51
IV-4-2- Refoulement : SP 2 – réservoir projeté d’El-hadaik	52
IV-4-3- Refoulement : SP 3 – réservoir projeté de Bouchtata.....	52
IV-5- Etude de la cavitation	55
IV-5-1- Refoulement : SP 1 – réservoir projeté de l’Université.....	57
IV-5-2- Refoulement : SP 2 – réservoir projeté d’El-hadaik.....	57
IV-5-3- Refoulement : SP 3 – réservoir projeté de Bouchtata.....	58
Conclusion.....	59
CHAPITRE V : RESERVOIRS.....	60
Introduction.....	61
V.1. Calcul des capacités des réservoirs	61
V.1.1. stations de reprise	61
a) Station de reprise N°1	61
b) Station de reprise N°2.....	61
V.1.2. réservoirs de stockage	62
V.1.2.1. Réservoirs de l’Université	62
V.1.2.2. Réservoirs d’El-hadaik	64
V.1.2.3. Réservoirs de Bouchtata	66
Conclusion	67
CHAPITRE VI : PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER...	68
Introduction.....	69
VI-1- Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier	69
VI-2- Méthodes de Calcul des réservoirs d’air	69
VI-3-Dimensionnement des réservoirs d'air par la formule de SALAH B....	70
Conclusion	71
CHAPITRE VII : POSE DES CANALISATIONS ET ACCESSOIRES.....	72
Introduction	73
VII.1-pose de canalisation	73
VII.1.1. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire ...	73
VII.1.2. Pose de canalisation en galerie en cas de traversée de la route	74
VII.1.3. Traversée d’une chaaba	74
VII.1.4. Pose en aérien (traversée d’un oued)	74
VII.1.5. Assemblage par emboîtement.....	75
VII.2. Accessoires	76
Conclusion	76

CHAPITRE VIII : ORGANISATION DES CHANTIERS	77
Introduction	78
VIII.1. Calcul des volumes des travaux	78
VIII.1.1. Calcul des volumes des travaux de la station de pompage ...	78
VIII.1.2. Calcul des volumes des travaux de l'adduction ...	80
VIII.1.3. Calcul des volumes des travaux des réservoirs	82
A- Réservoir de 1000 m ³ de l'Université	83
B- Réservoir de 250 m ³ d'El-hadaik	86
C- Bâche de reprise N°1 de 40 m ³	89
D- Bâche de reprise N°2 de 70 m ³	91
VIII.2. Calcul des coûts des travaux	92
VIII.3. Planification des travaux	94
VIII.3.1. Définitions des tâches et leurs durées	94
1/ Station de pompage	95
2/ Adduction	95
3/ Réservoirs	96
VIII.4.2. Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM)	96
1-Station de pompage	96
2- Adduction	96
VIII.5. Engins	97
Conclusion	97
 CONCLUSION GENERALE.....	 98
 ANNEXE	 99

LISTE DES TABLEAUX :

CHAPITRE I :

Tableau I.1 : La variabilité des précipitations mensuelle en Période (1978-2004).	5
Tableau I.2: La variation moyenne mensuelle de la température. Période (1978-2004) (°C).	6
Tableau I.3: Les moyennes mensuelles de l'humidité relative (en %) Période (1978-2004)	7
Tableau I.4: Population par commune à l'année de recensement 2008.	7
Tableau I.5 : les forages existants dans la zone d'étude (bilan 2010).	8
Tableau I.6 Identification de la station de dessalement.	9
Tableau I.7 caractéristique de l'eau traité par la station SDEM	9
Tableau I.8 production mensuelle pour les années 2009, 2010.	10
Tableau I.9: programme de distribution d'eau potable actuel	10
Tableau I.10 : moyens de stockage existants.	11

CHAPITRE II :

Tableau II.1: répartition de la population de la zone d'étude et ces taux d'accroissement	13
Tableau II.2: Evolution de la population à différents horizons	14
Tableau II.3: Répartition par communes des besoins moyens journaliers d'habitations à différents horizons.	15
Tableau II-4: Tableau récapitulatif des besoins scolaires	15
Tableau II-5: Tableau récapitulatif des besoins sanitaires	16
Tableau II-6: Tableau récapitulatif des besoins administratifs	16
Tableau II-7: Tableau récapitulatif des besoins socioculturels.	16
Tableau II-8: Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières	17
Tableau II.9: Consommations maximale et minimale journalière pour chaque Commune à l'horizon 2041.	18
Tableau II.10: Variation du coefficient β_{max} en fonction du nombre d'habitant.	19
Tableau II.11: Variation du coefficient β_{min} en fonction du nombre d'habitant.	19
Tableau II.12: Variation des coefficients $K_{max,h}$ et $K_{min,h}$ pour chaque communes.	19
Tableau II.13: Répartition horaire de la consommation dans divers centres d'agglomérations.	19
Tableau II.14: Variation du débit horaire pour El-hadaik.	21
Tableau II.15: Variation du débit horaire pour Bouchtata.	22
Tableau II.16: Variation du débit horaire pour l'Université.	23
Tableau II-17: Tableau des déficits à combler à l'an 2041.	24

CHAPITRE III :

Tableau III.1: comparaison entre les trois variantes.	31
Tableau III-2-a: Calcul de la HMT du tronçon SP1- réservoir projeté de l'Université.	34
Tableau III-2-b: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP1- réservoir projeté de l'Université.	34
Tableau III-2-c: Calcul des frais d'exploitation du SP1- réservoir projeté de l'Université.	34
Tableau III-2-d: Bilan du tronçon SP1- réservoir projeté de l'Université.	34
Tableau III-3-a: Calcul de la HMT du tronçon SP2- réservoir projeté d'El-hadaik.	35
Tableau III-3-b: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP2- réservoir projeté.	36
Tableau III-3-c: Calcul des frais d'exploitation du tronçon : SP2- réservoir projeté d'El-hadaik .	36
Tableau III -3-d: Bilan du tronçon : SP2- réservoir projeté D'El-hadaik.	36
Tableau III-4-a: Calcul de la HMT du tronçon SP3- réservoir projeté de Bouchtata.	37
Tableau III-4-b: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP3- réservoir projeté de Bouchtata.	37
Tableau III-4-c: Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP3- réservoir projeté de Bouchtata.	37
Tableau III -5-d: Bilan du tronçon : SP3- réservoir projeté de Bouchtata.	38
Tableau III-6: Les longueurs de l'adduction principale.	39
Tableau III-7: Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau.	39
Tableau III-8: Diamètres calculés pour l'adduction	40
Tableau III -9: la pression au sol.	41

Tableau III -10: vérification de la pression à l'aval de l'adduction.	41
Tableau III-11: Frais d'investissement des conduites gravitaires.	41
CHAPITRE IV :	
Tableau IV-1-a: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.	43
Tableau IV-1-b: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.	43
Tableau IV-1-c: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.	44
Tableau IV-2-a : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP1-RP Université).	47
Tableau IV-2-b: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP1-RP El-hadaik.).	48
Tableau IV-2-c: <i>Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (Sp3-RP Bouchtata).</i>	48
Tableau IV-3: Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température.	56
CHAPITRE V :	
Tableau V.1: Evaluation de capacité de stockage des réservoirs de l'Université.	62
Tableau V.2: Evaluation de capacité de stockage des réservoirs d'El-hadaik.	64
Tableau V.3: Evaluation de capacité de stockage des réservoirs de Bouchtata.	66
Tableau V.4: Récapitulatif des caractéristiques des réservoirs.	67
CHAPITRE VI :	
Tableau VI-1: Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement.	71
Tableau VI-2: Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement.	71
Tableau VI-3: Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement.	71
CHAPITRE VIII :	
Tableau VIII.1.a: Calcul du volume du béton armé pour une station de pompage.	79
Tableau VIII.1.b : Volumes de travaux d'une seule station de pompage.	80
Tableau VIII.2.a: Calcul du volume des déblais.	81
Tableau VIII.2.b_: Calcul du volume du lit de sable.	81
Tableau VIII.2.c_: Calcul du volume de la conduite.	82
Tableau VIII.2.d_: Volumes des travaux de l'adduction.	82
Tableau VIII.3.a : Calcul du volume du béton armé du réservoir de 1000 m ³ ...	84
Tableau VIII.3.b : Calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre.	85
Tableau VIII.3.c : Volumes de travaux du réservoir 1000 m ³	86
Tableau VIII.3.d : Calcul du volume du béton armé du réservoir de 250 m ³ .	87
Tableau VIII.3.e : Calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre.	88
Tableau VIII.3.f : Volumes de travaux du réservoir 250 m ³ .	89
Tableau VIII.3.g : Calcul du volume du béton armé de la bêche.	90
Tableau VIII.3.h : Volumes de travaux de la bêche de 40 m ³ .	91
Tableau VIII.3.i: Calcul du volume du béton armé de la bêche.	92
Tableau VIII.3.j : Volumes de travaux de la bêche de 70 m ³ .	92
Tableau VIII.4.a: Coût des travaux d'une seule station de pompage.	92
Tableau VIII.4.b: Coût des travaux de l'adduction.	93
Tableau VIII.4.c: Coût des travaux du réservoir de l'Université	93
Tableau VIII.4.d: Coût des travaux du réservoir d'El-hadaik	93
Tableau VIII.4.e: Coût des travaux de bêche de reprise N°1.	94
Tableau VIII.4.f: Coût des travaux de bêche de reprise N°2.	94
Tableau VIII.4.b: Bilan des coûts total.	94
Tableau VIII.5.a_: temps de réalisation des opérations de la station de pompage.	95
Tableau VIII.5.b_: temps de réalisation des opérations de l'adduction.	95
Tableau VIII.5.c_: temps de réalisation des opérations du réservoir.	96
Tableau VIII.6.a : tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de la station.	96
Tableau VIII.6.b_: tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction.	97

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I :	page
Figure I .1: Plan de situation de la zone d'étude.....	4
Figure I .2: les précipitations mensuelles en période (1978 – 2004).....	6
Figure I.3: Températures moyennes mensuelle en période (1978 – 2004)	7
CHAPITRE II :	
Figure II.1 : Variation de la population au cours des années.....	14
Figure II.2: Variation de la demande au cours des années.....	15
Figure II.3 : Variation du débit journalier.....	18
Figure II.4 : Variation de la consommation d'Elhadaik au cours de la journée.....	26
Figure II.5 : Variation de la consommation de Bouchtata au cours de la journée	26
Figure II.6 : Variation de la consommation de l'Université au cours de la journée.....	27
Figure II.7 : Répartition des déficits à combler à l'horizon 2041.....	28
CHAPITRE III :	
Figure III.1.a : Schéma descriptif de la variante N° 1 (Deux stations de reprise).....	28
Figure III.1.b : Schéma descriptif de la variante N° 2 (une seule station de reprise).....	29
Figure III.1.c : Schéma descriptif de la variante N° 3 (trois stations de reprise).....	30
Figure III.2 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon SP1 - Réservoir projeté de l'Université).....	35
figure III.3 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon SP2-Réservoir projeté D'Elhadaik).....	36
figure III.4 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon SP3-Réservoir projeté de Bouchtata).....	38
CHAPITRE IV :	
Figure IV-1-a: courbe caractéristique [H-Q] de la pompe du (SP 1).....	44
Figure IV-1-b: courbe caractéristique [P _{abs} - Q] du pompe du (SP 1).....	44
Figure IV-1-c : courbe caractéristique [η_p - Q] du pompe du (SP 1).....	45
Figure IV-1-d: courbe caractéristique [(NPSH) _r - Q] du pompe du (SP 1).....	45
Figure IV-2-a: courbe caractéristique [H-Q] de la pompe du (SP 2).....	45
Figure IV-2-b: courbe caractéristique [P _{abs} - Q] du pompe du (SP 2).....	45
Figure IV-2-c: courbe caractéristique [η_p - Q] du pompe du (SP 2).....	46
Figure IV-2-d: courbe caractéristique [(NPSH) _r - Q] du pompe du (SP 2).....	46
Figure IV-3-a: courbe caractéristique [H-Q] de la pompe du (SP 3).....	46
Figure IV-3-b: courbe caractéristique [P _{abs} - Q] du pompe du (SP 3).....	46
Figure IV-3-c : courbe caractéristique [η_p - Q] du pompe du (SP 3).....	46
Figure IV-3-d: courbe caractéristique [(NPSH) _r - Q] du pompe du (SP 3).....	47
Figure IV-4-a: Point de fonctionnement des pompes de la SP 1.....	49
Figure IV-4-b: Point de fonctionnement des pompes de la SP 2.....	50
Figure IV-4-c: Point de fonctionnement des pompes de la SP 3.....	50
Figure IV-5: les courbes caractéristiques de la nouvelle pompe du (SP 3).....	53
Figure IV-6: nouvelle point de fonctionnement des pompes de la (SP 3).....	53
Figure IV-7-a: Modes de réglage de la SP 1.....	54
Figure IV-7-b: Modes de réglage de la SP 2.....	55
CHAPITRE VII :	
Figure VII.1: Pose de conduite au bord de la route.....	73
Figure VII.2 : Pose de canalisation en galerie	74
Figure VII.3: traversée d'une chaaba.....	74
Figure VII.4: conduite posée sur des supports en béton.....	75
Figure VII.5 : assemblage par emboîtement.....	76
Chapitre VIII :	
Figure VIII.1 : Coupes en travers de la tranchée de la conduite.....	80

LISTE DES PLANCHES :

Planche N° 1 :

Levée topographique+tracée de l'adduction (partie : ZERAMNA, l'UNIVERSITE, ELHADAIK).

Planche N° 2 :

Levée topographique+tracée de l'adduction (partie : BOUCHTATA).

Planche N° 3 :

Plan de situation de la station de pompage n°1.

Planche N° 4 :

Profil en long (bâche de reprise n°1-réservoir projeté de Bouchtata).

Introduction général :

“ L'eau, c'est la vie ” .

L'importance de l'eau pour la vie et comme composant de l'écosystème Mondial n'est plus à démontrer. Cette ressource qui répond aux besoins Fondamentaux de l'homme est Un élément-clé du développement, en Particulier pour générer et entretenir la prospérité Par le biais de l'agriculture, De la pêche, de la production d'énergie, de l'industrie, des Transports et du Tourisme. En outre, l'eau est vitale pour tous les écosystèmes du monde.

L'eau est essentielle pour la vie. Les gens, les animaux et les plantes ont tous besoin d'eau pour vivre et grandir. Mais dans de nombreuses parties du monde, les gens n'ont pas Assez d'eau pour rester en bonne santé. Beaucoup Doivent se déplacer sur de longues Distances pour se procurer de l'eau. Et Souvent, l'eau disponible est insalubre pour la Boisson.

Si les gens n'ont pas assez d'eau pour leurs besoins quotidiens, ils risquent de Souffrir De privations et de maladies graves. Et si l'eau disponible n'est pas Salubre — parce Qu'elle est contaminée par des microbes, des vers ou des Produits chimiques — cela peut Causer de nombreuses maladies.

Et pour ces raisons et pour faire face aux différent besoins en eau potable, Et la Consommation qui ne cesse de croître dans l'ensemble de la wilaya de Skikda et dans Certaines régions en particulier, nous allons procéder à une étude d'extension des Réseaux d'alimentation en eau potable des communes de sud De Skikda, El-hadaik et Bouchtata plus que l'Université qui souffre d'une grave discontinuité concernant L'alimentation en eau potable malgré sa disponibilité.

Chapitre I :

“ Présentation de la zone D'étude ”

Chapitre I : *Présentation de la zone D'étude.*

INTRODUCTION :

La wilaya de Skikda est une wilaya algérienne située au nord-est de l'Algérie, sur sa façade maritime. Elle fait face, au nord, à la mer Méditerranée et dispose de frontières communes avec les wilayas d'Annaba, de Guelma, de Constantine, Mila et de Jijel, elle a les caractéristiques suivantes :

- **Superficie:** 4137,68 km²
- **Distance par rapport à la Capitale :** 510 km.
- **Daïras :** 13
- **Nb. communes :** 38
- **densité :** 232,68 hab/km²
- **population totale :** 936 753 hab.

I.1- Situation géographique :

Le départ de l'adduction se fait à partir du pavillon de réservoir (03 réservoirs de volume 5000 m³) qui se situe à la cité Zeramna (commune de Skikda) pour arriver jusqu'à la commune d'El-hadaik et Bouchtata.

Qu'elles se situent au sud de la commune de Skikda.

- ✿ La cité Zeramna se trouve au est sud de la ville de Skikda, ce dernier qui est bornée par :
 - Au nord par : la mer méditerrané.
 - A l'est par : Fil Fila.
 - A l'ouest : par Bouchtata.
 - Au sud par : Hamadi Krouma et El-hadaik
- ✿ La commune d'**El-hadaik** est située à 3,5 km au sud du Skikda, de 36° 49' N, et 6° 53' E. La disposition de la ville d'El-hadaik sur un axe routier important (route nationale N°03) lui permet d'être considérée comme un pôle d'attraction qui rayonne sur une grande partie de la Wilaya de Skikda. Elle est bornée par:
 - Au nord par : Skikda et Ain Zouite
 - A l'est par : Hamadi Krouma et Beni Bachir
 - A l'ouest : par Bouchtata.
 - Au sud par : Ramdan Djamel.
- ✿ **Bouchtata** est une petite commune sur la route nationale N° 43. Elle est située à 12 Km au sud de Skikda, de 36° 74' N et 6° 48' E, Elle est bornée par:
 - Au nord par : Ain Zouite.
 - A l'est par : El-hadaik.

- A l'ouest : par Tamalous.
- Au sud par : Sidi Mezghiche et Emdjez Edchich et Ramdan Djamel.

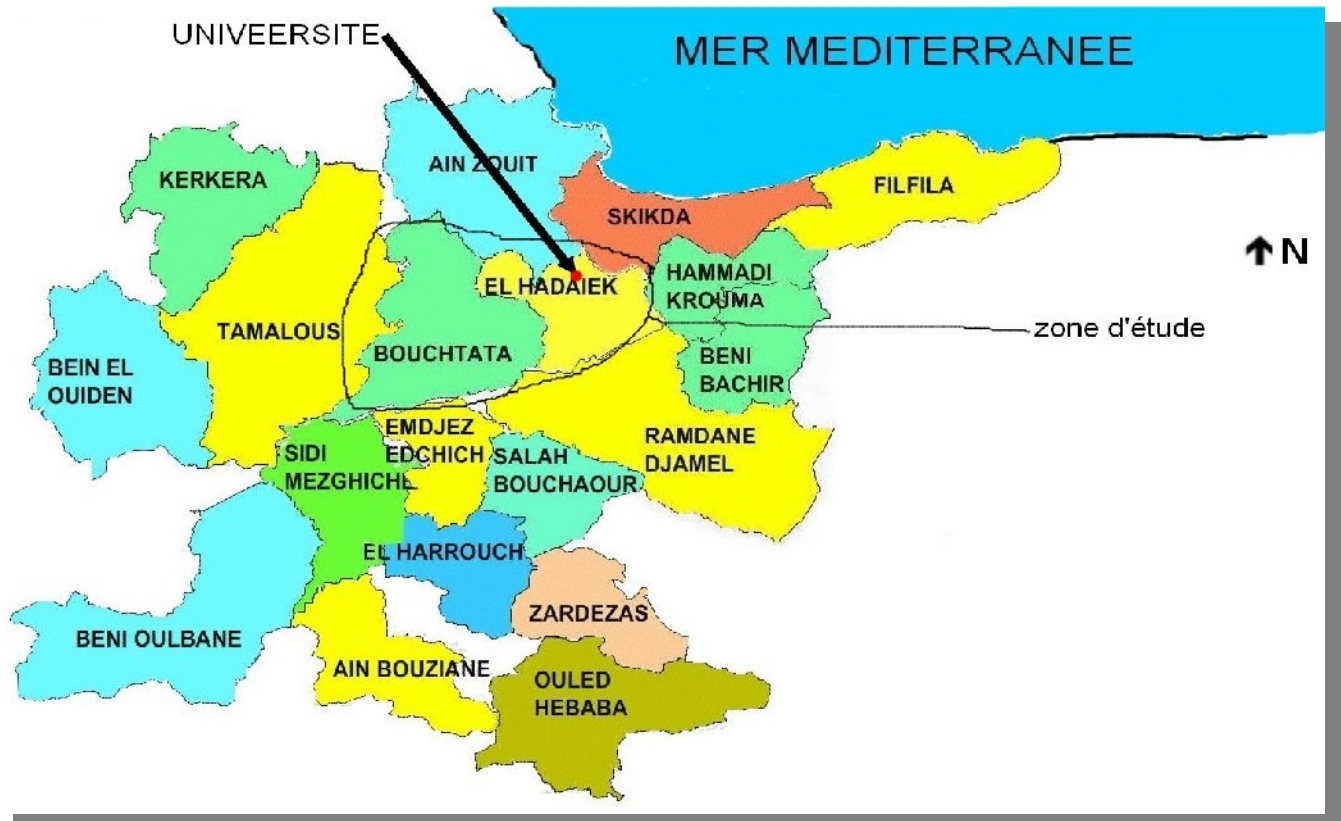


Figure I .1: Plan de situation de la zone d'étude

I.2-Situation Hydrographique : [1]

- La zone d'étude appartient à la nappe de oued Zeramna, qui nous pouvons de réaliser des forages.
- Et aussi l'existence des oueds temporaires c.à.d. ils coulent en hiver et sèchent en été :
 - Oued El-hadaik, oued Bouchtata,
- Et autre coulent toute l'année mais ils souffrent des problèmes de pollution par les eaux usée domestique et industrielle, qu'ils sont :
 - Oued Zeramna, et oued SafSaf

I.3-Situation géologique et Séismicité : [1]

- La zone d'étude englobe d'après la description des roches :
 - Schiste gréseux : d'aspect feuilleté dur avec des lentilles de quartzite, subi des plusieurs accidents de glissement qui sont post schistosité. Avant le métamorphisme il y a des argiles à silices qui donnent les schistes (avec des lentilles de quartzites) après le métamorphisme.
 - Schiste bleuté (phyllade) : d'aspect feuilleté friable, il y a un contact entre eux.
 - kaolinites : de couleur blanc, d'origine d'altération de feldspath d'Ortho gneiss.
 - Ortho gneiss : compact d'aspect dure à yeux de feldspaths épaviés et éloignes les unes des autres. Les yeux de feldspaths sont bien développés et bien individualisé mais ils sont faiblement repartis dans cette roche.

- Les fouilles pour la pose des conduites sont en générale fonction des diamètres a posés.
- Les niveaux phréatiques sont dans la plupart du tracé au-dessus des excavations.
- Le nord de l'Algérie est associé à une activité sismique superficielle modérée. liée aux mouvements des plaques parasismiques algériennes. le territoire algérien est divisé en quatre zones sismiques:
 - Zone O : sismicité négligeable
 - Zone I : sismicité faible
 - Zone II : sismicité moyenne
 - Zone III : sismicité forte

Notre zone est classée en zone II (sismicité moyenne), les séismes engendrent des glissements de terrain, des failles, des éboulements rocheux et des destructions de construction. Ils constituent donc un risque important pour l'urbanisme et les infrastructures (transport, barrage, sites industriels...). Pour cela il faut prendre en considération ce facteur en travaux de réalisations hydrauliques.

I.4-Situation topographique :

La topographie est accidentée particulièrement au niveau de la zone de Bouchtata mais généralement elle est peu accidenté et plat en certains tronçons, pour le trajet que nous entraînons de faire ne nous cause pas beaucoup de problèmes car on suivre généralement la route nationale 43 et RN 03.

I.5- Situation Climatique : [2]

Le climat est du type Méditerranéen, se caractérisant par deux saisons : - Un hiver doux et pluvieux. - Un été chaud et sec La saison pluvieuse s'étend du mois d'octobre au mois de mars, et la saison sèche commence à partir du mois d'avril et se termine au mois de septembre. Les excès climatiques les plus à craindre sont le froid, la sécheresse et la chaleur.

I.5.1- la pluviométrie :

Le climat de la wilaya de Skikda est caractérisé par l'irrégularité des précipitations et par des variations annuelles et inter-saisonniers très importantes, l'humidité et la sécheresse se manifestent pendant de longues périodes consécutives.

Tableau I.1 indique La variabilité des précipitations mensuelle en Période (1978-2004) mesurée au poste pluviométrique de Skikda, (Source : M.D.M.)

Tableau I.1 : La variabilité des précipitations mensuelle en Période (1978-2004).

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Jun.	Juil.	Août
Pluie (mm)	42,7	67,7	107	138	113,9	92,9	68,5	68	36,1	12,4	2,9	8,6

- Station de Skikda.

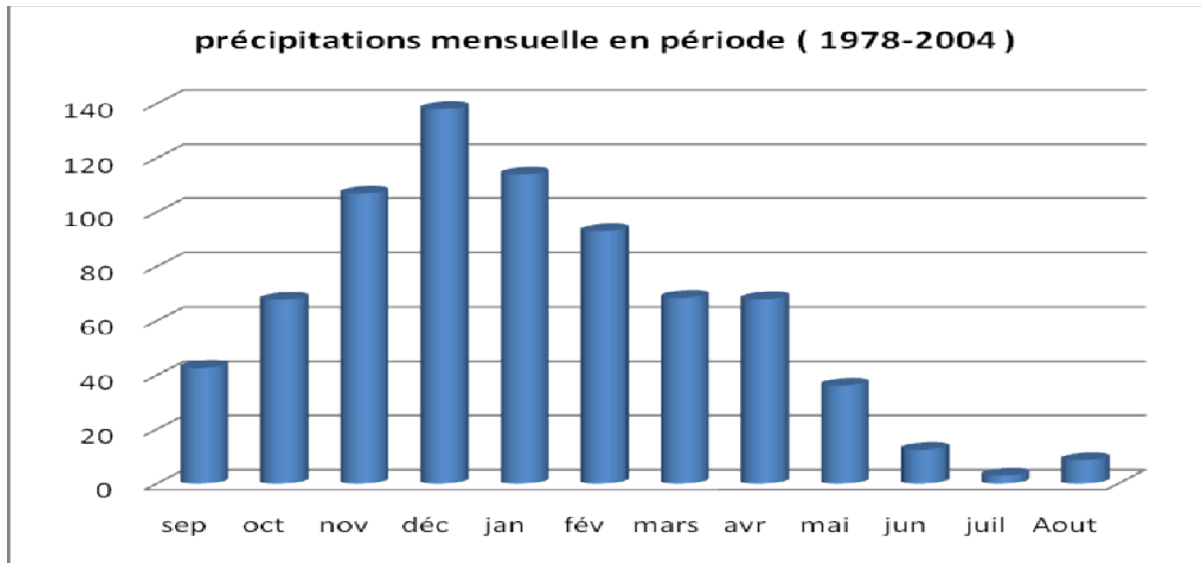


Figure I.2: les précipitations mensuelles en période (1978 – 2004).

Le mois le plus humide est décembre tandis que les mois de juin à août sont les mois les plus secs.

Durant les vingt dernières années, le climat de l’Algérie a été caractérisé par des périodes de sécheresse récurrentes. Ce phénomène a été valable aussi dans la région est du pays. Cette situation n’a pas manqué d’avoir des répercussions sur l’évolution de la pluviométrie.

Les analyses faites dans le cadre des études du PNE ont montré que les séries de pluies durant la période (1978-2004) ont connues des baisses significatives. La baisse des précipitations moyennes est surtout en année 2000-2003, qui engendre un grand manque d’eau et qui est poussé la gouvernement à décider des grandes précautions premièrement de créé pour la première fois de l’indépendance une ministère des ressources d’eau, traitement de l’eau de mer, et jusqu’à l’exportation de l’eau a partir de France, heureusement excepte quand la grâce de Dieu.

I.5.2- Températures :

La température dans la région de Skikda est soumise à l’influence de la Mer qui se traduit par un décalage du mois le plus chaud vers le mois d’août alors que le mois le plus froid reste janvier.

Le tableau I.2 présente les températures moyennes mensuelle enregistrées à Skikda (Source : M.D.M).

Tableau I.2: La variation moyenne mensuelle de la température. Période (1978-2004) (°C)

Janv.	Fév.	Mars	Avr.	Mai.	Juin	Juil.	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.
12,5	13,3	14,4	16,2	18,6	21,7	24,1	24,9	23,2	20,1	16,3	13,5

* Station de Skikda.

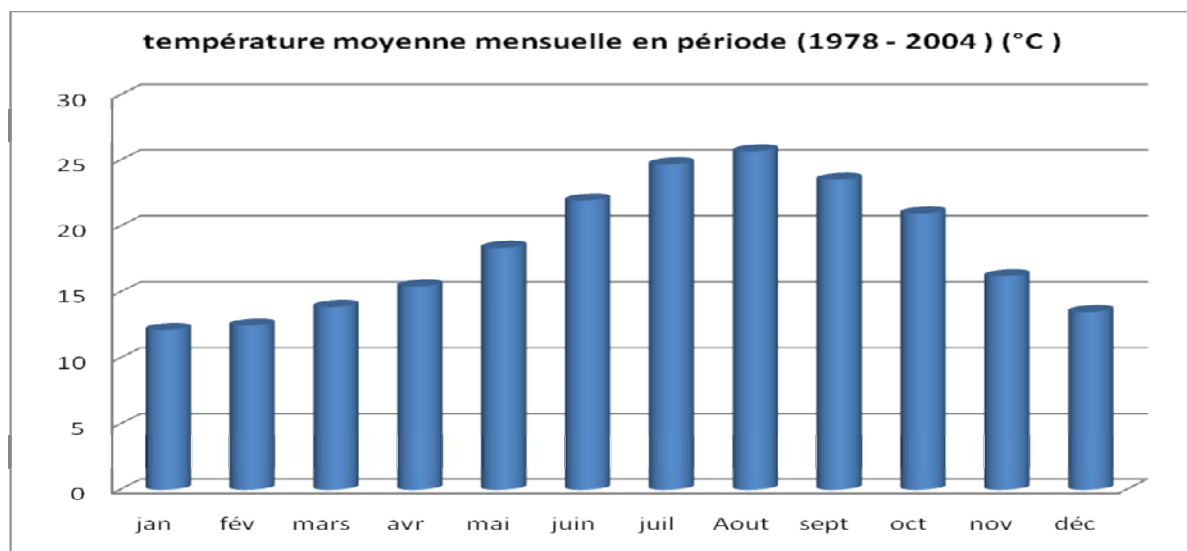


Figure I.3: Températures moyennes mensuelle en période (1978 – 2004).

La température moyenne annuelle est d'environ 18°C avec des températures estivales moyennes d'environ 24°C et des températures moyennes d'hiver aux alentours de 12°C.

Les températures moyennes maximale et minimale sont respectivement de 37,32°C et 6,48°C tandis que les températures maximales d'été excèdent rarement 45°C et que le minimum absolu est de -2°C.

I.5.3- Humidité :

L'humidité relative de l'air est modérée tout au long de l'année avec une valeur moyenne d'environ 74.53%.

Tableau I.3: Les moyennes mensuelles de l'humidité relative (en %) Période (1978-2004)

Janv.	Fév.	Mars	Avr.	Mai.	Juin	Juil.	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.
74,31	75,04	74,23	74,19	75,69	74,5	72,81	74,69	75	74,73	74,54	74,58

- Station de Skikda.

I.6- Situation démographique :

La population par commune de la zone bénéficiaire du projet, a été tirée de l'annuaire statistique de la wilaya de Skikda, conformément à l'année de recensement de 2008, comme elle est présentée dans le tableau suivant : **Tableau I.4:** Population par commune à l'année de recensement 2008.

Communes	Population en 2008 (habitants)
El-hadaik	15539
Bouchtata	11805
Université 20 AOÛT 55	25000
Total	47344

Taux d'accroissement de la population :

D'après la direction de l'hydraulique de la wilaya de Skikda, le coefficient d'accroissement moyen est évalué à **2,4%**.

I.7-Situation Hydraulique : [1]

Les ressources actuellement mise à la disposition des sites objet de l'étude sont indiqués ci après :

- **commune d'Elhadaik** : est alimenté par des réservoirs jumelé 2×1000 situé au sein de la ville de Skikda (cité Zeramna) à travers une ancienne conduite en acier DN 150 mm , en plus quelques forages de renforcement.
- **Commune de Bouchtata** : est alimenté aussi par les réservoirs jumelé 2×1000 situé au sein de la ville de Skikda (cité Zeramna) à travers une conduite de refoulement en PEHD DN 125 mm.
- **Université de Skikda** : exploite quelques petits forages.
- Les communes de Bouchtata et Elhadaik ont des sources mais elles ne sont pas importants, ils l'ont utilise en irrigation et autres utilisations agricoles, le tableau I.6 montre les forages existants en celle-ci : **Tableau I.5** : les forages existants dans la zone d'étude (bilan 2010).

Commune d'Elhadaik (nappe d'oued zeramna)							
Nom du Forage	Caractéristiques des Forages					Volume annuel Prélevé m ³	Durée annuelle de pompage h
	Diam (mm)	Prof (m)	Débit théorique l/s	Niveau Statique m	Débit Exp l/s		
ZANAT BIS	305	30	15	6,60	12	118260	2190
TMAR	340	35	10		5	197100	5475
Commune de Bouchtata (nappe d'oued zeramna)							
Nom du Forage	Caractéristiques des Forages					Volume annuel Prélevé m ³	Durée annuelle de pompage h
	Diam (mm)	Prof (m)	Débit théorique l/s	Niveau Statique m	Débit Exp l/s		
TMAR BIS	300	33	15	-	12	236520	4380
BOUCHTATA BIS	350	25	7	-	5	110376	4380

- **Pavion des réservoirs** : il constitue de trois grandes réservoirs identiques (3×5000 m³), chacun caractérisé par ses dimensions : **R = 16.0 m.**
H Réservoir = 7.2 m.
H Eau = 6 m.
Volume: 5 121.0 m³

A déduire:

Pente pour la vidange: 120.6 m³

Volume total: 5000.3 m³.

- Les réservoirs sont alimentés à partir de la nouvelle station de dessalement (SDEM) trouvant à la zone industrielle d'hydrocarbures de Skikda, le tableau montre l'identification de cette station :

Tableau I.6 Identification de la station de dessalement.

Nom station (code)	Localisation	Type (SDEM monobloc)	Technique dessalement	Date de mise en service	Gestionnaire	Capacité m ³ /j
SDEM	Zone Industrielle Skikda	Normal	Osmose Inverse	2009	DESSALADORA Espagne	100 000 m ³ /j

Tableau I.7 caractéristique de l'eau traité par la station SDEM.

Bilan quantitatif				bilan rejet
Rendement production %	Minéralisation globale	Paramètre physico-chimiques	Paramètres bactériologique	Quantité saumures/m ³ d'eau produite
80%	Conductivité 580 µs/cm	D.T=57 Alc=55 PH=8,30 Clr=0 T° eau=23,5 MES d'eau de mer =17 Turbidité=0,6 NTU	*Coliphorme Phytaux=0 *Streptocoques=0	4770 M ³ /H

- L'Etat de production mensuelle pour les dernières années se représente sur le tableau ci après :

Tableau I.8 production mensuelle pour les années 2009, 2010.

	PRODUCTION TOTALE MENSUELLE (2009)		PRODUCTION TOTALE MENSUELLE (2010)	
	m ³ /mois	%	m ³ /mois	%
Janvier	0	0	1600845	52%
Février	0	0	950895	34%
Mars	282865	9%	1738628	56%
Avril	117648	4%	2135643	71%
Mai	1077121	35%	2504812	81%
Juin	163128	5%	2473599	82%
Juillet	496863	16%	2521041	81%
Août	1505613	49%	2205104	71%
Septembre	2155920	72%	2154586	72%
Octobre	2300210	74%	2208525	71%
Novembre	1965692	66%	1861813	62%
Décembre	2192028	71%	1695263	55%
TOTAL	12257088	40%	24050754	66%

I.8-Situation D’AEP des localités concernées et moyens de stockage: [1]

- Le tableau I.7 présente le programme de distribution d’eau potable actuel.

Tableau I.9: programme de distribution d’eau potable actuel.

Communes (localités)	Population totale	Production moyenne (m ³ /j)
Elhadaik	16685	300,74
Bouchtata	12750	190,34
L’Université.	20000	80,12
TOTAL (m³/j)	49435	571,2

- Le tableau I.10 présente les moyens de stockage dans les localités concernés :

Tableau I.10 : moyens de stockage existants.

<u>Commune d'El-hadaik.</u>			
N°	désignation	état	Capacité (m ³)
01	Deux réservoirs jumelés	modéré	400
02	Nouveau réservoir	Bon état	500
Capacité totale			1300
<u>Commune de Bouchtata.</u>			
N°	désignation	état	Capacité (m ³)
01	Ancien réservoir	modéré	30
02	réservoir	Bon état	400
03	réservoir	Bon état	500
Capacité totale			930
<u>L'Université.</u>			
N°	désignation	état	Capacité (m ³)
01	Un seul réservoir	modéré	500

Remarque :

- 1- Les chiffres indiqués en dessus pour la situation d'AEP de commune d'El-hadaik ne sont pas pratiquement correctes, car la conduite DN 150 qui alimente la commune d'El-hadaik est totalement vidée au cours de leur trajet par des illégales piqures, et les réservoirs pris plusieurs jours pour se remplir (jusqu'à 15 jours en certaines cas),
- 2- Les forages exploités par l'Université ont des problèmes d'abaissement du niveau d'eau et seront pas opérationnelles pour long terme.

Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de connaître l'aire d'étude « partie sud de la commune de Skikda » du point de vue alimentation en eau potable et connaître la vraie situation actuelle de l'alimentation, aussi que la collection de toutes les données de base nécessaires pour continuer notre projet.

Chapitre li :

“ Estimation Des Besoins En
Eau ”

Chapitre II : Estimation Des Besoins En Eau.

INTRODUCTION :

Le présent chapitre a pour objectif la mise en évidence de l'évolution de la population de la zone d'étude ainsi que l'évolution de ses besoins en eau potable et cela à différents horizons pour pouvoir dimensionner nos adductions.

II.1. Evolution de la population :

Les localités concernées sont : les communes **d'Elhadaik, Bouchtata**, et l'Université de **20 Août 55**, Le nombre d'habitant varie d'une localité à l'autre comme il est montré dans le tableau I.4, Le nombre d'habitants dans l'ensemble des localités concernées à l'année de recensement est estimé à **47344** habitants.

D'après la direction de la planification et de l'aménagement du territoire de la wilaya de SKIKDA (DPAT), les taux d'accroissement des villes concernées sont donnés comme le tableau II .1 indique.

Tableau II.1: répartition de la population de la zone d'étude et ces taux d'accroissement.

Communes	Population en 2008 (habitants)	Taux d'accroissement α %
El-hadaik	15539	2.4
Bouchtata	11805	2.5
Université 20 Août 55	20000	/
Total	47344	

La population par villages et hameaux à différents horizons est calculée par rapport à celle de l'année 2008 par la relation :

$$P_x = P_0 * (1 + \alpha)^n$$

P_x : population à l'horizon de calcul.

P_0 : population à l'année de recensement 2008.

α : Taux d'accroissement démographique, α moyen de la Wilaya est estimé à 2,4 %.

n : nombre d'année séparant l'année de recensement et l'horizon de calcul.

Le résultat de calcul de l'évolution de la population à différents horizons est donné dans le tableau II.2.

Tableau II.2: Evolution de la population à différents horizons.

Communes	Population en 2008	Population en 2011	Population En 2021	Population en 2031	Population en 2041
El-hadaik	15539	16685	21150	26810	33984
Bouchtata	11805	12750	16481	21303	27536
Université 20 Août 55	20000	Ne dépasse pas 27000			
Total	47344	56435	64631	75113	88520

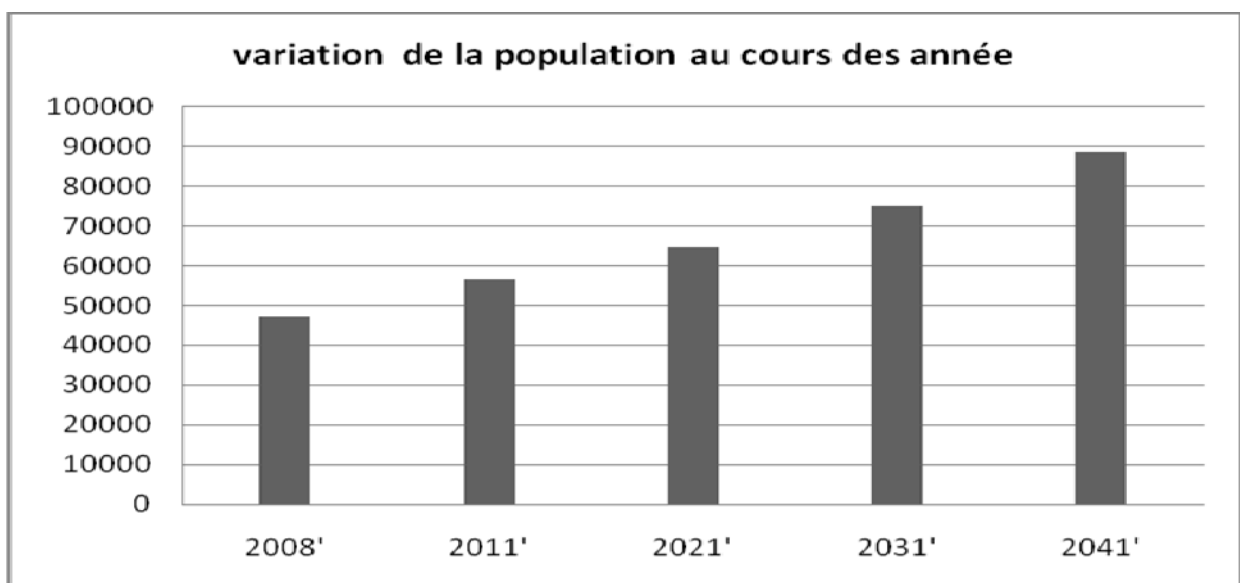


Figure II.1 : Variation de la population au cours des années.

A l'horizon 2042, le nombre d'habitants des localités concernées par le projet sera de **88520 habitants**.

II.2. Evolution des besoins en eau potable : [4]

La direction de l'hydraulique de la wilaya de Skikda a adoptée une dotation actuelle de **150 l/j/hab.** et à la prévision de la mise en service parfait de la station de dessalement la dotation augmentera à **300 l/j/hab.**

➤ Consommation moyenne journalière

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

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

Les résultats de l'évaluation des besoins moyens journaliers à différents horizons sont donnés pour chaque commune dans le tableau II.3.

Tableau II.3: Répartition par communes des besoins moyens journaliers d'habitations

À différents horizons.

Communes	Dotation l/j/hab.	Besoins moyens journalières (m ³ /j)			
		2011	2021	2031	2041
El-hadaik	150	2502,75	3172,5	4021,5	5097,6
Bouchtata	150	1912,5	2472,15	3195,45	4130,4
Université 20-août-55	150	4050	4050	4050	4050
TOTAL		8465,25	9694,65	11266,95	13278

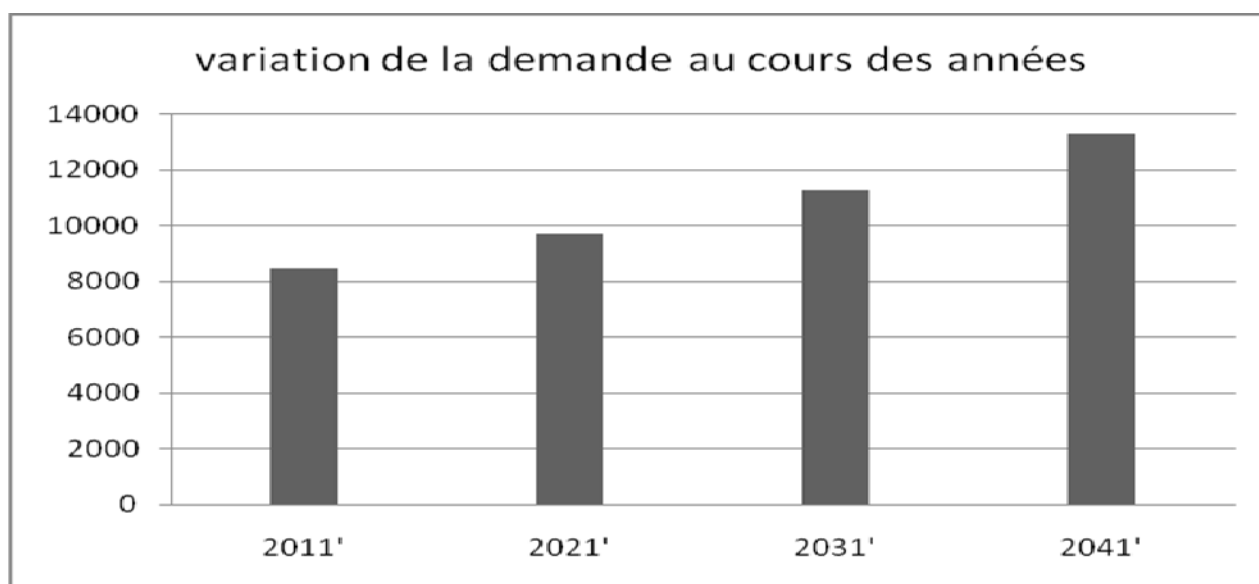


Figure II.2: Variation de la demande au cours des années.

Tableau II-4: Tableau récapitulatif des besoins scolaires.

localités	Type d'équipement	Nombre d'élève	Dotation (l/j/élève)	Régime	Débit (m ³ /j)
El-hadaik.	06 Primaires	1705	10	externat	17,05
	02 CEM	1366			13,66
	01 Lycées	1012			10,12
Bouchtata.	02 Primaires	861	10	externat	8,61
	01 CEM	1381			13,81
total					82,47

Tableau II-5: Tableau récapitulatif des besoins sanitaires.

localités	Type d'équipement	Unité		Dotation (l/j/u)	Débit (m ³ /j)
		(m ²)	lits		
El-hadaik.	01 unité de soin	650	-	15	9,75
	01 polyclinique.	300	-	15	4,5
Bouchtata.	01 unité de soin	350	-	15	5,25
total					19,5

Tableau II-6: Tableau récapitulatif des besoins administratifs.

localités	Type d'équipement	Nombre d'employés	Dotation (l/j/ouvr)	Débit (m ³ /j)
El-hadaik.	01 APC	60	15	0,9
	01 Daïra	35		0,525
	01 Poste	16		0,24
	01 gendarmerie	40		0,6
	01 sûreté de daïra	35		0,525
	01 service des forets	20		0,5
Bouchtata.	01 APC	40	15	0,6
	01 Poste	10		0,15
	01 gendarmerie	30		0,45
total				4,29

Tableau II-7: Tableau récapitulatif des besoins socioculturels.

localités	Type d'équipement	Nombre d'usagers	Dotation (l/j/usager)	Débit (m ³ /j)
El-hadaik.	03 Mosquées	1000	05	5
	01 Stade	40	60	2,4
	01 Maison de jeunes	50	10	0,5
	01 Centre culturel	30	10	0,3
Bouchtata.	01 Stade	20	60	1,2
	02 Mosquées	400	05	2
total				11,4

Tableau II-8: Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières.

localité	Besoins domestique	Besoins scolaires	Besoins sanitaires	Besoins administratifs	Besoins socioculturels	Total Q (m ³ /j)
El-hadaik.	5097,9	40,83	14,25	3,09	8,2	5164,27
Bouchtata.	4130,4	22,42	5,25	1,2	3,2	4162,47
L'Université.	4050	Besoins de l'équipement : 937,5.				4987,5
	Total					14314,24

II.3- Variation de la consommation :

a)Variation de la consommation journalière:

➤ Consommation maximale journalière:

Par rapport à la consommation moyenne journalière déterminée, nous pouvons 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 $K_{max,j}$. Ainsi nous pouvons écrire:

$$Q_{max,j} = K_{max,j} * Q_{moy,j}$$

$Q_{max,j}$: Consommation maximale journalière (m³/j);

$K_{max,j}$: Coefficient d'irrégularité journalière maximum, $K_{max,j} = (1,1-1,3)$.

On prend: $K_{max,j} = 1, 3$;

$Q_{moy,j}$: Consommation moyenne journalière (m³/j).

➤ Consommation minimale journalière:

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:

$$Q_{min,j} = K_{min,j} * Q_{moy,j}$$

$Q_{min,j}$: Consommation minimale journalière (m³/j);

$K_{min,j}$: Coefficient d'irrégularité journalière minimum, $K_{min,j} = (0,7-0,9)$.

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

$Q_{moy,j}$: Consommation moyenne journalière (m³/j).

Tableau II.9: Consommations maximale et minimale journalière pour chaque commune à l’horizon 2041.

Communes	Qmoy,j (m ³ /j)	Kmin,j	Qmin,j (m ³ /j)	Kmax,j	Qmax,j (m ³ /j)
El-hadaik	5164,27	0,9	4647,84	1,3	6713,55
Bouchtata	4162,47	0,9	3746,22	1,3	5411,21
Université 20 Août 55	4987,5	0,9	4488,75	1,3	6483,75
TOTAUX	14314,24	0,9	12882,82	1,3	18608,51

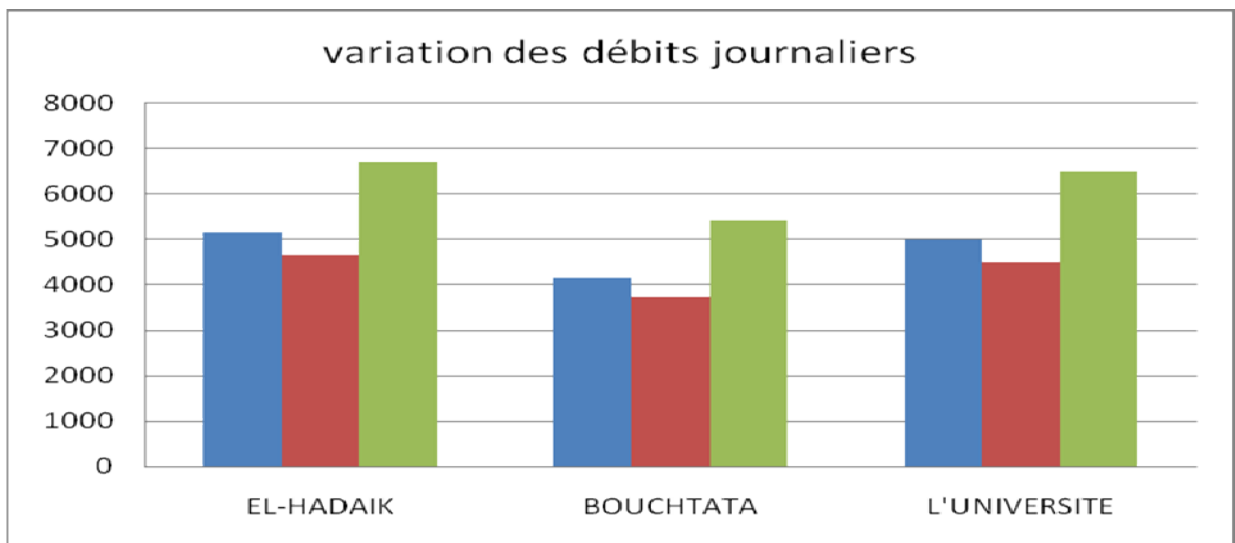


Figure II.3 : Variation du débit journalier

L’intégration des coefficients d’irrégularité journalière maximum et minimum dans l’estimation des besoins en eau, garantir la satisfaction intégrale des besoins en eau à chaque moment de l’année et permet le dimensionnement du réseau d’adduction et de distribution d’eau potable en fonction du débit maximum journalier calculé. **Qmax,j= 18608,51 m³/j.**

b) Variation de la consommation horaire:

➤ **Consommation maximale horaire:**

Le débit maximum horaire qui correspond au coefficient maximum horaire peut être déterminé graphiquement ou analytiquement.

Ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients qui dépendent des caractéristiques de l’agglomération à savoir :

- Un coefficient α_{max} tenant compte du régime de travail des entreprises et industries, du degré de confort des habitants et de leurs habitudes. Il varie de 1,2 à 1,4.
- Un coefficient β_{max} étroitement lié à l’accroissement de la population.

On peut donc écrire :

$$K_{max,h} = \alpha_{max} * \beta_{max}$$

Tableau II.10: Variation du coefficient β_{\max} en fonction du nombre d'habitant.

Population	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000
β_{\max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03

Pour notre cas on prend : $\alpha_{\max} = 1,3$

➤ **Consommation minimale horaire:**

Le débit minimum horaire qui correspond au coefficient minimum horaire peut être également déterminé graphiquement ou analytiquement.

Ce coefficient peut être décomposé à son tour, en deux autres coefficients qui dépendent des caractéristiques de l'agglomération à savoir :

- Un coefficient α_{\min} tenant compte du régime de travail des entreprises et industries, du degré de confort des habitants et de leurs habitudes. Il varie de 0,4 à 0,6.
- Un coefficient β_{\min} étroitement lié à l'accroissement de la population.

On peut donc écrire : $K_{\min,h} = \alpha_{\min} * \beta_{\min}$

Tableau II.11: Variation du coefficient β_{\min} en fonction du nombre d'habitant

Population	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000
β_{\min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7	0,83

Pour notre cas on prend : $\alpha_{\min} = 0,5$

Tableau II.12: Variation des coefficients $K_{\max,h}$ et $K_{\min,h}$ pour chaque communes.

Communes	Population en 2041	β_{\max}	$K_{\max,h}$	β_{\min}	$K_{\min,h}$
El-hadaik	33984	1,14	1,48	0,61	0,31
Bouchtata	27536	1,19	1,55	0,59	0,3
Université 20 Août 55	27000	1,19	1,55	0,59	0,3

Dans la présente étude, pour la détermination du débit de pointe, on a opté pour la méthode donnant la variation horaire de la consommation totale dans divers centre d'agglomération se basant sur le tableau II.13 : **Tableau II.13:** Répartition horaire de la consommation dans divers centres d'agglomérations.

Heures	Nombre d'habitants				Aggl.de type rural
	< 10000	10000 à 50000	50000 à 100000	>100000	
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75

Chapitre II

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
Total	100%	100%	100%	100%	100%

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

On à l'horizon 2041 :

Les trois localités à savoir : El-hadaik, Bouchtata, l'Université ont des nombres d'habitants compris entre **10000** et **50000** donc ces consommations oscillent selon la troisième colonne du tableau.

II.4-La variation de la consommation horaire : [4]

La variation du débit de consommation horaire pour différentes localités est mentionnée dans les tableaux suivants :

Tableau II.14: Variation du débit horaire pour El-hadaik.

Heures	$Q_{\max, j}=6713,55 \text{ m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1,5	100,70	1,5	100,70
1-2	1,5	100,70	3	201,41
2-3	1,5	100,70	4,5	302,11
3-4	1,5	100,70	6	402,81
4-5	2,5	167,84	8,5	570,65
5-6	3,5	234,97	12	805,63
6-7	4,5	302,11	16,5	1107,74
7-8	5,5	369,25	22	1476,98
8-9	6,25	419,60	28,25	1896,58
9-10	6,25	419,60	34,5	2316,17
10-11	6,25	419,60	40,75	2735,77
11-12	6,25	419,60	47	3155,37
12-13	5	335,68	52	3491,05
13-14	5	335,68	57	3826,72
14-15	5,5	369,25	62,5	4195,97
15-16	6	402,81	68,5	4598,78
16-17	6	402,81	74,5	5001,59
17-18	5,5	369,25	80	5370,84
18-19	5	335,68	85	5706,52
19-20	4,5	302,11	89,5	6008,63
20-21	4	268,54	93,5	6277,17
21-22	3	201,41	96,5	6478,58
22-23	2	134,27	98,5	6612,85
23-24	1,5	100,70	100	6713,55

Le débit de pointe $Q_{\max, h}$ pour la commune de El-hadaik est de **419,60 m^3/h** et survient entre 8h et 12h.

Tableau II.15: Variation du débit horaire pour Bouchtata.

Heures	$Q_{\max, j} = 5411,21 \text{ m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1,5	81,17	1,5	81,17
1-2	1,5	81,17	3	162,34
2-3	1,5	81,17	4,5	243,50
3-4	1,5	81,17	6	324,67
4-5	2,5	135,28	8,5	459,95
5-6	3,5	189,39	12	649,35
6-7	4,5	243,50	16,5	892,85
7-8	5,5	297,62	22	1190,47
8-9	6,25	338,20	28,25	1528,67
9-10	6,25	338,20	34,5	1866,87
10-11	6,25	338,20	40,75	2205,07
11-12	6,25	338,20	47	2543,27
12-13	5	270,56	52	2813,83
13-14	5	270,56	57	3084,39
14-15	5,5	297,62	62,5	3382,01
15-16	6	324,67	68,5	3706,68
16-17	6	324,67	74,5	4031,35
17-18	5,5	297,62	80	4328,97
18-19	5	270,56	85	4599,53
19-20	4,5	243,50	89,5	4843,03
20-21	4	216,45	93,5	5059,48
21-22	3	162,34	96,5	5221,82
22-23	2	108,22	98,5	5330,04
23-24	1,5	81,17	100	5411,21

Le débit de pointe $Q_{\max, h}$ pour la commune de Bouchtata est de **338,20 m^3/h** et survient entre 8h et 12h.

Tableau II.16: Variation du débit horaire pour l'Université.

Heures	$Q_{\max,j}=6483.75\text{m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1,5	97,26	1,5	97,26
1-2	1,5	97,26	3	194,51
2-3	1,5	97,26	4,5	291,77
3-4	1,5	97,26	6	389,03
4-5	2,5	162,09	8,5	551,12
5-6	3,5	226,93	12	778,05
6-7	4,5	291,77	16,5	1069,82
7-8	5,5	356,61	22	1426,43
8-9	6,25	405,23	28,25	1831,66
9-10	6,25	405,23	34,5	2236,89
10-11	6,25	405,23	40,75	2642,13
11-12	6,25	405,23	47	3047,36
12-13	5	324,19	52	3371,55
13-14	5	324,19	57	3695,74
14-15	5,5	356,61	62,5	4052,34
15-16	6	389,03	68,5	4441,37
16-17	6	389,03	74,5	4830,39
17-18	5,5	356,61	80	5187,00
18-19	5	324,19	85	5511,19
19-20	4,5	291,77	89,5	5802,96
20-21	4	259,35	93,5	6062,31
21-22	3	194,51	96,5	6256,82
22-23	2	129,68	98,5	6386,49
23-24	1,5	97,26	100	6483,75

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour la commune de l'Université est de **405,23 m^3/h** et survient entre 8h et 12h.

II-4- Calcul de déficit de consommation :

Les localités reconnaissent un débit faible d'alimentation. Pour satisfaire les besoins en eau à l'horizon d'étude (2041), il nous convient de déterminer le déficit par lequel on dimensionnera le réseau d'adductions.

Le déficit est la différence entre les besoins estimés et la production en eau existante.

Le tableau ci-dessous représente l'allocation journalière à crée (déficit) pour chaque localité

Tableau II-17: Tableau des déficits à combler à l'an 2041.

localité	Besoins en eau à l'an 2041 en (m ³ /j)	Production en eau existante en (m ³ /j)	Déficit en (m ³ /j)
El-hadaik.	6713,55	300,74	6412,81
Bouchtata.	5411,21	190,34	5220,87
L'Université.	6483,75	80,12	6403,63
total	18608,51	571,2	18037,31

Le débit par lequel on dimensionne notre réseau, pour l'horizon 2041, est de 208,77 l/s,

Conclusion :

Ce chapitre nous a permet d'estimer les besoins en eau potable de chacune des localités concernées et la variation de la consommation journalière. Ce qui nous laisse de savoir que :

Le débit total d'exploitation des sources dans l'ensemble des localités est un débit très faible, et pour combler les besoins en eau estimés à l'horizon de projet (2041) qui sont de 215,38 l/s, il est nécessaire de transférer la quantité qui manque, qu'elle est de 208,77 l/s.

Chapitre Iii :

“ ADDUCTION ”

CHAPITRE III: ADDUCTION.

Introduction :

Le transport est nécessaire entre le point de captage et le point d'utilisation, dans la pratique ces points sont relativement éloignés l'un de l'autre, quelquefois ils peuvent se trouver à des distances considérables. Du point de vue technique, on est conduit à séparer les ouvrages d'adduction et ceux de distribution.

III.1 Principe du choix du tracé :

Dans le cas d'un projet d'une adduction les principaux critères du choix du tracé sont:

- Distance la plus courte entre deux points à desservir, mais utilisation préférentielle d'un tracé longeant une voie de circulation existante (éventuellement une piste).
- 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).

Dans notre cas, l'adduction est faite suivant une route secondaire puis la route RN 03 et RN 43.

III.2.Choix du matériau de la conduite :

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

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

Dans notre cas, on opte pour des conduites en **fonte** vu les avantages qu'elles présentent :

- Résistance aux pressions élevées ;
- Très rigides et solides ;
- La fonte permet de supporter des pressions de service atteignant 50 bar pour les tuyaux ne dépassant pas 600mm de diamètre, et 40 bar pour les tuyaux de diamètre supérieur ;
- Bonne résistance aux forces intérieures.

III.3. Etude des variantes :

L'étude des variantes a pour objet le choix du tracé le plus économique possible de la conduite ainsi que le choix de l'emplacement adéquat de(s) station(s) de pompage.

La zone d'étude s'étale de la source qui est le pavion des réservoirs de Zeramna située à une côte de terrain 104 m.

Vu la configuration générale de la zone d'étude, l'adduction comportera une partie gravitaire partant de le pavion des réservoirs jusqu'à la RN 03 et les trois autres par refoulement concernant le refoulement vers : les communes d'El-hadaik et Bouchtata et l'Université.

III.3.1. Proposition de variantes :

➤ Variante N°1 :

Dans cette variante, l'eau se coule gravitairement du pavion des réservoirs vers :

- la première station de reprise, a partir de cette dernière il y a un refoulement vers les réservoirs de l'université
- la deuxième station de reprise, qui alimente par refoulement les réservoirs d'El-hadaik et Bouchtata dont :
 - le pavion des réservoirs, sise à une côte de **104m**, alimente la première station de reprise (SR1) par une conduite gravitaire d'environ **4050 m** de longueur.
 - La première station de reprise (SR1) située à une cote de **14 m** refoule l'eau vers l'Université.
 - La deuxième station de reprise (SR2) située à une cote de **20 m** refoule à son tour, l'eau vers les réservoirs d'El-hadaik situés à une cote de radier de **164 m** et les réservoirs de Bouchtata qui sont situés à une cote de **205 m**, voir (figure III.1.a).

➤ Variante N°2 :

Dans cette variante, le système d'adduction par refoulement est constitué d'une seule station de reprise située au bord de la route nationale 03 là où la charge disponible réservée par la côte de pavions des réservoirs jusqu'à la station de reprise qui refoule l'eau vers les réservoirs de l'Université et El-hadaik et Bouchtata dont :

- le pavion des réservoirs, sise à une côte de 104m, alimente la station de reprise (SR1) par une conduite gravitaire d'environ **4482.5 m** de longueur.
- La station de reprise (SR1) située à une cote de **18 m** refoule l'eau vers les réservoirs de l'université et Bouchtata et El-hadaik. voir (figure III.1.b).

➤ Variante N°3 :

Dans cette variante, le système d'adduction par refoulement est constitué de trois (03) stations de reprise, la première et la deuxième sont situées au bord de la route nationale RN 03, et la troisième au bord de la route nationale RN 43, dont :

L'eau se coule gravitairement du pavion des réservoirs qui est une côte de **104m** vers :

- la première station de reprise, a partir de cette dernière il y a un refoulement vers les réservoirs de l'université
- la deuxième station de reprise, qui alimente par refoulement les réservoirs d'El-hadaik.
- la troisième station de reprise, qui alimente par refoulement les réservoirs de Bouchtata.

Voir (figure III.1.c).

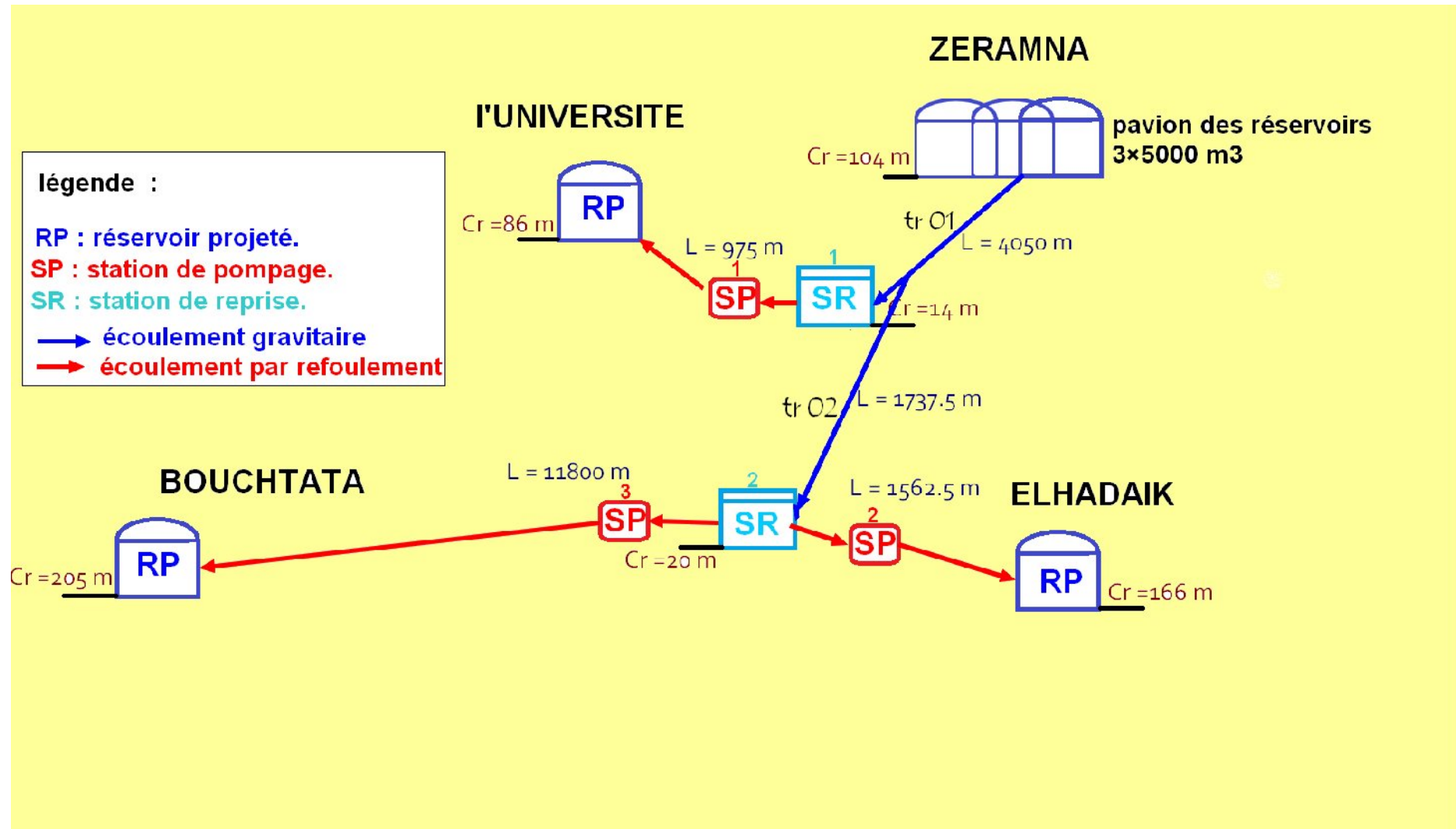


Figure III.1.a : Schéma descriptif de la variante N° 1 (Deux stations de reprise).

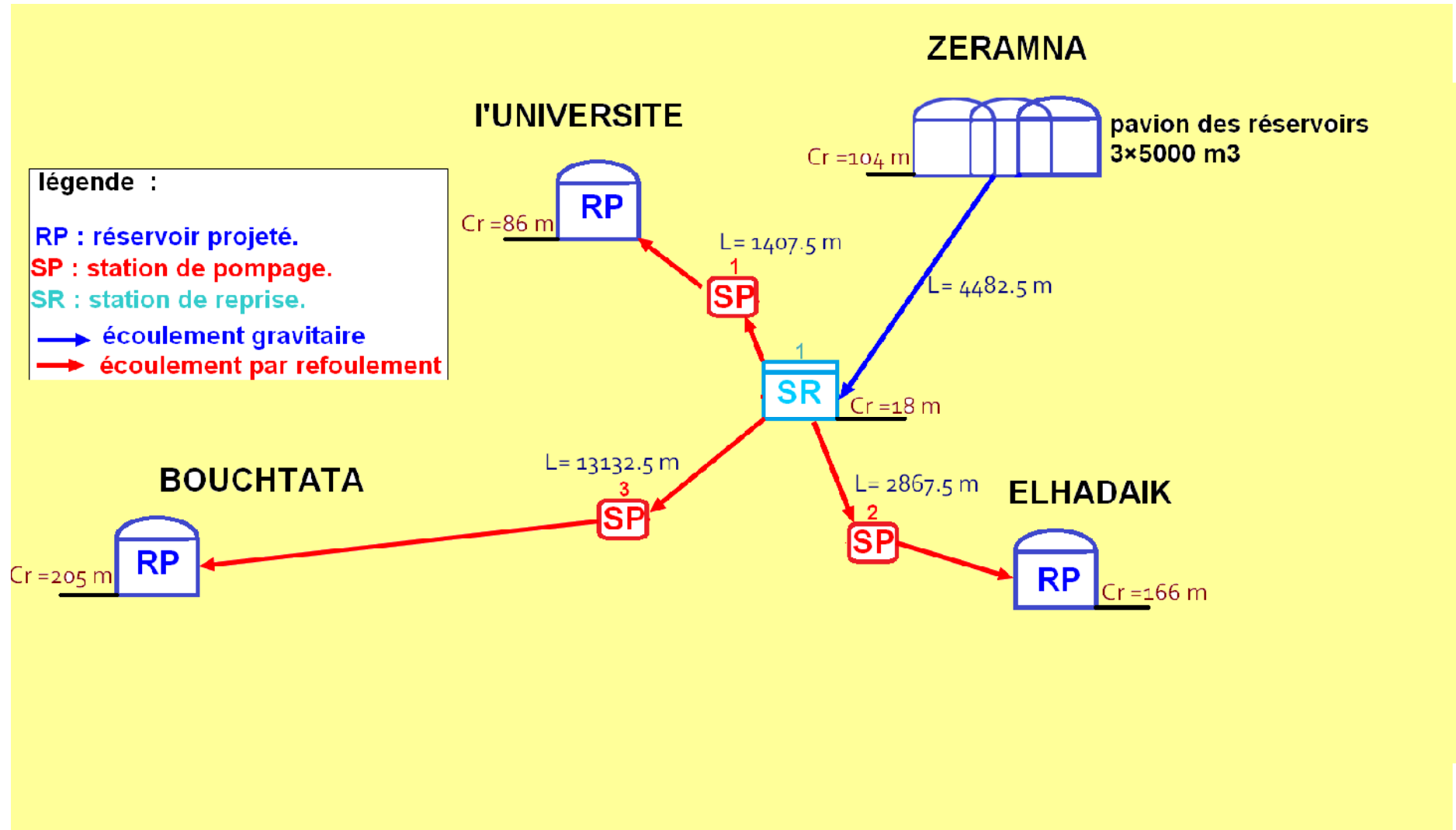


Figure III.1.b : Schéma descriptif de la variante N° 2 (une seule station de reprise).

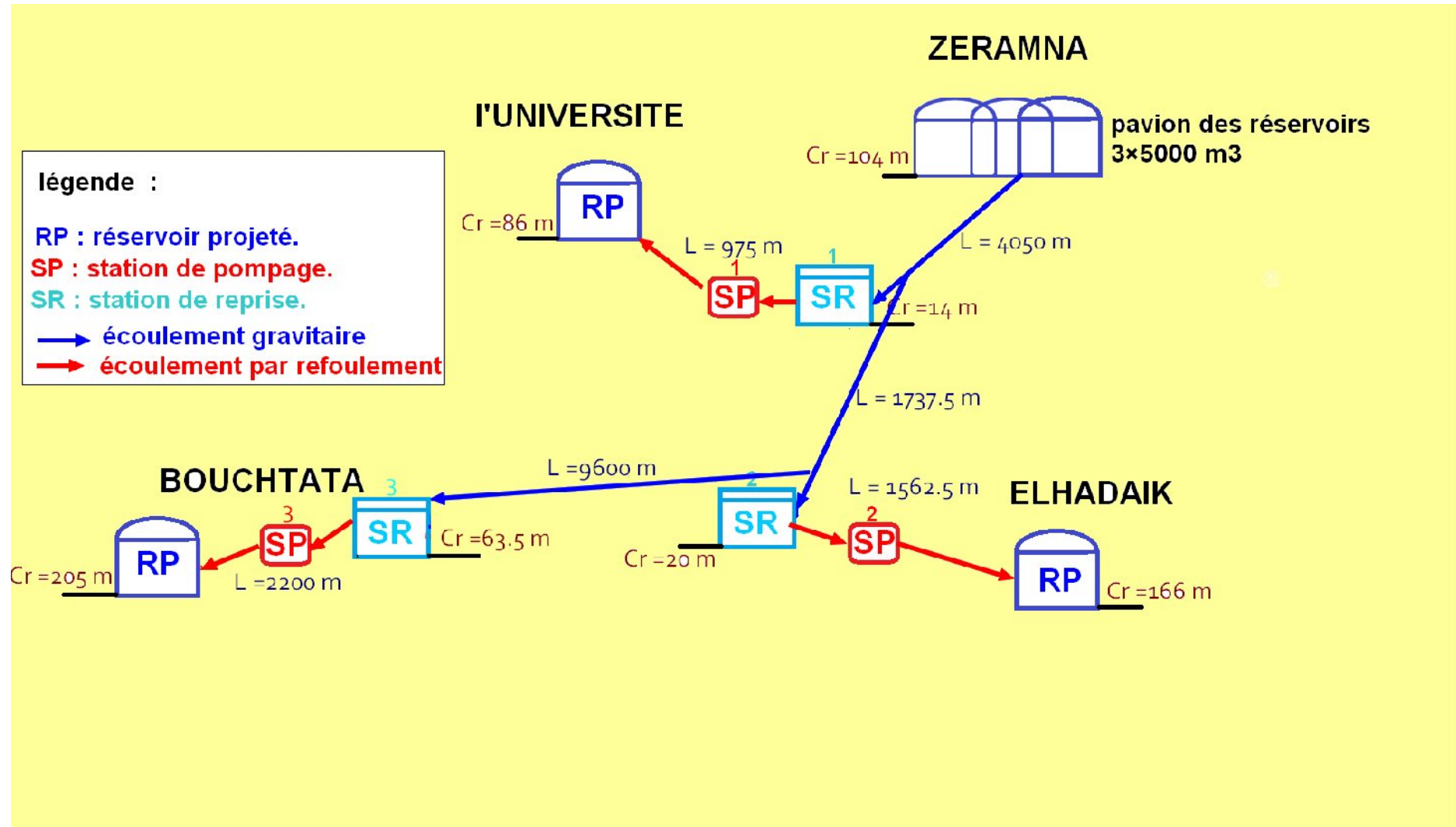


Figure III.1.c : Schéma descriptif de la variante N° 3 (trois stations de reprise).

III.3.2. Analyse et choix de la variante :

Tableau III.1: comparaison entre les trois variantes.

Statistique.					
	Nb de SP	Nb de SR	$\Sigma L_{\text{gravitaire.}}$	$\Sigma L_{\text{refoulement.}}$	$\Sigma H_{\text{d'élévation.}}$
VAR 1 :	03	02	5787.5 m	14227.5 m	403 m
VAR 2 :	03	01	4482.5 m	17407.5 m	403 m
VAR 3 :	03	03	15387.5 m	4737.5 m	359.5 m
Avantages et inconvénients					
	Avantages		inconvénients		
VAR 1 :	- construction moins de stations de reprise.		- les longueurs de refoulement assez Plus grandes que les longueurs gravitaires (perte de charge important). - les hauteurs d'élévations sont très grandes.		
VAR 2 :	- économie de génie civil (la construction d'une seule station de reprise).		- les longueurs de refoulement sont très grandes par rapport aux longueurs gravitaires (perte de charge important). - les hauteurs d'élévations sont très grandes.		
VAR 3 :	- les longueurs de refoulement sont plus petites par rapport aux longueurs de refoulement donc moins de pertes de charge. - les hauteurs d'élévations sont petites.		- cout de génie civil sera plus grand. - la ligne piézométrique est écrêtée, ce qui implique que l'eau n'arrive pas à ça destination. (voir le calcul de l'adduction gravitaire par la suite).		

D'après le tableau III.1, on observe que la variante N° 1 a des avantages mieux que les autres, et sans faire des calculs on voit qu'elle est la meilleure du point de vue technico-économique, donc on prend la première variante.

III. 4 : Etude technico-économique de l'adduction : [4]

III.4.1. Etude de l'adduction par refoulement :

III.4.1.1.méthode de calcul :

III.4.1.1.1. Choix de la gamme des diamètres :

Pour avoir un bon choix d'un diamètre économique on doit trouver une gamme qui donne une approche économique. Cette gamme est déterminée à partir de plusieurs formules parmi lesquelles on en cite :

-La formule de BRESS :

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

-La formule de BONNIN :

$$D = \sqrt{Q} \quad \text{(III-2)}$$

Q: débit à élever en m³/s.

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

D : diamètre de la conduite (m).

Q : débit à relever (m³/s).

III.4.1.1.2. : Calcul des pertes de charge :

1/ pertes de charge linéaires :

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

- Du diamètre D de la conduite en (m);
- Du débit Q en (m³/s);
- De la rugosité absolue K_s exprimée en mm;
- De la longueur du tronçon L en (m).

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

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

ΔH_i : Pertes de charge linéaires en (m)

- I: gradient hydraulique en (m/m)

-Le coefficient λ est obtenu par la formule suivante :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \log\left(\frac{K_s}{3,7 * D} + \frac{2,51}{R_e * \sqrt{\lambda}}\right) \quad (\text{III-4}) \quad (\text{Formule de Colebrook})$$

R_e: nombre de Reynolds.

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

$$K_s = K_0 + \alpha T \quad (\text{III-5})$$

- **K₀** : la rugosité à l'état neuf ; égale à 0,8 mm.

- **α** : le coefficient de vieillissement de conduite (α = 0,04 mm/an)

- **T** : la durée d'utilisation de la conduite (t = 30 ans).

Alors, K_s = 0,8 + 0,04 * 30 = 2mm.

2/ Pertes de charge singulières

Elles sont générées par les singularités tels que les coudes, vannes, clapets, branchements, diaphragmes ...etc. Les pertes sont estimées de 10 % à 15% des pertes de charge linaires (on prend 15% dans notre cas).

Elles sont données par la formule suivante :

$$\Delta H_s = 0,15 * \Delta H_i \quad (\text{III-6})$$

(Les différentes singularités du réseau sont indiquées dans les profiles en long)

3/ Pertes de charge totales (ΔH_t) :

C'est la somme des pertes de charge linéaires et les pertes de charge singulières :

$$\begin{aligned} \Delta H_t &= \Delta H_i + \Delta H_s \Leftrightarrow \Delta H_t = \Delta H_i + 0,15 * \Delta H_i \\ &\Rightarrow \Delta H_t = 1,15 * \Delta H_i \end{aligned} \quad (\text{III-7})$$

III.4.1.1.3 : Calcul de la hauteur manométrique totale :

La hauteur manométrique totale est la somme de pertes de charge et de la hauteur géométrique.

$$HMT = Hg + \Delta H_a + \Delta H_r = Hg + \Delta H_t \quad (\text{III-8})$$

Hg: la hauteur géométrique

ΔH_a: pertes de charge à l'aspiration

ΔH_r: pertes de charge au refoulement

III.4.1.1.4. Puissance absorbée par la pompe

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

$$P = \frac{g * Q * HMT}{\eta} \quad (III-9)$$

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

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

g: pesanteur ($9.81 m/s^2$)

III.4.1.1.5. Energie consommée par la pompe

$$E = P * t * 365 \text{ [KWh]} \quad (III-10)$$

t: c'est le temps de pompage par jour en (heure); dans notre cas $t=24h$

P: puissance de la pompe en (kW)

III.4.1.1.6.: Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont définis comme suit :

$$F_{ex} = E * e \text{ [DA]} \quad (III -11)$$

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

e: prix unitaire d'un KW H imposé par la SONELGAZ. ($e=5,321DA$)

III.4.1.1.7 . Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont donnés comme suit:

$$F_{am} = P_{rc} * A \text{ [DA]} \quad (III-12)$$

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

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

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (III-13)$$

i: Taux d'annuité annuel, $i = 8 \%$

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

$$A = \frac{0,08}{(0,08+1)^{30} - 1} + 0,08 = 0,0889 = 8.89 \%$$

$$A=8.89 \%$$

III.4.1.2. dimensionnement des adductions de refoulement :

Le calcul du diamètre économique se fait à base de la formule de BONNIN:

$$D = \sqrt[3]{Q}$$

1/Tronçon SP 1 –l'Université :

Le nombre de conduites de refoulement est égal à un ($N=1$)

- $Q = 0,0741 m^3/s$
- $L = 970m$
- $DC_{Bonnin} = 0,272m$
- Cote de l'axe de la pompe : $Z1=15 m.$
- Cote de trop plein de réservoir : $Z2= (86+3)=89 m$
- $Hg = 74 m$

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

Tableau III-2-a: Calcul de la HMT du tronçon SP1- réservoir projeté de l'Université.

Diamètre en (mm)	V (m/s)	Re	λ	I (m/m)	L (m)	ΔH_t (m)	HMT (m)
150	4,20	629299,36	0,01409562	0,09694467	975	94,52	168,5
200	2,36	471974,52	0,01496166	0,02441888	975	23,81	97,8
250	1,51	377579,62	0,01568959	0,00839088	975	8,18	82,2
300	1,05	314649,68	0,01632452	0,00350857	975	3,42	77,4
350	0,77	269699,73	0,01689191	0,00167971	975	1,64	75,6

Tableau III-2-b: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP1- réservoir projeté de l'Université.

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
150	2605,5	975	225584,19
200	3190,3	975	276216,174
250	3830,3	975	331627,374
300	4530,9	975	392285,322
350	5375,2	975	465384,816

Tableau III-2-c: Calcul des frais d'exploitation du SP1- réservoir projeté de l'Université.

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F _{exploit} (DA)
150	149,392062	1308674,46	6963456,8
200	101,569984	741460,881	3945313,35
250	85,3416745	622994,224	3314952,27
300	80,3983506	586907,96	3122937,25
350	78,546636	573390,443	3051010,55

Tableau III-2-d: Bilan du tronçon SP1- réservoir projeté de l'Université.

Diamètre (mm)	F _{exploit} (DA)	F _{amort} (DA)	Bilan (DA)
150	6963456,8	225584,19	7189040,99
200	3945313,35	276216,174	4221529,52
250	3314952,27	331627,374	3646579,64
300	3122937,25	392285,322	3515222,58
350	3051010,55	465384,816	3516395,36

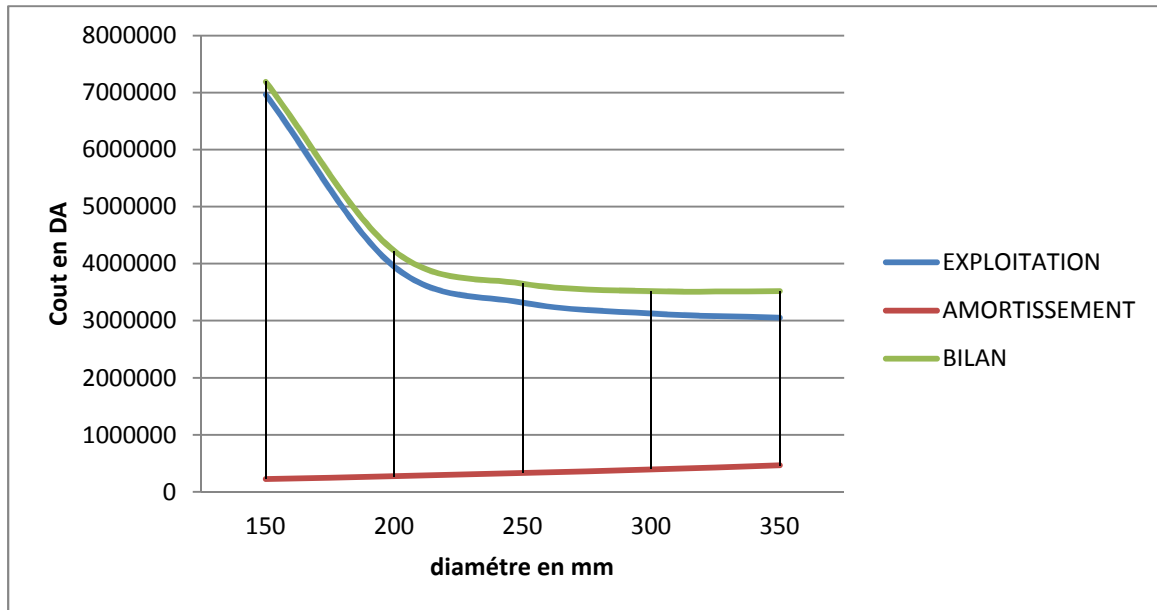


Figure III.2 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon SP1 - Réservoir projeté de l'Université).

- Le diamètre économique est de **300 mm**, avec une vitesse de $V = 1,05\text{m/s}$.

2/ Tronçon SP2- réservoir projeté d'El-hadaik.

Le nombre de conduites de refoulement est égal à un ($N=1$)

❖ **Calcul des caractéristiques techniques de la conduite d'aspiration**

- Données :

- Cote de l'axe de la pompe : $Z_1=19\text{ m}$.
- Cote de trop plein de réservoir d'El-hadaik : $Z_2= (19+3)=22\text{ m}$
- $H_g = 144\text{ m}$
- $Q = 0,0742\text{ m}^3/\text{s}$
- $D_{c\text{ Bonnini}} = 0,272\text{ m}$.
- $L = 1562,5\text{ m}$

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

Tableau III-3-a: Calcul de la HMT du tronçon SP2- réservoir projeté d'El-hadaik.

Diamètre en (mm)	V (m/s)	Re	λ	I (m/m)	L (m)	ΔH_f (m)	HMT (m)
150	4,20	630148,62	0,01409562	0,0972065	1562,5	151,89	295,9
200	2,36	472611,46	0,01496166	0,02448484	1562,5	38,26	182,3
250	1,51	378089,17	0,01568959	0,00841354	1562,5	13,15	157,1
300	1,05	315074,31	0,01632452	0,00351805	1562,5	5,50	149,5
350	0,77	270063,69	0,01689191	0,00168425	1562,5	2,63	146,6

Tableau III-3-b: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP2- réservoir projeté. D'El-hadaik.

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
150	2605,5	1562,5	361513,125
200	3190,3	1562,5	442654,125
250	3830,3	1562,5	531454,125
300	4530,9	1562,5	628662,375
350	5375,2	1562,5	745809

Tableau III-3-c: Calcul des frais d'exploitation du tronçon : SP2- réservoir projeté d'El-hadaik.

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F _{explo} (DA)
150	262,652927	2300839,64	12242767,7
200	189,522343	1383513,11	7361673,23
250	163,410004	1192893,03	6347383,81
300	155,455895	1134828,03	6038419,95
350	152,476373	1113077,52	5922685,49

Tableau III -3-d: Bilan du tronçon : SP2- réservoir projeté D'El-hadaik.

Diamètre (mm)	F _{explo} (DA)	F _{amort} (DA)	Bilan (DA)
150	12242767,7	361513,125	12604280,9
200	7361673,23	442654,125	7804327,36
250	6347383,81	531454,125	6878837,94
300	6038419,95	628662,375	6667082,32
350	5922685,49	745809	6668494,49

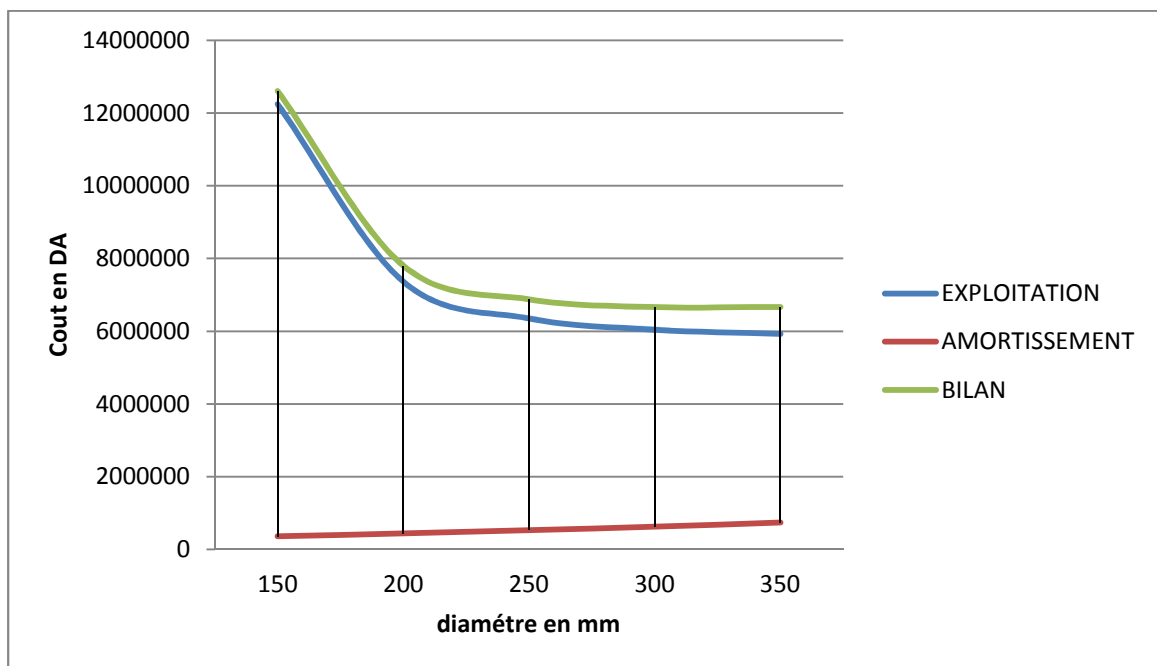


Figure III.3 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon SP2 - Réservoir projeté d'El-hadaik).

- Le diamètre économique est de **300 mm**, avec une vitesse de $V = 1,05$ m/s.

3/ Tronçon SP3- réservoir projeté de Bouchtata :

Le nombre de conduites de refoulement est égal à un ($N=1$)

❖ Calcul des caractéristiques techniques de la conduite d'aspiration :

- Données :

- Cote de l'axe de la pompe : $Z_1=19,5$ m.
- Cote de trop plein de réservoir d'El-hadaik : $Z_2= (19,5+3)=22,5$ m
- $H_g = 182,5$ m
- $Q = 0,0604$ m³/s
- $DC_{\text{Bonnin}} = 0,246$ m.
- $L = 11800$ m

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

Tableau III-4-a: Calcul de la HMT du tronçon SP3- réservoir projeté de Bouchtata.

Diamètre en (mm)	V (m/s)	Re	λ	I (m/m)	L (m)	ΔH_t (m)	HMT (m)
150	3,42	512951,17	0,014095623	0,064411199	11800	760,05	942,6
200	1,92	384713,38	0,014961662	0,016224199	11800	191,45	373,9
250	1,23	307770,70	0,015689588	0,005575	11800	65,79	248,3
300	0,85	256475,58	0,016324519	0,002331136	11800	27,51	210,0
350	0,63	219836,21	0,016891906	0,00111602	11800	13,17	195,7

Tableau III-4-b: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP3- réservoir projeté de Bouchtata.

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F_{amort} (DA)
150	2605,5	11800	2730147,12
200	3190,3	11800	3342923,95
250	3830,3	11800	4013541,55
300	4530,9	11800	4747658,26
350	5375,2	11800	5632349,57

Tableau III-4-c: Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP3- réservoir projeté de Bouchtata.

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F_{exploit} (DA)
150	681,0789891	5966251,944	31746426,6
200	316,5310207	2310676,451	12295109,4
250	210,1640336	1534197,445	8163464,61
300	177,7634635	1297673,284	6904919,54
350	165,6265675	1209073,943	6433482,45

Tableau III -5-d: Bilan du tronçon : SP3- réservoir projeté de Bouchtata.

Diamètre (mm)	F _{explo} (DA)	F _{amort} (DA)	Bilan (DA)
150	31746426,6	2730147,12	34476573,7
200	12295109,4	3342923,95	15638033,4
250	8163464,61	4013541,55	12177006,2
300	6904919,54	4747658,26	11652577,8
350	6433482,45	5632349,57	12065832

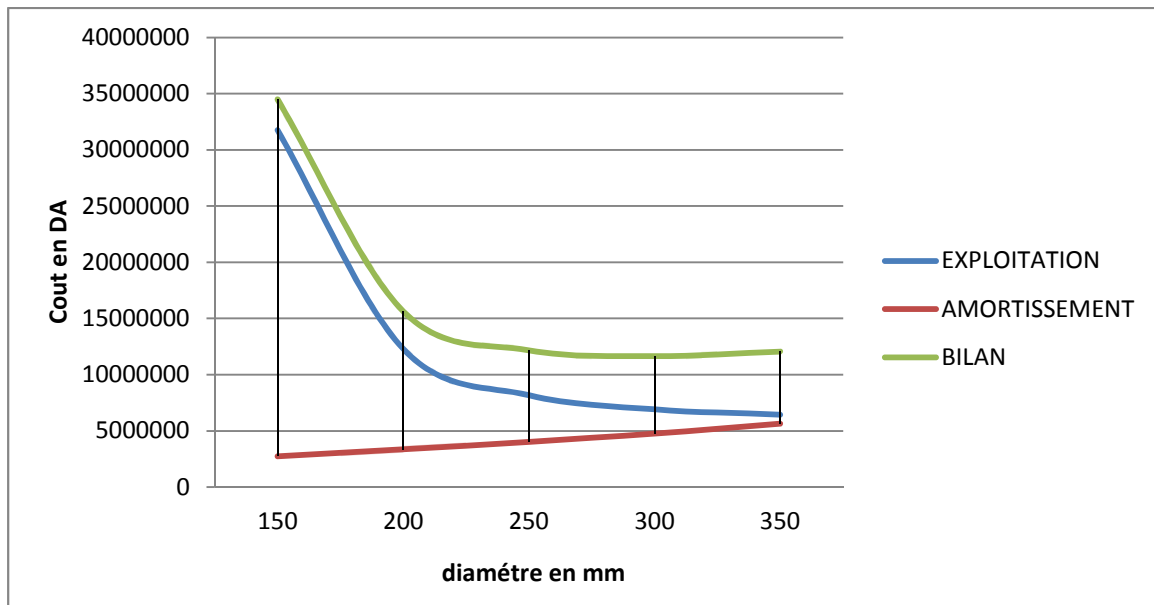


Figure III.4 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon SP3 - Réservoir projeté de Bouchtata).

- Le diamètre économique est de **250 mm**, avec une vitesse de $V = 1,23$ m/s

III.4.2 : Etude de l'adduction gravitaire :

III.4.2.1 : Détermination du diamètre avantageux :

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

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} \quad (III-14)$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m);

K' : Coefficient de perte de charge;

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

$$L_e = L_g + L_{e_c} \quad (III-15)$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

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

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

$$\Delta H_t = 1,15 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_{eq} = 1,15 * L_g \quad (III-16)$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m) ;

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

III.4.2.2 : Calcul des longueurs équivalentes des différents tronçons :

Les longueurs de notre adduction principale sont présentées dans le tableau suivant:

Tableau III-6: Les longueurs de l'adduction principale.

N° du tronçon	Point de départ	Point d'arrivé	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)
1	PR (3*5000 m ³)	Station de reprise 01	4050	4657,5
2	Station de reprise 01	Station de reprise 02	1737,5	1998,125

III.4.2.3 : Calcul des diamètres avantageux de l'adduction :

Le diamètre avantageux est calculé à base de la formule suivante :

$$D_{av.i} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_{eq.i} * Q_i^\beta}{\Delta H_i}} \quad (III-17)$$

Avec :

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

Q : Débit véhiculé par la conduite (m³/s) ;

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

$$\Delta H_i = J * L_{eq.i} \quad (III-18)$$

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

Selon le type de matériau on choisit les coefficients K' , m et β .

Tableau III-7: Coefficients K' , m, β pour différents types du tuyau.

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

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

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

Dans notre cas, on prend : $K' = 0,00179$; $\beta = 2$; $m = 5,1$ (matériaux : la fonte).

► **La vitesse d'écoulement**

Dans le cas des adductions, la vitesse optimale de l'écoulement varie de **0,5 à 2 m/s**.

On détermine la vitesse d'écoulement dans la conduite gravitaire moyennant l'équation de continuité :

$$Q = V * S \Rightarrow Q = V * \frac{\pi * D^2}{4} \text{ Ainsi: } V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} \quad (\text{III-19})$$

Avec :

Q : débit véhiculé par l'adduction (m³/s) ;

S : section de la canalisation (m²) ;

V : vitesse d'écoulement (m/s) ;

D : diamètre nominal de la conduite (m).

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre avantageux dans le tableau suivant:

Tableau III-8: Diamètres calculés pour l'adduction.

Tronçon	Débit du tronçon (m ³ /s)	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)	la charge disponible (m)	I (m/m)	ΔH (m)	D _{calculé} (mm)	D (mm)
1	0,2088	4050	4657,5	84	0,00859	40,01	0,397	400
2	0,1346	1737,5	1998,125	84	0,00734	14,66	0,345	350

III.4.2.4 : Normalisation des pressions :

$$C_{P(i+1)} = C_{pi} + \Delta H_{(i+1-i)} \quad (\text{III-20})$$

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

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

ΔH_(i+1-i): La perte de charge du point (i+1) au point (i).

$$P = C_p - C_T \quad (\text{III-21})$$

Avec:

P : Pression.

C_p: cote piézométrique

C_T: cote du terrain.

Tableau III -9: la pression au sol.

N° du tronçon	Débit du tronçon (m ³ /s)	D (mm)	V (m/s)	ΔH_i (m)	L_{eq}	C_p (m)	C_{TN} (m)	P (m)
1	0,209	400	1,66	40,01	4657,5	63,99	20	43,99
2	0,1346	350	1,4	14,66	1998,125	49,33	14	34,33

- **Remarque** : le calcul du 03 variante proposée est justifié dans le tableau III-10.

Tableau III -10: vérification de la pression à l'aval de l'adduction.

N° du tronçon	Débit du tronçon (m ³ /s)	D (mm)	V (m/s)	ΔH_i (m)	L_{eq}	C_p (m)	C_{TN} (m)	P (m)
1	0,209	400	1,66	152,01	17695,63	-88,51	63,5	-111,51

III.4.2.5 : Les frais d'investissement

Les frais d'investissement des conduites gravitaire figurent dans le tableau suivant:

Tableau III-11: Frais d'investissement des conduites gravitaires.

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F_{amort} (DA)
400	6810	4050	2449148,4
350	5357,2	1737,5	826562,388
TOTAL			3275710,79

Conclusion :

Le transport de l'eau constitue généralement un investissement considérable, et dans ce chapitre, nous avons étudié l'adduction de la zone d'étude sur la base d'une étude technico-économique qui nous permet de trouver les diamètres les plus économiques.

Chapitre IV :

“ Pompage des eaux ”

Chapitre IV: pompage des eaux.

Introduction :

Le métier de distributeur d'eau présente une caractéristique assez remarquable : sa diversité. C'est d'ailleurs ce qui en fait l'intérêt et attire les ingénieurs qui s'y consacrent.

Dans le domaine du pompage de l'eau (alimentation en eau potable), les pompes les plus fréquemment utilisées sont les pompes centrifuges. Pour cette raison nous y consacrerons l'essentiel de ce chapitre.

IV-1- Choix du nombre de pompes : [5]

IV-1-1- Refoulement : SR 1 - Réservoir projeté de l'Université.

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau (IV-1-a):

Tableau IV-1-a: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.

n	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	N ^{bre} d'étage	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	∅ roue (mm)
1	266,83	77,4	A3/100	80,8	80,8	2920	1	69,4	6,34	100
3	124,92	77,4	A3/80	76,9	77,8	2920	1	45	5,82	80
5	53,366	77,4	A3/65	70,1	80	2920	1	30	4,248	65

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

Conclusion:

On opte pour un nombre de pompe de trois (03) en plus d'une (01) pompe de secours. Ces quatre (04) pompes sont identiques de type MEC 80/A3.

IV-1-2- Refoulement : SR 2 - Réservoir projeté d'Elhadaik :

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau (IV-1-b):

Tableau IV-1-b: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.

n	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	N ^{bre} d'étage	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	∅ roue (mm)
1	267,21	149,5	PM/125	74,7	183	2900	2	200	8,77	125
3	88,92	149,5	PM/80	75,5	181	2920	3	55	3,74	80
5	53,442	149,5	A004/80	61	137	2920	1	55	3,36	80
5	53,442	149,5	PM/100	76	164	1450	8	37	1,92	100

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

Conclusion:

On opte pour un nombre de pompe de trois (03) en plus d'une (01) pompe de secours. Ces quatre (04) pompes sont identiques de type PM 80/3A.

IV-1-3- Refoulement : SR 2 - Réservoir projeté de Bouchtata :

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau (IV-1-c).

Tableau IV-1-c: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.

n	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	N ^{bre} d'étage	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	Ø roue (mm)
1	217,55	248,3	PM/125	75,4	315	2900	4	250	5	125
3	72,52	248,3	PM/80	74,6	205	2900	4	55	3,15	80
5	43,51	248,3	PM/65	61,1	266	2900	7	55	2,12	65

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

Conclusion:

On opte pour un nombre de pompe de trois (03) en plus d'une (01) pompe de secours. Ces quatre (04) pompes sont identiques de type PM 80/4B.

IV -2- Courbes caractéristiques des pompes :

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

- * [H-Q] * [P_{abs}- Q] * [η_p - Q] * [(NPSH)_r- Q] .

Ces courbes et abaques sont tirés du catalogue des pompes CAPRARI.

Les courbes caractéristiques de la pompe [H-Q], [P_{abs}- Q], [η_p - Q], [(NPSH)_r- Q]. Sont représentées par les figures (IV-1) pour la première station de pompage, les figures (IV-2) pour la deuxième station de pompage et les figures (IV-3) pour la troisième station de pompage.

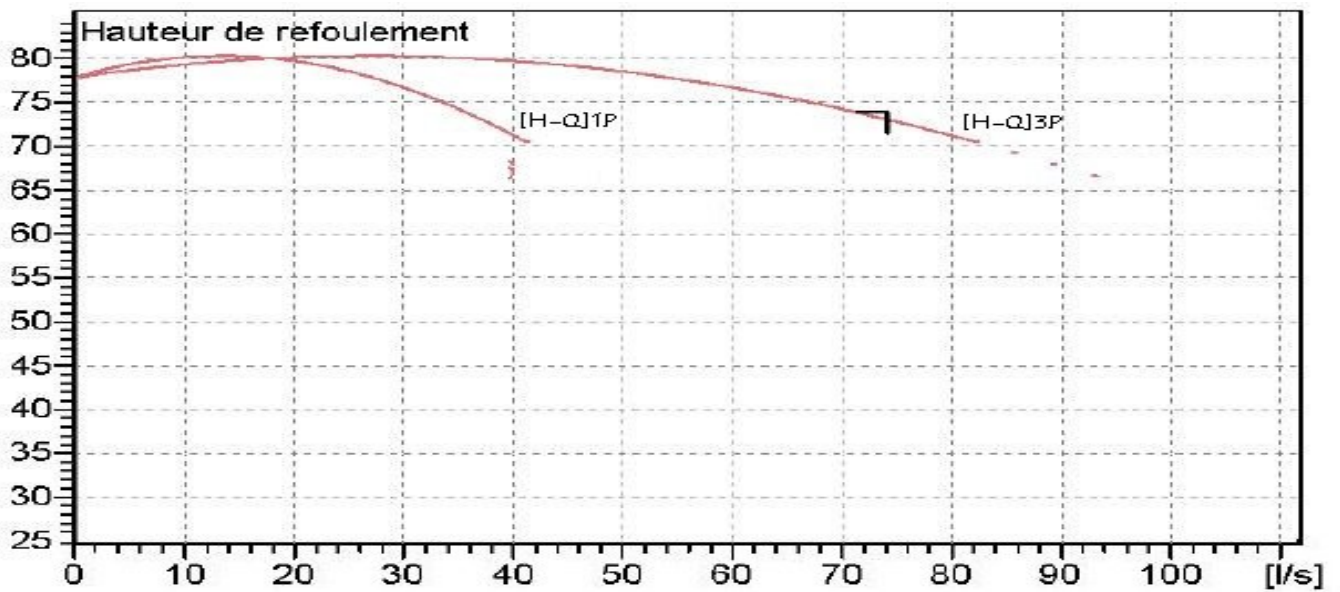


Figure IV-1-a: courbe caractéristique [H-Q] de la pompe du (SP 1).

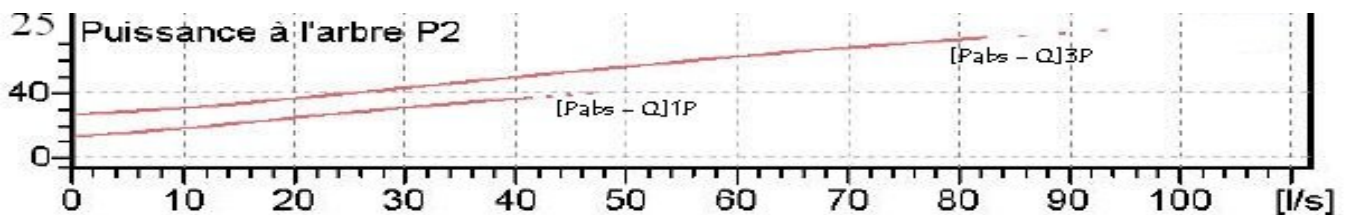


Figure IV-1-b: courbe caractéristique [P_{abs}- Q] du pompe du (SP 1).

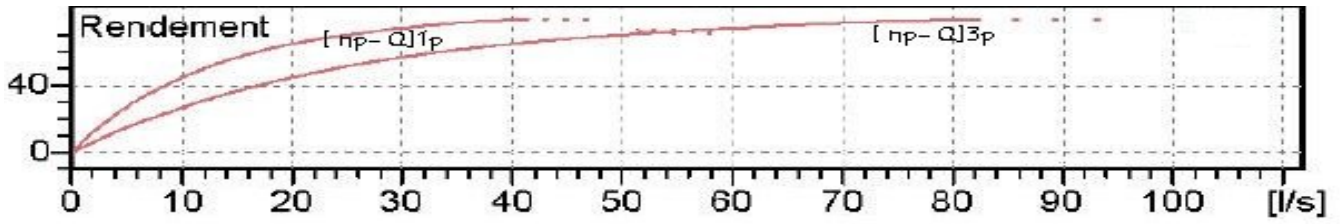


Figure IV-1-c : courbe caractéristique $[\eta_p - Q]$ du pompe du (SP 1).

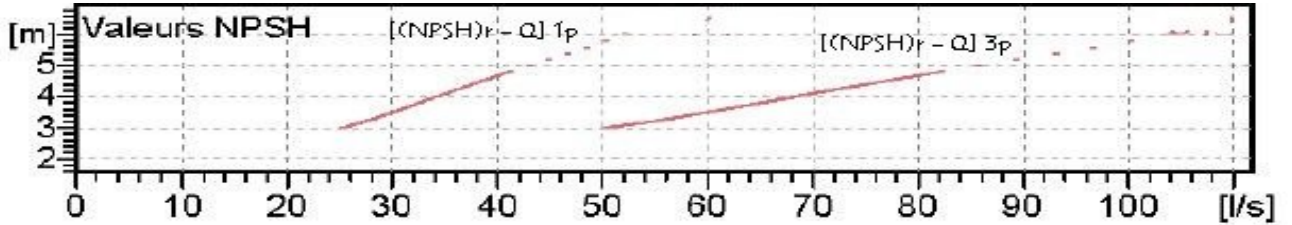


Figure IV-1-d: courbe caractéristique $[(NPSH)_r - Q]$ du pompe du (SP 1).

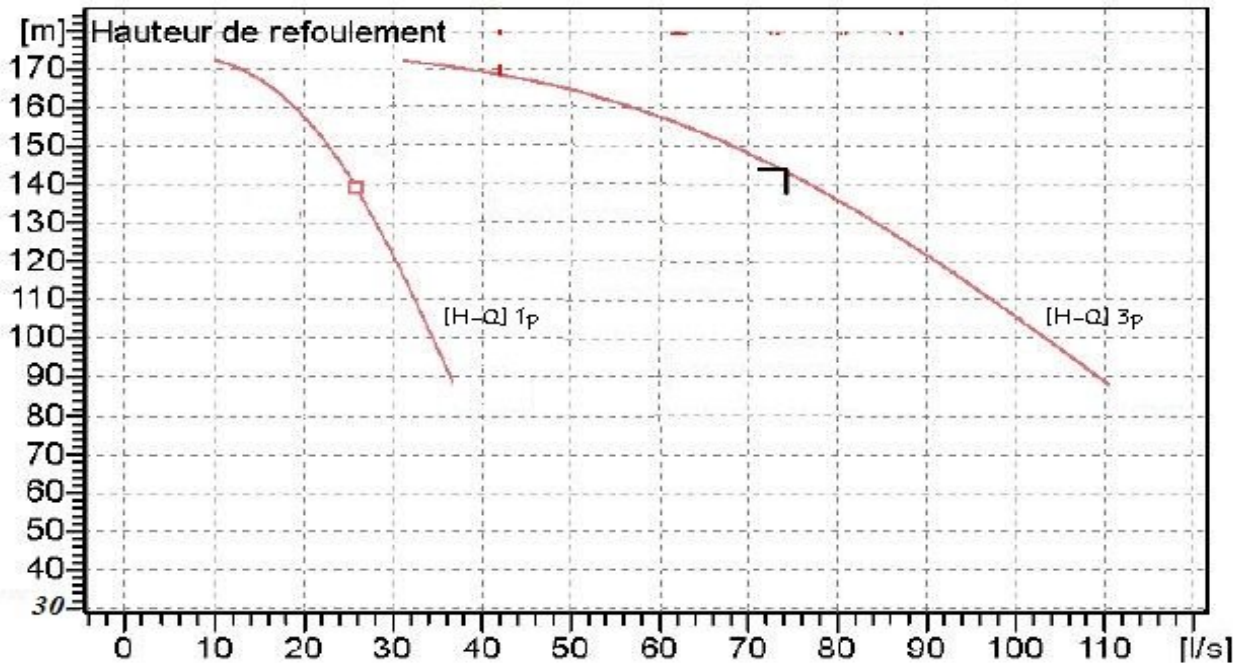


Figure IV-2-a: courbe caractéristique $[H-Q]$ de la pompe du (SP 2).

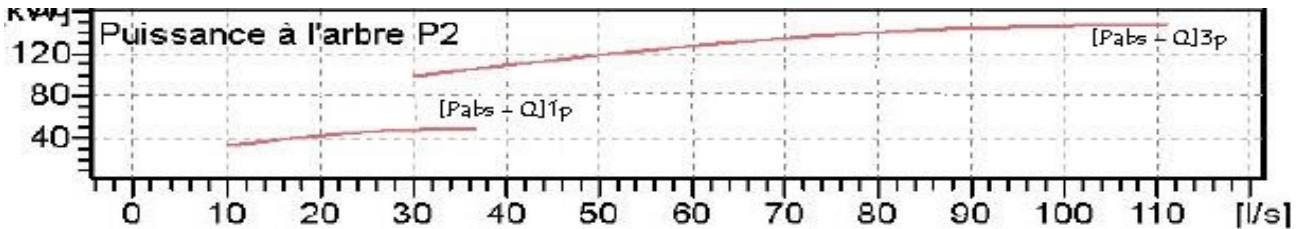


Figure IV-2-b: courbe caractéristique $[P_{abs} - Q]$ du pompe du (SP 2).

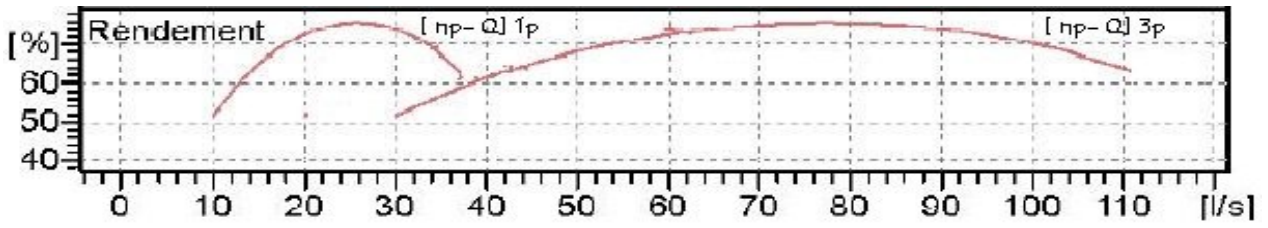


Figure IV-2-c: courbe caractéristique $[\eta_p - Q]$ du pompe du (SP 2).

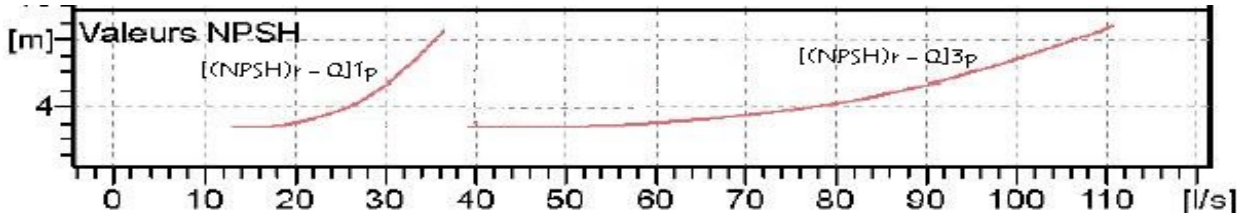


Figure IV-2-d: courbe caractéristique $[(NPSH)_r - Q]$ du pompe du (SP 2).

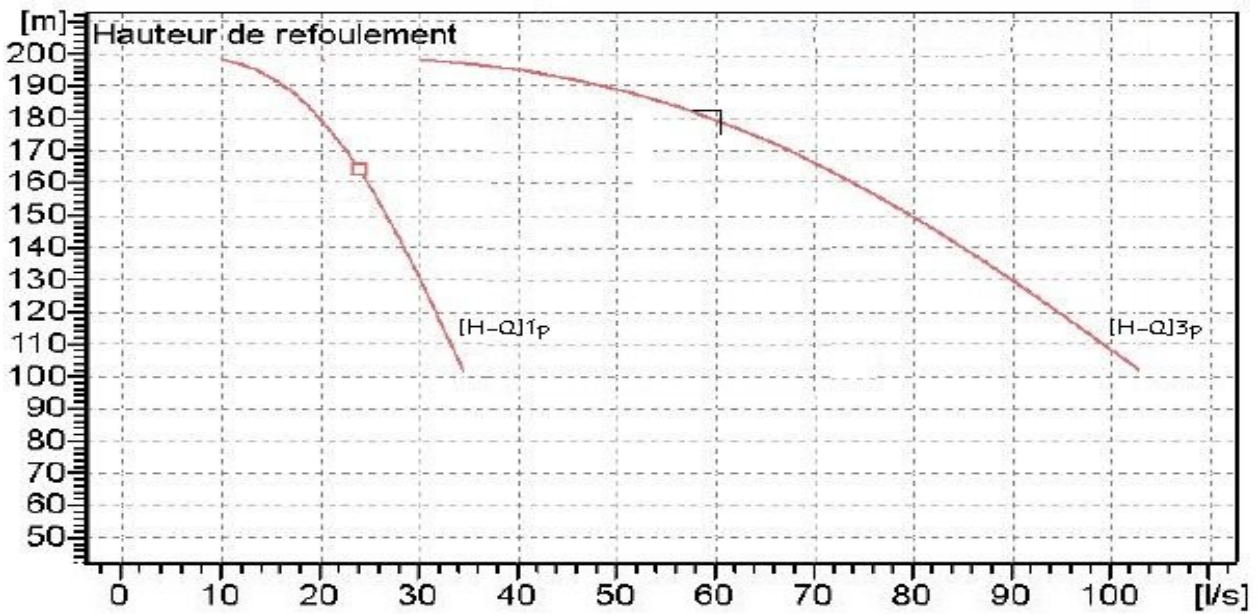


Figure IV-3-a: courbe caractéristique $[H - Q]$ de la pompe du (SP 3).

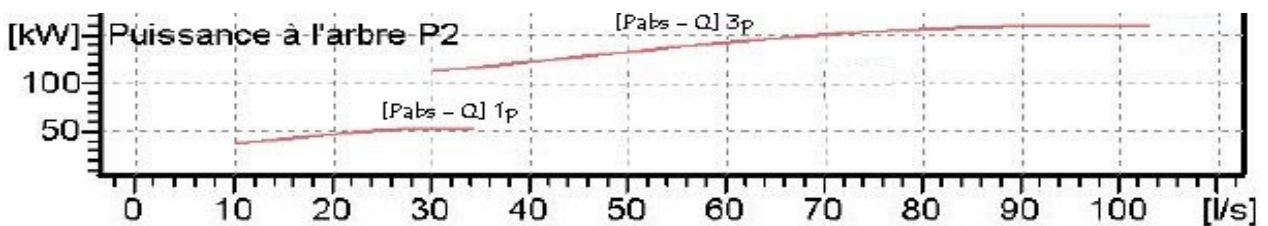


Figure IV-3-b: courbe caractéristique $[P_{abs} - Q]$ du pompe du (SP 3).

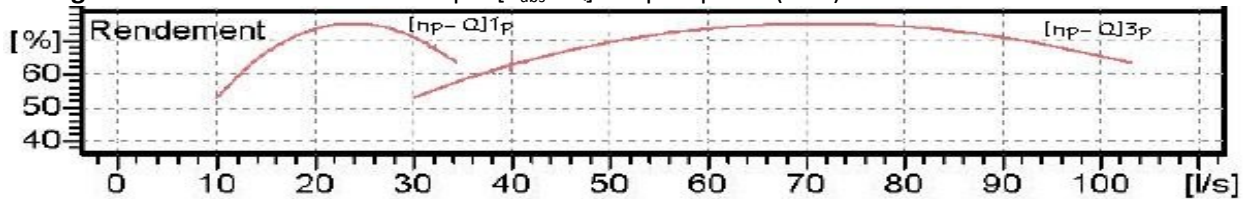


Figure IV-3-c: courbe caractéristique $[\eta_p - Q]$ du pompe du (SP 3).

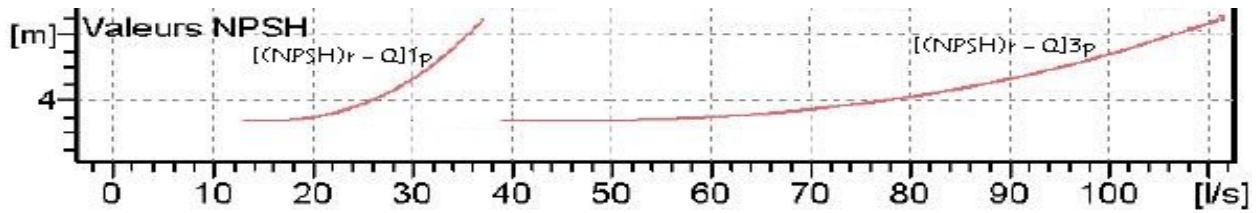


Figure IV-3-d: courbe caractéristique $[(NPSH)_r - Q]$ du pompe du (SP 3).

IV-3- Points de fonctionnement des pompes :

Le point de fonctionnement d'une pompe est l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe installée et en fonctionnement $[H-Q]$ et la courbe caractéristique de la conduite refoulant un débit de la pompe en fonctionnement $[H_c-Q]$.

➤ **Courbe caractéristique de la conduite**

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

$$H_c = H_g + \Delta h_t \quad (IV -1)$$

Avec :

H_g : hauteur géométrique (m) ;

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

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

Avec :

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

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

λ : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement, $\lambda = 0,016$ pour $D = 300\text{mm}$ et $\lambda = 0,0159$ pour $D = 250\text{mm}$ (voir chapitre III) ;
 L_{ref} : longueur de la conduite de refoulement (m) ;
 Q : débit refoulé par la pompe (m^3/s) ;
 D_{ec} : diamètre économique de la conduite de refoulement (m) ;
 g : accélération de la pesanteur (m/s^2).

IV-3-1- Refoulement : SP 1 – réservoir projeté de l'Université.

Tableau IV-2-a : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP1-RP Université).

N°	Q (m^3/h)	3Q (m^3/h)	H_g (m)	L_{ref} (m)	D_{ec} (m)	λ	Δh_p^{lin} (m)	Δh_t (m)	H_c (m)
1	0	0	74	975	0,3	0,0163	0,000	0,000	74,00
2	10	30	74	975	0,3	0,0163	0,488	0,561	74,56
3	20	60	74	975	0,3	0,0163	1,950	2,243	76,24
4	30	90	74	975	0,3	0,0163	4,388	5,047	79,05
5	40	120	74	975	0,3	0,0163	7,802	8,972	82,97
6	50	150	74	975	0,3	0,0163	12,190	14,019	88,02
7	60	180	74	975	0,3	0,0163	17,554	20,187	94,19
8	70	210	74	975	0,3	0,0163	23,893	27,476	101,48
9	80	240	74	975	0,3	0,0163	31,207	35,888	109,89
10	90	270	74	975	0,3	0,0163	39,496	45,420	119,42
11	100	300	74	975	0,3	0,0163	48,760	56,074	130,07

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (IV-4-a).

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

$$\begin{cases} Q_{Pf} = 268,2 \text{ m}^3 / \text{h} > Q_{app} = 266,83 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_{Pf} = 80,1 \text{ m} > H_{app} = 77,4 \text{ m} \end{cases}$$

Conclusion

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

IV-3-2- Refoulement : SP 2 – réservoir projeté d'El-hadaik.

Tableau IV-2-b: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP1-RP El-hadaik.)

N°	Q (m³/h)	3Q (m³/h)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ	Δh _p ^{lin} (m)	Δh _t (m)	H _c (m)
1	0	0	144	1562,5	0,3	0,0163	0,000	0,000	144,00
2	10	30	144	1562,5	0,3	0,0163	1,120	1,288	145,29
3	20	60	144	1562,5	0,3	0,0163	4,478	5,150	149,15
4	30	90	144	1562,5	0,3	0,0163	10,077	11,588	155,59
5	40	120	144	1562,5	0,3	0,0163	17,914	20,601	164,60
6	50	150	144	1562,5	0,3	0,0163	27,990	32,189	176,19
7	60	180	144	1562,5	0,3	0,0163	40,306	46,352	190,35
8	70	210	144	1562,5	0,3	0,0163	54,861	63,090	207,09
9	80	240	144	1562,5	0,3	0,0163	71,655	82,404	226,40
10	90	270	144	1562,5	0,3	0,0163	90,689	104,292	248,29
11	100	300	144	1562,5	0,3	0,0163	111,962	128,756	272,76

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (IV-4-b).

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

$$\begin{cases} Q_{Pf} = 270 \text{ m}^3 / \text{h} > Q_{app} = 267,2 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_{Pf} = 151,3 \text{ m} > H_{app} = 149,5 \text{ m} \end{cases}$$

Conclusion

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

IV-3-3- Refoulement : SP 3 - réservoir projeté de Bouchtata.

Tableau IV-2-c: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (Sp3-RP Bouchtata)

N°	Q (m³/h)	3Q (m³/h)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ	Δh _p ^{lin} (m)	Δh _t (m)	H _c (m)
1	0	0	182,5	11800	0,25	0,0157	0,000	0,000	182,50
2	10	30	182,5	11800	0,25	0,0157	21,389	24,598	207,10
3	20	60	182,5	11800	0,25	0,0157	85,558	98,391	280,89
4	30	90	182,5	11800	0,25	0,0157	192,505	221,381	403,88

5	40	120	182,5	11800	0,25	0,0157	342,231	393,566	576,07
6	50	150	182,5	11800	0,25	0,0157	534,736	614,946	797,45
7	60	180	182,5	11800	0,25	0,0157	770,020	885,523	1068,02
8	70	210	182,5	11800	0,25	0,0157	1048,083	1205,295	1387,79
9	80	240	182,5	11800	0,25	0,0157	1368,924	1574,263	1756,76
10	90	270	182,5	11800	0,25	0,0157	1732,545	1992,426	2174,93
11	100	300	182,5	11800	0,25	0,0157	2138,944	2459,786	2642,29

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (IV-4-c).

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

$$\text{sont : } \begin{cases} Q_{pf} = 115,2 \text{ m}^3 / \text{h} \prec Q_{app} = 217,55 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_{pf} = 200 \text{ m} \prec H_{app} = 248,3 \text{ m} \end{cases}$$

Conclusion

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

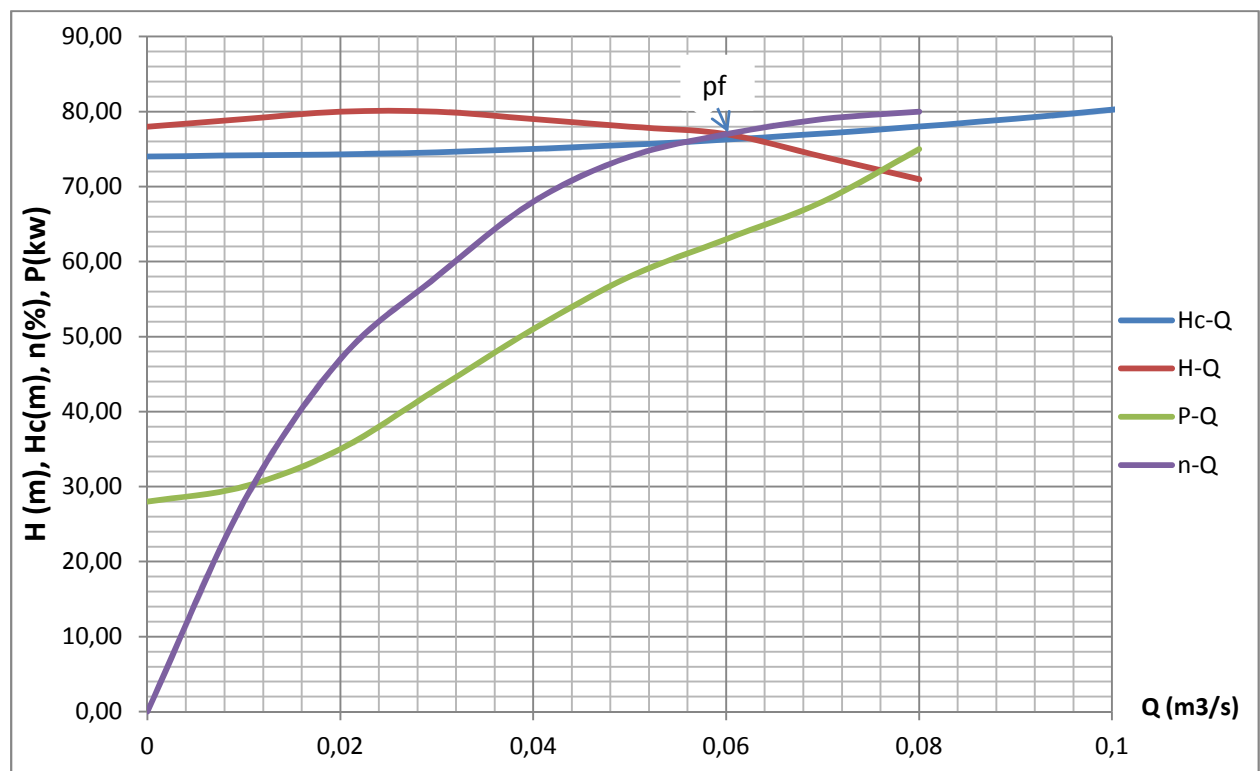


Figure IV-4-a: Point de fonctionnement des pompes de la SP 1.

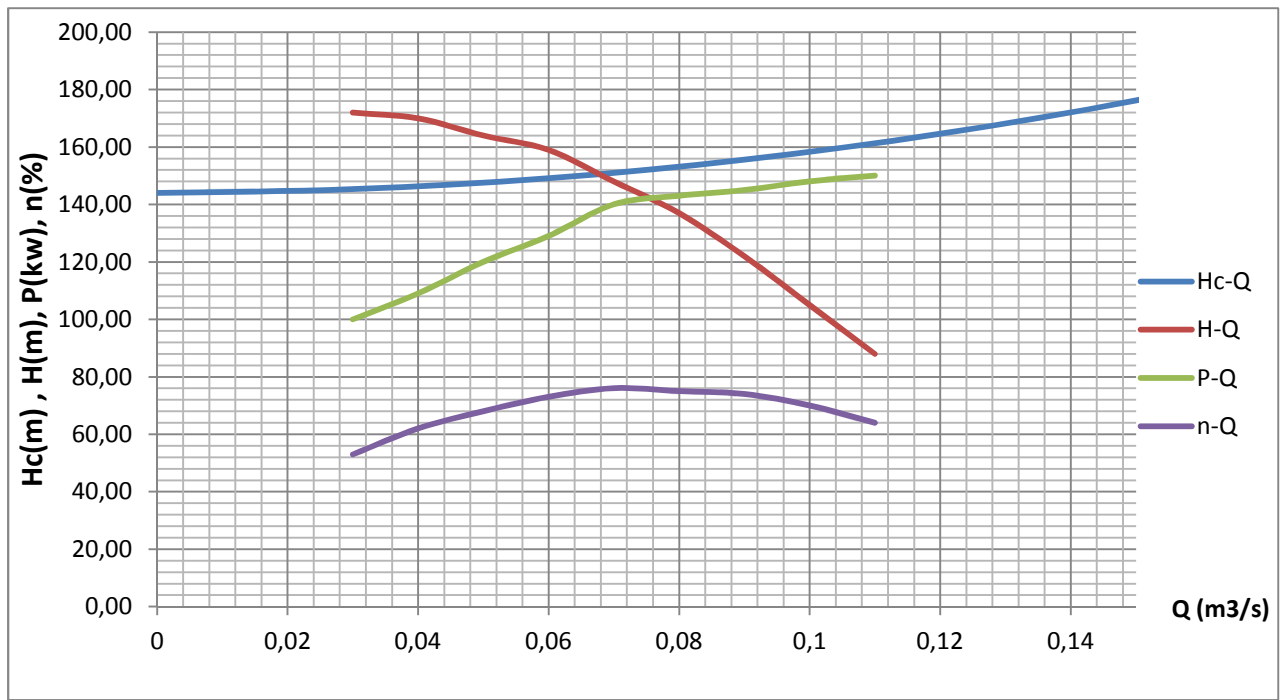


Figure IV-4-b: Point de fonctionnement des pompes de la SP 2.

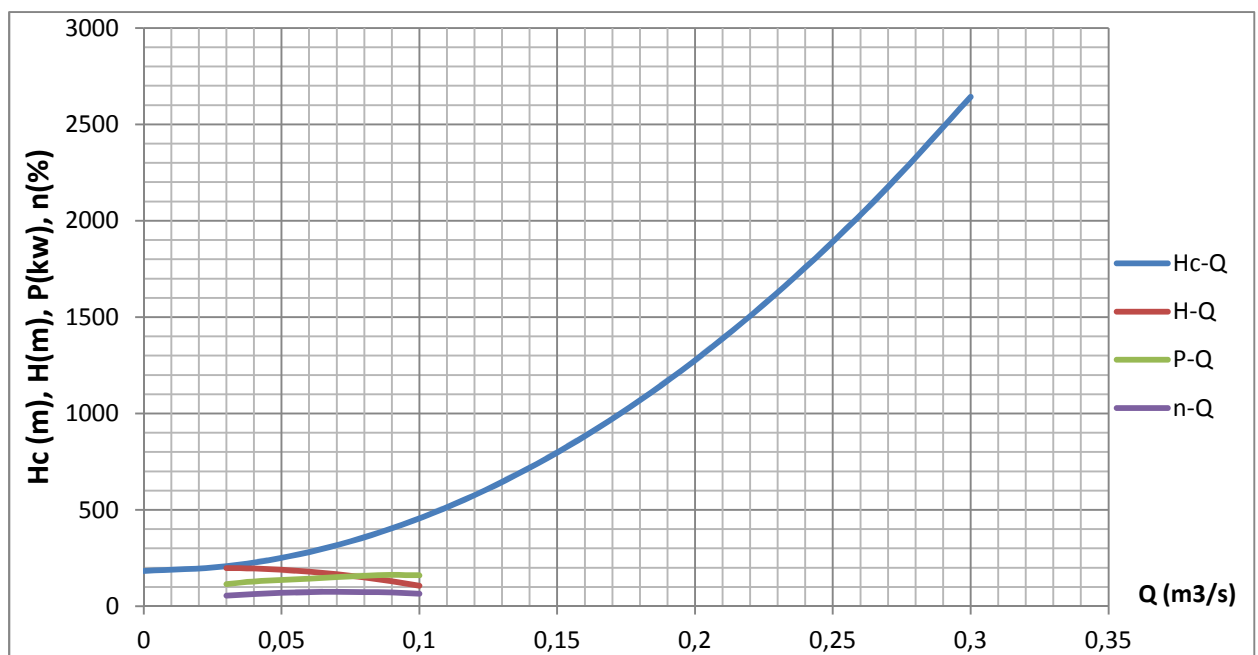


Figure IV-4-c: Point de fonctionnement des pompes de la SP 3.

IV-4- Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données : [5]

A- Débit disponible > Débit appelé

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

- Réglage qualitatif
- Réglage quantitatif
- Rognage

B- Débit disponible < Débit appelé

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

- Qualitatif : augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.
- Changement de type de pompe.

IV-4-1- Refoulement : SP 1 – réservoir projeté de l'Université.

a) Vannage

- $H' = 80,1$ m (figure IV-4-a).
- $h_v = 80,1 - 77,4 \Rightarrow h_v = 2,7$ m.
- $\eta_{av,van}^{inst} = 76,9\%$ (tableau VI -1-a).

$$\bullet \eta_{ap,van}^{inst} = 76,9 * \frac{77,4}{77,4 + 2,7} \Rightarrow \eta_{ap,van}^{inst} = \mathbf{74,31\%}$$

- Moyennant la formule III-9 (Chapitre III), on détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant

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

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{266,83}{3} \Rightarrow Q = 88,94 \text{ m}^3 / \text{h} . \text{ Ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 * 124,92 * 80,1}{0,7651 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = \mathbf{36,69 \text{ Kw.}}$$

b) Diminution du temps de pompage

$$\bullet \text{ Le nouveau temps de pompage sera : } t' = \frac{266,83}{268,2} * 24 \Rightarrow \mathbf{t' = 23 \text{ h } 52 \text{ min } 38 \text{ sec}}$$

- Le rendement correspondant au débit $Q_{pf} = 268,2 \text{ m}^3 / \text{h}$ est : **78 %** (figure IV-4-a).

Moyennant la formule III-9 (Chapitre I III), on détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant

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

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{268,2}{3} \Rightarrow Q = 89,4 \text{ m}^3 / \text{h} . \text{ Ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 * 89,4 * 80,1}{0,78 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = \mathbf{25,01 \text{ Kw}}$$

c) Rognage

$$\bullet \text{ L'équation de la droite de rognage est telle que : } H = \frac{77,4}{266,83} * Q \Rightarrow H = 0,29 * Q$$

$$\bullet \text{ Le diamètre de la roue après le rognage, sera : } d = D * \sqrt{\frac{266,83}{268,2}} \Rightarrow \mathbf{d = 79,79 \text{ mm.}}$$

$$\bullet \text{ Le coefficient de rognage est : } m = \sqrt{\frac{266,83}{268,2}} \Rightarrow m = 0,99.$$

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

\Rightarrow Le rognage est une solution efficace

- Le rendement après rognage est : **77 %** (figure IV-7-a) :

$$\bullet \text{ La puissance absorbée : } P_{abs} = \frac{9,81 * 220 * 77,4}{0,77 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = \mathbf{60,26 \text{ Kw.}}$$

Conclusion

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

IV-4-2- Refoulement : SP 2 – réservoir projeté d'El-hadaik.

a) Vannage

• $H_c' = 151,3$ m (figure IV-4-b).

• $h_v = 151,3 - 149,5 \Rightarrow h_v = 1,8$ m.

• $\eta_{inst_{av,van}} = 75,5\%$ (tableau VI -1-b).

• $\eta_{inst_{ap,van}} = 75,50 * \frac{149,5}{149,5 + 1,8} \Rightarrow \eta_{inst_{ap,van}} = 74,6\%$

• Moyennant la formule IV-12 (Chapitre IV), on détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant

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

n : nombre de pompes en parallèle ;

$Q = \frac{267,21}{3} \Rightarrow Q = 89,07 m^3 / h$ ainsi : $P_{abs} = \frac{9,81 * 88,92 * 151,3}{0,746 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = 49,14 Kw.$

b) Diminution du temps de pompage

• Le nouveau temps de pompage sera : $t' = \frac{267,2}{270} * 24 \Rightarrow t' = 23h 45min 4 sec$

• Le rendement correspondant au débit $Q_{Pf} = 270 m^3/h$ est : **67 %** (figure IV-4-b) ;

Moyennant la formule III-9 (Chapitre III), on détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant

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

n : nombre de pompes en parallèle ;

$Q = \frac{270}{3} \Rightarrow Q = 90 m^3 / h$ ainsi : $P_{abs} = \frac{9,81 * 90 * 151,3}{0,67 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = 55,38 Kw.$

Conclusion

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

IV-4-3- Refoulement : SP 3 – réservoir projeté de Bouchtata.

Le débit du point de fonctionnement est très petit donc on préfère de changer la pompe.

• Changement de type de pompe :

- On choisit la pompe : **PM 80 /7C.**
- Leurs courbes caractéristiques sont mentionnées sur la figure IV-5.

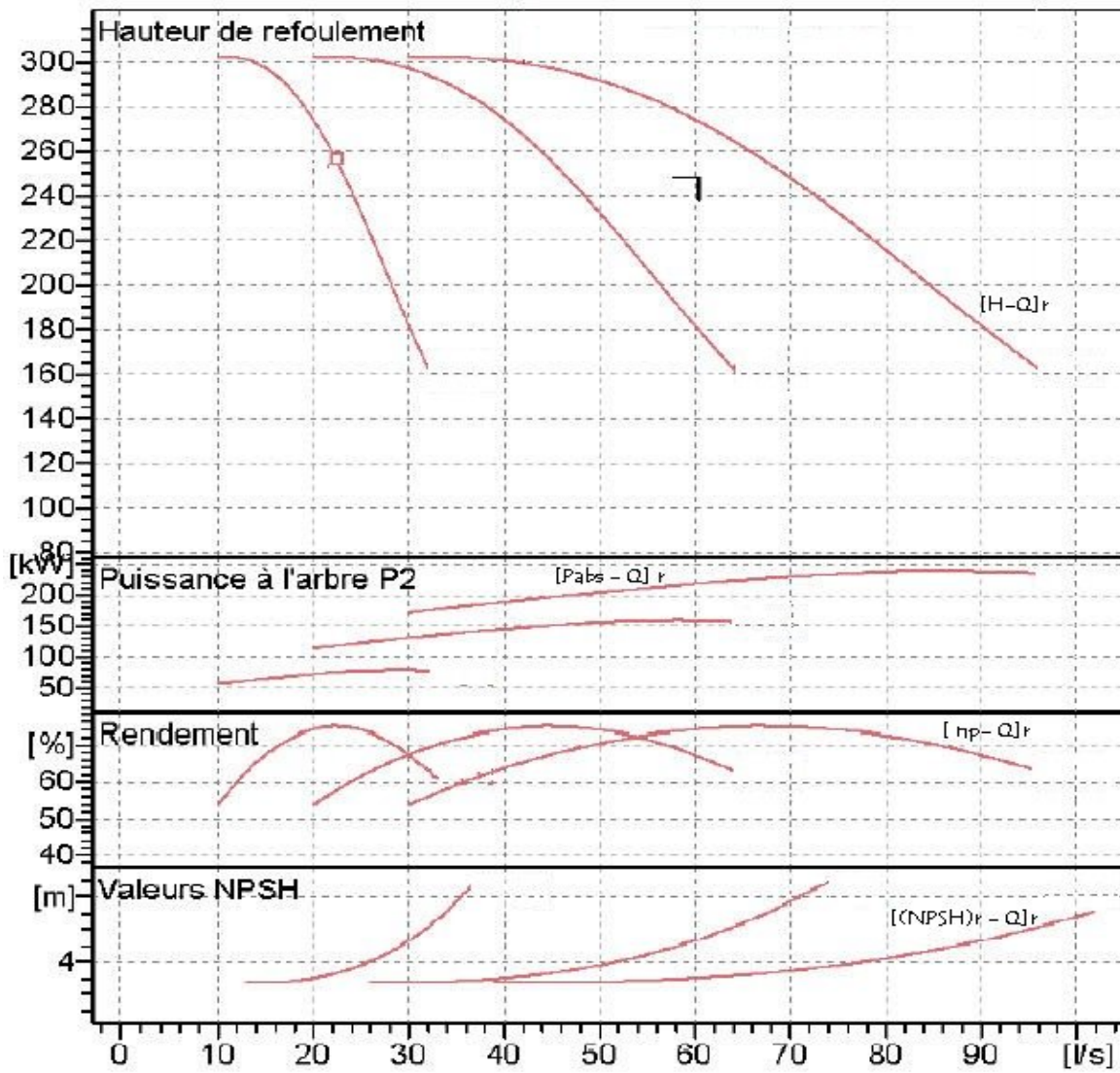


Figure IV-5: les courbes caractéristiques de la nouvelle pompe du (SP 3).

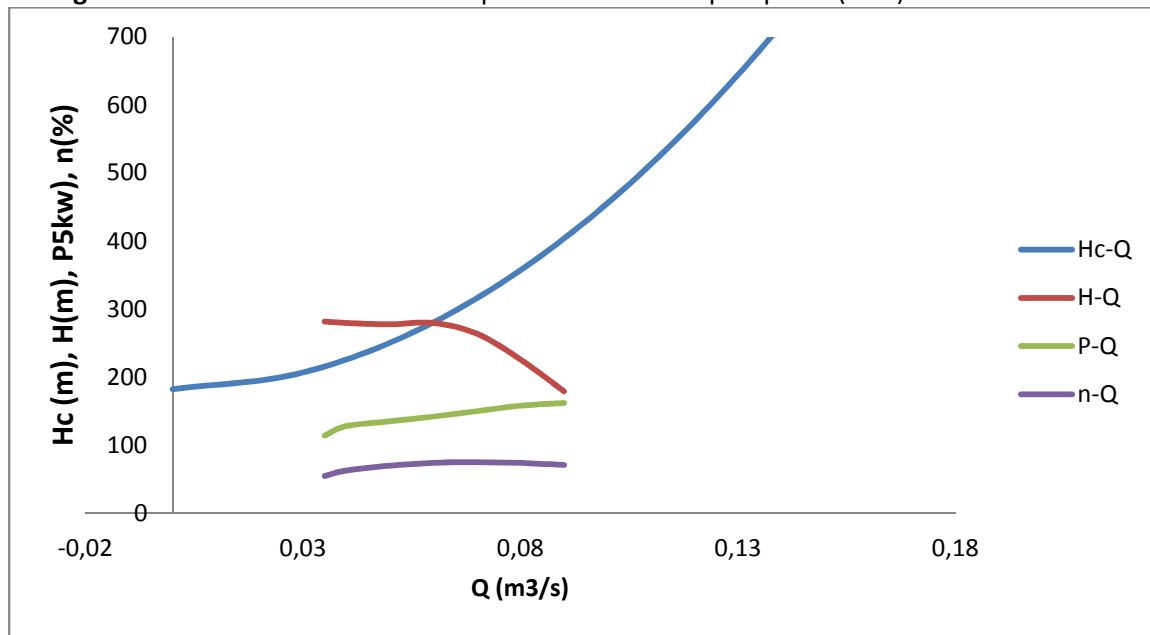


Figure IV-6: nouvelle point de fonctionnement des pompes de la SP 3.

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

sont :
$$\begin{cases} Q_{Pf} = 217,8m^3 / h \cong Q_{app} = 217,55m^3 / h \\ H_{Pf} = 270m \succ H_{app} = 248,3m \end{cases}$$

- Le débit et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement étant respectivement presque correspondants au débit et à la hauteur manométrique appelés.

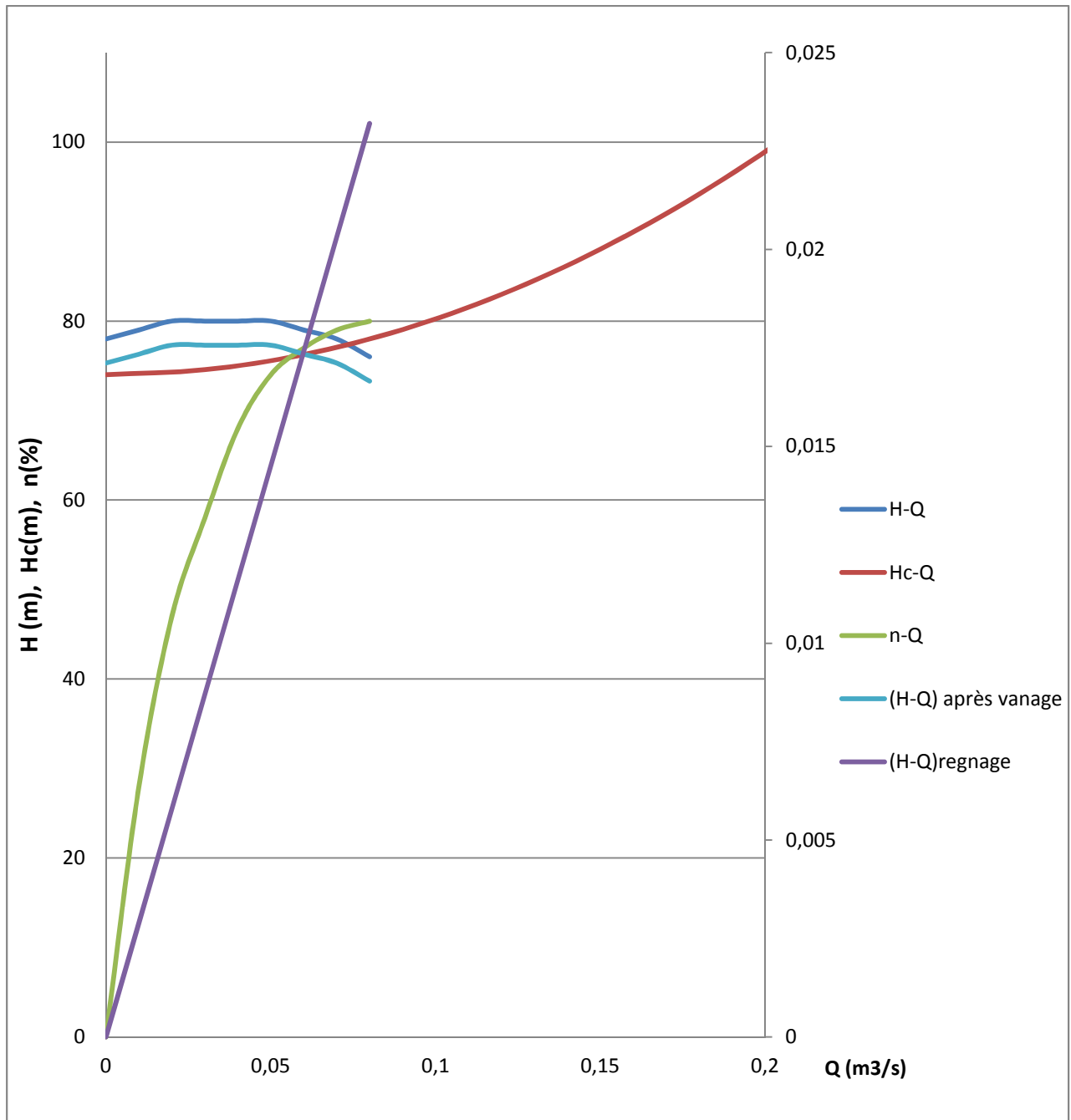


Figure IV-7-a: Modes de réglage de la SP 1.

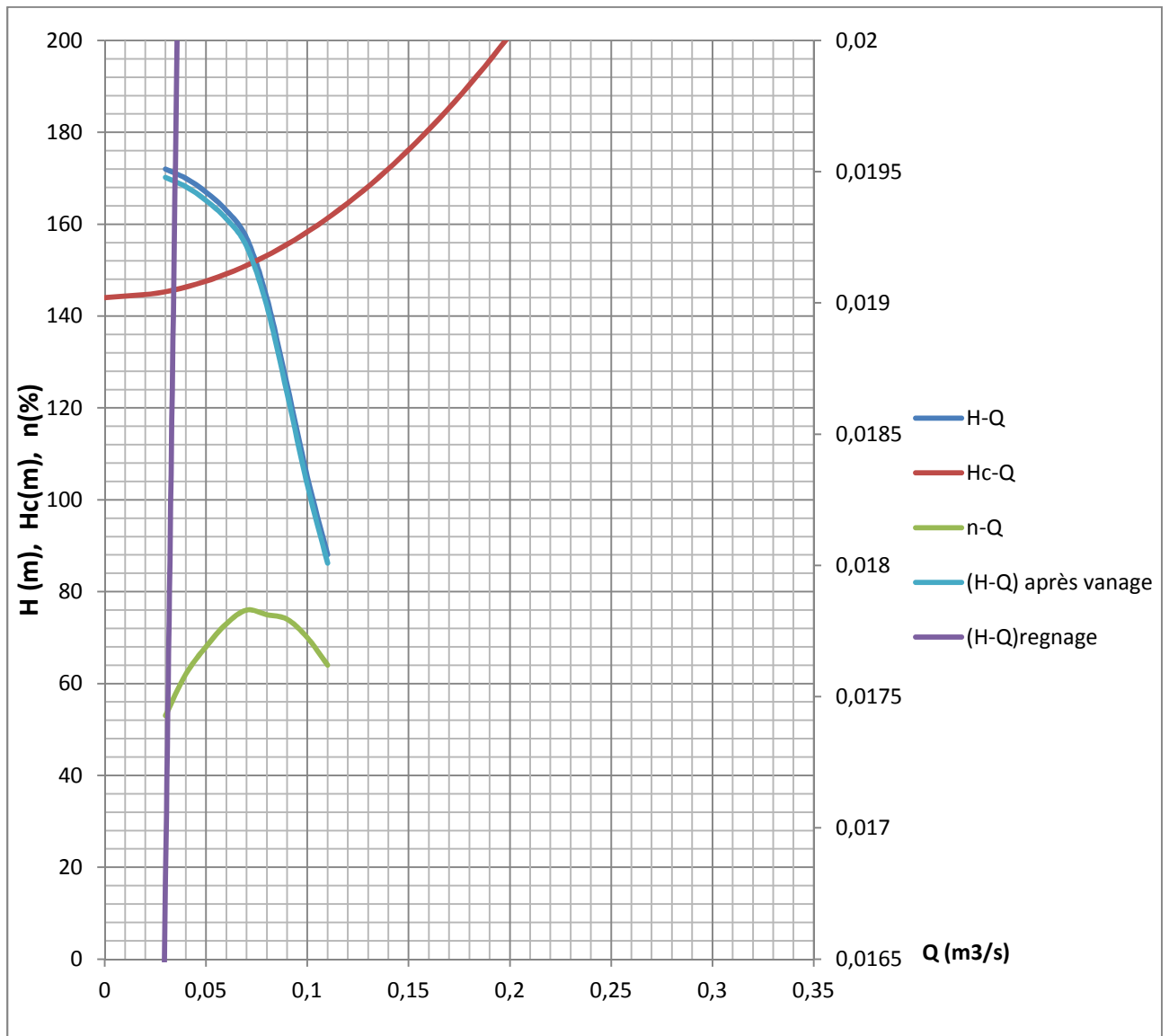


Figure IV-7-b: Modes de réglage de la SP 2.

IV-5- Etude de la cavitation :

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

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

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

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

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

On prend : r = 0,3 m.

Pour une pompe donnée fonctionnant à une vitesse déterminée, il existe une hauteur limite d’aspiration en deçà de laquelle il convient toujours de se tenir.

Dans notre cas, on a à faire à des installations :

En charge au niveau de chaque station de pompage N°1, 2 et 3, alors la hauteur d'aspiration admissible est régie par la relation suivante :

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

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

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

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

Avec : H : altitude de la station.

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

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

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

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

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

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

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 III -14 (chapitre III).

$$\Delta h_p^{lin} = 0,00179 * \left(\frac{L_r * Q_{app}^2}{D_c^{5,1}} + \frac{l_r * Q_a^2}{D_a^{5,1}} \right) \quad (IV -15)$$

L_r : longueur du collecteur d'aspiration, $L_r = 50$ m ;

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

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

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

Avec : n : nombre de pompes en parallèles.

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

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

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

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

D_a : diamètre de la conduite d'aspiration,

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

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

➤ Calage de la pompe

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

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

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

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

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

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

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

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

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

IV-5-1- Refoulement : SP 1 – réservoir projeté de l'Université.

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 5,82$ m .
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 15 \Rightarrow P_{at} = 10,31$ mce
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20^\circ C$: $T_v = 0,24$ mce
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 1,4 * DN1$

DN1 = 300 mm (chapitre III)

Donc : $D_a = 1,4 * 300 = 420$ mm, on prend $D_a = 400$ mm.

- La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 * 124,92}{3,14 * 0,40^2 * 3600} \Rightarrow V_a = 0,3 m / s$

- Diamètre du collecteur d'aspiration :

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * 266,83}{3,14 * 0,3 * 3600}} \Rightarrow D_c = 0,315 m$$

On pose $D_c = 0,3 m \Rightarrow V_c = \frac{4 * 266,83}{3,14 * 0,3^2 * 3600} \Rightarrow V_c = 1,05 m / s$

Cette vitesse est admissible alors on prend : $D_c = 300 mm$

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

$$\Delta h_p^{lin} = 0,00179 * \left(\frac{50 * \left(\frac{266,83}{3600}\right)^2}{0,3^{5,1}} + \frac{1,5 * \left(\frac{124,92}{3600}\right)^2}{0,4^{5,1}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,23 m$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,23 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,26 m$
- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 5,82 + 0,3 - 10,31 + 0,24 + \frac{0,3^2}{2 * 9,81} + 0,23 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = - 3,72 m$$

- Le niveau minimum du plan d'aspiration : $\nabla_{min} = 15 - 3,8 + 0,2 \Rightarrow \nabla_{min} = 11,4 m NGA$
- La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 11,48 - (-3,72) + 0,3 \Rightarrow \nabla_{axe} = 15,42 m$

IV-5-2- Refoulement : SP 2 – réservoir projeté d'El-hadaik.

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 3,82$ m
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 19 \Rightarrow P_{at} = 10,3$ mce
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20^\circ C$: $T_v = 0,24$ mce
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 1,4 * DN1$

DN1 = 300 mm (chapitre III)

Donc : $D_a = 1,4 * 300 \Rightarrow D_a = 420 mm \Rightarrow$ on prend: $D_a = 400 mm$

- La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 * 88,92}{3,14 * 0,4^2 * 3600} \Rightarrow V_a = 0,2 m / s$

- Diamètre du collecteur d'aspiration :

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * 267,2}{3,14 * 0,2 * 3600}} \Rightarrow D_c = 0,687 m$$

$$\text{On pose } D_c = 0,65m \Rightarrow V_c = \frac{4 * 267,2}{3,14 * 0,65^2 * 3600} \Rightarrow V_c = 0,23m/s$$

$$\text{Pour } D_c = 0,3m \Rightarrow V_c = \frac{4 * 267,2}{3,14 * 0,3^2 * 3600} \Rightarrow V_c = 1,05m/s$$

Cette vitesse est admissible alors on prend : $D_c = 300mm$

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

$$\Delta h_p^{lin} = 0,00179 * \left(\frac{50 * \left(\frac{267,2}{3600}\right)^2}{0,3^{5,1}} + \frac{1,5 * \left(\frac{88,92}{3600}\right)^2}{0,4^{5,1}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,23m$$

$$\text{La perte de charge totale à l'aspiration : } \Delta h_{asp} = 1,15 * 0,23 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,26m$$

- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 3,82 + 0,3 - 10,3 + 0,24 + \frac{0,2^2}{2 * 9,81} + 0,26 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = -5,68m$$

- Le niveau minimum du plan d'aspiration : $\nabla_{min} = 19 - 3,7 + 0,2 \Rightarrow \nabla_{min} = 15,5mNGA$
- La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 15,5 - (-5,68) + 0,3 \Rightarrow \nabla_{axe} = 21,48m$

IV-5-3- Refoulement : SP 3 – réservoir projeté de Bouchtata.

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 3,23m$.
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 20 \Rightarrow P_{at} = 10,3mce$
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20^\circ C$: $T_v = 0,24mce$
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 1,4 * DN1$

$DN1 = 250mm$ (chapitre III).

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

$$\bullet \text{ La vitesse d'aspiration : } V_a = \frac{4 * 78,84}{3,14 * 0,35^2 * 3600} \Rightarrow V_a = 0,23m/s$$

- Diamètre du collecteur d'aspiration :

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * 217,55}{3,14 * 0,23 * 3600}} \Rightarrow D_c = 0,578m$$

$$\text{On pose } D_c = 0,578m \Rightarrow V_c = \frac{4 * 217,55}{3,14 * 0,58^2 * 3600} \Rightarrow V_c = 0,23m/s$$

$$\text{pour } D_c = 0,3m \Rightarrow V_c = \frac{4 * 217,55}{3,14 * 0,3^2 * 3600} \Rightarrow V_c = 0,85m/s$$

Cette vitesse est admissible alors on prend : $D_c = 300mm$

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

$$\Delta h_p^{lin} = 0,00179 * \left(\frac{50 * \left(\frac{217,55}{3600}\right)^2}{0,3^{5,1}} + \frac{1,5 * \left(\frac{78,84}{3600}\right)^2}{0,35^{5,1}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,15m$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,15 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,18m$
- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 3,23 + 0,3 - 10,3 + 0,24 + \frac{0,2^2}{2 * 9,81} + 0,18 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = -6,35 \text{ m.}$$

- Le niveau minimum du plan d'aspiration : $\nabla_{\min} = 20 - 3,7 + 0,2 \Rightarrow \nabla_{\min} = 16,5 \text{ mNGA}$
- La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 16,5 - (-6,35) + 0,3 \Rightarrow \nabla_{axe} = 23,15 \text{ m}$

Conclusion :

A partir de ces stations de pompage, on peut conclure que la variation de la hauteur d'aspiration à un effet très néfaste sur les pompes centrifuges surtout pour l'érosion par cavitation, aussi les résultats expérimentaux démontre que la variation de la hauteur d'aspiration a un effet sur la chute des performances des pompes centrifuges.

Pour cette raison on prend des précautions (par un système automatique), ainsi des précautions pour les équipements hydrauliques afin d'éviter les conséquences de détérioration sur les pompes centrifuges

Chapitre V :

“ RESERVOIRS ”

Chapitre V : RESERVOIRS.

Introduction :

Les réservoirs sont des ouvrages hydrotechniques, dans les systèmes de distribution ils se font l'accumulation en un point de quantité d'eau pour résoudre un problème technique et/ou un problème économique (coût de l'énergie).

V.1. Calcul des capacités des réservoirs : [4]

Nous rappelons que le débit à véhiculer par le système d'adduction est de **208,77 l/s**. Ce débit est refoulé vers deux stations de reprise, puis l'eau sera pompée jusqu'à les réservoirs projetés sur les crêtes les plus hautes trouvées.

Les stations de reprise sont équipées pour un régime de fonctionnement de 24h/24.

V.1.1. stations de reprise :

Le volume de la station de reprise est déterminé selon la formule suivante :

$$V = \frac{Q_{\max j} * t}{2} \dots\dots\dots (V-1)$$

Avec :

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

T: le temps de fonctionnement de la station de pompage (T = 24h)

t : temps entre deux démarrages consécutifs. (t=0,30h)

a) Station de reprise N°1 :

La station de reprise N°1 reçoit l'eau venant gravitairement du pavion des réservoirs, elle est réalisée pour assurer le refoulement vers les réservoirs de l'Université.

La capacité de ce réservoir est calculée comme suite :

- Le volume résiduel sera : $V = \frac{266,82 * 0,3}{2} \Rightarrow V_r = 40,023 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera : $V_n = 40 \text{ m}^3$.

➤ Dimensions du réservoir

- Le diamètre D de la cuve :

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow L * l = \frac{V_n}{h} \Rightarrow L = \frac{V_n}{h * l} \quad (V.2)$$

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

S : section du réservoir (m^2);

L : longueur de la cuve (m);

l : largeur utile optimale d'eau (m),

On pose: **h = 2 m.** et **l = 3 m**

AN: $L = \frac{V_n}{h * l} \Rightarrow L = 6,66 \text{ m}$, on prend: **L = 7 m**

- La section de la cuve :

$$S = \frac{V_n}{h} \quad (V.3)$$

AN: $S = \frac{40}{2} \Rightarrow S = 20 \text{ m}^2$

b) Station de reprise N°2 :

La station de reprise N°2 reçoit l'eau venant gravitairement du pavion des réservoirs, elle est réalisée pour assurer le refoulement vers les réservoirs de deux communes de El-hadaik et Bouchtata.

La capacité de ce réservoir est calculée comme suite :

- Le volume résiduel sera : $V = \frac{484,74 * 0,3}{2} \Rightarrow V_r = 72,7 \text{ m}^3$

Avec : $Q_{\max j} = Q_{\max j, \text{El-hadaik}} + Q_{\max j, \text{Bouchtata}}$

- La capacité normalisée sera : $V_n = 70 \text{ m}^3$.

➤ **Dimensions du réservoir :**

- Le diamètre D de la cuve :

On applique la formule (V.2) :

On pose: **h = 3 m.** et **l = 6 m**

AN: $L = \frac{V_n}{h * l} \Rightarrow L = 11 \text{ m.}$

La section de la cuve :

On applique la formule (V.3) :

AN: $S = \frac{70}{2} \Rightarrow S = 35 \text{ m}^2$

V.1.2. réservoirs de stockage :

V.1.2.1. Réservoirs de l'Université :

Les réservoirs de tête de l'Université, reçoivent l'eau refoulée par la station de reprise N°1 et assurera gravitairement l'alimentation en eau potable pour les Cinq cité universitaires, les différentes facultés, la cité des fonctionnaires et autres.

➤ **Estimation de la capacité totale des réservoirs par la méthode analytique :**

La capacité totale du réservoir est telle que :

$$V_t = V_r + V_{inc} \quad (V.4)$$

V_t : capacité totale du réservoir de transit (m^3) ;

V_{inc} : volume d'incendie estimé pour 2 heures avec un débit de **60 m^3/h**

(C'est un volume minimum) ;

V_r : capacité résiduelle (m^3),

Le volume résiduel du réservoir est estimé par la formule :

$$V_r = \frac{a * Q_{\max, j}}{100} \quad (V.5)$$

a: fraction horaire du débit maximum journalier transitant par le réservoir (%),

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

Tableau V.1: Evaluation de capacité de stockage des réservoirs de l'Université.

Heure h	Cons horaires	Q st pompage	Stockage	Distribution	Reste dans les réservoirs.
	%	m3	%	m3	%
0-1	1,5	4,17	2,67	0	5,34
1-2	1,5	4,17	2,67	0	8,01
2-3	1,5	4,17	2,67	0	10,68
3-4	1,5	4,17	2,67	0	13,35
4-5	2,5	4,17	1,67	0	15,02
5-6	3,5	4,17	0,67	0	15,69
6-7	4,5	4,17	0	0,33	15,36
7-8	5,5	4,17	0	1,33	14,03
8-9	6,25	4,17	0	2,08	11,95

9-10	6,25	4,17	0	2,08	9,87
10-11	6,25	4,17	0	2,08	7,79
11-12	6,25	4,17	0	2,08	5,71
12-13	5	4,17	0	0,83	4,88
13-14	5	4,17	0	0,83	4,05
14-15	5,5	4,17	0	1,33	2,72
15-16	6	4,17	0	1,83	0,89
16-17	6	4,17	0	1,83	-0,94
17-18	5,5	4,17	0	1,33	-2,27
18-19	5	4,17	0	0,83	-3,1
19-20	4,5	4,17	0	0,33	-3,43
20-21	4	4,17	0,17	0	-3,26
21-22	3	4,17	1,17	0	-2,09
22-23	2	4,17	2,17	0	0
23-24	1,5	4,17	2,67	0	2,67

On applique la formule (V.5) :
$$V_r = \frac{|15,69| + |-3,43| * Q_{\max .j}}{100}$$

- Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{19,12 * 6483,75}{100} \Rightarrow V_r = 1239,69 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera : $V_t = 1239,69 + 120 \Rightarrow V_t = 1359,69 \text{ m}^3$
- La capacité stockage actuelle est de 500 m^3 , alors que le volume déficit est de :
 $V_d = 1359,69 - 500 = 859,69 \text{ m}^3$.
- La capacité normalisée sera : $V_n = 1000 \text{ m}^3$.

On opte pour un réservoir de capacité de 1000 m^3 .

➤ Dimensions du réservoir

- Le diamètre D de la cuve :

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

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

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

S : section du réservoir (m^2) ;

D : diamètre de la cuve (m) ;

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

On prend: h = 4 m

$$\text{AN: } D = \sqrt{\frac{4 * 1000}{3,14 * 4}} \Rightarrow D = 17,85 \text{ m, on prend: } \mathbf{D = 18 \text{ m}}$$

- Réévaluation de la hauteur d'eau h :

$$h = \frac{4 * V_n}{\pi * D^2} \quad (\text{V.7})$$

$$\text{AN: } h = \frac{4 * 1000}{3,14 * 18^2} \Rightarrow \mathbf{h = 2,88 \text{ m}}$$

- La section de la cuve :

$$S = \frac{V_n}{h} \quad (V.8)$$

AN: $S = \frac{1000}{2,88} \Rightarrow S = 347,22 \text{ m}^2$

- La hauteur totale H du réservoir

En plus de la hauteur utile optimale d'eau dans la cuve, il faut prévoir un espace appelé revanche ou matelas d'air d'une épaisseur variant de 0,25 à 1m, au dessus du plan d'eau.

$$H = h + R \quad (V.9)$$

H : hauteur totale du réservoir (m) ;

R : revanche (m),

On prend: R = 0,45 m

AN: $H = 2,88 + 0,45 \Rightarrow H = 4 \text{ m.}$

- La hauteur de la réserve d'incendie :

Les réservoirs étant jumelés, la réserve d'incendie est alors divisée par deux :

A.N: $V_{inc} = \frac{120}{2} \Rightarrow V_{inc} = 60 \text{ m}^3$.

On calcule la hauteur de la réserve d'incendie par la formule :

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \quad (V.10)$$

h_{inc} : hauteur de la réserve d'incendie (m) ;

AN: $h_{inc} = \frac{60}{347,22} \Rightarrow h_{inc} = 0,17 \text{ m}$

V.1.2.2. Réservoirs d'El-hadaik :

Les réservoirs de tête de El-hadaik, reçoivent l'eau refoulée par la station de reprise N°2 et assurera gravitairement l'alimentation en eau potable de leur abonnés.

➤ **Estimation de la capacité totale des réservoirs par la méthode analytique :**

Tableau V.2: Evaluation de capacité de stockage des réservoirs d'El-hadaik.

Heure h	Cons horaires	Q st pompage	Stockage	Distribution	Reste dans les réservoirs.
	%	m3	%	m3	%
0-1	1,5	4,17	2,67	0	5,34
1-2	1,5	4,17	2,67	0	8,01
2-3	1,5	4,17	2,67	0	10,68
3-4	1,5	4,17	2,67	0	13,35
4-5	2,5	4,17	1,67	0	15,02
5-6	3,5	4,17	0,67	0	15,69
6-7	4,5	4,17	0	0,33	15,36
7-8	5,5	4,17	0	1,33	14,03
8-9	6,25	4,17	0	2,08	11,95
9-10	6,25	4,17	0	2,08	9,87
10-11	6,25	4,17	0	2,08	7,79
11-12	6,25	4,17	0	2,08	5,71
12-13	5	4,17	0	0,83	4,88
13-14	5	4,17	0	0,83	4,05
14-15	5,5	4,17	0	1,33	2,72

15-16	6	4,17	0	1,83	0,89
16-17	6	4,17	0	1,83	-0,94
17-18	5,5	4,17	0	1,33	-2,27
18-19	5	4,17	0	0,83	-3,1
19-20	4,5	4,17	0	0,33	-3,43
20-21	4	4,17	0,17	0	-3,26
21-22	3	4,17	1,17	0	-2,09
22-23	2	4,17	2,17	0	0
23-24	1,5	4,17	2,67	0	2,67

On applique la formule (V.5) : $V_r = \frac{|15,69| + |-3,43| * Q_{\max .j}}{100}$

- Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{19,12 * 6713,55}{100} \Rightarrow V_r = 1283,63 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera : $V_t = 1283,63 + 120 \Rightarrow V_t = 1403,63 \text{ m}^3$
- La capacité stockage actuelle est de 1300 m^3 , alors que le volume déficit est de :
 $V_d = 1403,63 - 1300 = 103,63 \text{ m}^3$.
- La capacité normalisée sera : $V_n = 250 \text{ m}^3$.

On opte pour un réservoir de capacité de 250 m^3 .

➤ **Dimensions du réservoir :**

- Le diamètre D de la cuve

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule (V.6)

On prend: $h = 4 \text{ m}$

$$\text{AN: } D = \sqrt{\frac{4 * 250}{3,14 * 4}} \Rightarrow D = 8,92 \text{ m, on prend: } \mathbf{D = 10 \text{ m}}$$

- Réévaluation de la hauteur d'eau h :

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule (V.7)

$$\text{AN: } h = \frac{4 * 250}{3,14 * 10^2} \Rightarrow \mathbf{h = 2,21 \text{ m}}$$

- La section de la cuve :

On calcule la section de la cuve moyennant la formule (V.8)

$$\text{AN: } S = \frac{250}{2,21} \Rightarrow \mathbf{S = 113,13 \text{ m}^2}$$

- La hauteur totale H du réservoir

On calcule la hauteur du réservoir moyennant la formule (V.9)

On prend: $R = 0,4 \text{ m}$

$$\text{AN: } H = 2,21 + 0,4 \Rightarrow \mathbf{H = 3 \text{ m}}$$

- La hauteur de la réserve d'incendie :

Les réservoirs étant jumelés, la réserve d'incendie est alors divisée par deux :

$$\text{A.N: } V_{inc} = \frac{120}{2} \Rightarrow V_{inc} = 60 \text{ m}^3.$$

On calcule la hauteur de la réserve d'incendie moyennant la formule (V.10)

$$\text{AN: } h_{inc} = \frac{60}{113,13} \Rightarrow \mathbf{h_{inc} = 0,53 \text{ m}}$$

V.1.2.3. Réservoirs de Bouchtata :

Les réservoirs de tête de Bouchtata, reçoivent l'eau refoulée par la station de reprise N°2 et assurera gravitairement l'alimentation en eau potable de leur abonnées.

➤ **Estimation de la capacité totale du réservoir par la méthode analytique**

Tableau V.3: Evaluation de capacité de stockage des réservoirs de Bouchtata.

Heure h	Cons horaires	Q st pompage	Stockage	Distribution	Capacité horaire
	%	m3	%	m3	%
0-1	1,5	4,17	2,67	0	5,34
1-2	1,5	4,17	2,67	0	8,01
2-3	1,5	4,17	2,67	0	10,68
3-4	1,5	4,17	2,67	0	13,35
4-5	2,5	4,17	1,67	0	15,02
5-6	3,5	4,17	0,67	0	15,69
6-7	4,5	4,17	0	0,33	15,36
7-8	5,5	4,17	0	1,33	14,03
8-9	6,25	4,17	0	2,08	11,95
9-10	6,25	4,17	0	2,08	9,87
10-11	6,25	4,17	0	2,08	7,79
11-12	6,25	4,17	0	2,08	5,71
12-13	5	4,17	0	0,83	4,88
13-14	5	4,17	0	0,83	4,05
14-15	5,5	4,17	0	1,33	2,72
15-16	6	4,17	0	1,83	0,89
16-17	6	4,17	0	1,83	-0,94
17-18	5,5	4,17	0	1,33	-2,27
18-19	5	4,17	0	0,83	-3,1
19-20	4,5	4,17	0	0,33	-3,43
20-21	4	4,17	0,17	0	-3,26
21-22	3	4,17	1,17	0	-2,09
22-23	2	4,17	2,17	0	0
23-24	1,5	4,17	2,67	0	2,67

On applique la formule (V.5) :
$$V_r = \frac{|15,69| + |-3,43| * Q_{max.j}}{100}$$

- Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{19,12 * 5411,21}{100} \Rightarrow V_r = 1034,63 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera : $V_t = 1034,63 + 120 \Rightarrow V_t = 1154,63 \text{ m}^3$
- La capacité stockage actuelle est de 1300 m^3 , alors que le volume déficit est de :
 $V_d = 1154,63 - 930 = 224,63 \text{ m}^3$.
- La capacité normalisée sera : $V_n = 250 \text{ m}^3$.

On opte pour un réservoir de capacité de 250 m^3 .

➤ **Dimensions du réservoir :**

- Le diamètre D de la cuve

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule (V.6)

On prend: $h = 4 \text{ m}$

AN: $D = \sqrt{\frac{4 * 250}{3,14 * 4}} \Rightarrow D = 8,92 \text{ m}$, on prend: **D = 10 m**

- Réévaluation de la hauteur d'eau h :

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule (V.7)

AN: $h = \frac{4 * 250}{3,14 * 12^2} \Rightarrow h = 2,21 \text{ m}$

- La section de la cuve :

On calcule la section de la cuve moyennant la formule (V.8)

AN: $S = \frac{250}{2,21} \Rightarrow S = 113,13 \text{ m}^2$

- La hauteur totale H du réservoir

On calcule la hauteur du réservoir moyennant la formule (V.9)

On prend: R = 0,4 m

AN: $H = 2,21 + 0,4 \Rightarrow H = 3 \text{ m}$

- La hauteur de la réserve d'incendie :

Les réservoirs étant jumelés, la réserve d'incendie est alors divisée par deux :

A.N: $V_{inc} = \frac{120}{2} \Rightarrow V_{inc} = 60 \text{ m}^3$.

On calcule la hauteur de la réserve d'incendie moyennant la formule (V.10)

AN: $h_{inc} = \frac{60}{113,13} \Rightarrow h_{inc} = 0,53 \text{ m}$

Tableau V.4: Récapitulatif des caractéristiques des réservoirs

Réservoir	type	capacité	H	h	h _{inc}	D,L,l
		(m ³)	(m)	(m)	(m)	(m)
SR N°1	rectangulaire	40	2	2	/	L=7, l=3
SR N°2	rectangulaire	70	3	3	/	L=11, l=6
UNIVERSITE	circulaire	1000	4	2,88	0,17	D=18
EL-HADAIK	circulaire	250	3	2,21	0,53	D=10
BOUCHTATA	circulaire	250	3	2,21	0,53	D=10

Conclusion :

Dans notre système d'adduction on est trouve un déficit au niveau de stockage des trois localités pour cela, on a projeté :

- Trois réservoirs d'alimentation pour augmenter la capacité de stockage actuelle et à l'avenir. Et aussi deux stations de reprise qu'elles ont les rôles de transit.

Chapitre VI :

**“ PROTECTION DES CONDUITES
CONTRE LE COUP DE BELIER ”**

Chapitre VI : PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER.

Introduction :

La plupart des prescripteurs d'installations de pompage sont familiarisés avec la notion de « coup de bélier ». En revanche, il leur est moins facile de répondre à la question de savoir si une analyse du coup de bélier est nécessaire dans la phase de planification.

VI-1- Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier : [4]

Pour la protection de la conduite gravitaire contre le phénomène du coup de bélier, on se contentera de la détermination du temps de fermeture de la dernière vanne sur cette conduite.

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

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + k * \frac{D}{e}}} \quad (\text{VI.1})$$

a : célérité d'onde (m/s) ;

D : diamètre de la conduite (mm) ;

e : épaisseur de la conduite (mm) ;

Pour la fonte : K = 1.

A.N :

$$\text{Tr 1: } a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + 1 * \frac{400}{6,4}}} \Rightarrow a = 940,53 \text{ m/s}$$

$$\text{Tr 2: } a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + 1 * \frac{350}{6,3}}} \Rightarrow a = 971,45 \text{ m/s}$$

Le temps de retour de l'onde de déformation est régi par la formule :

$$t_r = \frac{2 * L}{a} \quad (\text{VI.2})$$

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

L : longueur de la conduite (m).

$$\text{A.N : } t_r = \frac{2 * 4050}{940,53} \Rightarrow t_r = 8,61 \text{ s.}$$

Conclusion :

Afin de protéger la conduite gravitaire contre le coup de bélier, on prévoit des vannes à fermeture lentes ayant un temps de fermeture supérieur à **8,7 s**.

VI-2- Méthodes de Calcul des réservoirs d'air : [4]

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

Comme méthode de calcul, on distingue :

- Méthode de VIBERT
- Méthode de BERGERON
- Méthode de SALAH B

La méthode de **SALAH B** est la plus répandue au cas réel, elle donne la célérité d'onde du coup de bélier quand la conduite est enterrée. Elle donne de bons résultats quel que soit le type d'installations.

Remarque :

Vu ses avantages, la méthode de **SALAH B** est la méthode retenue dans le cas réel de notre projet.

VI-3-Dimensionnement des réservoirs d'air en cas de refoulement par la formule de SALAH B :

On calculera la célérité d'onde à l'aide de la formule suivante (**SALAH. B**) :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K * 2 * a * (1 - \nu_m^2) * (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) * a * E_s + E_m * e_m * (1 - \nu_s)}}} \quad (VI-3)$$

Avec :

C: célérité d'onde en (m/s)

K : Coefficient d'élasticité de l'eau ; K = 2,07*10⁹ Pascal.

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

E_m : module de Young du matériau de la conduite ; E_m = 0,8-1,0*10¹¹ pascal pour la fonte.

E_s : module de Young du sol ; E_m = 2*10⁸ Pascal.

ν_m : coefficient de poisson du matériau : ν_m=0,21-0,26 (fonte).

ν_s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite. ν_s=0.33

e_m : Epaisseur de la conduite (m).

a : rayon intérieur de la conduite (m).

✓ La charge tenant compte du coup de bélier:

$$Z = Hg + \frac{C * V_0}{g}$$

V₀: vitesse moyenne de refoulement en (m/s).

g: l'accélération de pesanteur.

✓ La charge statique absolue:

$$Z_0 = Hg + 10$$

✓ La charge maximale absolue:

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

On a: Abaque de VIBERT $\Rightarrow \frac{U_0}{LS}, \frac{Z_{\min}}{Z_0}$ (voir annexe VI)

$$U_0 = \frac{U_0}{L * S} * L * S$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{Z_{\max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2 * g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \end{array} \right\} \Rightarrow$$

$$U_0 * Z_0 = U_{\max} * Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{\min}}{Z_0}}$$

U_{\max} : volume du réservoir d'air.

Application

✓ **Les données de base :**

Les caractéristiques de l'adduction de refoulement sont représentées dans le tableau suivant:

Tableau VI-1: Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement:

N° de station	Type de matériau	D (mm)	S (m ²)	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
SP 1	fonte	300	0,07065	1,05	975	74
SP 2	fonte	300	0,07065	1,05	1562,5	144
SP 3	fonte	250	0,0490625	1,23	11800	182,5

✓ **Calcul de la célérité d'onde C**

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

Tableau VI-2: Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement:

N° de station	K (Pa) (*10 ⁹)	P (Kg/m ³)	a (m)	ν_m	ν_s	E _s (Pa) (*10 ⁸)	E _m (Pa) (*10 ¹¹)	e _m (m)	C (m/s)
SP 1	2.07	1000	0,15	0.3	0.33	2	0,9	0,0062	1031,95
SP 2	2.07	1000	0,15	0.3	0.33	2	0,9	0,0062	1031,95
SP 3	2.07	1000	0,125	0.3	0.33	2	0,9	0,0058	1053,68

✓ **Calcul des capacités des différents réservoirs d'air**

Les résultats trouvés pour le calcul de volume des réservoirs d'air sont regroupés dans le tableau suivant: (voir annexe VI).

Tableau VI-3: Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement:

N° de station	Z ₀ (m)	Z _{max} (m)	V ₀ (m/s)	G (m/s ²)	h ₀	$\frac{h_0}{Z_0}$	$\frac{U_0}{L * S}$	$\frac{Z_{\min}}{Z_0}$	U ₀ (m ³)	U _{max} (m ³)	Volume finale (Litres)
SP 1	84	194,45	1,05	9.81	0,056	0,00067	0,0034	0,56	0,23	0,42	500
SP 2	154	264,45	1,05	9.81	0,056	0,00037	0,0031	0,64	0,34	0,53	600
SP 3	192,5	324,61	1,23	9.81	0,077	0,00040	0,0036	0,61	2,08	3,42	4000

Conclusion :

La réalisation d'études de protection des réseaux d'eau contre les phénomènes de coup de bélier s'avère souvent délicate. Pour que de telles études se passent bien il est nécessaire que les hypothèses et les scénarios à étudier soient clairement précisés, et c'est ça notre objectif que j'essaie à réaliser dans ce chapitre.

Chapitre VII :

**“ POSE DE CANALISATION ET
ACCESSOIRES ”**

Chapitre VII : POSE DE CANALISATION ET ACCESSOIRES.

Introduction :

Les canalisations sont généralement posées en tranchée, à l'exception de certain cas où elles sont posées sur le sol à condition qu'elles soient rigoureusement entretenues et protégées. Dans notre projet, nous avons procédé à l'étude d'une adduction : la pose en terre, en galerie, en élévation au dessus du sol, dans le lit des oueds rivières et Cependant pour compléter cette dernière, nous ne devons pas négliger les accessoires à utiliser sur nos conduites.

VII.1. Pose de canalisation :

VII.1.1. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire : [4]

La canalisation est posée dans une tranchée ayant une largeur minimale de 60 cm. Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 15 à 20 cm convenablement nivelé. Avant la mise en fouille, on procède à un triage de conduite de façon à écarter celles qui ont subies des chocs, des fissures, ..., après cela on pratique la décente en lit soit manuellement soit mécaniquement d'une façon lente. Dans le cas d'un soudage de joints, cette opération doit être faite de préférence en fond de tranchée en calant la canalisation soit avec des butées de terre soit avec des tronçons de madriers en bois disposés dans le sens de la longueur de la tranchée.

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints doit toujours avoir lieu avec remblaiement. L'essai consiste au remplissage de la conduite par l'eau sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 min environ, la diminution de la pression ne doit pas excéder 0,2 Bars.

Le remblaiement doit être fait par couche de 20 à 30 cm exempts de pierre et bien pilonné et sera par la suite achevé avec des engins (figure VII.1).



Figure VII.1: Pose de conduite au bord de la route.

VII.1.2. Pose de canalisation en galerie en cas de traversée de la route : [4]

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

Les conduites de diamètre important (sauf aqueducs) doivent être placées sur des madriers (bois de chêne) et calées de part et d'autre pour éviter leur mouvement.

Les canalisations de petit diamètre peuvent être placées dans un fourreau de diamètre supérieur et reposant sur des tasseaux en béton. Les robinets vannes sont placés dans des regards implantés de part et d'autre de la route (figure VII.3).

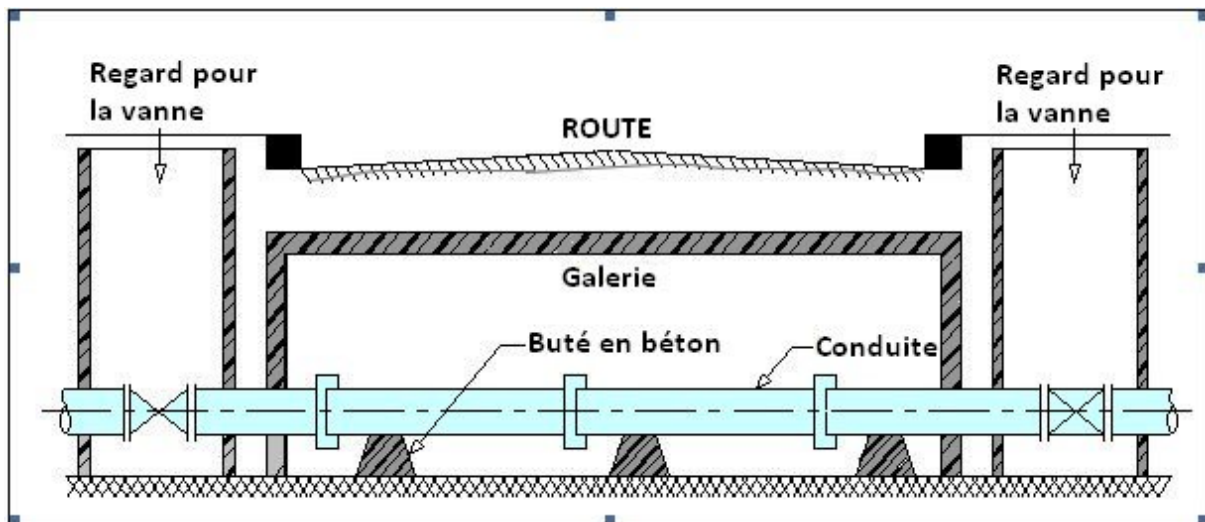


Figure VII.3 : Pose de canalisation en galerie

VII.1.3. Traversée d'une chaaba : [6]

La pose de canalisation à la traversée d'une chaaba demande certains travaux confortatifs en fonction de l'état de la traversée et de l'importance de l'adduction. L'existence d'un pont-route servira également de support pour la canalisation, ou celle-ci sera accrochée au tablier. Dans le cas où le pont-route n'existe pas la canalisation pourra suivre le lit de rivière, posée sur des ouvrages spéciaux (Tasseaux par exemple) et couverte de tout-venant pour être protégée contre les chocs.

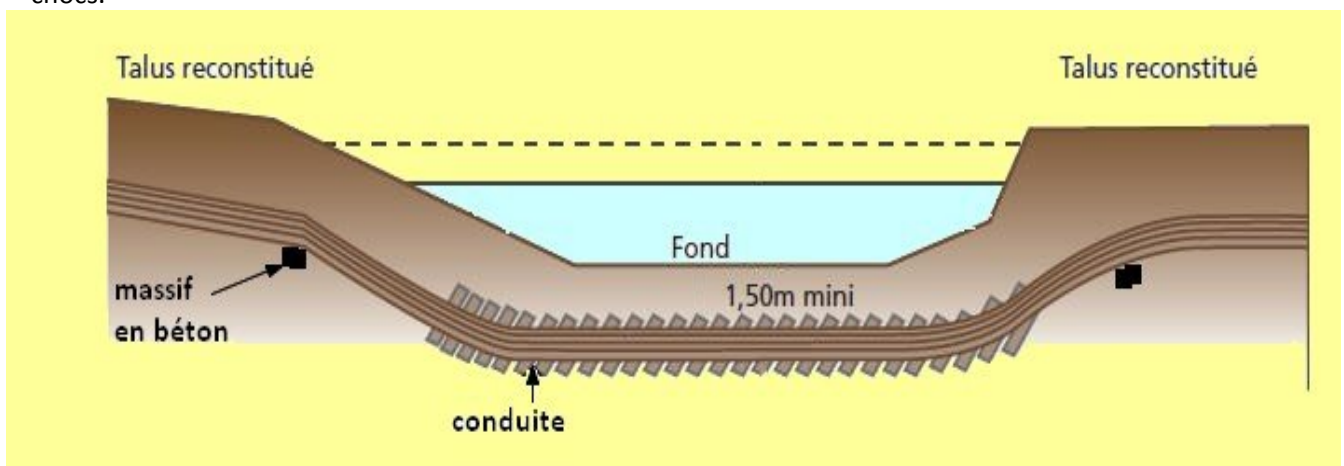


Figure VII.4: traversée d'une chaaba.

VII.1.4. Pose en aérien (traversée d'un oued) : [4]

Poser en aérien une canalisation constituée d'éléments emboîtés consiste à résoudre le supportée, l'absorption des dilatations thermiques et l'ancrage des éléments soumis aux poussées hydrauliques. Lors de pose de canalisations en aérien, les éléments suivants doivent être prévus:

- un support par tuyau,
- un berceau d'appui ($\alpha = 120^\circ$),
- un collier de fixation équipé d'une protection en élastomère.

Chaque élément soumis à une poussée hydraulique (coudes, tés, cônes) doit être stabilisé par un massif d'ancrage.

Des changements de direction à grand rayon de courbure peuvent être réalisés par simple déviation des joints.

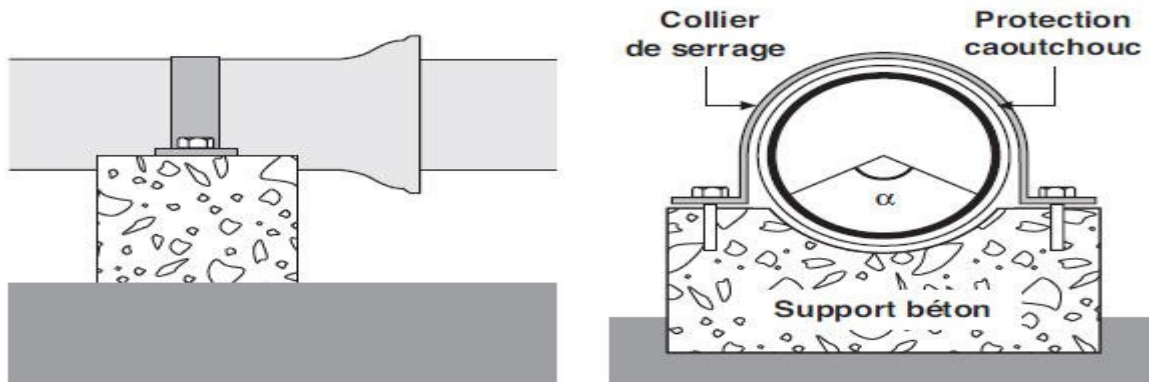


Figure VII.5 : conduite posée sur des supports en béton.

VII.1.5. Assemblage par emboîtement :

Avant l'assemblage, l'extérieur du bout uni et l'intérieur de l'emboîtement des deux éléments à raccorder devront être soigneusement nettoyés. Lorsque les distances d'insertion minimale et maximale ne sont pas précisées sur le tuyau.

La mise en place des joints d'étanchéité sera facilitée par l'application préalable d'une mince couche de lubrifiant sur l'embase du renflement à l'intérieur de l'emboîture.

Il est important de ne pas appliquer de lubrifiant sur la surface d'encrage du joint.

Le joint d'étanchéité en caoutchouc doit être inspecté pour vérifier qu'il n'est ni déformé ni endommagé. Il doit être nettoyé, fléchi puis placé au fond de l'emboîture, contre le renflement. Il faut vérifier que la rainure sur le joint est bien située sur le bourrelet de maintien dans l'emboîture, et que le talon du joint est solidement niché dans son embase. Il faut également s'assurer que le joint circulaire épouse de manière uniforme la totalité de la circonférence et qu'il est lisse de tout renflement qui pourrait empêcher l'entrée du bout uni.

Sur les tuyaux de grands diamètres, cette opération peut être réalisée en formant deux ou trois boucles dans le joint, puis en plaquant ces boucles l'une après l'autre contre l'emboîture du tuyau.

Une mince couche de lubrifiant est appliquée sur la face intérieure du joint circulaire, aux endroits où il viendra en contact avec le bout uni, lequel peut recevoir le même traitement sur une distance de 75 mm depuis son extrémité. Le bout uni à emboîter doit être aligné et poussé avec précaution dans l'emboîture, jusqu'à ce qu'il vienne en contact avec le joint d'étanchéité. L'assemblage final est réalisé partir de cette position.

L'emboîtement est ensuite effectué en forçant le bout mâle à traverser le joint circulaire du tuyau récepteur, comprimant ainsi le joint, jusqu'à ce que la surface d'emboîture soit positionnée entre les distances d'insertion minimale et maximale.

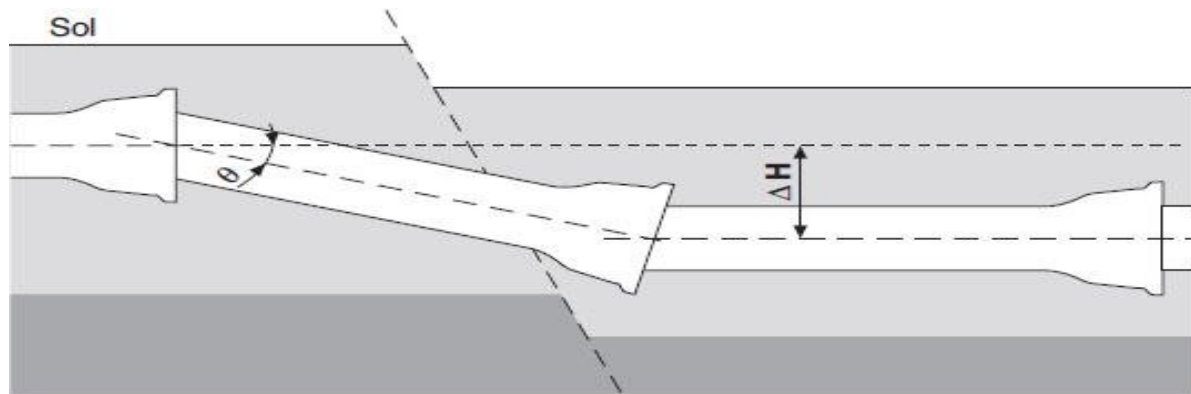


Figure VII.6 : assemblage par emboîtement.

VII.2. Accessoires : [7]

Le long d'une canalisation, différents organes et accessoires sont:

- Robinets vannes :
 - a) Robinet vanne à coin (à opercule)
 - b) Vannes papillons :
- Clapets anti retour
- Ventouses
- Vannes d'écharge
- By-pass
- Poteaux d'incendie
- Crépines
- Déversoirs de trop plein

- Organes de mesure :
 - a) Mesure de débit :

Les appareils les plus utilisés au niveau des installations sont :

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

- b) Mesure de pression :

Les appareils les plus utilisés sont :

- manomètres à aiguilles :
- manomètres à soufflet :

- **Organes de raccordement :**
 - Coudes
 - Cônes
 - Tés
 - Joints de démontage

Conclusion :

Après avoir étudié précisément la zone d'étude, et vu la nature du terrain ordinaire, nous optons pour une pose de canalisation comme dans la figure VII.1, avec de certains pose particulier car notre adductions traverse par des oueds, chaabas, routes.

Et pour bien réaliser ses travaux, il faut choisir la main d'œuvre et adapter une bonne organisation du chantier afin d'assurer le succès de notre projet.

Chapitre VIII :

“ ORGANISATION DE CHANTIER ”

Chapitre VIII : ORGANISATION DE CHANTIER.

Introduction :

Afin que notre projet soit exécuté dans les meilleures conditions possibles, une opération dite « Organisation de chantier » doit être étudiée, afin de déterminer et de coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour une réalisation et une exécution des travaux aussi conforme que possible tout en respectant les délais les plus brefs.

VIII.1. Calcul des volumes des travaux :

VIII.1.1. Calcul des volumes des travaux de la station de pompage :

Les dimensions de la station de pompage sont :

- Le bâtiment est de longueur L et de largeur l soit : $20 \times 8 \text{ m}^2$.
- La profondeur des fouilles h : $h = 1,5 \text{ m}$.
- Les semelles sont de forme carré de côté $L = 1,5 \text{ m}$ et de hauteur $h = 0,40 \text{ m}$.
- Les avant poteaux sont de forme carré de côté $0,30 \text{ m}$ et de hauteur $h = 0,7 \text{ m}$.
- Les poteaux sont de forme carré de côté $L = 0,30 \text{ m}$ et de hauteur totale $h = 6,7 \text{ m}$.
- La chape inférieure ainsi que la dalle supérieure ont une épaisseur de 7 cm .
- La chape inférieure est posée sur un remblai compacté de $0,15 \text{ m}$.
- Les longrines ont une hauteur de $h = 0,45 \text{ m}$ et une épaisseur de $0,30 \text{ m}$.

Le bâtiment ayant une longueur de 20 m et une largeur de 8 m , sachant que l'espacement en longueur 4 m entre les poteaux et l'espacement entre les deux poteaux en largeur est de $3,5 \text{ m}$. Le nombre de poteaux total est de 16

Le nombre de fouilles ainsi que le nombre de semelles est égal au nombre de poteau soit 16 semelles et 16 fouilles.

a) Calcul du volume de décapage :

L'épaisseur de la couche superficielle à décapage est de 10 cm et ce décapage s'étend jusqu'aux extrémités extérieures des fouilles.

$$[(20 + 2 \times 0,55) \times (8 + 2 \times 0,55)] \times 0,10 = 19,2 \text{ m}^3$$

Donc le volume de décapage est estimé à **20 m^3**

Conclusion

Le nombre de station de pompage étant de trois, alors le volume total de décapage de ces stations est de : 20×3 soit : **60 m^3**

b) Calcul du volume des déblais :

Le bâtiment de la station de pompage étant semi enterré, le volume des déblais est égal au volume des terres excavées pour atteindre la cote du radier du bâtiment plus celui excavé des fouilles.

La cote du radier du bâtiment étant à une profondeur de 2 m du niveau du terrain naturel, le volume total à excaver est de : $21,1 \times 9,1 \times 2$ soit : **$384,02 \text{ m}^3$** .

La fouille ayant le volume de $1,5 \times 1,5 \times 1,5 \text{ m}^3$.

Le volume à excaver pour une fouille est de $3,375 \text{ m}^3$.

Le nombre de fouilles étant de 16, le volume résultant de l'excavation de toutes les fouilles est de **54 m^3** .

Le volume total des déblais est tel que : $384,02 + 54$ soit environ : **438 m^3**

Conclusion

Le nombre de station de pompage étant trois, alors le volume total des déblais de ces stations est de : 438×3 soit : **1315 m^3**

c) Calcul du volume du béton de propreté :

Le volume du béton de propreté dans une fouille est de $1,5 \times 1,5 \times 0,10$ soit $0,225 \text{ m}^3$.
Le nombre de fouilles étant de 16, le volume total du béton de propreté est de $3,6 \text{ m}^3$.

Conclusion

Le nombre de station de pompage étant trois, alors le volume total du béton de propreté de ces stations est de : $3 \times 3,6$ soit : $10,8 \text{ m}^3$

d) Calcul du volume de béton armé :

Les éléments des stations de reprise dont le béton armé est le matériau de construction sont dans le tableau suivant:

Tableau VIII.1.a: Calcul du volume du béton armé pour une station de pompage

Eléments	longueur L (m)	largeur l (m)	hauteur h (m)	N	V =L*l*h (m ³)
semelles	1,5	1,5	0,4	16	14,4
avants poteaux	0,3	0,3	0,7	16	1,008
poteaux	0,3	0,3	6,7	16	9,648
ceintures inf. long.	20	0,3	0,3	3	5,4
ceintures inf. larg.	8	0,3	0,3	6	4,32
ceintures sup. long.	20	0,3	0,3	3	5,4
ceintures sup. larg.	8	0,3	0,45	6	6,48
voiles	8	0,2	3	3	14,4
balcons	8	1,5	0,2	3	7,2
ceinture du balcon	8	0,3	0,5	3	3,6
dalle supérieure	20	7	0,07	1	9,8
chape inférieure	20	7	0,07	1	9,8
TOTAL					:91,46

Le volume total du béton armé sera donc de $91,46 \text{ m}^3$, soit : 92 m^3

Conclusion

Le nombre de station de pompage étant trois, alors le volume total du béton armé de ces stations est de : 3×92 soit : 276 m^3 .

e) Calcul du volume du remblai compacté :

Le volume du remblai compacté des fouilles est $1,5 \times 1,5 \times 1$ (1,5m profondeurs initiale de la fouille moins l'épaisseur de la semelle et du béton de propreté donne une profondeur de 1m, le volume est de $2,09 \text{ m}^3$.

Le nombre de fouilles étant de 16 le volume total de remblais compactés des fouilles est de : $33,44 \text{ m}^3$.

Le volume du remblai compacté derrière les murs et les voiles enterrés est de $21,1 \times 8 \times 3 \times 2$ soit : $1012,8 \text{ m}^3$

Le volume total du remblai compacté est de $1046,24 \text{ m}^3$, on majorera ce chiffre à 1047 m^3

Conclusion

Le nombre de station de pompage étant trois, alors le volume total du remblai compacté de ces stations est de : 3×1047 soit : 3141 m^3

f) Calcul du volume de la maçonnerie :

Pour la station de pompage seul les murs extérieurs seront construits avec des briques de dimensions 30*20 cm*cm.

- La surface de la maçonnerie totale est la différence entre la surface totale des murs et la surface des voiles : $(20+8)*6,7*3 - (8*3*3)$ soit : **490,8 m²**

- La surface unitaire (surface d'une brique) étant de 0,06m² (0,30*0,20), la quantité de brique pour la maçonnerie est de 8180 briques, le nombre de briques à prévoir en tenant compte de la casse est de **8200 briques**, et puisque le mur est en double cloison donc le nombre exact est de **16400 briques**.

Conclusion :

Le nombre de station de pompage étant trois, alors quantité totale de la brique de ces stations est de : $3 * 16400$, soit : **49 200 m³**

Tableau VIII.1.b : Volumes de travaux d'une seule station de pompage.

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Décapage	m ³	20
2	Excavation	m ³	438
3	Remblais compacté	m ³	1047
4	Béton de propreté	m ³	3,6
5	Béton armé semelle	m ³	14,4
6	Béton armé demi poteaux	m ³	1,1
7	Béton armé des ceintures	m ³	25,2
8	Béton armé des voiles	m ³	14,4
9	Béton armé des balcons	m ³	7,2
10	Béton légèrement armé (chape inférieure)	m ³	9,8
11	Béton armé poteaux	m ³	9,65
12	Béton armé dalle	m ³	9,8
13	Maçonnerie (briquetage)	u	16400

VIII.1.2. Calcul des volumes des travaux de l'adduction :

a) Déblais d'excavation :

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers (voir Figure VIII.1).

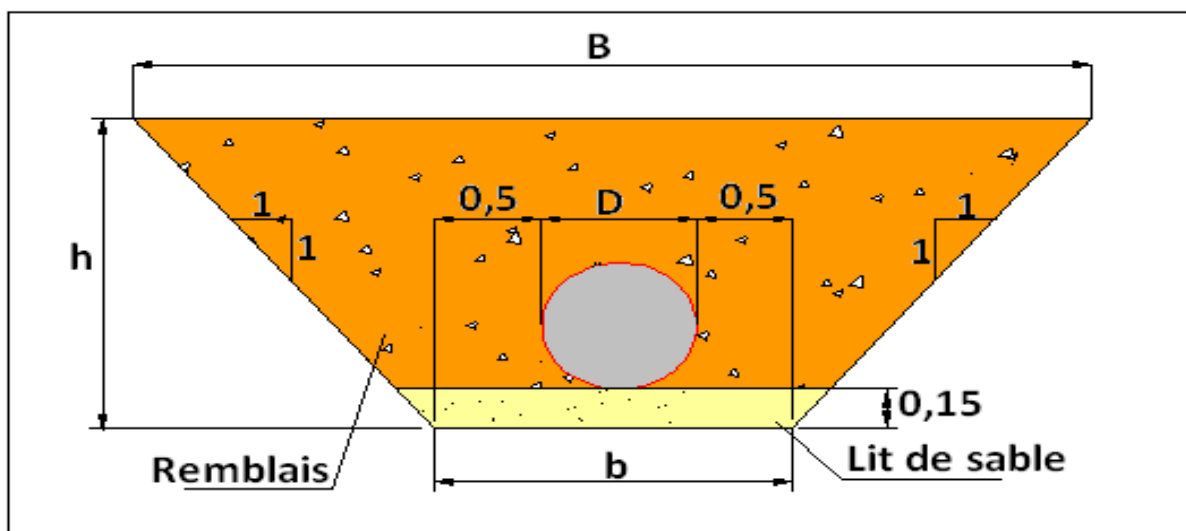


Figure VIII.1 : Coupes en travers de la tranchée de la conduite.

Sachant que :
$$S_{exc} = \frac{b + B}{2} * h \quad (VIII.1.1)$$

S_{exc} : surface des déblais de chaque coupe;
 b : petite base de la tranchée ;
 B : grande base de la tranchée ;
 h : profondeur de la tranchée ;

$$V_{exc} = S_{exc} * L \quad (VIII.1.2)$$

V_{exc} : volume des déblais entre deux coupes consécutives;
 L : distance entre deux coupes consécutives.

Tableau VIII.2.a: Calcul du volume des déblais .

Tronçon	D (m)	b (m)	B (m)	h (m)	S_{exc} (m ²)	L (m)	V_{exc} (m ³)
PdR - SRN°1	0,400	1,4	4,50	1,55	4,5725	4050	18 519
SRN°1 – SRN°2	0,350	1,35	4,35	1,5	4,275	1737,5	7 428
SRN°1 - RPU	0,300	1,3	4,20	1,45	3,9875	975	3 888
SRN°2 - RPE	0,300	1,3	4,20	1,45	3,9875	1562,5	6 230
SRN°2 - RPB	0,250	1,25	4,05	1,4	3,71	11800	43 778
						Total	79 843

Donc le volume total des déblais est de : **79 843 m³**

b) Lit de sable :

Le long de l’adduction, la conduite doit être posée sur un lit de sable de 15 cm d’épaisseur (Voir figure VIII.1)

$$V_s = b * e * L \quad (VIII.1.3)$$

V_s : volume du lit de sable (m³) ;
 E : épaisseur du lit de sable, e = 15 cm ;
 L : longueur de la tranchée (m).

Les résultats de calcul du volume du lit de sable figurent dans le tableau VIII.2.b.

Tableau VIII.2.b: Calcul du volume du lit de sable.

Tronçon	b (m)	e (m)	L (m)	V (m ³)
PdR - SRN°1	1,4	0,15	4050	851
SRN°1 – SRN°2	1,35	0,15	1737,5	352
SRN°1 – RPU	1,3	0,15	975	190
SRN°2 – RPE	1,3	0,15	1562,5	305
SRN°2 – RPB	1,25	0,15	11800	2 213
			Total	3 910

Donc le volume du lit de sable est : **$V_s = 3 910 m^3$**

c) Volume de la conduite :

Après l’exécution des déblais de la tranchée et la mise en place du lit de sable, il y a lieu de poser la conduite dont la connaissance de la section est importante pour la détermination du volume des remblais.

$$S_c = \frac{\pi.D^2}{4} \quad (VIII.1.4)$$

S_c : section de la conduite (m^2) ;
 D : diamètre de la conduite (m).

$$V_c = S_c * L \quad (\text{VIII.1.5})$$

V_c : volume de la conduite (m^3) ;

Les résultats de calcul du volume de la conduite figurent dans le VIII.2.c.

Tableau VIII.2.c : Calcul du volume de la conduite

Tronçon	D (m)	S_c (m)	L (m)	V_c (m^3)
PdR - SRN°1	0,400	0,1256	4050	508,68
SRN°1 – SRN°2	0,350	0,0961625	1737,5	167,08
SRN°1 - RPU	0,300	0,07065	975	68,88
SRN°2 - RPE	0,300	0,07065	1562,5	110,39
SRN°2 - RPB	0,250	0,0490625	11800	578,94
			Total	1 433,97

On prend le volume de la conduite : $V_c = 1\,433\,m^3$

d) Remblais compacté :

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

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_c \quad (\text{VIII.1.6})$$

V_r : volume du remblai

V_{exc} : volume du déblai (volume excavé)

V_{cond} : volume occupé par la conduite.

V_s : volume du lit de sable.

$$A.N : V_r = 79\,843 - 3\,910 - 1\,433 \Rightarrow V_r = 74\,500\,m^3$$

Tableau VIII.2.d : Volumes des travaux de l'adduction.

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblais	m^3	79 843
2	Lit de sable	m^3	3 910
3	La conduite Ø400	m	4050
4	La conduite Ø350	m	1737,5
5	La conduite Ø300	m	2537,5
6	La conduite Ø250	m	11800
7	Remblais	m^3	74 500

VIII.1.3. Calcul des volumes des travaux des réservoirs :

Les réservoirs de notre système d'adduction sont au nombre de cinq, dont deux de capacité $250\,m^3$ et un de $1000\,m^3$ et deux bâches de reprise une de capacité $30\,m^3$ et l'autre de $70\,m^3$.

La profondeur d'excavation est de 2 m ;

- Le diamètre d'excavation doit être supérieur à celui du réservoir de 2 m (1m de part et d'autre) ;
- L'épaisseur du lit de tout venant est de : 0,3 m ;
- L'épaisseur du béton de propreté est de : 0,15 m ;
- L'épaisseur du radier du réservoir est de : 0,15 m ;
- L'épaisseur du voile du réservoir est de : 0,25 m ;
- La ceinture supérieure est de section rectangulaire $0,5*0,4\,m^2$;

- L'épaisseur de la coupole est de 0,1 m ;
- L'acrotère à 0,3 m de hauteur et 0,08 m d'épaisseur ;
- Les chicanes sont en brique de surface unitaire de 0,2*0,3 m².

Les chambres de manœuvres des réservoirs n'auront qu'un seul mur commun avec leur réservoir respectif.

Les chambres de manœuvre auront les dimensions suivantes :

- La longueur est de 3-6 m ;
- La largeur est de 2-5 m ;
- La hauteur est de 3 m ;
- Les murs enterrés sont en béton armé de 0,2 m d'épaisseur sur une profondeur de 0,5m ;
- Les murs sur le sol sont en briques sur une hauteur de 2,5 m ;
- La dalle à 0,15 m d'épaisseur repose sur 4 poteaux est 3 ceintures ;
- Les poteaux sont de forme carrée (0,3*0,3 m²) et les ceintures de forme rectangulaire (0,3*0,45 m²).

A- Réservoir de 1000 m³ de l'Université :

Le réservoir a un diamètre intérieur de 18 m et une hauteur de 4m. La chambre de manœuvre a 5 m de longueur, 4m de largeur et 3 m de hauteur.

a) Calcul du volume des déblais :

Le volume total des déblais est la somme des volumes des déblais du réservoir et de la chambre de manœuvre.

$$V_d = \left[\left(\frac{\pi * D_{exc}^2}{4} \right) + (L * l) \right] * h_{exc} \quad \text{(VIII.1.7)}$$

V_d : volume total des déblais (m³) ;

D_{exc} : diamètre d'excavation (m), D_{exc} = D_{ext} + 2 ;

D_{ext} : diamètre extérieur du radier du réservoir (m), D_{ext} = 18,6 m ;

L : longueur de la chambre de manœuvre (m) ;

l : largeur de la chambre de manœuvre (m) ;

h_{exc} : profondeur d'excavation (m), h = 2 m.

$$\text{A.N : } V_d = \left[\left(\frac{3,14 * 20,6^2}{4} \right) + (5 * 4) \right] * 2 \Rightarrow V_d = 706,24 \text{ m}^3$$

On prend un volume des déblais de **707 m³**.

b) Calcul du volume du tout venant :

Le volume du tout venant sera calculé par la formule suivante :

$$V_{tv} = \frac{\pi * D_{exc}^2}{4} * e_{tv} \quad \text{(VIII.1.8)}$$

V_{tv} : volume du tout venant (m³) ;

e_{tv} : épaisseur de la couche du tout venant (m), e_{tv} = 0,3 m ;

$$\text{A.N : } V_{tv} = \frac{3,14 * 20,6^2}{4} * 0,3 \Rightarrow V_{tv} = 99,93 \text{ m}^3$$

On prend un volume du tout venant de **100 m³**

c) Calcul du volume de béton de propreté :

La pose du béton de propreté sera étendue de 0,6 m des parois extérieures du réservoir. Le volume du béton de propreté sera calculé par la formule suivante :

$$V_{bp} = \frac{\pi * D_{bp}^2}{4} * e_{bp} \quad (\text{VIII.1.9})$$

V_{bp} : volume du béton de propreté (m^3) ;

D_{bp} : diamètre de la couche du béton de propreté (m), $D_{bp} = D_{ext} + 1,2$

e_{bp} : épaisseur de la couche du béton de propreté (m), $e_{bp} = 0,15$ m ;

A.N : $V_{bp} = \frac{3,14 * 19,2^2}{4} * 0,15 \Rightarrow V_{bp} = 43,41 m^3$.

On prend un volume du béton de propreté de **44 m³**

d) Calcul du volume du béton armé :

Les éléments des réservoirs dont le béton armé est le matériau de construction sont :

- Radiers des réservoirs;
- Voiles des réservoirs ;
- Voiles de la chambre de manoeuvre
- Ceintures supérieures des réservoirs;
- Coupoles des réservoirs;
- Poteaux de la chambre de manoeuvre;
- Ceintures de la chambre de manoeuvre;
- Chape de la chambre de manoeuvre;
- Dalle de la chambre de manoeuvre;
- Maçonnerie des chicanes des réservoirs;
- Maçonnerie de la chambre de manoeuvre.

Les éléments du réservoir, ayant des formes circulaires, sont estimés moyennant la formule :

$$V_{ba} = \frac{\pi * (D_{ext}^2 - D_{int}^2)}{4} * H \quad (\text{VIII.1.10})$$

Avec :

D_{ext} : diamètre extérieur de l'élément du réservoir (m) ;

D_{int} : diamètre intérieur de l'élément du réservoir (m) ;

H : hauteur de l'élément du réservoir (m) ;

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau VIII.3.a.

Tableau VIII.3.a : Calcul du volume du béton armé du réservoir de 1000 m³.

Eléments	D_{ext} (m)	D_{int} (m)	H (m)	V_{ba} (m ³)
Radiers	18,6	-	0,45	122,21037
Voiles	18,7	18	4	80,6666
Ceintures supérieures	19	18	0,5	14,5225
Acrotères	19	18,64	0,3	3,1911192
TOTAL :				220,59

*** Coupoles**

La coupole est une calotte sphérique de rayon :

$$R = \frac{f^2 + (D/2)^2}{2 * f} \quad (\text{VIII.1.11})$$

R : rayon de la coupole (m) ;

D : diamètre du réservoir (m), D = 18 m ;

f : flèche de la coupole (m), f = 1,5 m ;

Et de volume :

$$V_c = 2 * \pi * R * f * e_c \text{ (VIII.1.12)}$$

V_c : volume du béton armé de la coupole (m^3) ;

e_c : épaisseur de la coupole (m), $e_c = 0,1$ m.

$$\text{A.N : } R = \frac{1,5^2 + (18/2)^2}{2 * 1,5} \Rightarrow R = 27,75 \text{ m}$$

$$\text{Ainsi : } V_c = 2 * 3,14 * 27,75 * 1,5 * 0,1 \Rightarrow V_c = 26,14 \text{ m}^3$$

Le volume total du béton armé du réservoir est tel que $220,59 + 26,75$ soit $247,34 \text{ m}^3$, que l'on majore à **248 m^3** .

Les résultats de calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre sont récapitulés dans le tableau VIII.3.b.

Tableau VIII.3.b : Calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre.

Eléments	longueur L (m)	largeur l (m)	hauteur h (m)	Nombre	V =L*l*h (m ³)
Chape inférieure	5	4	0,07	1	1,4
Voiles	5	0,2	0,5	3	1,5
Poteaux	0,3	0,3	3	4	1,08
Ceintures inf. long.	5	0,3	0,3	3	1,35
Ceintures inf. larg.	4	0,3	0,3	3	1,08
Ceintures sup.long.	5	0,3	0,3	3	1,35
Ceintures sup.larg.	4	0,3	0,45	3	1,62
Dalle supérieure	5	4	0,07	1	1,4
TOTAL : 10,78					

Le volume total du béton armé de la chambre de manœuvre sera de $10,78 \text{ m}^3$, que l'on majore à **11 m^3** .

Conclusion

Le volume total du béton armé du réservoir et de la chambre de manœuvre sera de 259 m^3 .

e) Calcul du volume du remblai compacté :

Le volume du remblai compacté est égal au vide restant, après coulage du béton armé des voiles, entre ces derniers et les limites d'excavation.

$$V_r = \frac{\pi * (D_{exc}^2 - D_{ext}^2)}{4} * h \text{ (VIII.1.13)}$$

V_r : volume du remblai compacté (m^3) ;

D_{ext} : diamètre extérieur du réservoir (m), $D_{ext}=18,6$ m ;

h : profondeur d'excavation (m), $h = 2$ m ;

$$\text{A.N : } V_r = \frac{3,14 * (20,6^2 - 18,6^2)}{4} * 2 \Rightarrow V_r = 123,09 \text{ m}^3$$

On prend un volume de remblai de **124 m^3** ;

f) Calcul du volume de la maçonnerie :

Pour les réservoirs seules les chicanes et les murs sur sol de la chambre de manœuvre seront construits avec des briques de dimensions $30 * 20 \text{ cm} * \text{cm}$.

Les chicanes ont une longueur totale d'environ 40 m et une hauteur de 3,6 m. La surface de la maçonnerie totale étant de : $40 * 3,6$ soit : **144 m^2** .

La surface de la maçonnerie de la chambre de manœuvre est telle que $[(5*2) + 4]*2,5$ soit **35 m²**

La surface totale de la maçonnerie du réservoir et de la chambre de manœuvre est telle que $144+35$ soit **179 m²**

La surface unitaire (surface d'une brique) étant de 0,06m² (0,30*0,20), la quantité de brique pour la maçonnerie est de 2984 briques, le nombre de briques à prévoir en tenant compte de la casse est de **3000 briques**.

Tableau VIII.3.c : Volumes de travaux du réservoir 1000 m³

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblais	m ³	707
2	Remblais compacté	m ³	124
3	Tout venant	m ³	100
4	Béton de propreté	m ³	44
5	Béton armé du radier des réservoirs	m ³	122,21
6	Béton armé des voiles des réservoirs	m ³	80,66
7	Béton armé des ceintures supérieures des réservoirs	m ³	14,52
8	Béton armé de la coupole	m ³	26,14
9	Béton armé de dalle de la chambre de manoeuvre	m ³	1,4
10	Béton armé des poteaux	m ³	1,08
11	Béton armé des ceintures de la chambre de manoeuvre	m ³	5,4
12	Béton armé des voiles de la chambre de manoeuvre	m ³	1,5
13	Béton légèrement armé de la chape de la chambre de manoeuvre	m ³	1,4
14	Béton légèrement armé de l'acrotère	m ³	3,19
15	Maçonnerie (briquetage)	u	3000

B- Réservoir de 250 m³ d'El-hadaik :

Le réservoir a un diamètre intérieur de 10 m et une hauteur de 3m. La chambre de manœuvre a 3,5 m de longueur, 3 m de largeur et 3 m de hauteur.

a) Calcul du volume des déblais :

Le volume total des déblais est la somme des volumes des déblais du réservoir et de la chambre de manœuvre.

$$V_d = \left[\left(\frac{\pi * D_{exc}^2}{4} \right) + (L * l) \right] * h_{exc} \text{ (VIII.1.7)}$$

V_d : volume total des déblais (m³) ;

D_{exc} : diamètre d'excavation (m), D_{exc}= D_{ext} + 2 ;

D_{ext} : diamètre extérieur du radier du réservoir (m), D_{ext} = 10,6 m ;

L : longueur de la chambre de manœuvre (m) ;

l : largeur de la chambre de manœuvre (m) ;

h_{exc} : profondeur d'excavation (m), h = 2 m.

$$\text{A.N : } V_d = \left[\left(\frac{3,14 * 12,6^2}{4} \right) + (3,5 * 3) \right] * 2 \Rightarrow V_d = 270,25 \text{ m}^3$$

On prend un volume des déblais de **271 m³**.

b) Calcul du volume du tout venant :

Le volume du tout venant sera calculé par la formule suivante :

$$V_{tv} = \frac{\pi * D_{exc}^2}{4} * e_{tv} \quad (\text{VIII.1.8})$$

V_{tv} : volume du tout venant (m^3) ;

e_{tv} : épaisseur de la couche du tout venant (m), $e_{tv} = 0,3$ m ;

A.N : $V_{tv} = \frac{3,14 * 12,6^2}{4} * 0,3 \Rightarrow V_{tv} = 37,39 m^3$.

On prend un volume du tout venant de **38 m³**

c) Calcul du volume de béton de propreté :

La pose du béton de propreté sera étendue de 0,6 m des parois extérieures du réservoir. Le volume du béton de propreté sera calculé par la formule suivante :

$$V_{bp} = \frac{\pi * D_{bp}^2}{4} * e_{bp} \quad (\text{VIII.1.9})$$

V_{bp} : volume du béton de propreté (m^3) ;

D_{bp} : diamètre de la couche du béton de propreté (m), $D_{bp} = D_{ext} + 1,2$

e_{bp} : épaisseur de la couche du béton de propreté (m), $e_{bp} = 0,15$ m ;

A.N : $V_{bp} = \frac{3,14 * 11,2^2}{4} * 0,15 \Rightarrow V_{bp} = 14,77 m^3$.

On prend un volume du béton de propreté de **15 m³**

d) Calcul du volume du béton armé :

Les éléments des réservoirs dont le béton armé est le matériau de construction sont mentionné dans le tableau suivant :

Les éléments du réservoir, ayant des formes circulaires, sont estimés moyennant la formule :

$$V_{ba} = \frac{\pi * (D_{ext}^2 - D_{int}^2)}{4} * H \quad (\text{VIII.1.10})$$

Avec :

D_{ext} : diamètre extérieur de l'élément du réservoir (m) ;

D_{int} : diamètre intérieur de l'élément du réservoir (m) ;

H : hauteur de l'élément du réservoir (m) ;

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau VIII.3.a.

Tableau VIII.3.d : Calcul du volume du béton armé du réservoir de 250 m³.

Eléments	D_{ext} (m)	D_{int} (m)	H (m)	V_{ba} (m ³)
Radiers	10,6	-	0,45	39,69117
Voiles	10,7	10	3	34,12395
Ceintures supérieures	11	10	0,5	8,2425
Acrotères	11	10,64	0,3	1,8346392
TOTAL :				83,89

*** Coupoles :**

La coupole est une calotte sphérique de rayon :

$$R = \frac{f^2 + (D/2)^2}{2 * f} \quad (\text{VIII.1.11})$$

R : rayon de la coupole (m) ;

D : diamètre du réservoir (m), D = 10 m ;
 f : flèche de la coupole (m), f = 1,5 m ;
 Et de volume :

$$V_c = 2 * \pi * R * f * e_c \text{ (VIII.1.12)}$$

V_c : volume du béton armé de la coupole (m³) ;
 e_c : épaisseur de la coupole (m), $e_c = 0,1$ m.

$$\text{A.N : } R = \frac{1,5^2 + (10/2)^2}{2 * 1,5} \Rightarrow R = 9,09 \text{ m}$$

$$\text{Ainsi : } V_c = 2 * 3,14 * 9,09 * 1,5 * 0,1 \Rightarrow V_c = 8,56 \text{ m}^3$$

Le volume total du béton armé du réservoir est tel que 83,89 + 8,56 soit 92,45 m³, que l'on majore à **93 m³**.

Les résultats de calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre sont récapitulés dans le tableau VIII.3.b.

Tableau VIII.3.e : Calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre.

Eléments	longueur L (m)	largeur l (m)	hauteur h (m)	Nombre	V =L*l*h (m ³)
Chape inférieure	3,5	3	0,07	1	0,735
Voiles	3,5	0,2	1	3	1,05
Poteaux	0,3	0,3	3	4	1,08
Ceintures inf. long.	3,5	0,3	0,3	3	0,945
Ceintures inf. larg.	3	0,3	0,3	3	0,81
Ceintures sup. Long.	3,5	0,3	0,3	3	0,945
Ceintures sup. Larg.	3	0,3	0,45	3	1,215
Dalle supérieure	3,5	3	0,07	1	0,735
TOTAL : 7,52					

Le volume total du béton armé de la chambre de manœuvre sera de 7,52 m³, que l'on majore à **8 m³**.

Conclusion

Le volume total du béton armé du réservoir et de la chambre de manœuvre sera de 101 m³.

e) Calcul du volume du remblai compacté :

Le volume du remblai compacté est égal au vide restant, après coulage du béton armé des voiles, entre ces derniers et les limites d'excavation.

$$V_r = \frac{\pi * (D_{exc}^2 - D_{ext}^2)}{4} * h \text{ (VIII.1.13)}$$

V_r : volume du remblai compacté (m³) ;
 D_{ext} : diamètre extérieur du réservoir (m), $D_{ext}=10,6$ m ;
 h : profondeur d'excavation (m), h = 2 m ;

$$\text{A.N : } V_r = \frac{3,14 * (12,6^2 - 10,6^2)}{4} * 2 \Rightarrow V_r = 72,85 \text{ m}^3$$

On prend un volume de remblai de **73 m³** ;

f) Calcul du volume de la maçonnerie :

Pour les réservoirs seules les chicanes et les murs sur sol de la chambre de manœuvre seront construits avec des briques de dimensions 30*20 cm*cm.

les chicanes ont une longueur totale d'environ 12 m et une hauteur de 2,6 m. La surface de la maçonnerie totale étant de : $12 \times 2,6$ soit : **32 m²**.

La surface de la maçonnerie de la chambre de manœuvre est telle que $[(3,5 \times 2) + 3] \times 2,5$ soit **25 m²**

La surface totale de la maçonnerie du réservoir et de la chambre de manœuvre est telle que $32 + 25$ soit **57 m²**

La surface unitaire (surface d'une brique) étant de 0,06m² (0,30*0,20), la quantité de brique pour la maçonnerie est de 950 briques, le nombre de briques à prévoir en tenant compte de la casse est de **970 briques**.

Tableau VIII.3.f : Volumes de travaux du réservoir 250 m³.

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblais	m ³	271
2	Remblais compacté	m ³	73
3	Tout venant	m ³	38
4	Béton de propreté	m ³	15
5	Béton armé du radier des réservoirs	m ³	39,69
6	Béton armé des voiles des réservoirs	m ³	34,13
7	Béton armé des ceintures supérieures des réservoirs	m ³	8,24
8	Béton armé de la coupole	m ³	8,56
9	Béton armé de dalle de la chambre de manœuvre	m ³	0,74
10	Béton armé des poteaux	m ³	1,08
11	Béton armé des ceintures de la chambre de manœuvre	m ³	3,92
12	Béton armé des voiles de la chambre de manœuvre	m ³	1,05
13	Béton légèrement armé de la chape de la chambre de manœuvre	m ³	0,74
14	Béton légèrement armé de l'acrotère	m ³	1,84
15	Maçonnerie (briquetage)	u	970

Remarque

Puisque les réservoirs d'El-hadaik et **Bouchtata** sont identiques, alors ils auront les mêmes volumes de travaux.

C- Bâche de reprise N°1 de 40 m³ :

La bâche a les dimensions : L =7m, l=3m, H=2m.

a) Calcul du volume des déblais :

Le volume du remblai sera calculé par la formule suivante

$$V_d = [(L_{exc} * l_{exc})] * h_{exc} \quad (VIII.1.7)$$

V_d : volume total des déblais (m³) ;

L_{exc} : longueur d'excavation de la bâche(m) ;

l_{exc} : largeur d'excavation la bâche (m) ;

h_{exc} : profondeur d'excavation (m), h = 1 m.

A.N : $V_d = [(3,5 * 7,5)] * 1 \Rightarrow V_d = 26,25 \text{ m}^3$

On prend un volume des déblais de **27 m³**.

b) Calcul du volume du tout venant :

Le volume du tout venant sera calculé par la formule suivante :

$$V_d = [(L_{exc} * l_{exc})] * e_v \quad (VIII.1.8)$$

V_{tv} : volume du tout venant (m³) ;

e_{tv} : épaisseur de la couche du tout venant (m), $e_{tv} = 0,3$ m ;

A.N : $V_{tv} = 3,5 * 7,5 * 0,3 \Rightarrow V_{tv} = 7,88 \text{ m}^3$.

On prend un volume du tout venant de **8 m³**

c) Calcul du volume de béton de propreté :

La pose du béton de propreté sera étendue de 0,2 m des parois extérieures du bêche. Le volume du béton de propreté sera calculé par la formule suivante :

$$V_d = [(L_{bp} * l_{bp})] * e_{bp} \quad (\text{VIII.1.9})$$

V_{bp} : volume du béton de propreté (m³) ;

L_{bp} : longueur de béton de propreté de la bêche (m) ;

l_{bp} : largeur de béton de propreté la bêche (m) ;

e_{bp} : épaisseur de la couche du béton de propreté (m), $e_{bp} = 0,15$ m ;

A.N : $V_{bp} = 3,5 * 7,5 * 0,15 \Rightarrow V_{bp} = 3,94 \text{ m}^3$.

On prend un volume du béton de propreté de **4 m³**

d) Calcul du volume du béton armé :

Les éléments de la bêche dont le béton armé est le matériau de construction sont :

- Radiers de la bêche;
- Voiles de la bêche;
- Ceintures supérieures de la bêche;

Les éléments de la bêche, ayant des formes rectangulaires, sont estimés moyennant la formule :

$$V_d = [(L_{ext} * l_{ext}) - (L * l)] * H \quad (\text{VIII.1.10})$$

Avec :

L_{ext} : longueur extérieur de l'élément du bêche (m) ;

l_{ext} : largeur extérieur de l'élément du bêche (m) ;

H : hauteur de l'élément du réservoir (m) ;

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau VIII.3.a.

Tableau VIII.3.g : Calcul du volume du béton armé de la bêche.

Eléments	L_{ext} (m)	l_{ext} (m)	L (m)	l (m)	H (m)	V_{ba} (m ³)
Radiers	7,4	3,4	7	3	0,3	1,248
Voiles	7,4	3,4	7	3	2	8,32
Ceintures supérieures	7,8	3,8	7	3	0,2	1,728
Acrotères	7,8	3,8	7,5	3,5	0,15	0,5085
TOTAL : 11,81						

e) Calcul du volume du remblai compacté :

Le volume du remblai compacté est égal au vide restant, après coulage du béton armé des voiles, entre ces derniers et les limites d'excavation.

$$V_r = [(L_{exc} * l_{exc}) - (L_{ext} * l_{ext})] * h \quad (\text{VIII.1.13})$$

V_r : volume du remblai compacté (m³) ;

h : profondeur d'excavation (m), h = 1 m ;

A.N : $V_r = [(7,5 * 3,5) - (7,4 * 3,4)] * 1 \Rightarrow V_r = 1,09 \text{ m}^3$

On prend un volume de remblai de **2 m³** ;

Tableau VIII.3.h : Volumes de travaux de la bache de 40 m³

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblais	m ³	27
2	Remblais compacté	m ³	2
3	Tout venant	m ³	8
4	Béton de propreté	m ³	4
5	Béton armé du radier de la bache	m ³	1,25
6	Béton armé des voiles de la bache	m ³	8,32
7	Béton armé des ceintures supérieures de la bache	m ³	1,73
8	Béton légèrement armé de l'acrotère	m ³	0,51

D- Bache de reprise N°2 de 70 m³ :

La bache a les dimensions : L =11m, l=6m, H=3m.

a) Calcul du volume des déblais :

Le volume du remblai sera calculé par la formule suivante

$$V_d = [(L_{exc} * l_{exc})] * h_{exc} \quad (\text{VIII.1.7})$$

V_d : volume total des déblais (m³) ;

L_{exc} : longueur d'excavation de la bache(m) ;

l_{exc} : largeur d'excavation la bache (m) ;

h_{exc} : profondeur d'excavation (m), h = 1 m.

A.N : $V_d = [(11,5 * 6,5)] * 1 \Rightarrow V_d = 74,75 \text{ m}^3$

On prend un volume des déblais de **75 m³**.

b) Calcul du volume du tout venant :

Le volume du tout venant sera calculé par la formule suivante :

$$V_d = [(L_{exc} * l_{exc})] * e_{tv} \quad (\text{VIII.1.8})$$

V_{tv} : volume du tout venant (m³) ;

e_{tv} : épaisseur de la couche du tout venant (m), e_{tv} = 0,3 m ;

A.N : $V_{tv} = 11,5 * 6,5 * 0,3 \Rightarrow V_{tv} = 22,43 \text{ m}^3$.

On prend un volume du tout venant de **23 m³**

c) Calcul du volume de béton de propreté :

La pose du béton de propreté sera étendue de 0,2 m des parois extérieures de la bache. Le

volume du béton de propreté sera calculé par la formule suivante :

$$V_d = [(L_{bp} * l_{bp})] * e_{bp} \quad (\text{VIII.1.9})$$

V_{bp} : volume du béton de propreté (m³) ;

L_{bp} : longueur de béton de propreté de la bache (m) ;

l_{bp} : largeur de béton de propreté la bache (m) ;

e_{bp} : épaisseur de la couche du béton de propreté (m), e_{bp} = 0,15 m ;

A.N : $V_{bp} = 11,5 * 6,5 * 0,15 \Rightarrow V_{bp} = 11,22 \text{ m}^3$.

On prend un volume du béton de propreté de **12 m³**

d) Calcul du volume du béton armé :

Les éléments de la bache dont le béton armé est le matériau de construction sont :

- Radiers de la bache;
- Voiles de la bache;

- Ceintures supérieures de la bêche;

Les éléments de la bêche, ayant des formes rectangulaires, sont estimés moyennant la formule :

$$V_d = [(L_{ext} * l_{ext}) - (L * l)] * H \quad (VIII.1.10)$$

Avec :

L_{ext} : longueur extérieur de l'élément du bêche (m) ;

l_{ext} : largeur extérieur de l'élément du bêche (m) ;

H : hauteur de l'élément du réservoir (m) ;

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau VIII.3.a.

Tableau VIII.3.i: Calcul du volume du béton armé de la bêche.

Eléments	L_{ext} (m)	l_{ext} (m)	L (m)	l (m)	H (m)	V_{ba} (m ³)
Radiers	11,4	6,4	11	6	0,3	2,088
Voiles	11,4	6,4	11	6	3	20,88
Ceintures supérieures	11,8	6,8	11	6	0,2	2,848
Acrotères	11,8	6,8	11,5	6,5	0,15	0,8235
TOTAL : 26,64						

e) Calcul du volume du remblai compacté :

Le volume du remblai compacté est égal au vide restant, après coulage du béton armé des voiles, entre ces derniers et les limites d'excavation.

$$V_r = [(L_{exc} * l_{exc}) - (L_{ext} * l_{ext})] * h \quad (VIII.1.13)$$

V_r : volume du remblai compacté (m³) ;

h : profondeur d'excavation (m), h = 1 m ;

A.N : $V_r = [(11,5 * 6,5) - (11,4 * 6,4)] * 1 \Rightarrow V_r = 1,79 \text{ m}^3$

On prend un volume de remblai de **2 m³** ;

Tableau VIII.3.j : Volumes de travaux de la bêche de 70 m³

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblais	m ³	75
2	Remblais compacté	m ³	2
3	Tout venant	m ³	23
4	Béton de propreté	m ³	12
5	Béton armé du radier de la bêche	m ³	2,09
6	Béton armé des voiles de la bêche	m ³	20,88
7	Béton armé des ceintures supérieures de la bêche	m ³	2,85
8	Béton légèrement armé de l'acrotère	m ³	0,83

VIII.2. Calcul des coûts des travaux :

Les coûts des travaux des stations, de l'adduction et des différents réservoirs sont mentionnés dans les tableaux VIII.6.a, b, c, d, e.

Tableau VIII.4.a: Coût des travaux d'une seule station de pompage

N°	Description des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant
				DA	DA
1	Déblais	m ³	458	300	137400
2	Béton de propriété.	m ³	3,6	8 000,00	28800
3	Béton armé	m ³	81,75	35 000,00	2861250

4	Béton légèrement armé	m ³	9,8	19 000,00	186200
5	Remblais compacté	m ³	1047	400	418800
6	Maçonnerie	u	16400	40	656000
				Montant	4 288 450,00

Le coût des travaux d'une seule station de pompage est de : **4 288 450,00 DA**

Tableau VIII.4.b: Coût des travaux de l'adduction.

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Déblais	m ³	79 843	300	23952900
2	Lit de sable	m ³	3 910	800	3128000
3	La conduite Ø400	m	4050	6810	27580500
4	La conduite Ø350	m	1737,5	5375,2	9339410
5	La conduite Ø300	m	2537,5	4530,9	11497158,8
6	La conduite Ø250	m	11800	3830,3	45197540
7	Remblais	m ³	74 500	400	29800000
				Montant	150495509

Le coût des travaux de l'adduction est de : **150 495 509,00 DA**

Tableau VIII.4.c: Coût des travaux du réservoir de l'Université.

N°	Description des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant
				DA	DA
1	Déblais	m ³	707	300	212 100,00
2	Tout venant	m ³	100	600	60 000,00
3	Béton de propriété	m ³	44	8000	352 000,00
4	Béton armé	m ³	252,91	35000	8 851 850,00
5	Béton légèrement armé	m ³	4,59	19000	87 210,00
6	Remblais compacté	m ³	124	400	49 600,00
7	Maçonnerie	u	3000	40	120 000,00
				Montant	9 732 760,00

Le coût des travaux du réservoir de l'Université 1 est de : **9 732 760,00 DA.**

Tableau VIII.4.d: Coût des travaux du réservoir d'El-hadaik.

N°	Description des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant
				DA	DA
1	Déblais	m ³	271	300	81 300,00
2	Tout venant	m ³	38	600	22 800,00
3	Béton de propriété	m ³	15	8000	120 000,00
4	Béton armé	m ³	97,41	35000	3 409 350,00
5	Béton légèrement armé	m ³	2,58	19000	49 020,00
6	Remblais compacté	m ³	73	400	29 200,00
7	Maçonnerie	u	970	40	38 800,00
				Montant	3 750 470,00

Le coût des travaux du réservoir d'El-hadaik est de : **3 750 470,00 DA**

Le réservoir de Bouchtata a le même coût des travaux que celui d'El-hadaik.

Tableau VIII.4.e: Coût des travaux de bêche de reprise N°1.

N°	Description des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant
				DA	DA
1	Déblais	m ³	27	300	8100
2	Tout venant	m ³	8	600	4800
3	Béton de propriété	m ³	4	8000	32000
4	Béton armé	m ³	11,3	35000	395500
5	Béton légèrement armé	m ³	0,51	19000	9690
6	Remblais compacté	m ³	2	400	800
				Montant	450890

Le coût des travaux de bêche de reprise N°1 est de : **450 890,00 DA**

Tableau VIII.4.f: Coût des travaux de bêche de reprise N°2.

N°	Description des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant
				DA	DA
1	Déblais	m ³	75	300	22500
2	Tout venant	m ³	23	600	13800
3	Béton de propriété	m ³	12	8000	96000
4	Béton armé	m ³	25,82	35000	903700
5	Béton légèrement armé	m ³	0,83	19000	15770
6	Remblais compacté	m ³	2	400	800
				Montant	1052570

Le coût des travaux de bêche de reprise N°2 est de : **1 052 570,00 DA**

On note le coût de l'ensemble des travaux dans le tableau VIII.7.a.

Tableau VIII.4.b: Bilan des coûts total.

Coût des stations de pompage.	12 865 350,00 DA
Coût de l'adduction.	150 495 509,00 DA
Coût des réservoirs	A 18 737 160,00 DA
Coût de l'ensemble du projet.	182 098 019,00 DA

Conclusion : Le coût global du projet est estimé à **182 098 019,00 DA**

VIII.3. Planification des travaux : [11]

Avant d'entamer la réalisation des travaux sur le chantier il faut faire une planification qui consiste en une étude théorique qui recherche constamment la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et des autres moyens.

VIII.3.1. Définitions des tâches et leurs durées :

On admet que la réalisation des stations de reprise et de leurs réservoirs va se faire en parallèle (quatre entreprises de réalisation, une pour chaque station et une pour les réservoirs jumelés de Tléta). Une cinquième entreprise sera chargée de la réalisation de l'adduction.

Puisque les trois bâtiments des stations de pompage sont identiques et les réservoirs ont approximativement les mêmes volumes de travaux, on impose les mêmes durées de réalisation des différentes tâches des stations et de leurs réservoirs.

1/Station de pompage :

Les tâches de construction du bâtiment de la station de pompage et leurs durées sont mentionnées sur le tableau VIII.8.a.

Tableau VIII.5.a : temps de réalisation des opérations de la station de pompage.

Notation	Opération	Durée (jour)
A	Décapage	6
B	Excavation	7
C	Coulage du béton de propreté.	2
D	Coulage du béton pour les semelles.	3
E	Coulage du béton pour les demi-poteaux.	5
F	Remblayage et compactage des fouilles.	3
G	Construction des murés	7
H	Coulage béton longrines inférieures.	15
I	Remblayage et compactage des casiers.	6
J	Coulage de la chape inférieure.	2
K	Coulage béton poteaux et des voiles de la salle de machines.	20
L	Coulage du béton pour longrines supérieures et de la dalle.	60
M	Maçonnerie et finition générale.	60
N	Embellissement (trottoirs, bitumage et verdure), évacuation des débris et nettoyage	7

2/ Adduction :

Les tâches de réalisation de l'adduction et leurs durées sont mentionnées dans le tableau VIII.8.b.

Tableau VIII.5.b : temps de réalisation des opérations de l'adduction.

Notation	Opération	Durée (jour)
O	Exécution des tranchées « tranche 1 »	15
P	Exécution des tranchées « tranche 2 »	5
Q	Exécution des tranchées « tranche 3 »	5
R	Exécution des tranchées « tranche 4 »	35
S	Pose du lit de sable« tranche 1 »	2
T	Pose du lit de sable« tranche 2 »	2
U	Pose du lit de sable« tranche3 »	2
V	Pose du lit de sable« tranche4 »	4
W	Pose de la canalisation « tranche 1 »	14
X	Pose de la canalisation « tranche 2 »	8
Y	Pose de la canalisation « tranche 3 »	8
Z	Pose de la canalisation « tranche 4 »	30
AB	Remblayage des tranchées « tranche 1 »	4
AC	Remblayage des tranchées « tranche 2 »	2

AD	Remblayage des tranchées « tranche 3 »	2
AE	Remblayage des tranchées « tranche 4 »	6

3/ Réservoirs :

Les tâches concernant la réalisation d'un réservoir et leurs durées sont mentionnées dans le tableau VIII.8.c.

Tableau VIII.5.c.: temps de réalisation des opérations du réservoir.

Notation	Opération	Durée (jour)
BC	Excavation	6
BD	Pose du tout venant	2
BE	Coulage du béton de propreté.	1
BF	Coulage du béton armé du radier et de la chape de la chambre de manoeuvre.	60
BG	Coulage béton armé du voile du réservoir et de la chambre	60
BH	Coulage du béton armé de la ceinture supérieure du réservoir et des poteaux de la chambre de manoeuvre	25
BI	Coulage du béton armé de la coupole et de la dalle de la chambre de manoeuvre	60
BJ	Remblayage et compactage.	2
BK	Maçonnerie et finition générale.	30
BL	Evacuation des débris et nettoyage	2

VIII.4.2. Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM) :

A- Stations de pompage et réservoirs :

On montre le lien entre les opérations qui précèdent et qui succèdent chaque opération de réalisation de la station de reprise dans le tableau VIII.9.a.

Tableau VIII.6.a : tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de la station.

Opérations	précède	Succède	opérations	Précède	succède
A	B	BC	M	N	L
B	C	A	N	---	M
C	D	B	BC	A,BD	---
D	E	C	BD	BE	BC
E	F	D	BE	BF	BD
F	G	E	BF	BG	BE
G	H	F	BG	BH	BF
H	I	G	BH	BI,BJ	BG
I	J	H	BI	BK	BH
J	K	I	BJ	BK	BH
K	L	J	BK	BL	BI,BJ
L	M	K	BL	---	BK

B- Adduction :

On montre le lien entre les opérations qui précèdent et qui succèdent chaque opération de réalisation de l'adduction dans le tableau VIII.9.b.

Tableau VIII.6.b: tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction.

opérations	précède	Succède	opérations	précède	succède
O	P,S	---	W	AB,X	W
P	T,Q	O	X	AC,Y	W,T
Q	U,R	P	Y	AD,Z	X,U
R	V	Q	Z	AE	Y,V
S	W,T	O	AB	AC	W
T	X,U	S,P	AC	AD	AB,X
U	Y,V	T,Q	AD	AE	AC,Y
V	Z	Y,V	AE	---	AD,Z

Les réseaux à nœuds sont représentés sur les figures VIII.2 et VIII.3 où les dates de commencement et de finitions au plutôt et les dates de commencement et de finitions au plus tard et bien sur les marges totales et les temps de réalisation sont mentionnés.

Les flèches vertes portées sur la figure VIII.2 représentent le chemin critique du réseau.

Conclusion :

Le temps de réalisation de l'ensemble du projet est de **246 jours**, soit **environ 8 mois**.

VIII.5. Engins :

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.

Conclusion

Dans notre travail, on a déterminé le devis général des stations de pompage y compris celui de leurs réservoirs et de l'adduction. En premier lieu, nous avons fait une étude quantitative des volumes de travaux, puis nous avons établie une estimation du coût approximatif global de l'ensemble des travaux envisagés.

Comme deuxième étape, nous avons entrepris une planification des travaux qui est nécessaire pour le bon déroulement des travaux et le suivi de la réalisation du projet.

Enfin le choix des engins les plus appropriés pour le bon déroulement des différentes étapes du projet.

Pour la réalisation d'ouvrage quelconque, il serait irrationnel de ne pas suivre l'ensemble des étapes précédemment citées (décomposition en tâches et ordonnancement...) vu l'importance des ouvrages à réaliser et le gain de temps donc d'argent que ces méthodes de conduite de chantier peuvent apporter.

Conclusion générale :

Les ressources mobilisables dans la zone étudiée restent suffisantes à la demande, mais le citoyen souffre toujours du déficit d'eau à ça domicile à cause de mauvaise gestion et la négligence des responsables et les piquages illégaux que font les citoyens lui mêmes, ce dernier qui est estimé comme le cause principale, et pour lutter contre ce dernier problème, on propose de crée une organisation dont sa rôle est de protéger les ressources en eau et arrêter les illégaux utilisations.

Mais selon les nouvelles actualités et suivre de l'implantation d'une nouvelle station de dessalement, on procède à la raccorder au différents abonnés de la wilaya et en particulier notre zone, malgré que l'eau dessalé à plusieurs inconvénients sur sa qualité (pauvre minéralement, Traces de métaux lourds échappés des installations et autres traces chimiques issue de produit de nettoyage des membranes).

Et pour cela notre étude a englobé tous les points nécessaires qui touchent le plan spécifique à la réalisation d'un projet d'adduction d'eau potable :

“ Détermination des besoins future, implanter les ouvrages de stockage d'eau nécessaire, Dimensionnement du réseau d'adduction .ainsi qu'assurer le pompage d'eau jusqu'à sa destination finale, la protection des conduites contre le coup de bélier, et l'organisation de chantier. ”

Nous signalons que durant notre étude, une priorité a été donnée tant au coté technique qu'au coté économique, à partir du choix du tracé à projeté, méthode de poses de la canalisation et choix des différents matériaux utilisé dans ce projet, tous ça afin d'assurer un débit suffisant aux abonnés.

Ce projet m'a permit d'acquérir une expérience professionnel, il m'a aidé à découvrir de nombreuses connaissances et techniques dans le domaine de l'alimentation en eau potable et de l'hydraulique en générale.

Enfin, on espère que ce travail puisse servir à l'amélioration de l'état d'approvisionnement En eau potable dans les trois localités à l'horizon précis, satisfaire leur habitants et participation dans la croissance locale.

BIBLIOGRAPHIE :

- [1] : **DH** de la wilaya de Skikda : service des ressources en eau+service d'AEP.
- [2] : « analyse et correction dans quelques stations météorologiques de l'est Algérien » : mémoire de magistère présenté par **TIR KAMEL**, université de Constantine (année : 2008-2009), pages :15-22.
- [3] : cours d'approvisionnement en eau potable, École inter-états d'ingénieur de l'équipement rural /Burkina Faso, Novembre 2003, par **DENIS ZOUNGRANA** chargé de cours aep.
- [4] : **A. DUPONT** « Hydraulique urbaine », Tome II, édition Eyrolles, Paris
- [5] : **A.G.H.T.M** « les stations de pompage », édition Technique et Documentation, Paris 1982. [6] : cours d'AEP, publier par **JEAN LOUP PRENSIER** : <http://www.si.ens-cachan.fr/accueil/ressources/à> voir.
- [6] : document télécharger de: **www.spgs.be** site internet de : SAINT- GOBAIN PAM canalisation.
- [7]: **H. GODART** « Technique de l'ingénieur (technologie de l'eau) », édition T.I., p.C5195 – 10, 15, 16,17, 18, 25.

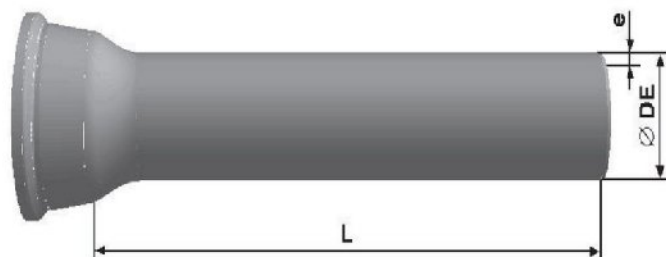
Catalogue :

- [10] **SAINT- GOBAIN pipe Systems** « Tuyaux pour l'adduction d'eau potable ».
- [11] **KAPRARI** « pompes centrifuges à axes horizontales ».

“ ANNEXE ”

Tuyaux en fonte ductile, NATURAL

DN 60 - 600



DN mm	L m	DE mm	e fonte		Masse moy. par tuyau kg	Masse moy. métrique kg	prix du ml en DA
			C40 mm	C30 mm			
60	6	77	4,8	-	59,5	9,92	1365,5
80	6	98	4,8	-	77,4	12,9	1705,5
100	6	118	4,8	-	94,3	15,7	1955,5
125	6	144	4,8	-	116,4	19,4	2245,5
150	6	170	5,0	-	143,1	23,9	2605,5
200	6	222	5,4	-	200,4	33,4	3190,3
250	6	274	5,8	-	263,2	43,9	3830,3
300	6	326	6,2	-	332,9	55,5	4530,9
350	6	378	-	6,3	407,6	67,9	5375,2
400	6	429	-	6,4	475,7	79,3	6810
450	6	480	-	6,9	562,0	93,7	8300,1
500	6	532	-	7,4	659,3	109,9	9840,4
600	6	635	-	8,6	894,7	149,1	11460,7

Tolérances: voir norme NBN EN 545

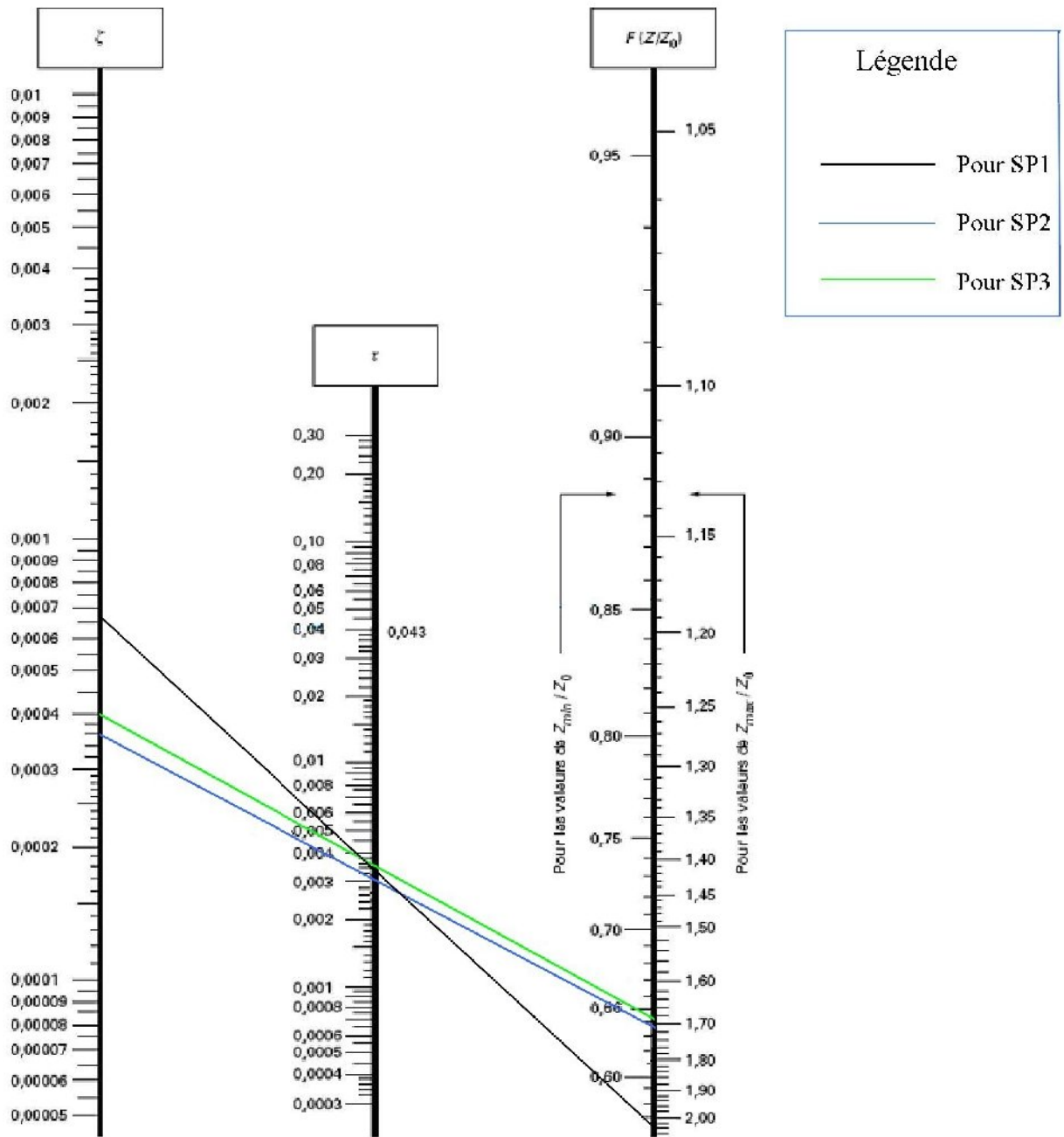
Joints disponibles:

Non verrouillé: DN 60 – 600 Standard
DN 80 – 300 Tyton

Verrouillé: DN 60 – 600 Standard Vi
DN 80 – 300 Tyton Sit ou Tyton Sit +
DN 350 – 600 Standard V+i
DN 350 – 600 Standard Ve
DN 350 – 600 Universal Standard Vi
DN 350 – 600 Universal Standard Ve

Annexe VI

Annexe VI : Abaque de VEBERT pour le calcul simplifié des réservoir d'air.



$$\zeta = \frac{V_0^2}{2g} \frac{1}{Z_0} \quad \tau = \zeta F(Z/Z_0)$$

$$F(Z/Z_0) = \left[\frac{Z_0}{Z} - \ln \frac{Z_0}{Z} - 1 \right]^{-1}$$