

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude de l'adduction en eau potable des trois communes (Ait r'zine, Ighil et Boudjellil) A partir de barrage Tichy-haf (w. Bejaia) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0010-17

APA Citation (توثيق APA):

Bounoua, Meriam (2017). Etude de l'adduction en eau potable des trois communes (Ait r'zine, Ighil et Boudjellil) A partir de barrage Tichy-haf (w. Bejaia)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
« ARBAOUI ABDELLAH »

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception des Systèmes d'Alimentation en Eau Potable

THEME :

**ETUDE DE L'ADDUCTION EN EAU POTABLE DES TROIS
COMMUNES (AIT R'ZINE, IGHIL ET BOUDJELLIL)
A PARTIR DE BARRAGE TICHY-HAF
(W.BEJAIA)**

Présenté par :

M^{elle} BOUNOUA MERIAM

Devant le jury composé de :

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M^r A.HADJ SADOK	MCB	Président
M^{me} M.KAHLERRAS	MAA	Examinatrice
M^r Y.BOUNAH	MAB	Examineur
M^{me} L.TAFAT	MAA	Examinatrice
M^{me} S.BERBACHE	MAA	Promotrice

Juin 2017

Dédicace :

Je dédie mon travail

À mes chers parents ;

*qui m'ont soutenu et encouragé tout au long de mes
formations scolaire et universitaire.*

*Ils ont fait en sorte que je ne manque
de rien durant toute ma vie.*

Leur amour et leur sacrifice n'ont pas d'égal.

À ceux qui ont toujours été à mes cotés,

Et qui n'ont jamais douté de moi,

À vous mes adorables frères et sœurs ;

Ma source de bonheur, d'équilibre, de réconfort et d'amour

Noureddine, Sami, Hakim, Lyes, Sacia et Linda .

A toute ma famille, proche et alliée

A tous mes amis sans exception.

Remerciements

Je remercie ALLAH le tout puissant pour m'avoir montré le chemin de la vérité et pour m'avoir permis d'arriver à ce résultat ;

Je tiens à remercier en premier lieu ma promotrice :

Mme Berbache

Pour ses conseils et la gentillesse dont elle a fait preuve à mon égard.

Mes remerciements également à :

Tout le personnel de la DRE pour leurs conseils et orientations,

Spécialement Mme Nedjma ;

Les membres de jury qui m'ont honoré par leur présence ;

Tous les enseignants, avec qui j'ai eu l'honneur d'apprendre et d'approfondir mes connaissances ;

Enfin, un grand merci tout spécial à ma famille, à mes parents ainsi tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin, que ce soit par leur amitié, leurs conseils ou leur soutien moral, trouveront dans ces quelques lignes l'expression de mes remerciements les plus vifs.

Bounoua meriam

ملخص :

تتطرق مذكرة نهاية الدراسة إلى مشروع التزويد بالمياه الصالحة للشرب لثلاث بلديات جنوب ولاية بجاية (اغيل علي، ايت رزين و بوجليل). المشروع يبدأ من محطة المعالجة "نيشي حاف" إلى غاية خزان "ثاوريرث اوعبلا"، على مسار يبلغ طوله 7 كم. بعد تقدير احتياجات المياه المستقبلية، قمنا بتحجيم خزانات المياه والأنابيب و قمنا باختيار المضخات الملانمة، وفي نفس السياق قمنا بدراسة المطرفة المائية لحماية القنوات المهددة و من أجل التأكد من فعالية المخطط، قمنا بتحديد التجهيزات اللازمة و الطريقة المناسبة لاستغلالها.

Résumé :

Le présent mémoire présente un projet d'adduction en eau potable de trois communes sud de la wilaya de Bejaia (Ighil Ali, Ait R'zine et Boudjellil). Le tracé commence de la station de traitement Tichy-Haf jusqu'à un réservoir tampon « Taourirt Ouabla » sur un linéaire de 7 km. Après avoir estimé les besoins en eau futurs, nous avons procédé au dimensionnement des réservoirs et les conduites d'adduction. par la suite, nous avons choisi les pompes adéquates au système étudié. L'étude du coup de bélier a été réalisée afin de protéger les conduites qui présentent des risques. Afin d'assurer un approvisionnement adéquat en eau potable, il fallait définir l'ensemble des ouvrages et équipements nécessaires et la méthodologie de leur mise en œuvre.

Abstract:

Is work presents a water supply network of the three towns of south Bejaia (Ighil Ali, Ait R'zine and Boudjellil). the route starts from the Tichy-Haf treatment plant to a buffer tank " Taourirt Ouabla" on a linear of 7 km. After estimating future water needs, we preceeded to the sizing of tanks and transmission mains. Subsequently, we selected the appropriate pumps to the studied system. The study of water hammer was performed to protect pipelines that pose risks. To improve and ensure an adequate supply of drinking water, it is called to define all the necessary equipment and methodology of implementation.

SOMMAIRE

Introduction générale :	1
--------------------------------------	---

Chapitre I : présentation de la zone d'étude

Introduction	2
I.1 Description générale de la zone d'étude	2
I.1.1 Situation géographique	2
I.2 Relief	3
I.3 Situation Climatique	4
I.4 Situation Hydrologique	4
I.5 Situation Géologique	4
I.6 Population	4
I.7 Situation Hydraulique	5
I.7.1 Ressources en eau	5
I.8 Les risques majeurs dans la zone d'étude	7
I.8.1 Séismicité	7
I.8.2 Glissements des terrains	7
I.8.3 Feu des forêts	7
I.8.4 Vent	8
I.8.5 Inondabilité	8
I.9 Source d'eau et nature d'eau	8
I.9.1 Présentation de la station de traitement :	8
I.9.2 Qualité d'eau de la source (station de traitement)	9
Conclusion	9

Chapitre II : estimation des besoins en eau

Introduction :	10
II.1 Evaluation de la population :	10
II.2 Evaluation des besoins en eau potable :	11
II.3 Catégories des besoins en eau de l'agglomération :	11
II.4 Evaluation de la Consommation moyenne journalière :	12
II.5 Calcul des besoins moyens journaliers à l'horizon 2037 :	12
II.5.1 Besoins moyens domestiques :	12
II.5.2 Besoins moyens des différents équipements de la zone d'étude :	13
II.5.2.1 Equipement éducatifs :	13
II.5.2.2 Equipements sanitaires :	13
II.5.2.3 Equipements administratifs :	14
II.5.2.4 Equipements socioculturels et sportifs :	14
II.5.2.5 Equipement de petite industrie :	15
II.5.3 Récapitulation de la consommation moyenne journalière totale :	15
II.5.4 Majoration de la consommation moyenne journalière :	15
II.6 Variation de la consommation	16
II.6.1 Consommation minimale journalière :	16
II.6.2 Consommation maximale journalière :	16
II.7 Variation des débits horaire :	17
II.8 Calcul de déficit de consommation :	21
Conclusion :	21

Chapitre III : étude des réservoirs

Introduction :	22
III.1 Rôle des réservoirs :	22
III.2 Classification des réservoirs :	22
III.3 Les exigences principales à satisfaire par les réservoirs :	22
III.4 Choix du type du réservoir :	23
III.5 Emplacement des réservoirs :	23
III.6 Equipements du réservoir :	23
III.6.1 Conduite d'arrivée ou d'alimentation :	23
III.6.2 Conduite de départ ou de distribution :	24
III.6.3 Conduite de trop-plein :	24
III.6.4 Conduite de vidange :	24
III.6.5 Conduite by-pass :	24
III.6.6 Matérialisation de la réserve d'incendie :	24
III.7 La capacité des réservoirs :	25
III.7.1 La méthode analytique :	25
III.7.2 Méthode graphique :	26
III.8 Réservoir tampon :	26
III.9 Dimensionnement des réservoirs :	27
III.9.1 Dimensionnement de la bache de la station de pompage principale :	27
III.9.2 Dimensionnement de réservoir tampon « Handis » :	27
III.9.3 Dimensionnement de la bache de la station de reprise de Taourirt Ouabla :	28
III.9.4 Dimensionnement de réservoir Taourirth Ouabla :	28
III.9.5 Forme des réservoirs et des bâches de reprise :	28
Conclusion :	29

Chapitre IV : étude des variantes d'adduction

Introduction :	30
IV.1 Définition :	30
IV.2 Classification générale des adductions :	30
IV.2.1 Adduction gravitaire :	30
IV.2.2 Adduction par refoulement :	30
IV.2.3 Adduction mixte :	30
IV.3 Equipement de l'adduction :	31
IV.4 Choix des matériaux de canalisation :	31
IV.4.1 Conduites en Fonte :	32
IV.4.2 Conduites en Acier :	32
IV.4.3 Conduites en PVC (Polychlorure de vinyle) et PEHD (polyéthylène) :	32
IV.4.4 Conduites en amiante ciment :	32
IV.5 Etude des variantes :	33
IV.5.1 Critères du choix de tracé :	33
IV.5.2 Description de tracé du projet :	33
IV.5.3 Proposition des variantes :	33
IV.5.3.1 Variante N°1 :	33
IV.5.3.2 Variante N°2 :	34
IV.5.4 Choix de variantes :	34
IV.6 Calcul hydraulique de la variante :	35
IV.6.1 Etude des conduites gravitaires :	35

IV.6.1.1 Altitudes des différents points :	36
IV.6.1.2 Calcul du tronçon station de traitement-station de pompage principale :	37
IV.6.1.3 Calcul du tronçon réservoir de Handis-station de reprise Taourirt Ouabla :	37
IV.6.1.4 Les frais d'investissement :	38
IV.6.2 Etude de l'adduction par refoulement :	38
IV.6.2.1 Choix de la gamme des diamètres	38
IV.6.2.2 Calcul des pertes de charge.....	39
IV.6.2.3 Calcul de la hauteur manométrique totale :	40
IV.6.2.4 Puissance absorbée par la pompe	40
IV.6.2.5 Energie consommée par la pompe.....	40
IV.6.2.6 Frais d'exploitation.....	40
IV.6.2.7 Frais d'amortissement	41
IV.6.2.8 Calcul des diamètres économiques pour les différents tronçons :	41
Conclusion :	45

Chapitre V : étude de pompage

Introduction :	46
V.1 Exigences principales soumises à la station de pompage :	46
V.2 Choix de l'emplacement de la station de pompage :	46
V.3 Les équipements hydrauliques :	46
V.4 Définition de la pompe :	48
V.5 Éléments de base pour le calcul et le choix des pompes	48
V.6 Point de fonctionnement d'une pompe :	50
V.6.1 Courbe caractéristique de la conduite :	50
V.6.2 Couplage des pompes :	50
V.7 Choix des pompes :	51
V.8 Type et mode de réglage des pompes :	51
V.8.1 Rognage	51
V.8.2 Réglage qualitatif.....	52
V.8.3 Réglage quantitatif (vannage) :	52
V.8.4 Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement :	53
V.8.5 Diminution de temps de pompage :	53
V.8.6 Changement de type de pompe.....	53
V.9 Etude de la cavitation	53
V.10 Calage de la pompe	55
V.11 Choix du type des pompes pour les différentes stations :	55
V.11.1 Station de pompage principale (SP _p)	55
V.11.2 Station de reprise Taourirt Ouabla (SR2)	59
V.12 Choix de moteur	64
V.12.1 Critères de choix du moteur électrique.....	64
V.12.2 Station de pompage principale (SP _p)	64
V.12.3 Station de reprise Taourirt Ouabla (SR2)	64
Conclusion :	65

Chapitre VI : protections des canalisations

Introduction	66
VI.1 Protection des conduites contre le coup de bélier	66
VI.1.1 Définition	66

VI.1.2 Causes de coup de bélier :	66
VI.1.3 Conséquences de coups de bélier :	66
VI.1.3.1 Risque de forte pression (surpression) :	66
VI.1.3.2 Pression négative (dépression) :	66
VI.1.3.3 Fatigue des conduites :	67
VI.1.4 Description des phénomènes physiques :	67
VI.2 Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier :	68
VI.3 Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier :	69
VI.3.1 Equipements et moyens de protection contre le coup de bélier :	69
VI.4 Réservoir anti-bélier :	70
VI.4.1 Calcul des réservoirs d'air	71
VI.4.2 Dimensionnement des réservoirs d'air :	71
VI.5 Protection des conduites contre la corrosion :	73
VI.5.1 Définition :	73
VI.5.1 Protection contre la corrosion extérieure	73
VI.5.2 Protection contre la corrosion intérieure	73
Conclusion :	73

Chapitre VII : pose des canalisations

Introduction :	75
VII.1 Types de pose :	75
VII.2 Les différents travaux pour pose de canalisation:	75
VII.3 Travaux spéciaux :	78
VII.3.1 Traversée de route :	78
VII.3.2 Traversées d'oueds :	79
VII.3.3 Pose en élévation :	79
Conclusion :	79

Conclusion générale :	80
Références bibliographiques :	81

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : présentation de la zone d'étude

Figure I.1 : des photos prises de la zone d'étude (20/07/2015)	2
Figure I.2 : situation géographique de la zone d'étude (DRE).	3
Figure I.3 : Répartition des habitants des localités à desservir	5
Figure I.4 : les différentes sources de l'eau existantes à la zone d'étude (02/12/2013).	6
Figure I.5 : Carte à risque sismique de la wilaya de Bejaïa.	7
Figure I.6 : Carte d'exposition au risque tempête et vents violents.	8

Chapitre II : estimation des besoins en eau

Figure II.1 : Evolution de la population (année 2017, à rectifier)	11
Figure II.2 : Répartition des déficits à combler à l'horizon 2037.....	21

Chapitre III : étude des réservoirs

Figure III.1 : Equipements d'un réservoir circulaire semi-enterré.	25
Figure III.2 : utilité du réservoir tampon.	26

Chapitre IV : étude des variantes d'adduction

Figure IV.3 : Bilan des frais d'investissement et de l'exploitation « SP-RT.Handis »	43
Figure IV.4 : Bilan des frais d'investissement et de l'exploitation « SR-RT.T.ouabla »	45

Chapitre V : étude de pompage

Figure V.1 : équipements en amont de la pompe	46
Figure V.2 : équipements en aval de la pompe	46
Figure V.3 : courbes caractéristiques des pompes après couplage de la station de pompage principale.	55
Figure V.4 : point de fonctionnement de la pompe SP _p	56
Figure V.5 : Mode de réglage de la SP _p	57
Figure V.6 : courbes caractéristiques des pompes après couplage de la station de reprise T.Ouabla.	59
Figure V.7 : point de fonctionnement de la pompe SR2.....	60
Figure V.8 : Mode de réglage de la SR2	62

Chapitre VI : protection des canalisations

Figure VI.1 : Étapes d'un cycle de variation de pression	68
Figure VI.2 : réservoir d'air	70

Chapitre VII : pose des canalisations

Figure VII.1 : pose de canalisation en tranchée.....	77
Figure VII.2 : butées en massif de béton	77
Figure VII.3 : traversée de route et chemin de fer	78

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : présentation de la zone d'étude

Tableau I.1 : Données relatives aux températures moyennes à travers la station d'IGHIL ALI	4
Tableau I.2 : Répartition mensuelle de la pluviométrie dans la station d'IGHIL ALI	4
Tableau I.3 : Répartition de la population dans la zone d'étude selon RGPH 2008.....	5
Tableau I.4 : Ressources en eau dans les localités à desservir.....	6
Tableau II.5 : Caractéristiques de l'eau de la station après le traitement.	9

Chapitre II : estimation des besoins en eau

Tableau II.1 : Evolution de la population à horizon futur :	10
Tableau II.2 : besoins en eau domestique	12
Tableau II.3 : besoins en eau scolaires	13
Tableau II.4 : besoins en eau sanitaires	13
Tableau II.5 : besoins en eau administratives.....	14
Tableau II.6 : besoins en eau socioculturelles et sportives.....	14
Tableau II.7 : besoins en eau de petite industrie	15
Tableau II.8 : Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières.....	15
Tableau II.9 : Consommation moyenne journalière majorée	16
Tableau II.10 : Récapitulatif des consommations journalières $Q_{min j}$; $Q_{moy j}$; $Q_{max j}$	17
Tableau II.11 : Variation du débit horaire pour la commune d'Ighil Ali.	18
Tableau II.12 : Variation du débit horaire pour la commune d'Ait R'zine.	19
Tableau II.13 : Variation du débit horaire pour la commune de Boudjellil.	20
Tableau II.14: Tableau des déficits à combler à l'horizon 2037:.....	21

Chapitre III : étude des réservoirs

Tableau III.1: Classification des réservoirs	22
Tableau III.2 : Tableau récapitulatif des dimensions des réservoirs.....	29
Tableau III.3 : Tableau récapitulatif des dimensions des bâches de reprise.	29
Tableau III.4 : caractéristiques des réservoirs.....	29

Chapitre IV : étude des variantes d'adduction

Tableau IV.1: Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau	36
Tableau IV.2: Altitudes des différents points de l'adduction	36
Tableau IV.3: calcul de dimensionnement du tronçon STTR-SP.....	37
Tableau IV.4: calcul de dimensionnement du tronçon RT1-SR.....	37
Tableau IV.5: Frais d'investissement des conduites gravitaires.....	38
Tableau IV.6: Variation journalière des tarifs de l'énergie	40
Tableau IV.7: Calcul de la HMT	42

Tableau IV.8: Calcul des frais d'amortissement	42
Tableau IV.9: Calcul des frais d'exploitation.....	42
Tableau IV.10: Bilan du tronçon	42
Tableau IV.11 : Calcul de la HMT	44
Tableau IV.12: Calcul des frais d'amortissement	44
Tableau IV.13: Calcul des frais d'exploitation.....	44
Tableau IV.14: Bilan du tronçon	44
Tableau IV.15 : Récapitulation des dimensions de deux parties gravitaire- refoulement	45

Chapitre V : étude de pompage

Tableau V.1: Caractéristique d'aspiration	47
Tableau V.2: Caractéristique de refoulement	47
Tableau V.3: Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température	53
Tableau V.4 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre SP_p	54
Tableau V.5: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement	55
Tableau V.6 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre (SR2)	58
Tableau V.7 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement	59

Chapitre VI : protection des canalisations

Tableau VI.1 : Coefficient dépendant de la nature de conduite (A.Morel,1994)	69
Tableau VI.2: Caractéristiques des différents tronçons de l'adduction par refoulement:	72
Tableau VI.3: Calcul de célérité des différents tronçons de l'adduction par refoulement:.....	72
Tableau VI.4 : Calcul de volume des différents réservoirs d'air des tronçons par refoulement	73
Tableau VI.5 : revêtements intérieurs.....	74



LISTE DES PLANCHES

Planche N° 1 : Tracé d'adduction

Planche N° 2 A : Profil en long

Adduction principale des trois communes sud de la wilaya de Bejaia

Planche N° 2 B : Profil en long

Adduction principale des trois communes sud de la wilaya de Bejaia

Planche N° 3 : Présentation d'un réservoir 500 m³.

Introduction générale :

L'eau est un bien public, commun à toutes les populations, chacun a le droit de l'acquérir en quantité suffisante et en qualité satisfaisante. Donc l'amélioration de la situation en eau potable est actuellement l'une des préoccupations essentielles de notre pays.

Les communes au sud de la wilaya de Bejaia (Ighil Ali, Ait R'zine et Boudjellil) souffrent de manque d'eau malgré les ressources hydriques existantes qui sont essentiellement composées de puits, sources et forages. Néanmoins, ces ressources ne peuvent pas être prises en compte à cause de leurs étroites dépendances avec les précipitations ; et leurs faibles débits qui ne peuvent pas assurer une alimentation permanente et sure.

Le problème de l'alimentation en eau est très important par suite des besoins qui augmentent avec l'amélioration du niveau de vie, l'accroissement démographique et l'extension que connaissent les trois communes.

Face à cette situation, la nécessité de projeter un nouveau réseau à partir d'une source fiable est indispensable, de ce fait, les services concernés (DRE) ont décidé de lancer une étude qui consiste à dimensionner une chaîne d'adduction projetée sur la rive droite de l'oued Sahel alimentant les trois communes précédentes.

Le sujet que nous aborderons dans ce présent mémoire, consiste à élaborer une étude d'adduction pour l'approvisionnement en eau potable des localités situées au sud de Bejaia à partir du barrage de Tichy-Haf. Pour cela cette étude sera menée comme suit :

- ✓ Dans le premier chapitre, nous commencerons par la présentation de la zone d'étude et la répartition de la population.
- ✓ Au deuxième chapitre nous procéderons à l'estimation de la population et des besoins en eau à l'horizon 2037, pour finir nous établirons un bilan (ressources/besoins) qui nous permettra de déterminer le débit à mobiliser.
- ✓ Le troisième chapitre sera consacré au dimensionnement des réservoirs de transit et des bâches à eau.
- ✓ Dans le quatrième chapitre, nous ferons une étude technico-économique dans le but de dimensionner les conduites d'adduction.
- ✓ Le choix des pompes pour les différentes stations de pompage fera l'objet du cinquième chapitre.
- ✓ Le sixième chapitre sera consacré à l'étude de protection de la conduite contre le coup de bélier, et la corrosion.
- ✓ Au septième chapitre, On terminera avec les techniques de pose qui traite l'exécution et l'aménagement de la tranchée, la pose des conduites, le remplissage des conduites et l'essai hydraulique.



CHAPITRE I

**PRESENTATION
DE LA ZONE D'ETUDE**

Introduction :

Avant d'entamer n'importe quel projet d'AEP, la source d'eau à utiliser et l'étude du site sont nécessaires pour connaître les caractéristiques physiques du lieu et les facteurs qui influencent sur la conception de ce projet. Cette étude débute par le recueil des données en citant : les données relatives à la population, les données hydrauliques, hydrologiques et climatiques, ainsi que la connaissance de la géologie et la topographie du site qui nous permettra de connaître la zone d'étude afin de mener à bien notre projet.

I.1 Description générale de la zone d'étude :

La région d'étude est localisée à 70 km au Sud-ouest du chef lieu de la wilaya de Bejaia, dans la haute Soummam, sise sur les flancs de la chaîne kabyle (montagne de Djurdjura) à une altitude moyenne de 186 m (vallée de l'Oued Sahel et plateau d'Asahara). Les localités à desservir se trouvent sur la rive droite de l'Oued Sahel. Elle s'étend sur une surface totale de 369,78 Km² (Somme des superficies des trois (03) communes : AIT R'ZINE, IGHIL ALI et BOUDJELLIL).



Figure I.1 : des photos prises de la zone d'étude
(DRE de Bejaia 20/07/2015)

I.1.1 Situation géographique :

La région étudiée est située à l'extrême Sud-ouest de la wilaya de BEJAIA, elle est définie administrativement par les communes : Ighil Ali, Ait R'zine, Boudjellil.

Les limites territoriales de la région étudiée sont définies comme suit :

- Par le Nord : les communes d'AKBOU et de TAZMALT.
- Par l'Est : les communes de BOUHAMZA, TAMOKRA et la wilaya de BORDJ BOUARRERIDJ.
- Par le Sud : la wilaya de BORDJ BOU ARRERIDJ.
- Par l'Ouest : la wilaya de BOUIRA.



Figure I.2 : situation géographique de la zone d'étude (DRE de Bejaia).

I.2 Relief :

La zone d'étude est caractérisée par un relief accidenté ; elle s'étend sur le versant droit de l'Oued Sahel qu'il comprend deux zones bien différentes :

- Un vaste espace montagneux avec des collines taillées par de profonds ravins ou une forêt dense du pin d'Alep et cyprès domine les hauteurs des communes d'Ighil Ali et une partie de Boudjellil.
- Une bande étroite longe l'oued à partir de la localité Ain el Bir commune de Boudjellil jusqu'au niveau de la plaine Sbaine à Aftis commune d'Ait R'zine avec une pente douce.

I.3 Situation Climatique :

La zone d'étude est caractérisée par un climat de type méditerranéen et semi-aride, avec températures légèrement plus élevées allant de 26 à 30°C.

Cette zone traverse une période de sécheresse climatique de 4 à 5 mois, allant du mois mai au mois de septembre, le reste de l'année étant relativement humides.

Tableau I.1 : Données relatives aux températures moyennes à travers la station d'IGHIL ALI

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	ANNUL	
IGHIL ALI	Min	3,6	3,8	6,4	8,2	13,1	18,1	21,2	21,2	17,2	12,9	7,8	4,3	11,5
	Max	12,2	14,4	17,6	19,9	25,9	32,1	35,7	35,4	29,4	23,4	17,8	12,8	23,1
	T	7,9	9,1	12	14,1	19,5	25,1	28,5	28,3	23,3	18,2	12,8	8,6	17,3

(Source : ONM, 2012)

Le climat se singularise par des précipitations dont le volume et l'intensité diminue avec la latitude sur les versant de Djurdjura ; mais elle est dans la plage 400 et 500mm dans la zone d'étude (Ighil Ali, Boudjellil et Aït R'zine) en allant vers le sud.

Tableau I.2 : Répartition mensuelle de la pluviométrie dans la station d'IGHIL ALI

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	ANNUL
IGHIL ALI (mm)	52,2	31,1	26,5	38,1	32,7	10,6	6,5	8,6	32,8	33	38,2	52,8	363,1

(Source : ONM, 2012)

I.4 Situation Hydrologique :

La vallée de l'oued Sahel est drainée par un réseau hydrographique dense, composé de nombreux cours d'eau permanents et intermittents les cônes de déjection sont des caractéristiques morphologiques importantes dans la vallée de la Soummam, ils se localisent aux embouchures des affluents d'oueds.

I.5 Situation Géologique :

La région est constituée de terrains du crétacé à faciès de type flysch comportant des grès et des marnes schisteuse de couleur verte et noire. Ces deux faciès se succèdent alternativement du bas vers le haut provoquant des ruptures pentes en escaliers.

I.6 Population :

Au dernier recensement général de la population et de l'habitat (R.G.P.H 2008), la population totale de la zone d'étude atteignait les 35575 habitants (d'après l'APC de Bejaia). Cette population est répartie comme suit entre les différentes localités à desservir : Boudjellil (99,85 Km²), Ighil Ali (195,37Km²) et Ait R'zine (74,56 Km²)

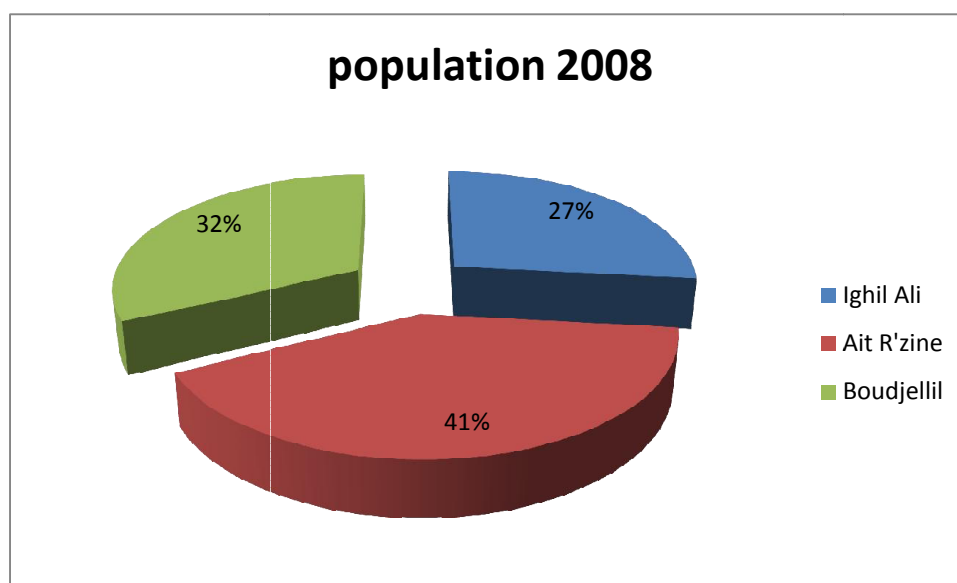


Figure I.3 : Répartition des habitants des localités à desservir

Tableau I.3 : Répartition de la population dans la zone d'étude selon RGPH 2008

Communes	Agglomération du chef-lieu (ACL)	Agglomération Secondaire (AS)	Zone Eparses (ZE)	Total
Ighil Ali	5803	2902	821	9526
Ait R'zine	7931	5703	929	14563
Boudjellil	3391	6471	1624	11486
Total 2008				35575

Source : Données R.G.P.H 2008 (O.N.S)

I.7 Situation Hydraulique :

I.7.1 Ressources en eau : (Source : URBA.SE / DRE de Bejaia ; 2012)

La commune d'IGHIL ALI dispose d'un réseau d'alimentation en eau potable, avec une capacité de stockage de 3 414 m³. Le chef-lieu de la commune d'IGHIL ALI est alimenté principalement par des forages situés au Sud-est de la commune de TAZMALT, (entre l'OUED SAHEL et la voie ferrée), ils existent d'autres ressources tel que des puits, forage ou sources naturelles, qui assurent l'alimentation des villages et collectivités, toutes fois ces ressources dont la commune dispose reste très variables en matière du débit fourni. Aussi la commune d'IGHL ALI, disposait autrefois de retenues collinaires dont leurs capacités atteignaient les 60 000 m³, actuellement ces ressources ont disparues.

La commune d'**AIT R'ZINE** est pourvue d'un réseau ramifié d'alimentation en eau potable, avec une capacité de stockage de 1700 m³. Contrairement à ses voisines, cette commune est pauvre en matière de ressources, son alimentation est basée sur les forages au niveau des communes D'**AKBOU** et **BOUDJELLIL**.

La commune de **BOUDJELLIL** dispose d'une capacité globale de stockage de 2530 m³, ainsi que cinq (05) retenues collinaires d'une capacité globale de 220 000 m³. Actuellement, la plupart de ces retenues collinaires ne sont plus fonctionnelles, le niveau d'eau a baissé d'une façon considérable voir même que quelques-unes ont séchés.

De cela on distingue une différence entre le taux d'alimentation des habitants, certains villages sont satisfaits alors que dans d'autres on signale un manque considérable.

Les ressources en eau, de différentes provenances, disponibles sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau I.4 : Ressources en eau dans les localités à desservir

Communes	forage existants		forage exploités		Puits		Sources		Réservoirs		Programme de distribution
	Nbre	Q (l/s)	Nbre	Q (l/s)	Nbre	Q (l/s)	Nbre	Q (l/s)	Nbre	V (m ³)	
Ighil Ali	5	80	2	35	4	15	8	11,5	14	2280	3H/Quartier/2J
Ait R'zine	4	48	2	27		2.9	3	2.2	12	2150	06H/3J
Boudjellil	7	95	6	79	1	7	2	2	18	2530	08H/2J
Total	16	223	10	141	5	2	13	15.7	44	6960	

(Source : Annuaire statistique 2012 de la wilaya de Bejaia).



Figure I.4 : les différentes sources de l'eau existantes à la zone d'étude (DRE de Bejaia le 02/12/2013).

I.8 Les risques majeurs dans la zone d'étude :

La zone d'étude est soumise à plusieurs risques majeurs, dont les plus importants sont : les séismes, l'érosion des sols, les incendies de forêts et à un degré moindre les inondations.

I.8.1 Séismicité :

On remarque également que l'activité sismique est plus intense dans la région Est de la wilaya que dans les régions Centre ou Ouest. L'aire étudiée et à l'instar de toute la wilaya, est classée en zone sismique IIa.

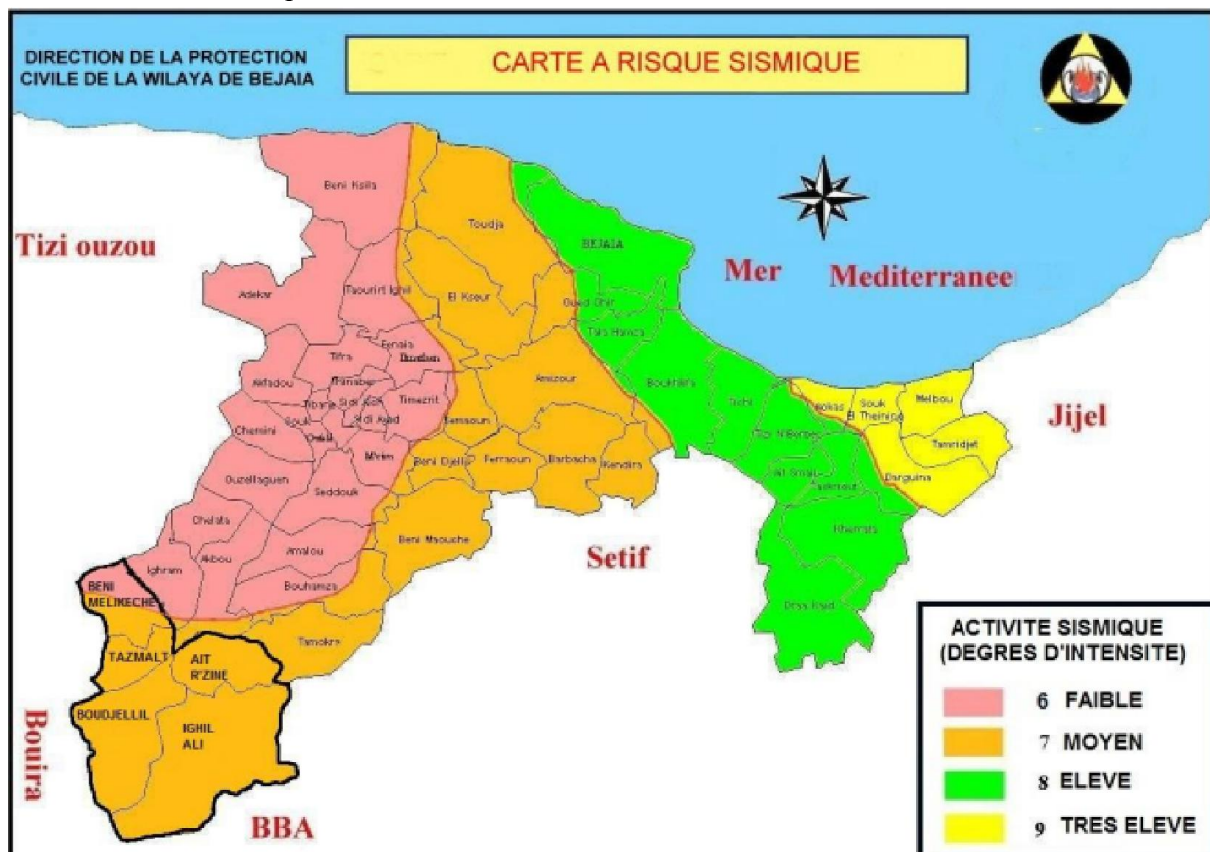


Figure I.5 : Carte à risque sismique de la wilaya de Bejaïa.

Source : Protection Civile Bejaïa. Recensement 2009.

I.8.2 Glissements des terrains :

Dans notre aire d'étude des désordres sont souvent enregistrés, sur les voies, surtout aux endroits réalisés en remblais et manquant d'un drainage efficace des eaux de ruissellement, qui s'infiltrent et modifie la stabilité des terrains.

I.8.3 Feu des forêts :

L'aire étudiée est caractérisée, surtout dans sa partie sud, par une couverture végétale importante. Cette dernière composée essentiellement de pins, assez denses par endroits ; est souvent source de feu de forêt en période d'été. L'existence de villages comme enjeux, augmente considérablement le risque de feu de forêt.

I.8.4 Vent :

D'après la carte, la zone étudiée se divise en deux parties ;

- La vallée et les piémonts du Djurdjura sont exposés aux vents violents, atteignant 180Km/H.
- Au sud de Boudjellil, à Ighil Ali et à Aït R'zine les vents enregistrés sont de moindre force.

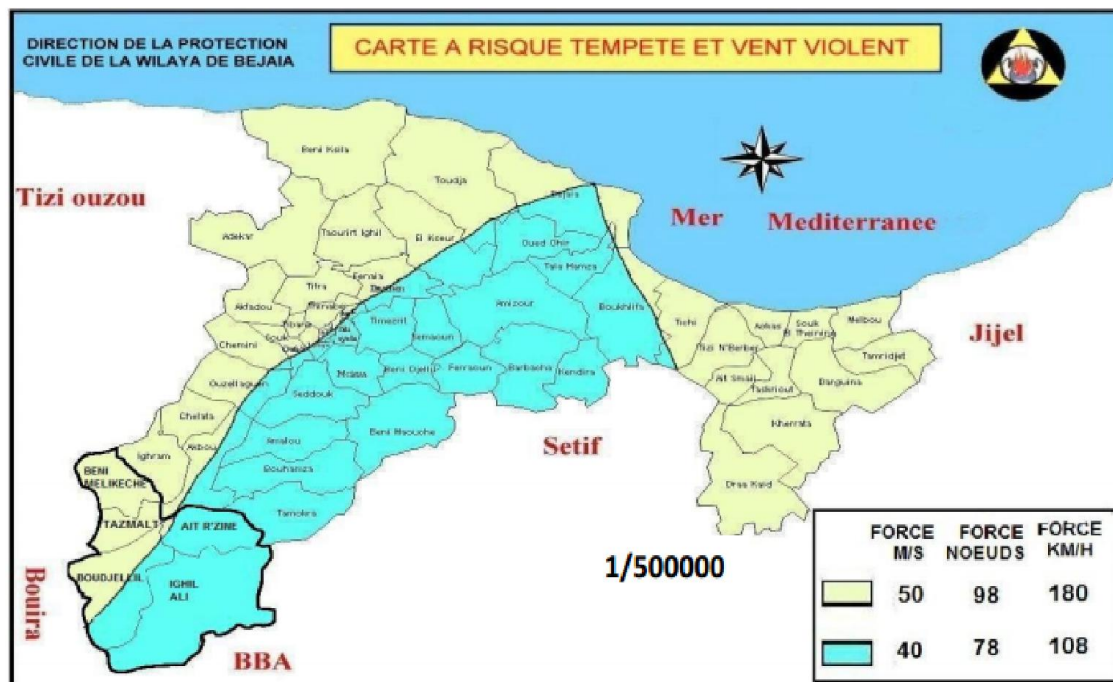


Figure I.6 : Carte d'exposition au risque tempête et vents violents.

Source : Protection Civile Bejaïa. Recensement 2009

I.8.5 Inondabilité :

Dans la zone étudiée, le risque inondation peut être causé : Principalement par des épisodes pluvieux importants, ce qui entraînera des ruissellements rapides et torrentiels sur les différents cours d'eau, vu les pentes marquées des terrains.

I.9 Source d'eau et nature d'eau :

I.9.1 Présentation de la station de traitement :

La station de traitement de Tichy-Haf se situe au Nord-est de la commune Ait R'zine, à une distance de 2.5 km (à vol d'oiseau) du barrage Tichy-Haf, à une côte de 222 m sur la rive gauche de l'Oued Boussellam, elle fait partie de la chaîne d'adduction de TICHY HAF et elle constitue une étape essentielles dans les adductions des eaux pour la zone Ouest de la wilaya de Bejaïa.

La station de traitement, dont la capacité est de 120'000 m³/jour d'eau traitée. Elle se compose:

- D'un mélangeur de 336 m³ qui a un temps de rétention de 2 mn.
- De quatre flocculateurs d'une capacité de 839 m³ qui a un temps de rétention de 20 mn.
- De deux décanteurs à circulation de boue d'une capacité de 10 063 m³ chacun, de 27 m de rayon et d'un temps de rétention de 3 heures.
- Un aérateur d'une capacité d'environ 1000 m³ et avec un temps de rétention de 6 mn.
- De 16 filtres qui ont un volume d'environ 105 m³.
- Un bassin de désinfection d'une capacité d'environ 3350 m³.
- De 3 bassins d'eau brute d'une capacité d'environ 12600 m³.
- De 3 bassins d'eau traitée d'une capacité d'environ 12600 m³.

I.9.2 Qualité d'eau de la source (station de traitement) :

Tableau II.5 : Caractéristiques de l'eau de la station après le traitement.

Paramètres	Valeurs applicables
PH	6.5-8.5 (ou légèrement au-dessus du PH)
Couleur (Pt-Co mg/l)	15
Turbidité (NTU)	0.4
Fer (mg/l)	0.1
Manganèse (mg/l)	0.05
Aluminium (mg/l)	0.1
Gout et odeur	Taux de dilution <1
Coliformes (MPN/100ml)	0
Algues (cél.de 20µm/ml)	100
Chlore libre résiduel (mg/l)	0.2-0.5 (au premier consommateur)
Autres paramètres (norme OMS)	<CMA

Source : (Station de traitement de Tichy-Haf)

Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de cerner les différentes données nécessaires concernant la zone d'étude. Nous verrons dans la partie suivante comment ces données auront été traitées et exploitées.



CHAPITRE II

**ESTIMATION
DES BESOINS EN EAU**



Introduction :

A travers ce chapitre, nous avons procédé d'une façon estimative et approchée les différentes catégories de consommateurs rencontrés dans notre agglomération ainsi que les besoins en eau potables qui leur correspondent. Cette évaluation faite en se basant sur l'estimation de la population à l'horizon futur.

II.1 Evaluation de la population :

La situation démographique des agglomérations situées dans les trois communes (IGHIL ALI, AIT R'ZINE et BOUDJELLIL) en 2008, est estimée à **35575** habitants.

Notre étude consiste à répondre aux besoins en eau potable de ces localités jusqu'à l'horizon 2037, en tenant compte de:

- L'accroissement démographique.
- Niveau de vie de la population.
- L'extension des agglomérations.

L'évolution démographique est estimée selon la loi des accroissements donnée par la relation suivante :

$$P = P_0 [1 + i]^N \quad (\text{II.1})$$

Avec :

P : Nombre d'habitant à l'horizon de calcul (2037)

P₀: Nombre d'habitant l'année de référence (2017)

N : Nombre d'année séparant les deux époques (n=20 ans)

i : Taux d'accroissement

D'après la DRE de la wilaya de Bejaia, le taux d'accroissement moyen est de 1.4 % entre 2008 et 2017, de 1.2 % entre 2017 et 2037 pour toutes les communes concernées par l'étude.

Les estimations de l'évolution de la population actuel et à l'horizon futur sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau II.1 : Evolution de la population à horizon futur :

commune	population 2008	taux d'accroissement (%)	population actuel 2017	taux d'accroissement (%)	population à l'horizon 2037
Ighil Ali	9526	1,4	10796	1,2	13704
Ait R'zine	14563	1,4	16504	1,2	20951
Boudjellil	11486	1,4	13017	1,2	16524
Total	35575		40317		51180

Nous concluons que la population actuel atteint **40317 habitants**, et à l'horizon futur sera : **51180 habitants**.

La répartition des habitants par commune au cours le temps est représenté sur la figure suivante :



Figure II.1 : Evolution de la population

Remarque :

la diminution sensible des taux d'accroissement de 1.4 à 1.2 et cette dernière correspond d'une part, à des changements de comportements liés notamment à la diminution et à l'instabilité des mariages, et d'autre part au développement de l'emploi féminin, à la généralisation de la contraception et, aux politiques de limitation des naissances qui vont entraîner une baisse très sensible de la fécondité.

II.2 Evaluation des besoins en eau potable :

L'évaluation des besoins en eau s'effectue avec une marge d'incertitude. Chaque catégorie de besoins dépend de nombreux facteurs dont l'évolution dans le temps est variable d'une agglomération à l'autre. Les besoins en eau dépendent de plusieurs facteurs dont :

- Climat.
- Habitudes de la population.
- Type et degré d'équipements de l'agglomération.
- Catégorie de consommateur.

II.3 Catégories des besoins en eau de l'agglomération :

Dans l'évaluation de la demande en eau potable, il y a lieu d'inclure, en plus des besoins domestiques, les besoins en eau de tous les autres usagers raccordés au réseau de distribution d'eau potable, et notamment :

- ↪ Les besoins scolaires.
- ↪ Les besoins sanitaires.
- ↪ Les besoins administratives.
- ↪ Les besoins socioculturelles et sportives.
- ↪ Les besoins de la petite industrie implantée dans le tissu urbain.

II.4 Evaluation de la Consommation moyenne journalière :

Pour calculer la consommation totale du projet, on calcule la consommation de chaque usage et équipement en se basant sur les tendances et les recommandations internationales, la dotation moyenne par habitant et par jour se situe comme suit (B.SALAH, 2014) :

- ↪ Commune dont la population est supérieure à 2000 habitants.
 - ◆ Ville de moins de 20000 hab. : 150 à 200 l/j/hab.
 - ◆ Ville de 20000 à 100000 hab. : 200 à 300 l/j/hab.
 - ◆ Ville de plus de 100000 hab. : 300 à 350 l/j/hab.

La consommation moyenne journalière en eau potable de chaque usage sera calculée par la formule suivante :

$$Q_{moy,j} = \frac{\text{dotation} * \text{nombre d'habitant}}{1000} \quad (m^3 / J) \quad (II.2)$$

Dans notre étude, on a deux commune (Ighil Ali, Boudjellil) de moins de 20 000 habitants, et la commune d'Ait R'zine qui dépasse ce norme ; donc on optera pour une dotation de **200 l/hab/j**.

II.5 Calcul des besoins moyens journaliers à l'horizon 2037 :

Les besoins en eau sont évalués sur la base de l'évolution de la population future et des conditions décrites plus haut. Les tableaux suivants présentent des récapitulatifs des résultats de calcul.

II.5.1 Besoins moyens domestiques :

Les besoins sont évalués à la base de la dotation choisie.

Tableau II.2 : besoins en eau domestique

Commune	nombre d'habitant (2037)	Dotation (l/j/hab)	$Q_{moy,j}$ (m^3/j)
Ighil Ali	13704	200	2740,8
Ait R'zine	20951	200	4190,2
Boudjellil	16524	200	3304,8
Total:			10235,8

II.5.2 Besoins moyens des différents équipements de la zone d'étude :**II.5.2.1 Equipement éducatifs :****Tableau II.3 :** besoins en eau scolaires

commune	Equipements	unité	nombre	dotation (l/j/élève)	Q (m ³ /j)
Ighil Ali	11 primaires	élève	839	15	12.585
	02 CEM		733	15	10.995
	01 lycée		459	15	6.885
Ait R'zine	10 primaires	élève	1219	15	18.285
	03 CEM		1120	15	16.8
	01 lycée		653	15	9.795
	CFPA (annexe)	stagiaire	400	15	6
Boudjellil	09 primaires	élève	975	15	14.625
	02 CEM		555	15	8.325
	01 lycée		471	15	7.065
	crèche		60	15	0.9
Total:					112.26

II.5.2.2 Equipements sanitaires :**Tableau II.4 :** besoins en eau sanitaires

commune	Equipements	unité	nombre	dotation (l/j/malade)	Q (m ³ /j)
Ighil Ali	01 polyclinique	malade	50	20	1
	02 salles de soins		160		3.2
Ait R'zine	01 polyclinique		48		0.96
	02 salles de soins		180		3.6
Boudjellil	01 polyclinique		43		0.86
	05 salles de soins		360		7.2
Total:					16.82

II.5.2.3 Equipements administratifs :

Tableau II.5 : besoins en eau administratives

commune	Equipements	unité	nombre	dotation (l/j/unité)	Q (m ³ /j)
Ighil Ali	siège d'APC	employé	28	15	0,42
	02 antennes APC		25		0,375
	02 bureaux de poste		14		0,21
	siège daïra		33		0,495
	inspection d'éducation		32		0,48
	centrale téléphonique		12		0,18
	sûreté de daïra		33		0,495
	garde communale		25		0,375
	protection civil	unité	1	25000	25
Ait R'zine	siège APC	employé	27	15	0,405
	antenne APC		11		0,165
	2 bureaux de poste		12		0,18
	centrale téléphonique		12		0,18
	SUC		18		0,27
Boudjellil	siège APC	employé	26	15	0,39
	antenne APC		10		0,15
	4 bureaux de poste		28		0,42
	centrale téléphonique		12		0,18
	Gendarmerie		18		0,27
	02 gardes communales		32		0,48
Total:					31,12

II.5.2.4 Equipements socioculturels et sportifs :

Tableau II.6 : besoins en eau socioculturelles et sportives

commune	Equipements	unité	nombre	dotation (l/j/unité)	Q (m ³ /j)
Ighil Ali	stade communal	m ²	3100	5	15.5
	salle de sport	vestiaire	1	10000	10
	02 aires de jeux	m ²	16000	5	80
	maison de jeune	m ²	500	4	2
	Bibliothèque	lecteur	150	4	0.6
	15 mosquées	fidele	4000	5	20
Ait R'zine	centre culturel	m ²	800	5	4
	maison de jeune	m ²	500	4	2
	Bibliothèque	lecteur	140	4	0.56
	14 mosquées	fidele	4000	5	20
Boudjellil	salle de sport	vestiaire	1	10000	10
	02 aires de jeux	m ²	15000	5	75
	maison de jeune	m ²	450	4	1.8
	bibliothèque	lecteur	140	4	0.56
	16 mosquées	fidele	4180	5	20.9
Total :					262.92

II.5.2.5 Equipement de petite industrie :

La zone étudiée ne dispose pas d'infrastructures industrielles, grandes consommateurs d'eau. Les infrastructures économiques dominantes sont constituées d'huileries, quelques limonadiers et des stations de lavage-graissage ; ainsi Fabrication des matériaux de construction tels que : Parpaing – Poutrelle – Hourdis – Treillis soudé – Buses et, Fabrication de matériaux de finition: Marbre – Articles en Plâtre - Carrés granito.

En absence de données fiables, ces besoins seront évalués en appliquant une majoration au taux des besoins en eau domestique. Nous optons pour un taux de **5%** tel qu'avancé dans l'étude du PNE (Plan National de l'Eau) voir **Annexe II.1**.

Tableau II.7 : besoins en eau de petite industrie

Commune	taux de majoration (%)	Q moy.j (m ³ /j)
Ighil Ali	5	137,04
Ait R'zine		209,51
Boudjellil		165,24
total:		511,79

II.5.3 Récapitulation de la consommation moyenne journalière totale :

les résultats de l'évaluation des besoins moyens journaliers de la zone d'étude à l'horizon 2037 sont représentés dans le tableau ci-après:

Tableau II.8 : Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières

	Qmoy j(m ³ /j)						total:
	domestique	scolaire	sanitaire	administrative	socioculturelle et sportive	petite industrie	
Ighil Ali	2740.8	30.465	4.2	28.03	128.1	137.04	3068.635
Ait R'zine	4190.2	50.88	4.56	1.2	26.56	209.51	4482.91
Boudjellil	3304.8	30.915	8.06	1.89	108.26	165.24	3619.165
Total:							11170.71

II.5.4 Majoration de la consommation moyenne journalière :

Les fuites dans un réseau d'adduction dépendent du type des conduites, de la nature du terrain et de la qualité de l'entretien, à cet effet, on effectue une majoration de 20% afin d'éviter les insuffisances de la consommation journalière, les résultats sont présentés dans le tableau ci-après :

Tableau II.9 : Consommation moyenne journalière majorée

commune	taux de majoration (%)	Q _{moy j} (m ³ /j)	Q _{moy j majorée} (m ³ /j)
Ighil Ali	20	3068.64	3682.36
Ait R'zine		4482.91	5379.49
Boudjellil		3619.17	4343.00
total:		11170.71	13404.85

II.6 Variation de la consommation

Les variations de débit qui peuvent exister sont les suivantes:

1. La variation annuelle : qui dépend de niveau de vie de la population
2. La variation mensuelle : qui dépend de l'importance de la ville
3. La variation journalière : qui dépend du jour de la semaine.
4. La variation horaire : qui représente la variation la plus important aux heures de pointes.

La variation journalière présente des maximums et des minimums. Elle est caractérisée par des coefficients d'irrégularité maximum $K_{max,j}$ et minimum $K_{min,j}$. Dans ce qui suit on va voir les débits relatifs à ces variations et qu'ils sont utilisé comme élément de base dans les calculs.

II.6.1 Consommation minimale journalière :

C'est la consommation relative au jour le plus chargé de l'année : elle s'obtient par la relation suivante :

$$Q_{min,j} = K_{min,j} \times Q_{moy,j}$$

- $Q_{min,j}$ = débit minimum journalière
- $Q_{moy,j}$ = débit moyen journalière
- $K_{min,j}$ = coefficient d'irrégularité de la consommation journalière minimum
On le prend = 0.9

II.6.2 Consommation maximale journalière :

C'est la consommation relative au jour le moins chargé de l'année : elle s'obtient par la relation suivante :

$$Q_{max,j} = K_{max,j} \times Q_{moy,j}$$

- $Q_{max,j}$ = débit maximum journalière
- $Q_{moy,j}$ = débit moyen journalière
- $K_{max,j}$ = coefficient d'irrégularité de la consommation journalière maximum
On prend : $K_{max,j} = 1.3$

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

Tableau II.10 : Récapitulatif des consommations journalières $Q_{min j}$; $Q_{moy j}$; $Q_{max j}$

commune	$Q_{moy,j}$ (m ³ /j)	$K_{max,j}$	$Q_{max,j}$ (m ³ /j)	$K_{min,j}$	$Q_{min,j}$ (m ³ /j)
Ighil Ali	3682.36	1.3	4787.07	0.9	4308.36
Ait R'zine	5379.49	1.3	6993.34	0.9	6294.01
Boudjellil	4343.00	1.3	5645.90	0.9	5081.31
Total:	13404.85		17426.31		15683.68

II.7 Variation des débits horaire :

Le débit moyen horaire est donné par formule suivante :

$$Q_{moy h} = \frac{Q_{maxj}}{24} \quad [m^3/h]$$

Avec :

$Q_{max h}$: débit maximum journalier en [m³/j].

$Q_{moy h}$: débit moyen horaire.

La variation de débit horaire est exprimée en pourcentage (%) du débit maximal journalier de l'agglomération. Etant donné que la zone d'étude comprend trois communes, alors on doit établir la répartition horaire du débit maximum journalier pour chacune d'elles. Pour calculer le débit correspondant à chaque heure nous utilisons l'**Annexe II.2**. À l'horizon 2037, Le nombre d'habitants de chaque commune est entre 10000 et 50000 correspondent à la deuxième colonne de répartition.

Tableau II.11 : Variation du débit horaire pour la commune d'Ighil Ali.

heure	Consommation $Q_{max,j} = 4787.07 \text{ m}^3/j$		courbe consommation cumulé	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0_1	1.5	71.81	1.5	71.81
1_2	1.5	71.81	3	143.61
2_3	1.5	71.81	4.5	215.42
3_4	1.5	71.81	6	287.22
4_5	2.5	119.68	8.5	406.90
5_6	3.5	167.55	12	574.45
6_7	4.5	215.42	16.5	789.87
7_8	5.5	263.29	22	1053.16
8_9	6.25	299.19	28.25	1352.35
9_10	6.25	299.19	34.5	1651.54
10_11	6.25	299.19	40.75	1950.73
11_12	6.25	299.19	47	2249.92
12_13	5	239.35	52	2489.28
13_14	5	239.35	57	2728.63
14_15	5.5	263.29	62.5	2991.92
15_16	6	287.22	68.5	3279.14
16_17	6	287.22	74.5	3566.37
17_18	5.5	263.29	80	3829.66
18_19	5	239.35	85	4069.01
19_20	4.5	215.42	89.5	4284.43
20_21	4	191.48	93.5	4475.91
21_22	3	143.61	96.5	4619.52
22_23	2	95.74	98.5	4715.26
23_24	1.5	71.81	100	4787.07

➤ pour la commune d'Ighil Ali :

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ est de **299.19 m^3/h** et survient entre 8h et midi

Le débit minimum $Q_{min,h} = 71.81 \text{ m}^3/h$ et survient entre 23h et 4h du matin

Tableau II.12 : Variation du débit horaire pour la commune d'Ait R'zine.

heure	Consommation $Q_{max,j} = 6993.34 \text{ m}^3/j$		consommation cumulé	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0_1	1.5	104.90	1.5	104.90
1_2	1.5	104.90	3	209.80
2_3	1.5	104.90	4.5	314.70
3_4	1.5	104.90	6	419.60
4_5	2.5	174.83	8.5	594.43
5_6	3.5	244.77	12	839.20
6_7	4.5	314.70	16.5	1153.90
7_8	5.5	384.63	22	1538.53
8_9	6.25	437.08	28.25	1975.62
9_10	6.25	437.08	34.5	2412.70
10_11	6.25	437.08	40.75	2849.79
11_12	6.25	437.08	47	3286.87
12_13	5	349.67	52	3636.54
13_14	5	349.67	57	3986.20
14_15	5.5	384.63	62.5	4370.84
15_16	6	419.60	68.5	4790.44
16_17	6	419.60	74.5	5210.04
17_18	5.5	384.63	80	5594.67
18_19	5	349.67	85	5944.34
19_20	4.5	314.70	89.5	6259.04
20_21	4	279.73	93.5	6538.77
21_22	3	209.80	96.5	6748.57
22_23	2	139.87	98.5	6888.44
23_24	1.5	104.90	100	6993.34

➤ pour la commune d'Ait R'zine :

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ est de **437.08 m^3/h** et survient entre 8h et midi

Le débit minimum $Q_{min,h} = 104.90 \text{ m}^3/h$ et survient entre 23h et 4h du matin

Tableau II.13 : Variation du débit horaire pour la commune de Boudjellil.

heure	Consommation $Q_{max.j} = 5645.90 \text{ m}^3/j$		consommation cumulé	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0_1	1.5	84.69	1.5	84.69
1_2	1.5	84.69	3	169.38
2_3	1.5	84.69	4.5	254.07
3_4	1.5	84.69	6	338.75
4_5	2.5	141.15	8.5	479.90
5_6	3.5	197.61	12	677.51
6_7	4.5	254.07	16.5	931.57
7_8	5.5	310.52	22	1242.10
8_9	6.25	352.87	28.25	1594.97
9_10	6.25	352.87	34.5	1947.84
10_11	6.25	352.87	40.75	2300.70
11_12	6.25	352.87	47	2653.57
12_13	5	282.30	52	2935.87
13_14	5	282.30	57	3218.16
14_15	5.5	310.52	62.5	3528.69
15_16	6	338.75	68.5	3867.44
16_17	6	338.75	74.5	4206.20
17_18	5.5	310.52	80	4516.72
18_19	5	282.30	85	4799.02
19_20	4.5	254.07	89.5	5053.08
20_21	4	225.84	93.5	5278.92
21_22	3	169.38	96.5	5448.29
22_23	2	112.92	98.5	5561.21
23_24	1.5	84.69	100	5645.90

➤ pour la commune de Boudjellil :

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ est de **$352.87 \text{ m}^3/h$** et survient entre 8h et midi

Le débit minimum $Q_{min,h} = 84.69 \text{ m}^3/h$ et survient entre 23h et 4h du matin

II.8 Calcul de déficit de consommation :

A fin de garantir et satisfaire les besoins en eau des trois communes : Ighil Ali, Ait R'zine et Boudjellil à l'horizon 2037 ; il faut déterminer le déficit en eau à combler par la mobilisation d'eau à partir de barrage de Tichy Haf.

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

Tableau II.14 : Tableau des déficits à combler à l'horizon 2037:

Commune	besoins en eau à l'horizon 2037 (m ³ /j)	Production en eau existante (m ³ /j)	Déficit en eau (m ³ /j)
Ighil Ali	4787.07	4492.87	294.20
Ait R'zine	6993.34	2773.5	4219.84
Boudjellil	5645.90	4752	493.9
Total (m ³ /j)	17426,17	12018.24	5007.93

La figure ci-dessous représente la répartition des déficits à combler par commune.

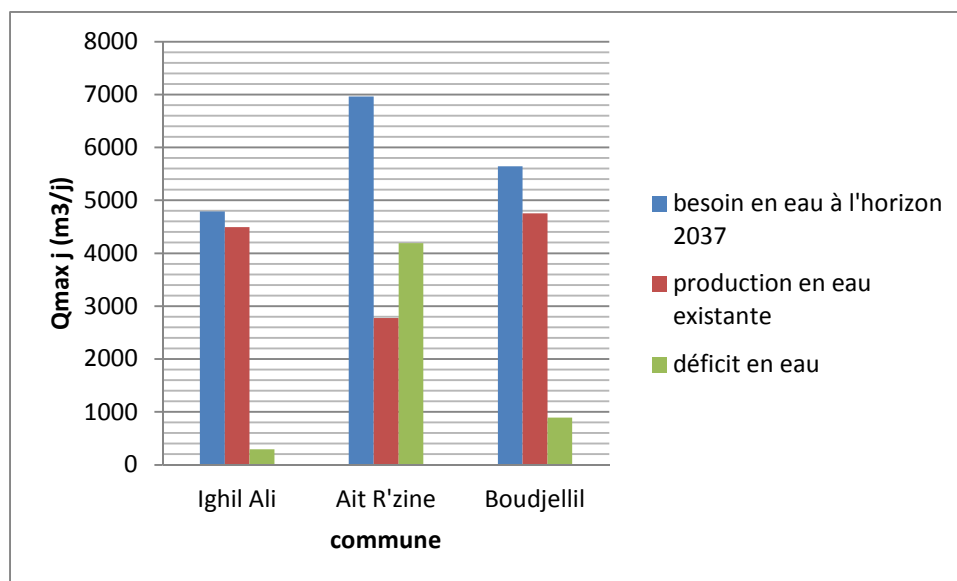


Figure II.2 : Répartition des déficits à combler à l'horizon 2037.

Conclusion :

L'estimation des besoins en eau, nous a permis d'évaluer les besoins en eau potable de la zone concernée par l'étude ou on a remarqué que ses ressources (puits, forage et sources) ne peuvent pas assurer une alimentation permanente et sure. En conclusion, dans le but de satisfaire les besoins futurs ; il est nécessaire de mobiliser une nouvelle source à partir de barrage de Tichy-Haf.



CHAPITRE III

**ETUDE
DES RESERVOIRS**

Introduction :

Le réservoir est un ouvrage destiné à entreposer l'eau, il constitue un organe régulateur de pression et de débit entre le régime de production et celui de la consommation ; il peut aussi jouer le rôle de relais dans ce cas ils sont appelés réservoirs tampons. L'étude des réservoirs reste très importante vue les rôles que peuvent jouer ces derniers.

III.1 Rôle des réservoirs :

Les réservoirs d'eau potable assurent des fonctions générales multiples et de nature à la fois technique et économique (technico-économique).

➤ **Fonction technique :**

- Régulation du débit
- Sécurité d'approvisionnement
- Régulation de la pression
- Simplification de l'exploitation
- Réacteur participant au traitement

➤ **Fonction économique :**

- Réduction des investissements sur les ouvrages de production
- Réduction des investissements sur le réseau de distribution
- Réduction des dépenses d'énergie

III.2 Classification des réservoirs : [1]

Les réservoirs peuvent être classés par différentes manières selon les critères représentés dans le tableau ci-dessous:

Tableau III.1: Classification des réservoirs

Situation par rapport à la distribution :	Disposition par rapport au sol :	Rôle joué :	Matériaux de construction utilisés :	Forme :
-Réservoir en charge sur le réseau -Réservoir nécessitant une surpression	-Souterrain -Semi-enterré -Surélevé(ou château d'eau) -au sol	-Principal -D'équilibre disposé sur le réseau -de traitement	-Maçonnerie -Béton armé ou précontraint -Acier	-Circulaire -Rectangulaire -carrée

III.3 Les exigences principales à satisfaire par les réservoirs :

- La durabilité,
- Etanchéité,
- Résistance,
- Entretien de l'ouvrage.

III.4 Choix du type du réservoir :

Le choix du type du réservoir dépend des :

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

Selon le relief de notre zone étudiée (Accidenté), on préfère un réservoir semi-enterré, par ce qu'il représente par rapport aux autres (souterrain et surélevé) les avantages suivants :

- ❖ Economie aux frais de construction
- ❖ Etude architecturale très simplifiée
- ❖ Etanchéité plus facile à réaliser

III.5 Emplacement des réservoirs :

L'emplacement d'un réservoir dépend de la topographie, de même que la géologie. En fait, beaucoup d'autres considérations interviennent dans ce choix qui sont les suivantes :

- ✓ Possibilités d'alimentation gravitaire de l'agglomération ;
- ✓ Un site permettant la construction ;
- ✓ Possibilité d'implantation aux voisinages des stations de reprise.

L'altitude du réservoir, plus précisément du radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau.

Il faut donc évaluer la perte de charge entre le réservoir et le point de plus haute cote piézométrique à desservir. On obtient ainsi approximativement l'altitude du radier.

On doit l'implanter de préférence soit en extrémité du réseau, soit à proximité du centre important de consommation en eau.

III.6 Equipements du réservoir [2]

Les réservoirs doivent être équipés de tuyauteries d'arrivée, de départ, de vidange et de trop plein ainsi que des robinetteries de régulation d'entrée et de sortie d'eau ; tout ce système doit normalement aboutir dans une chambre de manœuvre :

III.6.1 Conduite d'arrivée ou d'alimentation

Cette conduite doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint dans la cuve son niveau maximal, Obturation par robinet-flotteur si l'adduction est gravitaire ou dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement. Cette conduite peut être installée de plusieurs manières:

- **Par le haut** : avec chute libre ou par une conduite noyée.
- **Par le bas** : à travers les parois du réservoir.
- **Par le fond de la cuve** : à travers le radier.

III.6.2 Conduite de départ ou de distribution

Le départ de la conduite de distribution est placé à 15 ou 20 cm au-dessus du radier à l'opposé de la conduite d'arrivée pour éviter la pénétration des boues ou des sables qui éventuellement pourraient se décanter dans la cuve. L'extrémité de la conduite est munie d'une grille ou crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex, et équipée d'une vanne à survitesse (RV papillon) permettant la fermeture rapide en cas d'une cassure de la conduite de départ.

III.6.3 Conduite de trop-plein

Cette conduite permet d'évacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir en cas où la pompe ne s'arrête pas. Elle ne comportera pas de robinet sur son parcours. Pour fermer un joint hydraulique évitant la pénétration de tout corps étranger dans certains cas lorsque le débit d'apport est important. Si le réservoir est compartimenté chaque cuve doit avoir une conduite de trop-plein.

III.6.4 Conduite de vidange

La conduite de vidange placée au point bas du réservoir permet la vidange de réservoir en cas de l'inspection et le nettoyage ou de réparations. Elle part du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation de trop-plein, Elle comporte un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable (difficulté de manœuvre).

*Un dispositif de clapet de nez doit être installé sur les canalisations de trop-plein et de vidange afin de protéger le réservoir d'éventuelle contamination. Des détecteurs de niveau peuvent être installés dans le réservoir pour signaler les niveaux critiques, le niveau de débordement et le niveau bas notamment pour la protection des pompes.

III.6.5 Conduite by-pass

En cas d'indisponibilité de nettoyage ou réparation si le réservoir n'est pas compartimenté il est bon de prévoir une communication entre les deux conduites (adduction et distribution).

III.6.6 Matérialisation de la réserve d'incendie

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

- ✓ le système à deux prises et,
- ✓ le système à siphon.

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

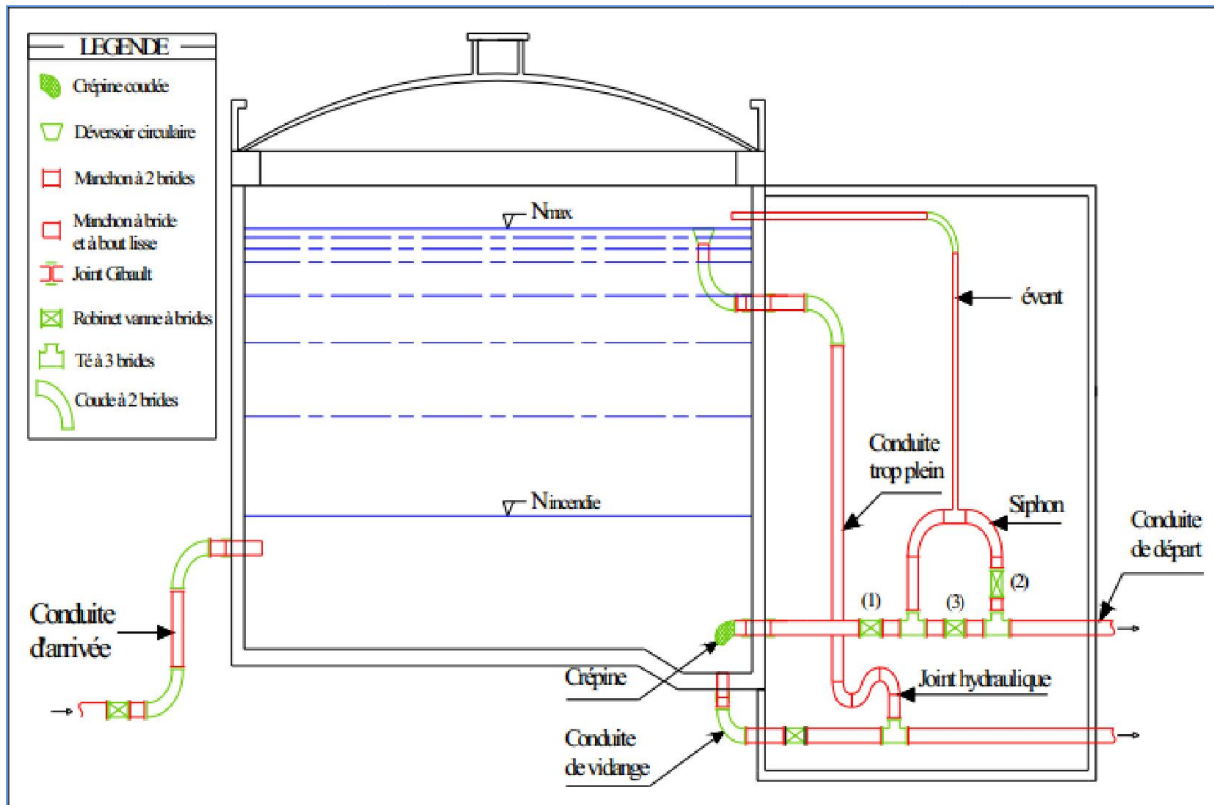


Figure III.1 : Equipements d'un réservoir circulaire semi-enterré.

III.7 La capacité des réservoirs :

Le réservoir doit avoir une capacité suffisante pour répondre aux besoins de stockage, en tenant compte des variations à l'entrée comme à la sortie, du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont, et de la variabilité de la demande.

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

- ❖ La méthode analytique.
- ❖ La méthode graphique.

III.7.1 La méthode analytique :

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

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

- V_r : capacité résiduelle (m^3),
- a : fraction horaire du débit maximum journalier (%).
- Q_{\max} : La consommation maximale journalière (m^3/j).

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

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

- V_T : capacité totale du réservoir (m^3).
- V_{inc} : volume d'incendie estimé à $120 m^3$.

III.7.2 Méthode graphique :

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

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

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

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

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

III.8 Réservoir tampon :

Dans cette présente étude, on a une adduction mixte : gravitaire-refoulement donc installation d'un réservoir tampon est obligatoire dont la cote sera déterminée avec des conditions technico-économiques à fin d'éviter les dépressions qui sont néfaste pour les tronçons de la conduite qui sont au voisinage de la crête.

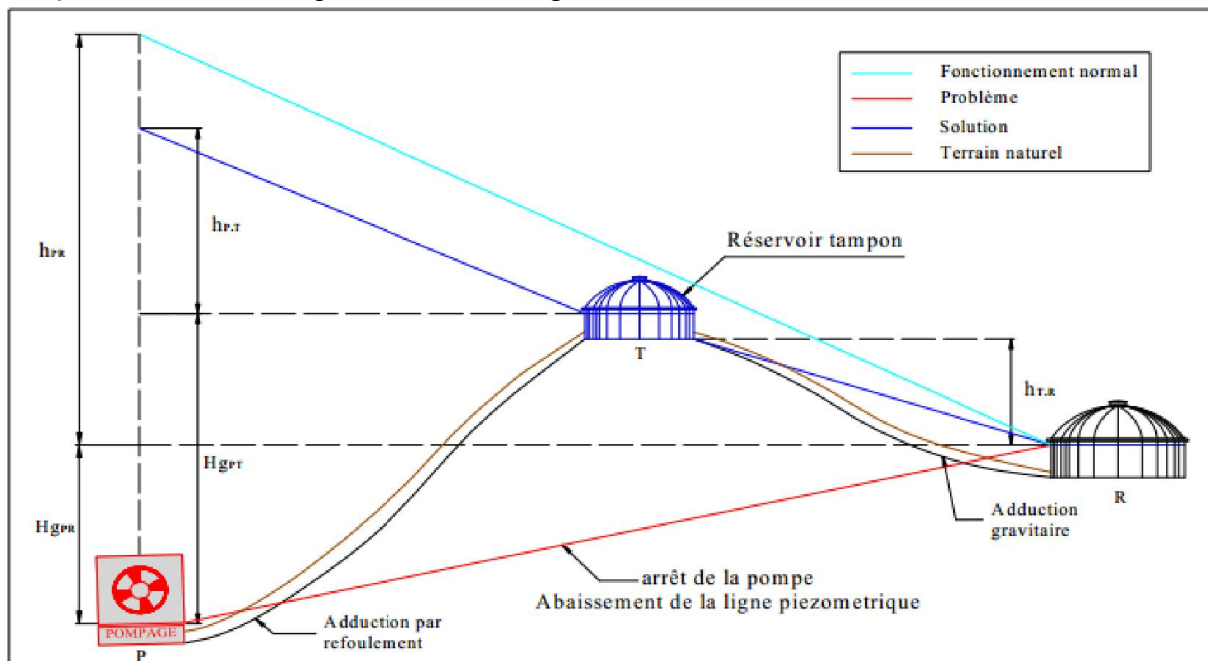


Figure III.2 : utilité du réservoir tampon.

Les tronçons gravitaires doit être munie :

- D'un RV à survitesse de type papillon à la sortie de RT (fermeture rapide).
- D'un RV à fermeture lente placé à l'extrémité aval de la conduite, et il a double rôles :
 - Son temps de fermeture totale détermine la capacité du réservoir tampon
 - Limiter les effets du coup de bélier.

III.9 Dimensionnement des réservoirs :

III.9.1 Dimensionnement de la bêche de la station de pompage principale :

La station de pompage refoule vers le réservoir Handis un débit qui est égale à :

$$Q_{\max,j} = 17426.18 \text{ m}^3/\text{j} = 0.2 \text{ m}^3/\text{s}$$

dans notre cas $Q_{\max,j}$ est constant, il représente le débit totale véhiculé dans la conduite principale vers RT de Taourirt Ouabla.

Avec :

$$V_{\text{bache}} = \frac{Q_{\max,j} * t}{T} \quad (\text{m}^3) \quad (\text{III .4})$$

- V_{bache} : capacité de la bêche (m^3),
- T : Temps de pompage égal à 20h ;
- t : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge ($t = 0.25 \text{ h}$) ;
- $Q_{\max,j}$: La consommation maximale journalière (m^3/j).

Donc :

$$V_{\text{bache}} = \frac{17426.18 * 0.25}{20} = 217.83 \text{ m}^3$$

La capacité de la bêche de la station principale sera de : **300 m³**.

III.9.2 Dimensionnement de réservoir tampon « Handis » :

Ce réservoir est intermédiaire entre la station de pompage principale et le SR de Taourirt Ouabla ; La station de pompage refoule vers le réservoir Handis un débit :

$$Q_{\max,j} = 17426.18 \text{ m}^3/\text{j} = 0.2 \text{ m}^3/\text{s}$$

La capacité du réservoir tampon est déterminée en fonction du temps de fermeture de la vanne à l'aval de l'adduction gravitaire, et aussi une réserve d'incendie qu'on préconise en cas d'incendie.

La capacité totale du réservoir tampon sera : $V_t = V_r + V_{\text{inc}} \quad (\text{m}^3)$

Avec :

$$V_r = \frac{Q * T}{2} \quad (\text{m}^3) \quad (\text{III .5})$$

T : temps de fermeture de la vanne, on le prend 30 min

Calcul de la capacité du réservoir de Handis :

- Le volume résiduel sera :

$$V_r = \frac{0.2 \cdot 45 \cdot 60}{2} = 270 \text{ m}^3$$

- La capacité totale sera :

$$V_{\text{total}} = 270 + 120 = 390 \text{ m}^3$$

- La capacité normalisée sera :

$$V_n = 500 \text{ m}^3$$

III.9.3 Dimensionnement de la bache de la station de reprise de Taourirt Ouabla :

$$V_{\text{bache}} = \frac{17426.18 \cdot 0.25}{20} = 217.83 \text{ m}^3$$

La capacité de la bache de la station principale sera de : **300 m³**.

III.9.4 Dimensionnement de réservoir Taourirth Ouabla :

Ce réservoir assure l'alimentation de réservoirs de tout les localités d'Ait R'zine, Ighil Ali et Boudjellil.

Calcul de la capacité du réservoir de Taourirt Ouabla :

- Le volume résiduel sera :

$$V_r = \frac{0.2 \cdot 45 \cdot 60}{2} = 270 \text{ m}^3$$

- La capacité totale sera :

$$V_{\text{total}} = 270 + 120 = 390 \text{ m}^3$$

- La capacité normalisée sera :

$$V_n = 500 \text{ m}^3$$

III.9.5 Forme des réservoirs et des bâches de reprise :

Ce qui concerne la forme des réservoirs et des bâches de reprise, on opte pour la forme circulaire puisque nos volumes sont tous inférieure à 10000 m³. La hauteur de l'eau dans la cuve est comprise entre 3 et 6 m en moyenne, toutefois, les réservoirs de grande capacité des agglomérations importante peuvent présenter des hauteurs d'eau comprises entre 7 et 10 m.

Dans nos calculs, nous optons pour une hauteur de

- 5 m pour les réservoirs et ;
- 4 m pour les bâches d'eau.

- La section de la cuve :

$$S = \frac{V_n}{h} \quad \text{(III.6)}$$

- Le diamètre D de la cuve :

$$D = \sqrt{\frac{4 * V_n}{\pi * h}} \quad \text{(III.7)}$$

- La hauteur de la réserve d'incendie ;

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \quad \text{(III.8)}$$

- La hauteur totale du réservoir :

$$H = h + R \quad \text{(III.9)}$$

Avec : R : marge de sécurité égale à 0.5 m

Tableau III.2 : Tableau récapitulatif des dimensions des réservoirs.

Réservoirs	Volume (m ³)	D (m)	S (m ²)	h(m)	h _{inc} (m)	R (m)	H(m)
Handis	500	11	100	5	1,2	0,5	5,5
Taourirt Ouabla	500	11	100	5	1,2	0,5	5,5

Tableau III.3 : Tableau récapitulatif des dimensions des bâches de reprise.

Bâche	Volume (m ³)	D (m)	S (m ²)	H(m)
SP _p	300	10	75	4
SR2	300	10	75	4

Tableau III.4 : caractéristiques des réservoirs

Réservoir	Volume (m ³)	type	Altitude (m)
R Handis	500	Semi-enterrée	393
R Taourirt Ouabla	500	Semi-enterrée	540
Bâche SP _p	300	Semi-enterrée	183
Bâche SR2	300	Semi-enterrée	338

Conclusion :

Dans ce chapitre, et afin de prendre en charge le développement des localités concernées par un déficit en eau, nous avons dimensionné les réservoirs afin d'assurer la continuité du réseau d'adduction aussi bien gravitaire que par refoulement. La prochaine étape est donc de procéder à un dimensionnement des conduites d'adduction qui relié ces réservoirs.



CHAPITRE IV
ETUDE DES VARIANTES
D'ADDITION



Introduction :

Le but de ce présent chapitre est de faire une étude technico-économique pour dimensionner le réseau d'adduction afin de combler le déficit en eau potable des différentes localités, aussi de projeter les ouvrages nécessaires.

IV.1 Définition :

L'adduction d'eau regroupe les techniques permettant d'amener l'eau depuis sa source à travers un réseau de conduites ou d'ouvrages architecturaux (aqueduc) vers les lieux de consommation.

IV.2 Classification générale des adductions : [2]

D'après leurs fonctionnements, les adductions peuvent être classées en trois types :

IV.2.1 Adduction gravitaire :

L'écoulement de l'eau à des pressions importantes est causé par la différence des niveaux hydrauliques : l'altitude de la source est supérieure à celle du point de consommation, et se déplace sous l'influence des seules forces dues à la gravité. On distingue deux types d'écoulement :

- **Écoulement à surface libre :** Il est défini comme un écoulement avec une surface libre c'est-à-dire en contact avec l'air. Donc la pression prédominante à la surface libre est la pression atmosphérique. Ce type d'écoulement se fait sous l'action de la force de gravité due à l'existence de la pente.
- **Écoulement en charge :** L'écoulement est forcé. Dans ce cas sa pression diffère de la pression atmosphérique.

IV.2.2 Adduction par refoulement :

Dans une adduction par refoulement, la source se trouve à un niveau inférieur de celui du point d'arrivée, l'acheminement de l'eau d'un point à l'autre se fait à l'aide de pompes.

IV.2.3 Adduction mixte :

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

Dans la présente étude, nous allons avoir une adduction mixte constituée de chaînes de refoulement et d'autre gravitaire. On essaye de parvenir à une mise en place d'un système d'adduction techniquement performant et peu coûteux économiquement.

IV.3 Equipement de l'adduction : [4]

Les réseaux d'adductions d'eau potable comportent des accessoires qui facilitent la maintenance et l'entretien, assurent la régulation de certains paramètres (débit, pression, hauteur d'eau, ...) ou encore permettent de disposer de points de puisage sur le réseau. Outre les tuyaux droits, on utilise des pièces de raccord permettant d'adapter la conduite au tracé prévu.

- **Les coudes** : Changement de direction
- **Les té**s : Raccordement à l'équerre d'une conduite sur une autre
- **Les cônes** : Diminution de diamètre
- **Les robinets- vannes** : Appareils de sectionnement pour isoler un tronçon de conduite.
- **Les robinets à papillon** : Appareils de réglage de débit et de sectionnement utilisés pour les gros diamètres (> 300 mm).
- **Les ventouses** : Placées sur les points hauts du réseau, elles assurent l'évacuation automatique de l'air contenu dans les conduites.
- **Les régulateurs de pression, de débit, de niveau...** : Ils permettent de réduire ou stabiliser une pression, limiter un débit ou encore contrôler le niveau d'eau dans un réservoir.
- **Les clapets anti-retour** : Placés sur une canalisation, ils n'autorisent le passage de l'eau que dans un seul sens.
- **Les purges ou vidange** : Placées au point bas, elles permettent la vidange des conduites.
- **Les poteaux et bouches d'incendie** : Ils permettent au service de lutte contre l'incendie de puiser l'eau sur le réseau.
- **Les compteurs d'eau** : En comptabilisant l'eau, ils assurent une surveillance des débits dans les réseaux.

IV.4 Choix des matériaux de canalisation :

Les paramètres à prendre en considération pour le bon choix du matériau de la conduite projetée sont les suivants :

- Le diamètre ;
- La pression de service supportée ;
- Les conditions de pose et la nature du terrain ;
- La durée de vie ;
- Les coûts de fourniture et de mise en œuvre ;
- La facilité à réaliser les raccordements, les prises de branchement et les réparations en cas de fuite.

De nombreux types de tuyaux sont disponibles pour constituer une conduite. On peut classer en fonction des matériaux avec lesquels ils sont fabriqués :

- Métalliques « Acier, Fonte » ;
- A base de ciment (amiante, ciment) ;
- En matière plastique (PVC, PRV, PEHD).

IV.4.1 Conduites en Fonte :

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

IV.4.2 Conduites en Acier :

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

IV.4.3 Conduites en PVC (Polychlorure de vinyle) et PEHD (polyéthylène)

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

IV.4.4 Conduites en amiante ciment :

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

Conclusion :

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

- souple et plus résistante.
- supporte des pressions de service élevées atteignant 50 bars.
- durée de vie importante
- des longueurs jusqu'à 7m à partir du diamètre de 800mm.
- différents types de joints sont utilisés pour assembler ces conduites
- elle est peu influencée par le sol environnant et elle résiste à la corrosion

IV.5 Etude des variantes :

IV.5.1 Critères du choix de tracé : [7]

Le choix du tracé ou du profil de la conduite se fait toujours en tenant compte de certains impératifs d'ordre technique et économique ; pour cela, le tracé s'établit à respecter les conditions suivantes :

- Le tracé doit être court et régulier ;
- Eviter le plus possible la traversé d'obstacles ;
- Rechercher la possibilité d'alimenter les agglomérations gravitairement ;
- Respect des profils en long hydrauliques (influences des conditions hydrauliques) ;
- Faciliter la pose des conduites et son exploitation ;
- Faciliter l'accès pour l'entretien et réparation ;
- Eviter les zone d'habitation et les zones agricole ;
- Eviter les grands terrassements et les fortes pentes ;
- Eviter les contre pente qui peuvent créer des cantonnements d'airs difficiles à évacuer ;
- Les coudes doivent être large afin d'éviter les butées et de trop grandes pertes de charge.

IV.5.2 Description de tracé du projet :

La chaine d'adduction dans le présent projet sera alimentée à partir de station de traitement Tichy-Haf, en fonction des besoins des agglomérations concernées, l'eau sera acheminée par refoulement, du réservoir intermédiaire « Handis » vers le réservoir « Taourirt Ouabla », ce dernier desservira les communes d'Ait R'zine, Ighil Ali et Boudjellil qui sont réparties sur la rive droite d'Oued Sahel. (Schéma synoptique de l'adduction principale)

IV.5.3 Proposition des variantes :

Avant d'entamer notre étude on opte pour l'étude des variantes suivantes :

IV.5.3.1 Variante N°1 :

Cette variante comprend une conduite unique en rive droite de l'Oued Sahel qui part du station de traitement de Tichy-Haf jusqu'au le réservoir de Taourirt Ouabla avec une longueur de 7 Km.

Le tracé de la conduite principale pour la variante N°01 comporte une station de pompage (SP) qui est alimentée gravitairement par la station de traitement, puis refoule vers le réservoir tampon (RT1), qui sera implanté sur la colline de Handis à la côte 393 m. Ce dernier alimente la station de reprise (SR1) qui refoule a son tour vers le réservoir tampon (RT2) à prévoir à Taourirt Ouabla.

Ce tracé longera autant que possible les voies existantes, et nécessite deux stations de reprise intermédiaires, néanmoins, il a l'avantage de desservir gravitairement la majorité des grandes agglomérations. **(Figure IV.1)**

IV.5.3.2 Variante N°2 :

Cette variante est projeté une conduite d'adduction principale longeant la rive droite de l'oued Sahel à une altitude intermédiaire, sur laquelle se brancheront les différentes prises d'eau des trois communes.

Le tracé principal de cette variante débute à partir de la station de traitement de Tichy-Haf qui alimente la station de pompage principale par une conduite gravitaire d'eau traitée.

A partir de la station de pompage principale implanté à la côte 182.83 m l'eau sera pompée vers la colline de Handis ou sera implanté un réservoir Tampon (RT1), qui pourra desservir gravitairement jusqu'au cote 340 m, ou sera projeté un réservoir destinée à la commune de Boudjellil. Concernant la commune d'Ait R'zine sera approvisionnés à partir de réservoir Handis moyennant des stations de reprise intermédiaire, et la commune d'Ighil Ali bénéficiera d'un piquage à partir de cote 269 m, moyennant aussi des stations de reprise intermédiaire. **(Figure IV.2)**

IV.5.4 Choix de variantes :

Vu le relief accidenté et la construction des villages sur les collines, on ne peut pas éviter l'alimentation par refoulement. Pour un bon choix de variante il faut se baser sur le nombre d'ouvrages à projeter ainsi que le linéaire des conduites proposées.

- Pour la variante N°01, qui comporte une alimentation par refoulement, ce qui exige la projection d'une station de pompage, une station de reprise et deux réservoirs tampons. La contrainte présentée par cette variante est, le coût d'investissement considérable pour la construction de la station de pompage, la station de reprise et les deux réservoirs tampons.
- Pour la variante N°02, présente quelques similitudes avec la variante précédente au point d'alimentation par refoulement, y compris les adductions secondaires. L'inconvénient de cette variante, c'est le nombre important des ouvrages hydrauliques.

Du point de vue technico-économique, on opte pour la variante N°01, vu le gain important en matière d'adduction principale, ajouté à un nombre d'ouvrages hydrauliques plus réduit, fait de cette variante, la variante la plus économique en frais d'investissement, ainsi que les frais d'exploitation pour le futur gestionnaire.

IV.6 Calcul hydraulique de la variante :

Les couts d'investissements sont estimés uniquement pour la **variante N°1**, le plus avantageuses du point de vue technique ainsi que économique.

IV.6.1 Etude des conduites gravitaires :

Dans ce cas on parle du diamètre avantageux ; Quatre paramètres interviennent pour le calcul d'une conduite gravitaire :

- ❖ f Le Débit.....Q ;
- ❖ f Le DiamètreD ;
- ❖ f La Vitesse.....V ;
- ❖ f Les Pertes de charge..... ΔH (charge disponible).

Sachant que l'écoulement est variable suivant le régime et la nature du matériau, certains coefficients (m, β) seront intervenus pour aboutir à une formule approchée soit de DARCYWEISBAKH ci-après

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_{eq} * Q^\beta}{D_{av}^m} \quad (\text{IV.1})$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m);

K' : Coefficient de perte de charge;

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

$$L_{eq} = L_g + L_{e_e} \quad (\text{IV.2})$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

L_{e_e} : Longueur équivalente (m) ;

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

$$\Delta H_t = 1,10 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_{eq} = 1,10 * L_g \quad (\text{IV.3})$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m) ;

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

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

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

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

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

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

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

Dans notre cas, on prend : $K' = 0,00179$; $\beta = 2$; $m = 5,3$ (matériaux : la fonte).

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av.i} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_{eq.i} * Q_i^\beta}{\Delta H_i}} \quad (IV.4)$$

► 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 en utilisant l'équation de continuité :

$$Q = V * S \Rightarrow Q = V * \frac{\pi * D^2}{4} \quad \text{Ainsi: } V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} \quad (IV.5)$$

Avec :

Q : débit véhiculé par l'adduction (m^3/s) ;

S : section de la canalisation (m^2) ;

V : vitesse d'écoulement (m/s) ;

D : diamètre nominal de la conduite (m).

IV.6.1.1 Altitudes des différents points :

Tableau IV.2: Altitudes des différents points de l'adduction

N° de point	Point	cote de terrain naturel (m)
1	station de traitement	223
2	station de pompage	183
3	réservoir tampon Handis	393
4	station de reprise T-Ouabla	338

IV.6.1.2 Calcul du tronçon station de traitement-station de pompage principale :

Le réservoir de station de pompage principale reçoit l'eau d'une façon gravitaire à partir de la station de traitement.

Les résultats trouvés pour le calcul des diamètres avantageux de ce tronçon sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau IV.3: calcul de dimensionnement du tronçon STTR-SP

tronçon station de traitement-station de pompage:		
variables:	unité	valeur
cote de départ (STTR)	m	223
cote d'arrivée (SP)	m	187
hauteur géométrique	m	36
débit à véhiculer	m ³ /s	0,2
longueur géométrique	m	1169,15
longueur équivalent	m	1286,07
diamètre calculée	mm	324,28
diamètre normalisé adopté	mm	400
vitesse d'écoulement d'eau	m/s	1,59
pertes de charge totales	m	11,84
pression au sol à l'arrivée	m	28,16
hauteur piézométrique à l'arrivée	m	211,16

IV.6.1.3 Calcul du tronçon réservoir de Handis-station de reprise Taourirt Ouabla :

L'eau est acheminé gravitairement de Handis vers Taourirt Ouabla.

Les résultats trouvés pour le calcul de diamètre avantageux de ce tronçon sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau IV.4: calcul de dimensionnement du tronçon RT1-SR

tronçon réservoir de Handis-station de reprise Taourirt Ouabla:		
variables:	unité	Valeur
cote de départ (RT1)	m	398
cote d'arrivée (SR)	m	342
hauteur géométrique	m	56
débit à véhiculer	m ³ /s	0,2
longueur géométrique	m	1577,2
longueur équivalent	m	1734,92
diamètre calculée	mm	315,68
diamètre normalisé adopté	mm	400
vitesse d'écoulement d'eau	m/s	1,59
pertes de charge totales	m	15,97
pression au sol à l'arrivée	m	40,03
hauteur piézométrique à l'arrivée	m	382,03

IV.6.1.4 Les frais d'investissement :

Le prix des conduites en fonte ductile est pris en tenant compte des frais de transports et de pose par mètre linéaire, il est mentionné dans l'**Annexe IV.1**.

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

Tableau IV.5: Frais d'investissement des conduites gravitaires

diamètre (mm)	prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
400	17614,03	1169,15	20593443,17
400	17615,03	1577,2	27782425,32
investissements totale (DA):			48375868,49

IV.6.2 Etude de l'adduction par refoulement :

L'étude du dimensionnement consiste à déterminer le diamètre optimal en se basant sur les frais d'exploitation et les frais d'amortissement de la conduite qui augmente avec l'augmentation du diamètre, donc une étude technico-économique s'avère indispensable.

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

IV.6.2.1 Choix de la gamme des diamètres

Pour déterminer la gamme des diamètres à prendre, on dispose des formules suivantes qui permettent la détermination du diamètre économique :

-La formule de BRESS

$$D = 1,5 * \sqrt{Q} \quad (\text{IV.6})$$

-La formule de BONNIN

$$D = \sqrt{Q} \quad (\text{IV.7})$$

D : diamètre de la conduite (m).

Q : débit à relever (m³/s).

Remarque :

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

Les diamètres calculés nous imposent le choix d'une gamme en fonction des diamètres normalisés disponibles sur le marché. A partir de cette gamme des diamètres, on procède à l'évaluation des frais d'exploitation et d'amortissement de chaque diamètre et on adoptera comme diamètre économique celui pour lequel la somme des frais cités sera minimale.

IV.6.2.2 Calcul des pertes de charge

❖ Pertes de charge linéaires

La formule de calcul de La perte de charge linéaire pour un écoulement dans une conduite est celle de Darcy- Weisbach : (A. Lancaster, 1999).

$$\Delta H_i = \lambda \frac{L V^2}{D 2 g} = I * L \quad (\text{IV.8})$$

-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 de Nikuradzi: (A. Dupont, 1970)

$$\lambda = (1,14 - 0,86 * \ln \frac{K_s}{D})^{-2} \quad (\text{IV.9})$$

- K_s : La **rugosité absolue**, elle représente la hauteur moyenne des aspérités de la surface des parois du tuyau en contact avec l'eau. elle est déterminée en mesurant l'épaisseur de la rugosité des parois du tuyau et en tenant compte du temps de mise en service du tuyau.

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

D'où :

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

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

$\alpha=0,02$ mm/an

T: temps de service, T=30 ans.

$$\text{Alors, } K_s = 0,8 + 0,02 * 30 = 1,4 \text{ mm.}$$

- La **rugosité relative** : c'est le rapport entre La rugosité absolue et le diamètre, elle est exprimé par $(\frac{K}{D})$.

❖ Pertes de charge singulières

Elles sont générées par les singularités telles que les coudes, vannes, clapets, branchements...etc. Les pertes sont estimées de 10 % des pertes de charge linaires (pour adduction). Elles sont données par la formule suivante :

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

❖ Pertes de charge totales (ΔH_t) :

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

$$\Delta H_t = 1.10 * \Delta H_l \quad (\text{IV.11})$$

IV.6.2.3 Calcul de la hauteur manométrique totale :

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

$$HMT = Hg + \Delta H_a + \Delta H_r = Hg + \Delta H_t \quad (\text{IV.12})$$

Hg: la hauteur géométrique

ΔH_a : pertes de charge à l'aspiration

ΔH_r : pertes de charge au refoulement

IV.6.2.4 Puissance absorbée par la pompe

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

$$P = \frac{\rho g * Q * HMT}{\eta} \quad (\text{IV.13})$$

η : rendement de la pompe en (%) ($\eta=85\%$)

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

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

ρ : Masse volumique de l'eau (kg/ m^3)

IV.6.2.5 Energie consommée par la pompe

$$E = P * t * 365 \quad [\text{Kwh}] \quad (\text{IV.14})$$

t: temps de pompage par jour en (heure); dans notre cas $t=20h$

P: puissance de la pompe en (kW)

IV.6.2.6 Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont définis comme suit :

$$F_{ex} = E * e \quad [\text{DA}] \quad (\text{IV.15})$$

E: énergie consommée par la pompe en (Kwh)

e: prix unitaire d'un Kwh imposé par la SONELGAZ.

Tableau IV.6: Variation journalière des tarifs de l'énergie

Périodes	Horaires	Nombre d'heure	Prix du KWh d'énergie
		(H)	(DA)
Heures pleines	06h-17h	11	1.9376
Heures de pointes	17h-21h	0	8.7202
Heures creuses	21h-06h	9	1.024

(Source SONELGAZ - Blida, 2016)

$$e = \frac{1,9376 \times 11 + 9 * 1.024}{20} = 1.526\text{DA/Kwh} \Rightarrow e = 1.526\text{DA/kwh}$$

IV.6.2.7 Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont donnés comme suit:

$$F_{am} = P_{rc} * A \quad [DA] \quad (IV.16)$$

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

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

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (IV.17)$$

i: Taux d'annuité annuel, $i = 8 \%$

n: nombre d'années d'amortissement, $n = 20$ ans

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{20} - 1} + 0,08 = 0,1018 = 10.18 \%$$

$$A = 10.18 \%$$

IV.6.2.8 Calcul des diamètres économiques pour les différents tronçons :**1. Calcul du tronçon station de pompage principale-réservoir de Handis :**

La station de pompage principale refoule vers le réservoir de Handis qui distribue gravitairement vers Taourirt Ouabla.

$$Q_{exp} = \frac{Q_{max,j}}{t * 3600} \quad (IV.18)$$

- Q_{exp} : Débit d'exploitation (m^3/s) ;
- $Q_{max,j}$: Débit maximum journalier (m^3/j) ; $Q_{max,j} = 3741,12 m^3/j$.
- t : Durée de fonctionnement de la station par jour, $t = 20$ h.

Données :

- Longueur : $L = 3675.87$ m
- Débit : $Q_{exp} = \frac{17426.18}{20 * 3600} = 0,242 m^3/s$
- Hauteur géométrique : $H_g = 398 - 187 = 211$ m

Calcul du diamètre préliminaire en utilisant la formule de Bonnin (IV.4)

$$A.N : \quad D_{ec} = \sqrt{0.242} \Rightarrow D = 0.4919 = 491.9 \text{ mm.}$$

Pour le calcul économique des frais, nous proposons une gamme de diamètres normalisées selon les tableaux (IV.7), (IV.8), (IV.9) et (IV.10)

Tableau IV.7: Calcul de la HMT

diamètre	Q (m ³ /s)	v (m/s)	Ln (K _s /D)	λ	Lg (m)	ΔH_l (m)	ΔH_t (m)	HMT (m)
400	0,242	1,93	-5,655	0,02775	3676	48,25	53,07	264,07
450	0,242	1,52	-5,773	0,02683	3676	25,89	28,48	239,48
500	0,242	1,23	-5,878	0,02605	3676	14,85	16,33	227,33
600	0,242	0,86	-6,060	0,02478	3676	5,68	6,24	217,24
700	0,242	0,63	-6,215	0,02378	3676	2,52	2,77	213,77

Tableau IV.8: Calcul des frais d'amortissement

Diamètre (mm)	prix de ml (DA)	Lg (m)	prix total (DA)	A	F _{amort} (DA)
400	14136,1	3676	51962465,91	0,1018	5289779,029
450	17614,03	3676	64746884,46	0,1018	6591232,838
500	19617,93	3676	72112960,35	0,1018	7341099,364
600	26893,15	3676	98855723,29	0,1018	10063512,63
700	35377,32	3676	130042429,3	0,1018	13238319,3

Tableau IV.9: Calcul des frais d'exploitation

Diamètre (mm)	HMT	P (Kwatt)	E (KWh)	E (DA/Kwh)	F _{exp} (DA)
400	264,07	737,54	5384071,3	1,526	8216092,804
450	239,48	668,86	4882712,38	1,526	7451019,086
500	227,33	634,92	4634949,16	1,526	7072932,418
600	217,24	606,75	4429282,67	1,526	6759085,362
700	213,77	597,06	4358507,89	1,526	6651083,044

Tableau IV.10: Bilan du tronçon

Diamètre (mm)	F _{amort} (DA)	F _{exp} (DA)	Bilan (DA)
400	5289779,029	8216092,804	1,35E+07
450	6591232,838	7451019,086	1,40E+07
500	7341099,364	7072932,418	1,44E+07
600	10063512,63	6759085,362	1,68E+07
700	13238319,3	6651083,044	1,99E+07

On va illustrer graphiquement les résultats obtenus dans le tableau **IV.10** afin d'avoir la courbe d'optimisation et choisir le diamètre le plus économique.

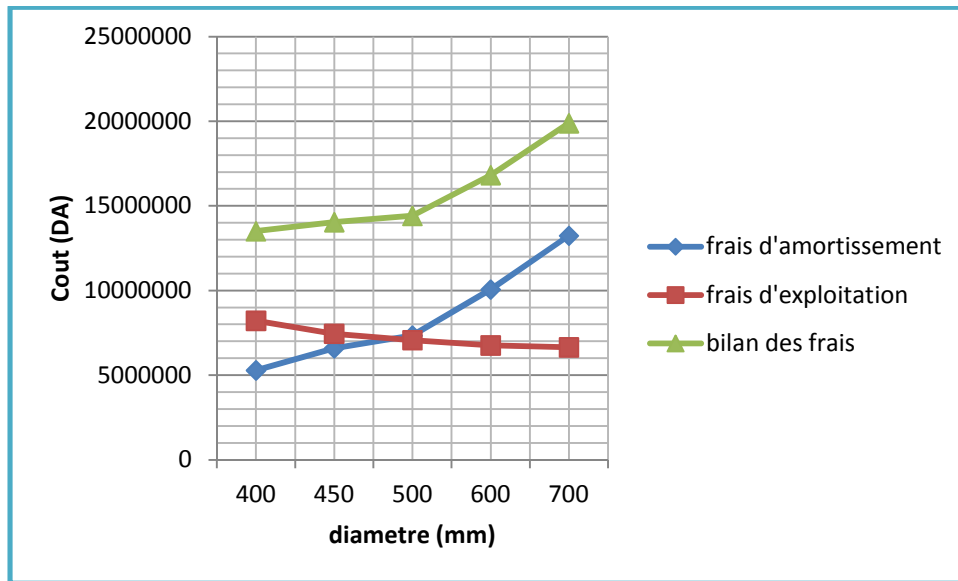


Figure IV.3: Bilan des frais d'investissement et de l'exploitation « SP-RT.Handis »

Le diamètre économique est de **400 mm** avec une vitesse de 1.93 m/s

2. Calcul du tronçon station de reprise Taourirt Ouabla-réservoir de Taourirt Ouabla:

La station de reprise Taourirt Ouabla refoule l'eau vers le réservoir qui porte le même nom.

Données :

- Longueur : $L = 595$ m
- Débit : $Q = 0.242$ m³/s
- Hauteur géométrique : $H_g = 545 - 342 = 203$ m
- $D_{ec} = \sqrt{0.242} \Rightarrow D = 0.4919 = 491.9$ mm.

Les résultats de calcul du diamètre économique sont regroupés dans les tableaux IV.11, IV.12, IV.13 et IV.14 :

Tableau IV.11 : Calcul de la HMT

Diamètre (mm)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Ln (K _s /D)	λ	Lg (m)	ΔH_l (m)	ΔH_t (m)	HMT (m)
400	0,242	1,93	-5,655	0,02775	595	7,81	8,59	211,59
450	0,242	1,52	-5,773	0,02683	595	4,19	4,61	207,61
500	0,242	1,23	-5,878	0,02605	595	2,40	2,64	205,64
600	0,242	0,86	-6,060	0,02478	595	0,92	1,01	204,01
700	0,242	0,63	-6,215	0,02378	595	0,41	0,45	203,45

Tableau IV.12: Calcul des frais d'amortissement

Diamètre (mm)	prix de ml (DA)	Lg (m)	prix total (DA)	A	F _{amort} (DA)
400	14136,1	595	8410979,5	0,1018	856237,7131
450	17614,03	595	10480347,85	0,1018	1066899,411
500	19617,93	595	11672668,35	0,1018	1188277,638
600	26893,15	595	16001424,25	0,1018	1628944,989
700	35377,32	595	21049505,4	0,1018	2142839,65

Tableau IV.13: Calcul des frais d'exploitation

Diamètre (mm)	HMT	P (Kwatt)	E (KWh)	e (DA/Kwh)	F _{exp} (DA)
400	211,59	590,97	4314044,86	1,526	6583232,452
450	207,61	579,85	4232891,67	1,526	6459392,691
500	205,64	574,35	4192787,12	1,526	6398193,147
600	204,01	569,79	4159496,62	1,526	6347391,841
700	203,45	568,22	4148040,56	1,526	6329909,89

Tableau IV.14: Bilan du tronçon

Diamètre	F _{amort} (DA)	F _{exp} (DA)	Bilan (DA)
400	856237,7131	6583232,452	7,44E+06
450	1066899,411	6459392,691	7,53E+06
500	1188277,638	6398193,147	7,59E+06
600	1628944,989	6347391,841	7,98E+06
700	2142839,65	6329909,89	8,47E+06

On va illustrer graphiquement les résultats obtenus dans le tableau IV.14 afin d'avoir la courbe d'optimisation et choisir le diamètre le plus économique.

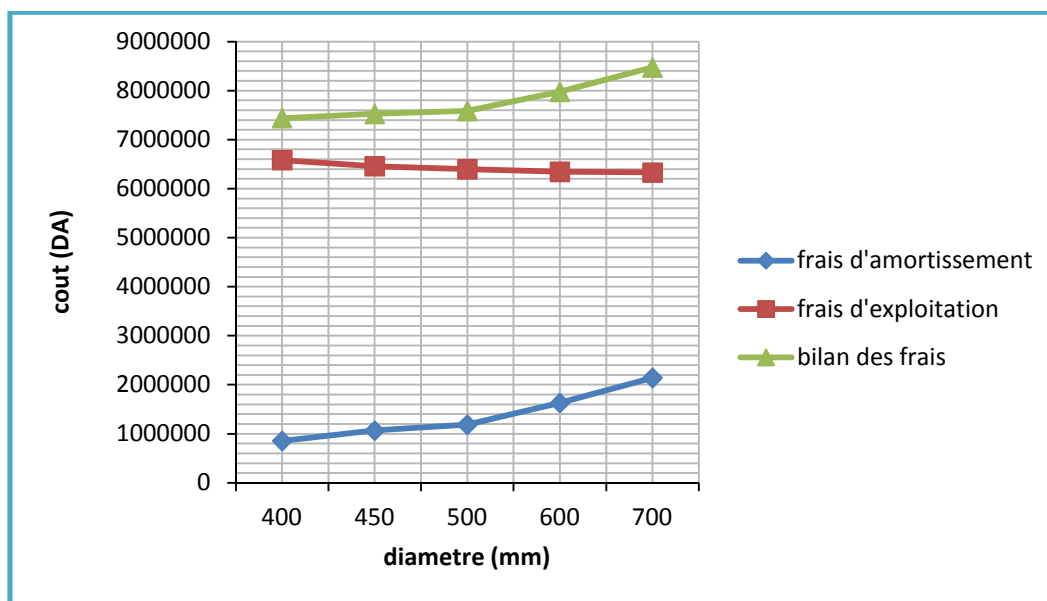


Figure IV.4: Bilan des frais d'investissement et de l'exploitation « SR-RT.T.ouabla »

D'après la courbe d'optimisation le diamètre économique est de **400 mm** avec une vitesse de 1.93 m/s.

NB : La vitesse d'écoulement dans la fourchette de la vitesse admissible entre 1.2 à 2 m/s pour les diamètres de 300 à 800 mm.

Tableau IV.15 : Récapitulation des dimensions de deux parties gravitaire- refoulement

adduction	tronçon	Débit (m ³ /s)	Longueur (m)	Diamètre (mm)	HMT (m)
refoulement	SP _p - R.T « Handis »	0.242	3676	400	264
	SR2- RT « T.Ouabla »	0.242	595	400	212
gravitaire	STTR-SP _p	0.2	1169.15	400	-
	RT.Handis- SR.T.Ouabla	0.2	1577.2	400	-

Conclusion :

Dans ce chapitre, on a dimensionné tous les tronçons de notre adduction aussi bien celle fonctionnant gravitairement que par refoulement en vérifiant les paramètres hydrauliques (vitesse, pertes de charge,...) pour avoir un bon fonctionnement de système d'adduction à long terme.



CHAPITRE V
ETUDE DE POMPAGE



Introduction :

Le choix du système de pompage doit être fait en prenant en compte non seulement les contraintes techniques (type de pompe, énergie, hauteur de refoulement, débit, turbidité de l'eau), mais aussi les contraintes liées au contexte socio-économique (système de pompage accepté, disponibilité des pièces détachées, facilité de maintenance des pompes).

Ce chapitre consiste à faire une projection et le choix des équipements de deux stations de pompage, que ce soit les pompes, les moteurs, les équipements auxiliaires, qui vont transporter de l'eau potable pour satisfaire les besoins de la région étudié ; Ce système devrait être capable d'assurer l'alimentation en termes de débit et de pression en eau pour cette zone à l'horizon d'étude 2037.

V.1 Exigences principales soumises à la station de pompage :

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

- Diminution possible du coût de génie civil.
- Organisation de l'exécution des travaux en phases.
- Détermination du nombre de stations après des calculs technico-économique.
- Utilisation des matériaux de conception rente.
- Normalisation des solutions techniques.
- Utilisation des projets- types.
- Il faut éviter les zones inondables.

V.2 Choix de l'emplacement de la station de pompage :

- L'emplacement de la station et les ouvrages doit assurer les conditions de fonctionnement les plus adéquates avec le minimum possible de surface occupée.
- Assurant l'accès des voitures, des engins, des pompiers, à tout le bâtiment et à tout ouvrage.
- les conditions d'exploitation de la station tiennent compte de la fluctuation d u niveau d'eau dans la retenue.
- elle dépend du relief d'accès de l'alimentation en énergie électrique ; des conditions géologiques.

V.3 Les équipements hydrauliques :

Dans une station de pompage on trouve toujours les équipements hydraulique soit du coté refoulement ou coté d'aspiration :

- Les équipements d'aspiration : clapet, joint de démontage, vanne, convergent.

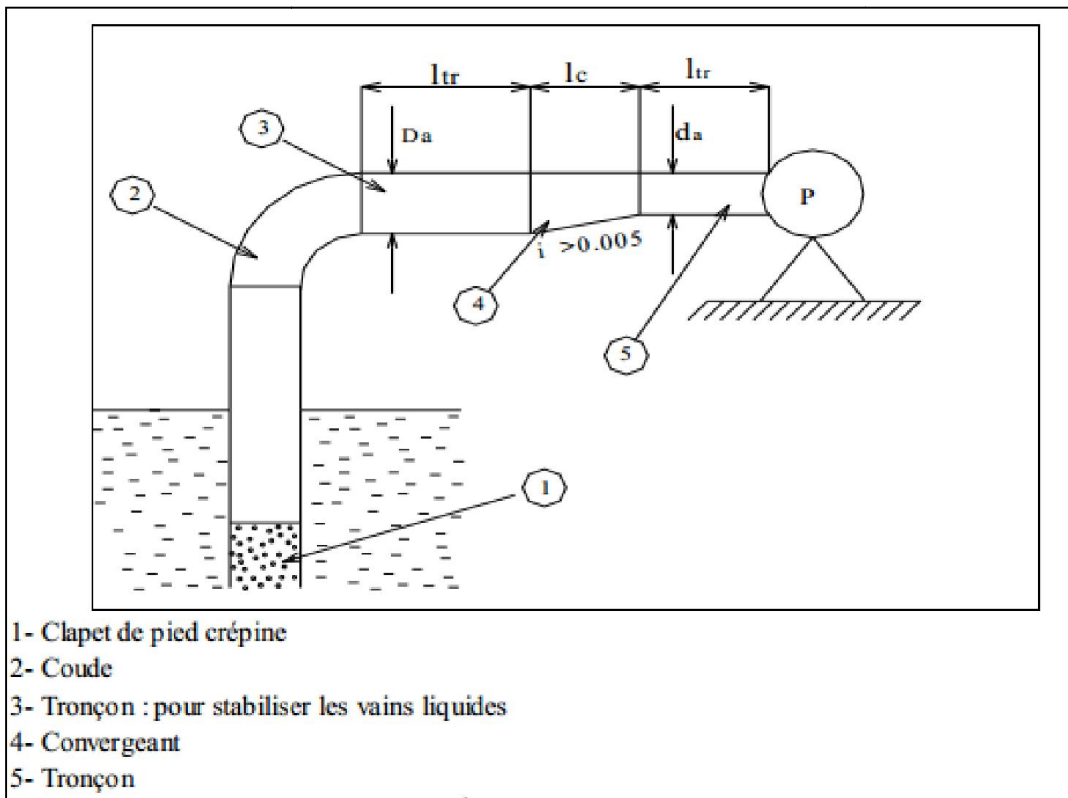


Figure V.1 : équipements en amont de la pompe

- Les équipements refoulement : joint de démontage, divergent, clapet anti-retour, vanne, appareils de démontage.

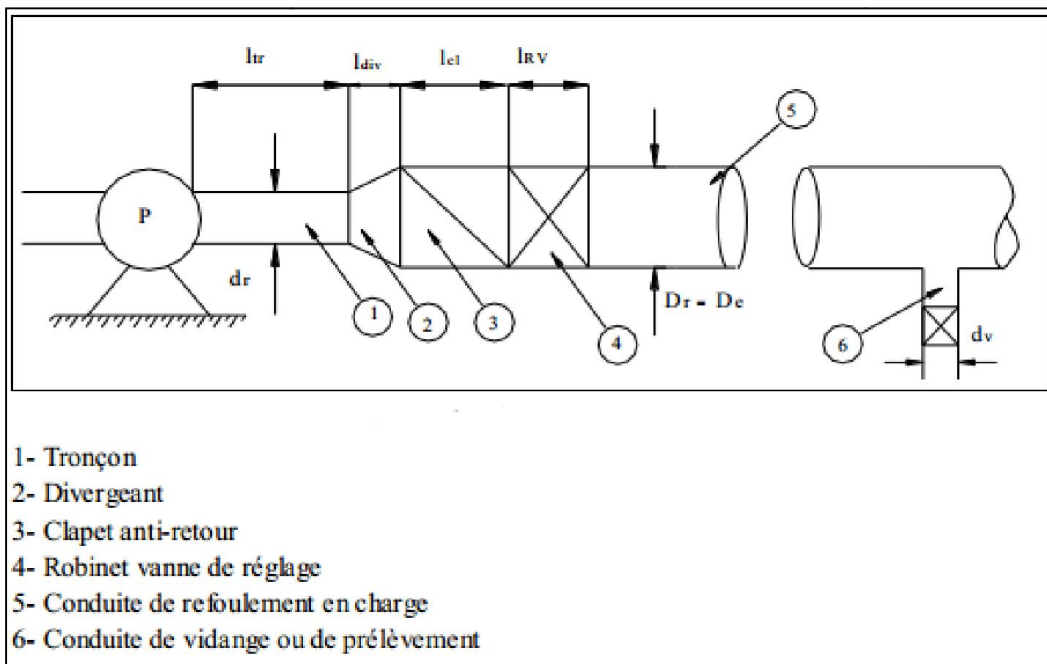


Figure V.2 : équipements en aval de la pompe

V.4 Définition de la pompe :

On appelle une pompe, tout appareil qui aspire un fluide d'une région à basse pression pour le refouler vers une autre à plus grande pression. La pompe est construite pour répondre à des conditions précises de fonctionnement : débit Q à élever à une hauteur H . De point de vue physique, on peut dire que le rôle de la pompe est la transformation de l'énergie mécanique reçue par son moteur d'entraînement, en énergie hydraulique, c'est-à-dire, qu'elle transmet au fluide qui la traverse l'énergie qui lui permet de s'élever à une certaine hauteur. D'une façon générale les différents types de pompes sont :

- Les pompes turbopompes ;
- Les pompes volumétriques ;

Pour garantir bon fonctionnement de la pompe et son contrôle, les équipements ci-après doivent être installés

➤ A l'amont de la pompe : aspiration

Tableau V.1:Caractéristique d'aspiration

Pièces	leurs rôles
Crépine	protection de la pompe contre l'entrée de gros éléments
Clapet	retenue de l'eau dans la conduite pour l'amorçage de la pompe
Convergent dissymétrique	suppression de zone morte
Vanne	isolement de la pompe

➤ A l'aval de pompe : refoulement

Tableau V.2:Caractéristique de refoulement

Pièces	leurs rôles
Manomètre	mesure de la pression à la sortie de la pompe
Vanne de refoulement	isolement de la pompe pour l'entretien
Purge d'air	élimination de l'air
Compteur	évaluation des quantités d'eaux refoulées
Clapet	protection de la pompe

V.5 Éléments de base pour le calcul et le choix des pompes

➤ La hauteur manométrique totale d'élévation hmt

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

$$\mathbf{HMT = (ha + hr) + J + Pr}$$

HMT : hauteur manométrique totale (mCE)

ha + hr : hauteur d'aspiration + hauteur de refoulement (m)

J : perte de charge fonction de la longueur du tuyau, des accessoires (vannes, coudes)

Pr : pression résiduelle (mCE) pression à la sortie du tube de refoulement

➤ **Hauteur maximale d'aspiration (pompes centrifuges)**

La hauteur d'aspiration est théoriquement limitée à 10,33 m, ce qui correspond à la dépression maximale nécessaire pour faire le vide exprimée en hauteur de colonne d'eau sous une pression atmosphérique normale. Sous cette dépression, l'eau montera dans le tube d'aspiration. Cependant dans la pratique cette hauteur est bien moins élevée car une partie de la pression est nécessaire pour communiquer à l'eau la vitesse désirable et compte tenu des pertes de charge dans la conduite d'aspiration.

$$H \text{ d'aspiration} = 10,33 - 0,2 - J(\text{pertes de charge})$$

➤ **vitesse de rotation - pompes centrifuges**

Si la vitesse de rotation d'une pompe centrifuge passe de n_1 à n_2 tours/min., le débit Q , la hauteur manométrique HMT et la puissance absorbée P varient dans les rapports suivants :

$$Q_2 = \frac{n_2}{n_1} \cdot Q_1 \quad P_2 = \left(\frac{n_2}{n_1}\right)^3 \cdot P_1 \quad H_2 = \left(\frac{n_2}{n_1}\right)^2 \cdot H_1$$

➤ **Vitesse Spécifique n_s :**

C'est la vitesse à laquelle tournerait une pompe étalon et calculée pour élever un débit de 1 m³/s à une hauteur de 1.0 m. Elle intervient pour le choix d'un type de pompe. La vitesse spécifique n_s d'une pompe vaut :

$$n_s = n \cdot \left(\frac{Q^{1/2}}{H^{3/4}} \right)$$

n : vitesse de rotation en t/min

Q : débit m³/s

H : hauteur manométrique totale d'élévation en m

➤ **Courbes caractéristiques d'une pompe :**

Les courbes principales qui caractérisent une pompe (mis à part la NPSH) sont au nombre de trois. Elles sont établies par le constructeur :

- Courbe débit- hauteur **$h=f(q)$** ,
- Courbe de rendement **$\eta(q)$** ,
- Courbe de puissance **$p(q)$** .

V.6 Point de fonctionnement d'une pompe :

Le point de fonctionnement de la pompe est le couple HMT/Débit correspondant au fonctionnement de la pompe compte tenu des pertes de charge dans le réseau. Lors de l'installation de la pompe un point de fonctionnement sera trouvé, débit et HMT vont s'équilibrer.

V.6.1 Courbe caractéristique de la conduite :

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

$$H_c = H_g + \Delta h_t \quad (\text{V.1})$$

H_g : hauteur géométrique (m) ;

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

$$\Delta h_t = 1,1 * \Delta h_p^{lin} \quad (\text{V.2})$$

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

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

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

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).

V.6.2 Couplage des pompes :

Le couplage des pompes se fait dans le cas où une pompe placée ne permet pas de fournir la charge ou le débit nécessaire pour l'élévation d'eau au point voulu. Le couplage des pompes se fait comme suit :

Débit fourni par une seule pompe insuffisant → **couplage en parallèle**.

Charge fournie par une seule pompe insuffisante → **couplage en série**.

V.7 Choix des pompes :

Les pompes doivent satisfaire les conditions suivantes :

- ⇒ Assurer le débit calculé et la hauteur manométrique calculée
- ⇒ Le rendement est meilleur
- ⇒ Un poids faible, une anti - corrosion, non encombrement.
- ⇒ Assurer une capacité d'aspiration forte.
- ⇒ Une vitesse de rotation importante.
- ⇒ Anti - cavitation.
- ⇒ Exploitation simple.
- ⇒ Répondre à la construction économique du bâtiment.

V.8 Type et mode de réglage des pompes : [4]

Selon le débit appelée ou demandée, soit plus petit ou plus grand que celui qui est disponible, on distingue les modes de réglage suivant :

V.8.1 Rognage

C'est la diminution du diamètre extérieur de la roue, en gardant la même vitesse de rotation, et la même distance entre les deux flasques, on utilise ce type de réglage dans le cas où : $q < Q_p$.

q : débit appelé par la pompe ;

Q_p : débit du point de fonctionnement (intersection de la courbe de la pompe et la courbe du réseau ou conduite) ;

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

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

De (1) et (2) on aura :
$$H_{mt} = \frac{h_{mt}}{q} \cdot Q \quad (\text{V.4})$$

C'est une équation d'une droite de la forme :
$$H_{mt} = a \cdot Q \quad (\text{V.5})$$

En outre

$$\frac{Q}{q} = \left[\frac{D}{d} \right]^2 \quad \Rightarrow \quad D = d \cdot \sqrt{\frac{q}{Q}} \quad (\text{V.6})$$

Avec :

q : débit appelé par la pompe (m^3/s)

Q : débit du point de fonctionnement (m^3/s)

d : diamètre de la roue à rogner (mm)

D : diamètre de la roue après rognage (mm)

$$\text{Avec } \begin{cases} \left[\frac{d}{D} \right]^2 = \frac{1}{m^2} \\ R \% = (1-m).100 \end{cases} \quad (\text{V.7})$$

m : coefficient de rognage

Remarque : Si le rendement de rognage est inférieur à 15% alors le rognage est efficace. si non il faut opter pour une autre solution.

V.8.2 Réglage qualitatif

C'est la variation de la vitesse de rotation, consiste à diminuer le nombre de tours de la pompe, ce type de réglage est utilisé pour les deux cas (pour $q < Q_p$ et $q > Q_p$) et pour calculer la nouvelle vitesse de rotation on utilise les lois de similitude pour :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{Q}{Q'} = k \\ \frac{H}{H'} = k^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{H}{H'} = \left(\frac{Q}{Q'} \right)^2 \Rightarrow H = \frac{H'}{Q'^2} Q^2 \quad (\text{V.8}) \quad \text{Équation de la courbe}$$

La nouvelle vitesse de rotation serait :

$$\frac{H}{H'} = \left(\frac{n'}{n} \right)^2 \Rightarrow n = n' * \sqrt{\frac{H}{H'}} \quad (\text{V.9})$$

n' : Vitesse de rotation initiale de la pompe (tr/mn).

H' : H app ; La hauteur manométrique appelée (m).

n : La vitesse correspondante au point' M' (m).

H : La hauteur correspondante au point' M' (m).

V.8.3 Réglage quantitatif (vannage) :

Le vannage, est la fermeture progressive de la vanne, donc l'ajout des pertes de charge singulières supplémentaires qui vont augmenter la courbe caractéristique du réseau, ce type de réglage est utilisé pour le cas ou $q > Q_p$.

Le rendement de l'installation va chuter, et on peut calculer le nouveau rendement comme suite :

$$\eta_{ap,van}^{ins} = \eta_{av,van}^{ins} * \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v} \quad (\text{V.10})$$

$\eta_{ap, van}^{ins}$: Rendement de l'installation après vannage.

$\eta_{av, van}^{ins}$: Rendement de l'installation avant vannage.

H_{app} : Hauteur manométrique appelée.

h_v : Différence entre la hauteur H'_c et la hauteur appelée.

$$h_v = H'_c - H_{app} \quad (\text{V. 11})$$

H'_c : Hauteur correspondante à la projection de débit appelée sur la courbe caractéristique de la pompe $(H-Q)_R$ (m).

V.8.4 Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement :

En augmentant les singularités (des diffuseurs ou bien des rétrécissements brusques, les coudes).

V.8.5 Diminution de temps de pompage :

Le nouveau temps de fonctionnement est tel que :

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t \quad (\text{V. 12})$$

t : Temps prévus de fonctionnement de la station de pompage par jour (h).

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

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

V.8.6 Changement de type de pompe.

V.9 Etude de la cavitation [4] :

La cavitation est la formation dans le liquide de bulles de vapeur, lesquelles, entrant dans la turbine à un endroit de plus haute pression, s'entrechoquent violemment en créant de très hautes pressions spécifiques d'où risque de destruction de la pompe).

Les possibilités d'aspiration sont définies par le NPSH (Net Positive Suction Head= hauteur de charge nette absolue)

- NPSH disponible : est la valeur de la pression absolue mesurée sur l'axe de la bride d'aspiration de la pompe.
- NPSH requis : chaque constructeur possède pour chaque type de pompe et pour une vitesse de rotation déterminée, une courbe donnant la valeur du NPSH requis en fonction du débit de la pompe considérée.

La condition suivante doit être vérifiée :

$$\text{NPSH disponible} > \text{NPSH requis de quelques décimètres}$$

Alors, $(NPSH)_d = (NPSH)_r + r$ (V.13)

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

On prend : $r = 0,4$ 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, alors la hauteur d'aspiration admissible est régie par la relation suivante :

$$h_{adm}^{asp} = (NPSH)r + r - Pat + Tv + \sum h_p^{asp} + \frac{V_{asp}^2}{2g} \quad (V.14)$$

- V_a : vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration (m/s) ;
- P_{at} : pression atmosphérique (m.c.e) ; $P_{at} = 10,33-0,00139 \cdot H$
Avec : H : altitude de la station.
- T_v : tension de vapeur d'eau (m.c.e)

Tableau V.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.

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

$$\Delta h_{asp}^{lin} : \text{sera estimée par : } \Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L_{asp} * Q_a^2}{\pi^2 * g * D_a^{5,3}} \quad (V.16)$$

L_{asp} : longueur du collecteur d'aspiration, $L_{asp} = 6$ m ;

Q_a : débit refoulé par une seule pompe (m3/s) ;

$$Q_a = \frac{Q_{app}}{n} \quad (V.17)$$

Avec : n : nombre de pompes en parallèles.

D_a : diamètre de la conduite d'aspiration,

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

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

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

$$V_{asp} = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D_a^2} \quad (\text{V.19})$$

V.10 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.

$$\text{Pour les installations en charge : } \nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp}^{adm} + r \quad (\text{V.20})$$

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

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

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

$$\nabla_{min} = C_p - h + h_{inc} \quad (\text{V.21})$$

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).

V.11 Choix du type des pompes pour les différentes stations :

V.11.1 Station de pompage principale (SP_p) :

- **Caractéristiques de tronçon :**

- Q = 242 l/s
- HMT = 264 m
- H_g = 211 m

Le tableau V.4 englobe le type, le nombre et les caractéristiques de chaque pompe choisie.

Tableau V.4 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre SP_p

n	Q (l/s)	HMT (m)	type de pompe	η (%)	vitesse tr/min	nombre d'étage	Pabs (Kw)	NPSHr (m)	D roue (mm)
3	76,7	259	PM 125/ 3 B	76,6	2900	3	255	7,11	125
4	66,0	274	PM 125/ 3 B	75,7	2900	3	237	5,4	125
5	50,6	269	PM 100/ 5A	71,9	2900	5	186	7,2	100

Selon le catalogue de CAPRARI et d'après le tableau précédent la variante qui convient le plus à notre cas est celle avec 3 pompes et une pompe de secours, car elle présente un bon rendement, une vitesse de rotation élevée, un nombre d'étages moins important. Ces 4 pompes sont centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal identiques et de type PM125/3B.

Pour atteindre le débit désiré nous devons disposer de 3 pompes du même type couplé en parallèles, les courbes caractéristiques des pompes après couplage sont données dans la figure (V.3) suivante :

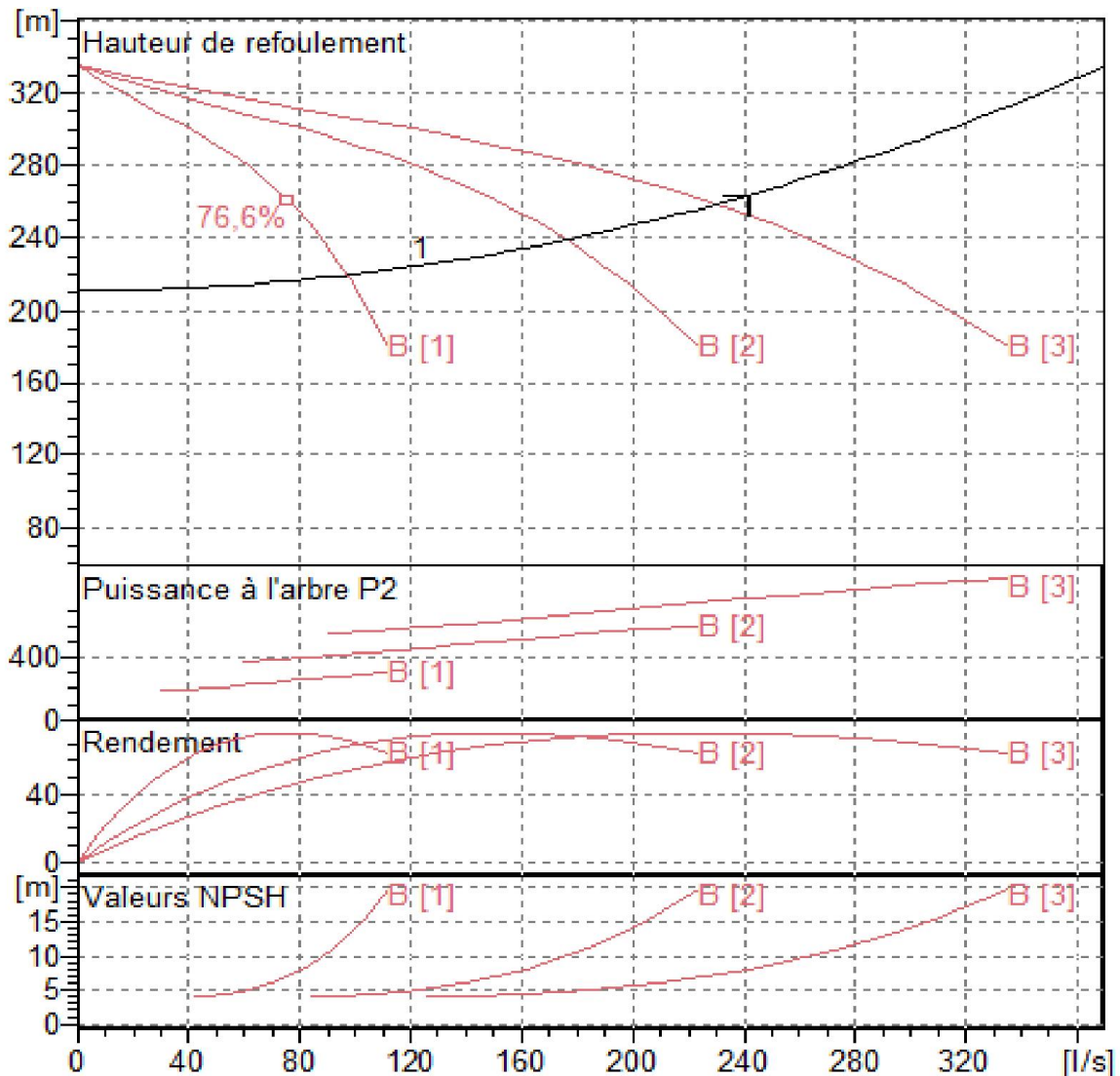


Figure V.3 : courbes caractéristiques des pompes après couplage de la station de pompage principale.

- **Courbe caractéristique de la conduite**

Tableau V.5: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement

Q (l/s)	4Q l/s)	Hg (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ	Δh_{lin}	Δh_t	Hc
0	0	211	3676	400	0,02775	0,00	0,00	211,00
10	40	211	3676	400	0,02775	1,73	1,90	212,90
20	80	211	3676	400	0,02775	6,93	7,62	218,62
30	120	211	3676	400	0,02775	15,58	17,14	228,14
40	160	211	3676	400	0,02775	27,70	30,47	241,47
50	200	211	3676	400	0,02775	43,29	47,62	258,62
60	240	211	3676	400	0,02775	62,33	68,57	279,57
70	280	211	3676	400	0,02775	84,84	93,33	304,33

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

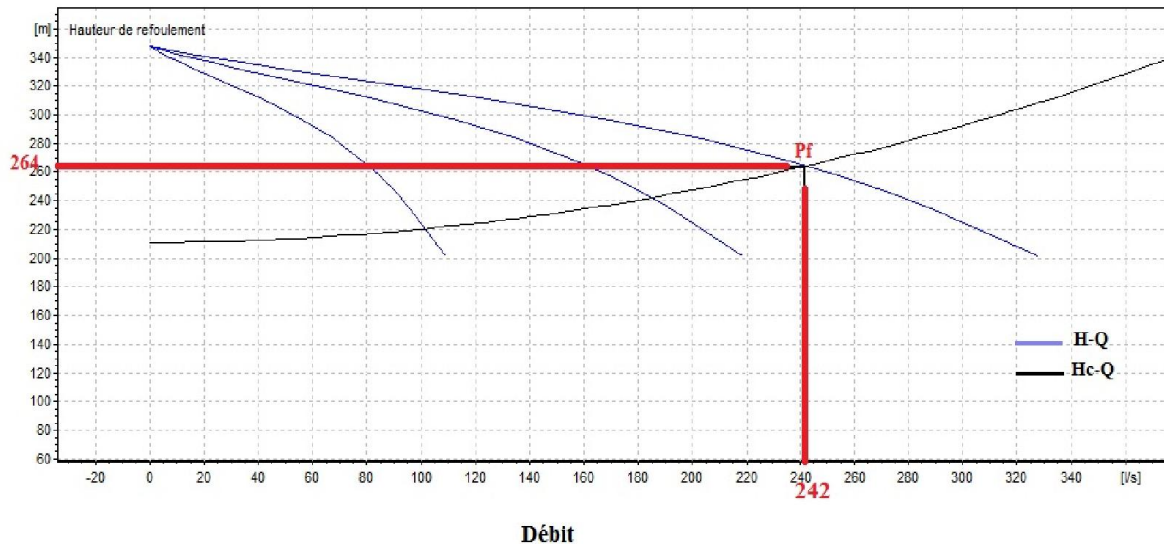


Figure V.4 : point de fonctionnement de la pompe SP_p.

- **Réalisation de point de fonctionnement :**

Le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré, nous devons réaliser :

- Le point de fonctionnement donné (230.1 l/s ; 259 m)
- Le point de fonctionnement désiré (242 l/s ; 264 m)

Remarque : Dans cette cas, on a $Q_{app} > Q_{pf}$, donc on ne peut utiliser qu'un seul mode de réglage, qui est le réglage par changement de la vitesse rotatif (qualitatif) en augmentant la vitesse de rotation de la pompe :

La nouvelle vitesse de la pompe sera :

D'après la loi de similitude on a :

$$\frac{Q_{app}}{Q_{pf}} = \frac{n}{N} \Rightarrow n = N \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} = 2900 * \frac{242}{230.1} = 3049.98 \text{ Tr/min}$$

N : la vitesse initiale de la pompe.

n : la nouvelle vitesse de la pompe.

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

Avec:
$$a = \frac{H_{app}}{Q_{app}^2} = \frac{264}{242^2} = 0,0045$$

Le rendement après la similitude est : **76,5 %**

La puissance absorbée :
$$P_{abs} = \frac{9,81 * 76.7 * 264}{0,767 * 1000} \Rightarrow P_{abs} = 259.66 \text{ KW}$$

Les courbes caractéristiques des pompes après détermination du point de fonctionnement adéquat sont données dans la figure suivante :

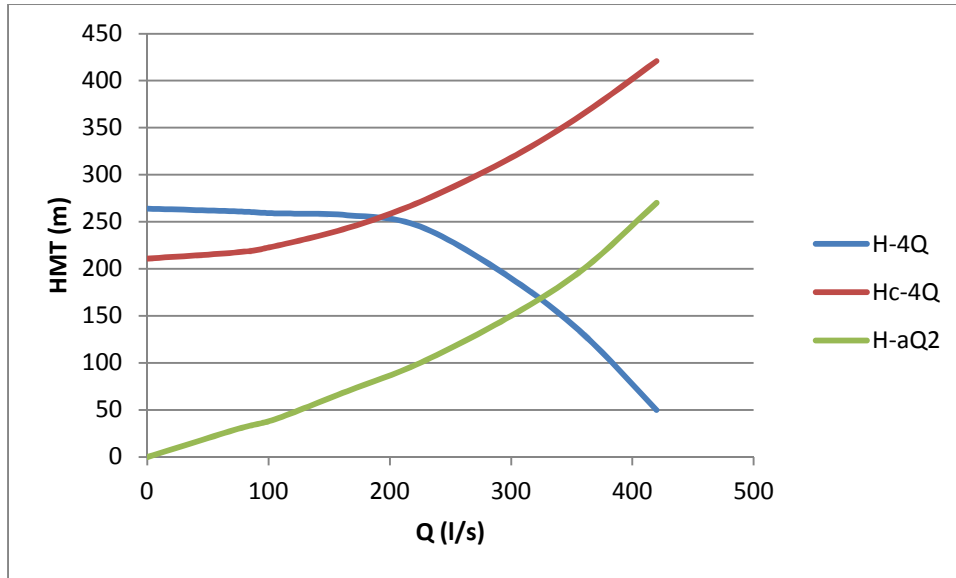


Figure V.5 : Mode de réglage de la SP_p.

• **Vérification de la cavitation :**

⇒ La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 7.11m$

⇒ La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 183 = 10,08 \text{ m}$

⇒ La tension de vapeur d'eau à une température $T = 20 \text{ °C}$: $T_v = 0,24 \text{ mce}$

⇒ Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = (1,2 - 1,5) * DN_a$

Donc : $D_a = 1,4 * 150 \Rightarrow D_a = 210mm$

⇒ La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 * 80.7}{3,14 * 0,21^2 * 1000} \Rightarrow V_a = 2.3m / s$

⇒ La perte de charge linéaire à l'aspiration sachant que : $Q_a = \frac{242}{3} \Rightarrow Q_a = 80.7m^3 / h$

$$\Delta h_p^{lin} = 0.00229 * \frac{L_{asp} * Q_a^2}{D_a^{5,3}} \quad \Longrightarrow \quad \Delta h_p^{lin} = 0.35m$$

⇒ La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,1 * 0.35 \Longrightarrow \Delta h_{asp} = 0.39m$

⇒ La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{adm}^{asp} = P_{at} - (NPSH)_r - r - T_v - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g} - 10,08 + 0,39 \Rightarrow h_{adm}^{asp} = -2.04 \text{ m}$$

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

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

$$h_{adm}^{asp} = 10,08 - 0,3 - 0,24 - \frac{0,242^2}{2 * 9,81} - 7,11 - 0,39 = 2,04m$$

$$\Rightarrow \text{Le niveau minimum du plan d'aspiration : } \nabla_{\min} = 187 - 4 + 1,6 \Rightarrow \nabla_{\min} = 184,6m$$

$$\Rightarrow \text{La côte de l'axe de la pompe : } \nabla_{axe} = 184,6 + 2,04 - 0,3 \Rightarrow \nabla_{axe} = 186,34m$$

V.11.2 Station de reprise Taourirt Ouabla (SR2) :

- **Caractéristiques de tronçon :**

- Q = 242 l/s
- HMT = 212 m
- H_g = 203 m

Le tableau V.6 englobe le type, le nombre et les caractéristiques de chaque pompe choisie.

Tableau V.6 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre (SR2)

N	Q (l/s)	HMT (m)	type de pompe	η (%)	Vitesse (tr/min)	nombre d'étage	Pabs (Kw)	NPSHr (m)	D roue (mm)
3	84,4	213	PM 125/ 3 C	74,6	2900	3	240	8,88	360
4	66	214	PM 125/ 3 D	75,9	2900	3	189	5,4	300
5	51	213	PM 100/ 4 A	71,4	2900	4	149	7,37	300

Selon le catalogue de CAPRARI et d'après le tableau précédent la variante qui convient le plus à notre cas est celle avec 4 pompes et une pompe de secours, car elle présente un bon rendement, une vitesse de rotation élevée, un nombre d'étages moins important, ainsi (NPSH)r minimal, de même pour la puissance absorbée. Ces 5 pompes sont centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal identiques et de type PM125/3B.

Pour atteindre le débit désiré nous devons disposer de 4 pompes du même type couplé en parallèles, les courbes caractéristiques des pompes après couplage sont données dans la figure (V.6) suivante :

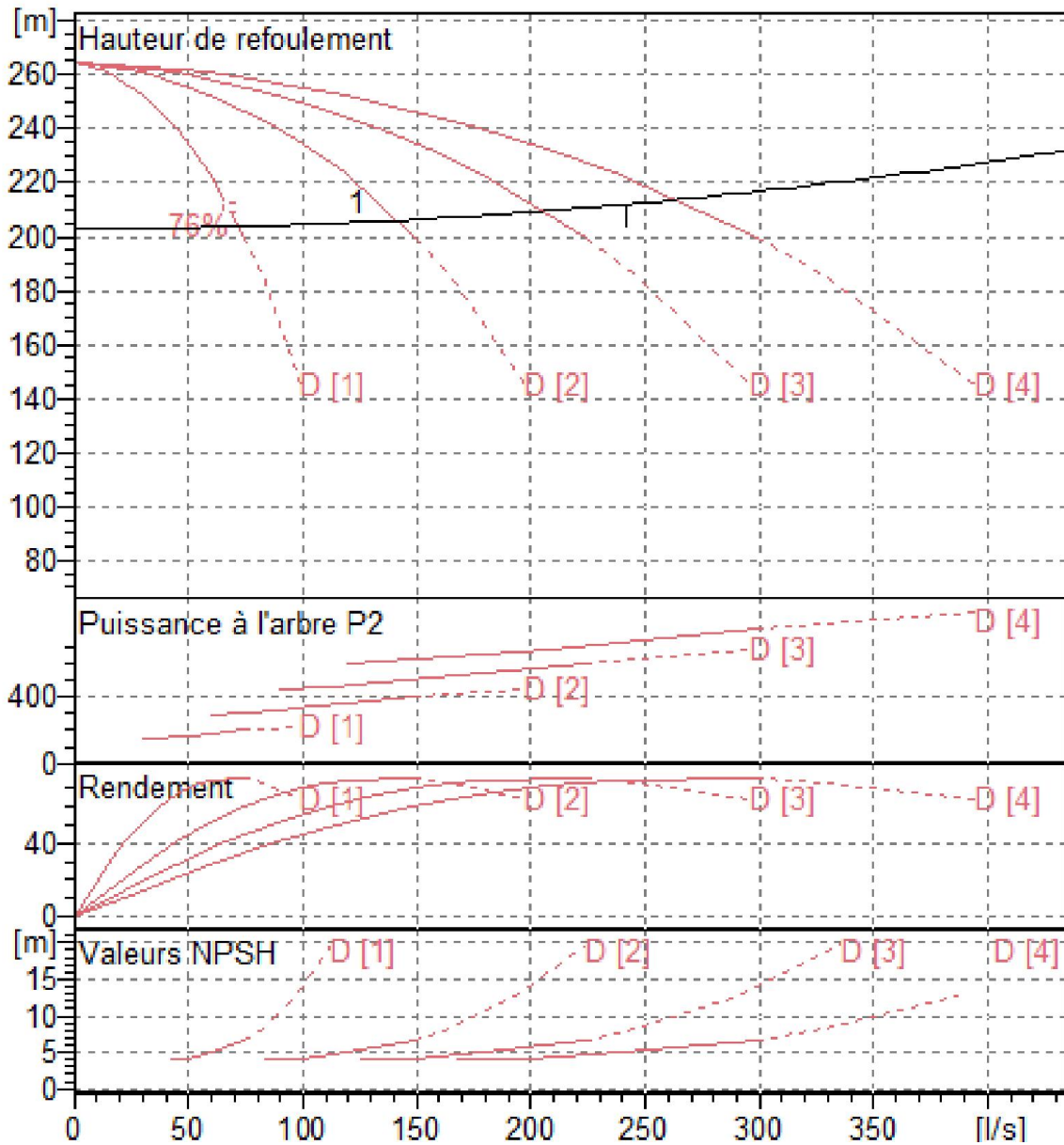


Figure V.6 : courbes caractéristiques des pompes après couplage de la station de reprise T.Ouabla.

- **Courbe caractéristique de la conduite**

Tableau V.7 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement

Q (l/s)	4Q (l/s)	Hg (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ	Δh_{lin}	Δh_t	Hc
0	0	203	595	400	0,02775	0,00	0,00	203,00
10	40	203	595	400	0,02775	0,28	0,31	203,31
20	80	203	595	400	0,02775	1,12	1,23	204,23
30	120	203	595	400	0,02775	2,52	2,77	205,77
40	160	203	595	400	0,02775	4,48	4,93	207,93
50	200	203	595	400	0,02775	7,01	7,71	210,71
60	240	203	595	400	0,02775	10,09	11,10	214,10
70	280	203	595	400	0,02775	13,73	15,11	218,11

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (V.6).

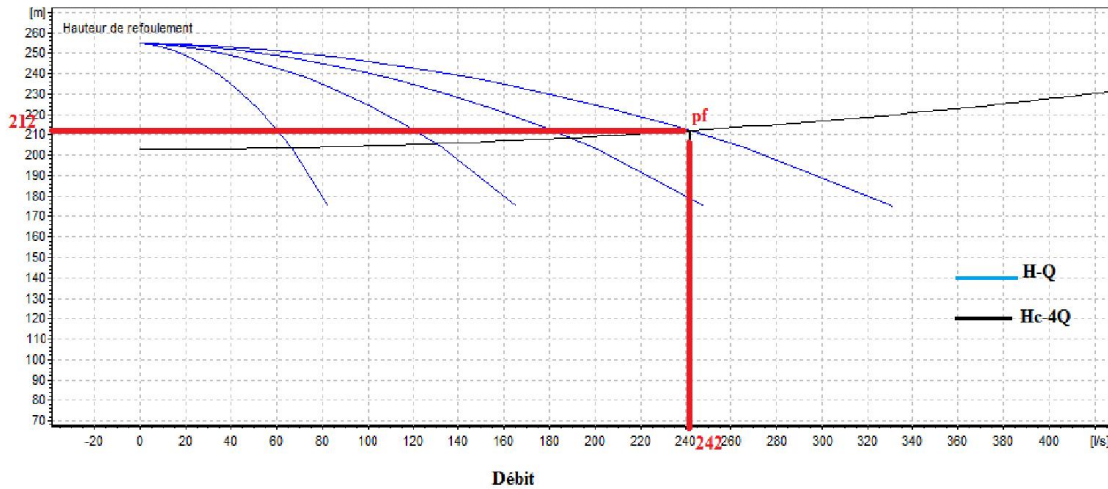


Figure V.7 : point de fonctionnement de la pompe SR2

• **Réalisation de point de fonctionnement :**

Le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré, nous devons réaliser :

- Le point de fonctionnement donné (264 l/s ; 214 m)
- Le point de fonctionnement désiré (242 l/s ; 212 m)

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

On étudie les différents modes de réglage possibles pour opter au mode occasionnant la chute de rendement la plus faible et la puissance absorbée la plus faible. Dans notre cas, les modes de réglage à étudier sont le vannage, la diminution du temps de pompage, le rognage et la vitesse de rotation.

1. Vannage :

$$\eta_{av,van}^{inst} = 75.9\%$$

- $h_v = 222 - 212 \Rightarrow h_v = 10 \text{ m.}$
- $\eta_{ap,van}^{inst} = 75.9 * \frac{212}{212 + 10} \Rightarrow \eta_{ap,van}^{inst} = 72,48 \%$

• la nouvelle puissance absorbée:

$$Q = \frac{Q_{app}}{n}$$

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{242}{4} \Rightarrow Q = 60.5 \text{ l/s. Ainsi } : P_{abs} = \frac{9,81 * 60.5 * 212}{0,7248 * 1000} \Rightarrow P_{abs} = 173.60 \text{ Kw.}$$

2. Diminution du temps de pompage :

- Le nouveau temps de pompage sera : $t' = \frac{242}{264} * 20 \Rightarrow t' = 18,33 \text{ h} = 18 \text{ h } 33 \text{ min}$
- Le rendement correspondant au débit $Q_{pf}=264 \text{ l/s}$ est : 75.9 %.

On détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant que : $Q = \frac{Q_{pf}}{n}$

$$Q = \frac{264}{4} \Rightarrow Q = 66 \text{ l/s} . \quad \text{Ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 * 66 * 214}{0,759 * 1000} \Rightarrow P_{abs} = 182.55 \text{ Kw}$$

3. Rognage :

L'équation de la droite de rognage est :

$$H_{mt} = \frac{212}{242} \cdot Q \Rightarrow H_{mt} = 0,876 * Q$$

Le diamètre de la roue après le rognage, sera :

$$D = 300 \cdot \sqrt{\frac{242}{264}} = 287.23 \quad \Rightarrow \quad D = 287.23 \text{ mm}$$

Le coefficient de rognage est :

$$m = \sqrt{\frac{287.23}{300}} = 0.98 \quad \Rightarrow \quad m = 0,98$$

Le rendement de rognage est :

$$R \% = (1 - 0,96) * 100 = 2 \% \quad \Rightarrow \quad R \% = 2 \% < 15 \%$$

Le rendement de rognage est inférieur à 15% alors le rognage est efficace

Le rendement après rognage est : **75,4%**

$$\text{La puissance absorbée : } P_{abs} = \frac{9,81 * 242 * 212}{0,754 * 1000} \Rightarrow P_{abs} = 667.50 \text{ KW}$$

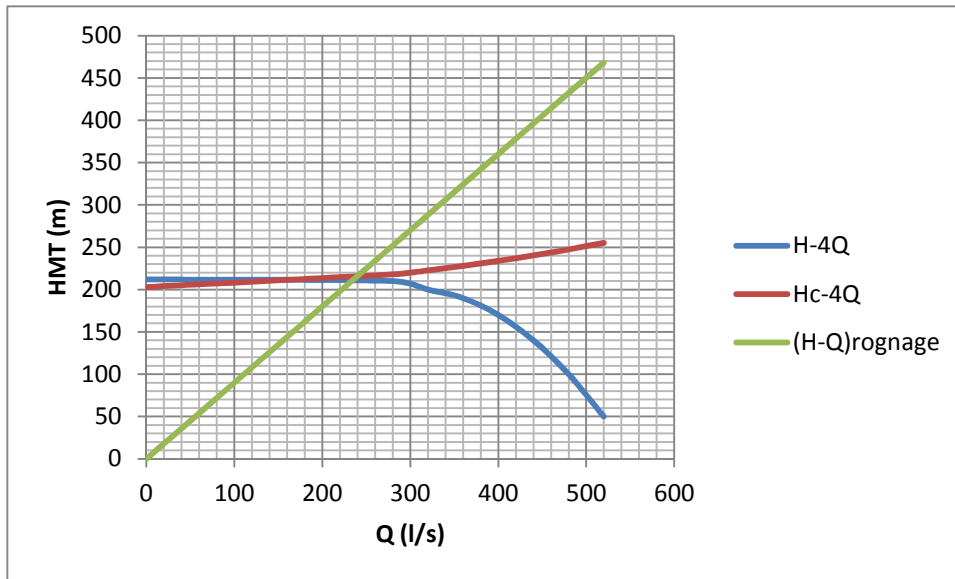


Figure V.8 : Mode de réglage de la SR2

Conclusion :

On opte pour le réglage par vannage, car ce mode nous assure le rendement le plus élevé et la puissance absorbée la plus faible.

- **Vérification de la cavitation :**

⇒ La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 5.4 \text{ m}$

⇒ La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 338 = 9.86 \text{ m}$

⇒ La tension de vapeur d'eau à une température $T = 20 \text{ °C}$: $T_v = 0,24 \text{ mce}$

⇒ Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = (1,2 - 1,5) * DN_a$

Donc : $D_a = 1,4 * 150 \Rightarrow D_a = 210 \text{ mm}$

⇒ La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 * 60.5}{3,14 * 0,21^2 * 1000} \Rightarrow V_a = 1.7 \text{ m/s}$

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

$$\Delta h_p^{lin} = 0.00229 * \frac{L_{asp} * Q_a^2}{D_a^{5,3}} \quad \Rightarrow \quad \Delta h_p^{lin} = 0.20 \text{ m}$$

⇒ La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,1 * 0.2 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0.22 \text{ m}$

⇒ La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{adm}^{asp} = 5.4 + 0,3 + 0.24 + \frac{0.242^2}{2 * 9.81} - 9.86 + 0.22 \Rightarrow h_{adm}^{asp} = -3.7 \text{ m}$$

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

$$h_{adm}^{asp} = Pat - (NPSH)_r - r - T_v - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g}$$

$$h_{adm}^{asp} = 9.86 - 0,3 - 0.24 - \frac{0.242^2}{2 * 9.81} - 5.4 - 0,22 = 3.7m$$

$$\Rightarrow \text{Le niveau minimum du plan d'aspiration : } \nabla_{\min} = 187 - 4 + 1.6 \Rightarrow \nabla_{\min} = 184.6m$$

$$\Rightarrow \text{La côte de l'axe de la pompe : } \nabla_{axe} = 184.6 + 3.7 - 0.3 \Rightarrow \nabla_{axe} = 188m$$

V.12 Choix de moteur :

V.12.1 Critères de choix du moteur électrique

On choisit les moteurs adéquats à partir de logiciel du constructeur (CAPRARI) et cela en fonction de la puissance fournie par ce dernier et le type de la pompe. En faisant choisi le moteur d'après le catalogue, en tiendra compte des critères suivants :

- Disposition de l'arbre de transmission
- Vitesse de rotation de la pompe
- Tension d'alimentation du moteur
- Type du moteur
- Risque provenant du moteur et les équipements.
- Puissance absorbée minimale ;

Pour la présente étude les caractéristiques du moteur sont données directement par le catalogue Caprari et elles sont comme suit :

V.12.2 Station de pompage principale (SP_p) :

- Fréquence : 50HZ
- Tension nominale : 400V
- Vitesse nominale : 2950 tr/min
- Nombre de pôles : 2
- Puissance nominale P2 : 315Kw
- Type de moteur : 3~
- Courant nominal : -A
- Classe d'isolation : F
- Degré de protection : IP 55

V.12.3 Station de reprise Taourirt Ouabla (SR2) :

- Fréquence : 50HZ
- Tension nominale : 400V
- Vitesse nominale : 2950 tr/min
- Nombre de pôles : 2
- Puissance nominale P2 : 200 Kw
- Type de moteur : 3~
- Courant nominal : -A
- Classe d'isolation : F
- Degré de protection : IP 55

Conclusion :

Ce chapitre a été effectué dans le but de donner une idée sur les pompes et les stations de pompage et, à l'aide du catalogue CAPRARI, nous avons pu déterminer les caractéristiques des pompes qui convient au présent projet, par le choix de la variante la plus économique .

La connaissance de la plage de bon fonctionnement d'une pompe nous conduit à une bonne installation qui nous permette d'avoir un meilleur rendement de la pompe, et à augmenter sa durée de vie.



CHAPITRE VI

PROTECTION

DES CANALISATIONS



Introduction :

Le présent chapitre se donne comme objectif d'étudier le phénomène du coup de bélier et la corrosion survenant sur les conduites d'adduction. C'est sous le vocable de ces phénomènes, pouvant avoir des conséquences fâcheuses telles que la rupture de canalisations et la détérioration d'appareils. Il est donc capital de prévoir et d'étudier ces phénomènes afin de réduire leurs effets par l'utilisation de dispositifs spéciaux et le dimensionnement correct des différents composants d'une installation hydraulique.

VI.1 Protection des conduites contre le coup de bélier : [8]**VI.1.1 Définition :**

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire provoqué par une variation du régime d'écoulement et propageant dans le milieu constitué par l'eau et la conduite qui la contient. Il engendre ainsi les déformations élastiques de la conduite et du liquide.

VI.1.2 Causes de coup de bélier :

Plusieurs causes peuvent être à l'origine du phénomène de coup de bélier. Les principales sont :

- Arrêt brusque par disjonction d'un ou plusieurs groupes électropompes ;
- Fermeture ou ouverture instantanée d'une vanne, notamment dans le cas d'une conduite à écoulement gravitaire ;
- Démarrage simultané ou séparé d'un ou de plusieurs groupes électropompes.
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
- Modification de la vitesse angulaire d'une pompe.
- Variation d'un plan d'eau relié à un réseau en charge.
- La coupure de l'alimentation électrique dans une station de pompage qui est la cause la plus répandue du coup de bélier.
- Vibration des accessoires de contrôle comme les vannes.

VI.1.3 Conséquences de coups de bélier :

En raison des valeurs très élevées par rapport à la pression de service, des dépressions et des surpressions alternatives caractérisent le coup de bélier. Celui-ci peut provoquer :

VI.1.3.1 Risque de forte pression (surpression) :

Les coups de bélier provoquent des surpressions qui s'ajoutent à la pression initiale. Si la somme de la surpression et de la pression initiale dépasse la pression maximale admissible (PMA) des conduites, il peut y avoir fissuration de ces dernières, et dislocation des joints.

VI.1.3.2 Pression négative (dépression) :

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par l'apparition d'une pression négative, soit à la suite d'une forte pression, soit à la suite d'un arrêt brusque de la pompe. Si

cette pression devient inférieure à 10 mce , il se produit une poche de cavitation. D'autres conséquences néfastes peuvent être créées dans la conduite, telles que l'implosion de la conduite, l'aspiration des joints et le décollement de l'enduit interne de protection.

VI.1.3.3 Fatigue des conduites :

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

VI.1.4 Description des phénomènes physiques :

La fermeture brusque de la vanne engendre l'annulation de la vitesse des particules liquides du fait que ces dernières viennent buter contre cette vanne. Par conséquent, toute l'énergie cinétique du liquide se transforme en travail de déformation de la conduite (dilatation des parois) et du liquide (compressibilité du liquide). Les différentes phases de cette manœuvre brutale de la vanne se déroulent comme suit (**Figure VI.1**):

- **A l'instant 0(juste avant la manœuvre):** On a le régime permanent dans la conduite : Q_0, U_0, S_0, ρ_0 .
- **A l'instant $(0 + \varepsilon)$ (immédiatement après la manœuvre):** La vanne fermée, ne peut décharger l'eau hors de la conduite, alors Q et $U = 0$. Donc départ vers le réservoir d'une surpression (transformation d'énergie cinétique en potentielle) donnant dans la zone ainsi concernée $S > S_0$ (dilatation de la conduite) et $\rho > \rho_0$ (compressibilité du liquide).
- **A l'instant (L/c) :** Toute la conduite est sur pressée, Q et $U = 0$, $S > S_0$, $\rho > \rho_0$ et $P > P_0$.
- **A l'instant $(L/c + \varepsilon)$:** $P > P_0$, ce qui implique la vidange de la conduite dans le réservoir. Donc départ du réservoir vers la vanne à la célérité a d'une dépression provoquant le retour à l'état initial (S_0 et ρ_0) dans la zone concernée, mais avec un écoulement inversé : $-Q_0$ et $-U_0$.
- **A l'instant $(2 L/c)$:** Toute la conduite est revenue à l'état initial (S_0 et ρ_0) mais avec un écoulement inversé.
- **A l'instant $(2 L/c + \varepsilon)$:** La vanne fermée, ne peut pas fournir d'eau à la conduite, ce qui implique Q et $U = 0$. Donc, départ vers le réservoir, à la célérité a , d'une dépression donnant dans la zone ainsi concernée $S < S_0$ et $\rho < \rho_0$.
- **A l'instant $(3 L/c)$:** Toute la conduite est dépressée, Q et $U = 0$, $S < S_0$, $\rho < \rho_0$ et $P < P_0$.
- **A l'instant $(3 L/c + \varepsilon)$:** $P < P_0$, ceci implique la vidange du réservoir dans la conduite. Donc, départ du réservoir vers la vanne, à la célérité a , d'une surpression provoquant le retour total à l'état initial (Q_0, U_0, S_0 et ρ_0) dans la zone concernée.
- **A l'instant $(4 L/c)$:** Toute la conduite est revenue à l'état initial (régime permanent).
- **A l'instant $(4 L/c + \varepsilon)$:** Le cycle recommence comme à l'instant $(0 + \varepsilon)$.

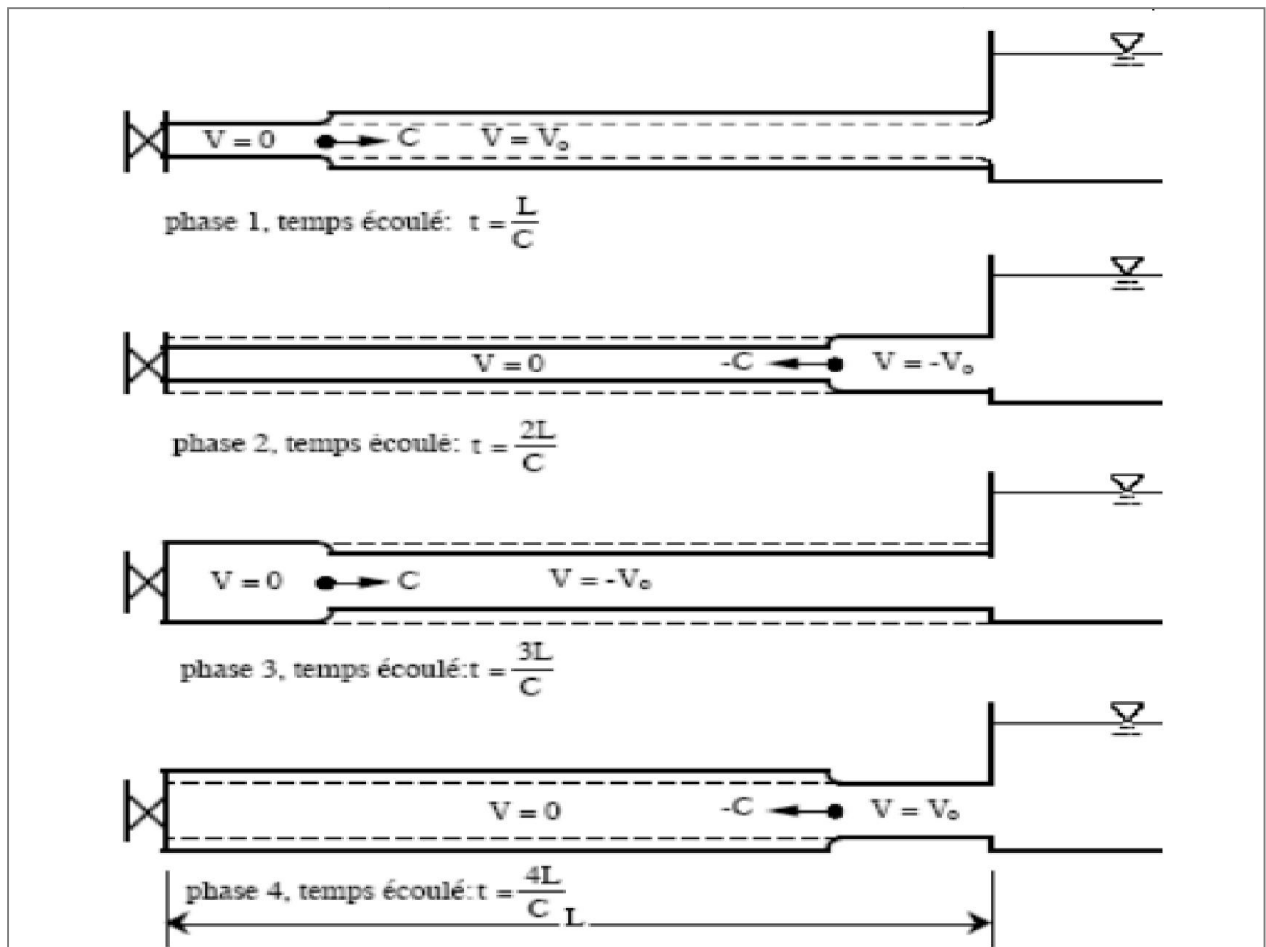


Figure VI.1 : Étapes d'un cycle de variation de pression

VI.2 Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier :

La protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier est basée sur la fermeture de la dernière vanne sur cette conduite.

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

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

C : célérité d'onde (m/s) ;

D : diamètre de la conduite (mm) ;

e : épaisseur de la conduite (mm) ;

K : Coefficient qui dépend de la nature de la conduite voir le tableau VI.1

Tableau VI.1 : Coefficient dépendant de la nature de conduite (A.Morel,1994).

Matériau	K
Acier	0,5
Fonte	1
Béton	5
Amiante ciment	4
PVC	33
PHED	83

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).

La partie gravitaire se compose de deux tronçons avec des mêmes diamètres DN400mm.

$$\text{A.N : } a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + \frac{400}{8,6}}} = 1016,73 \text{ m/s}$$

Sachant que la longueur totale de l'adduction gravitaire est de 2746.35 m, on trouve : temps d'aller retour de l'onde de déformation $t_r = 5.4 \text{ s}$

VI.3 Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier :

Les protections à mettre en œuvre pour limiter un coup de bélier à une valeur admissible sont diverses et adaptées à chaque cas. Elles agissent soit en ralentissant la modification de la vitesse du fluide, soit en limitant la surpression par rapport à la dépression.

VI.3.1 Equipements et moyens de protection contre le coup de bélier :

Face au danger potentiel que représente le coup de bélier pour la longévité des conduites hydrauliques en charge, leur préservation contre ce phénomène est une nécessité absolue. Pratiquement, il n'est pas possible de supprimer intégralement les effets du coup de bélier, mais de les réduire à une valeur admissible avec la résistance des installations ; grâce à des dispositifs appropriés dont :

- ✓ Vanne à fermeture lente,
- ✓ Clapet by pass,
- ✓ Volant d'inertie,
- ✓ Soupape de décharge,
- ✓ Les ventouses,
- ✓ Réservoir d'air.

Parmi les dispositifs couramment utilisés, seuls les réservoirs d'air et les cheminées d'équilibre interviennent à la fois dans la lutte contre les dépressions et surpressions,

mais, pour ce qui est des cheminées d'équilibre, la hauteur exigée est parfois très élevée, c'est la raison pour laquelle, dans le présent projet, nous optons pour le réservoir d'air.

VI.4 Réservoir anti-bélier :

Le réservoir d'air anti - bélier a plusieurs appellations: Douche a air, ballon d'air, réservoir d'air ; Le ballon anti-bélier est placé à l'approximât de la pompe, Il a deux fonctions :

- limiter la surpression (perte de charge contrôlée par un clapet)
- éviter la cavitation (vidange du ballon).

En cas d'arrêt brusque d'une pompe, la dépression est compensée par un débit fourni par la vidange du ballon. Lors de l'inversion du flux d'eau, l'énergie de la masse d'eau est transformée en pertes de charge par remplissage du ballon à travers le clapet calibré.

Plusieurs chercheurs (COMBES et BOROT, PUECH et MENIER, GAULET, VIBERT...) on établit des abaques qui permettent une approche conservant le dimensionnement du réservoir d'air.

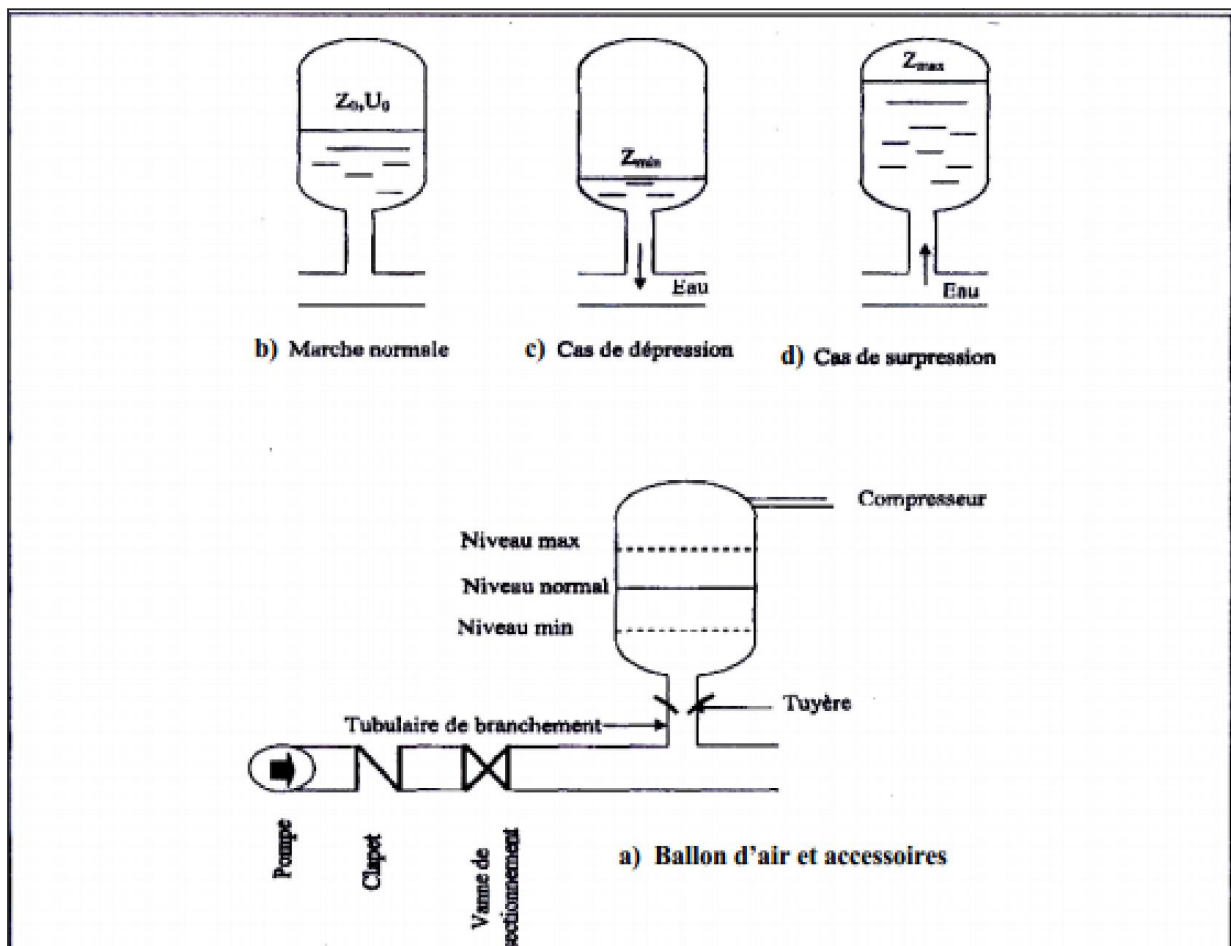


Figure VI.2 : réservoir d'air

VI.4.1 Calcul des réservoirs d'air

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air. Comme méthode de calcul, on distingue :

a) Méthode de VIBERT :

La méthode de VIBERT donne de bons résultats pour les petites installations et risque de donner des volumes de réservoirs d'air, important dans le cas de grandes installations.

b) Méthode de BERGERON :

La méthode graphique de BERGERON permet de déterminer avec précision les pressions et débits en fonction du temps en tout point d'une canalisation soumise à un coup de bélier. Elle donne de bons résultats que ça soit pour les petites ou pour les grandes installations.

VI.4.2 Dimensionnement des réservoirs d'air :

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

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

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

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

Avec :

C : Célérité en [m/s]

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

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

e_m : Epaisseur de la conduite (m)

a : Rayon intérieur de la conduite (m)

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

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

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

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

La charge tenant compte du coup de bélier:

$$Z = Hg + \frac{C \cdot V_0}{g} \quad (\text{VI.4})$$

V_0 : vitesse moyenne de refoulement en (m/s).

g : l'accélération de pesanteur.

La charge statique absolue:

$$Z_0 = Hg + 10$$

La charge maximale absolue:

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

$$D'o\grave{u} : \left. \begin{array}{l} \frac{Z_{\max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2 * g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{U_0}{LS}, \frac{Z_{\min}}{Z_0} \quad (\text{voir annexe VI.1})$$

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

$$U_0 * Z_0 = U_{\max} * Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{\min}}{Z_0}} \quad \text{(VI.5)}$$

U_{\max} : volume du réservoir d'air.

Les caractéristiques de l'adduction de refoulement sont :

Tableau VI.2: Caractéristiques des différents tronçons de l'adduction par refoulement:

Tronçon	Matériau	D (mm)	S (m ²)	v (m/s)	L (m)	Hg (m)
SP1-RT-Handis	Fonte	400	0,126	1,93	3676	211
SR2-RT T,Ouabla	Fonte	400	0,126	1,93	595	203

Calcul de la célérité d'onde C

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

Tableau VI.3: Calcul de célérité des différents tronçons de l'adduction par refoulement:

Station	K (pa)	P (kg/m ³)	a (m)	V	v	E _s (pa)	E _m (pa)	e _m (m)	C (m/s)
SP1	2,07E+09	1000	0,125	0,3	0,33	2,00E+08	1E+11	0,0068	1116,82
SR2	2,07E+09	1000	0,15	0,3	0,33	2,00E+08	1E+11	0,0072	1089,83

Les résultats trouvés pour le calcul de volume des réservoirs d'air sont regroupés dans le tableau VI.4

Tableau VI.4 : Calcul de volume des différents réservoirs d'air des tronçons par refoulement

N°SP	Z _o (m)	Z _{max} (m)	v _o (m)	G (m/s ²)	h _o (m)	$\frac{h_0}{Z_0}$	$\frac{Z_{max}}{Z_0}$	$\frac{U_0}{LS}$	$\frac{Z_{min}}{Z_0}$	U _o (m ³)	U _{max} (m ³)	V _n (l)
SP1	222	441,72	1,93	9,81	0,1899	0,00086	1,99	0,0045	0,51	2,08	4,07	4100
SR2	213	427,41	1,93	9,81	0,1899	0,00089	2,0	0,005	0,5	0,37	0,75	800

VI.5 Protection des conduites contre la corrosion :

VI.5.1 Définition :

La corrosion est un phénomène de dégradation d'un substrat métallique par le milieu dans lequel il se trouve placé. Elle est due à la tendance des métaux à retourner à l'état stable des minerais naturels. En général les conduites en fonte ductile résistent contre la corrosion interne et externe, notamment celle due au sol agressif. Néanmoins certains conduites avec ce même matériau peuvent présenter des impuretés (ou présence de boulons) et par conséquent sujettes à une corrosion.

La lutte contre la corrosion englobe les méthodes suivantes :

- Protection par revêtement
- Protection cathodique

VI.5.1 Protection contre la corrosion extérieure

Le revêtement extérieur a pour fonction d'assurer une protection durable contre la corrosion (sols, atmosphères, nappes phréatiques, ...).

- Pour plus de sécurité, un badigeonnage au bitume (ou goudron de mer) s'avère nécessaire.
- Par ailleurs, la protection par le revêtement ZINALIUM est particulièrement bien adaptée aux conditions de transport aux manutentions, au stockage, aux chutes de remblai : grâce à sa robustesse, il protège durablement les tuyaux.

VI.5.2 Protection contre la corrosion intérieure

Le revêtement intérieur a pour fonctions :

- de garantir le maintien des performances hydrauliques de la canalisation dans le temps,
- d'éviter tout risque d'attaque de la paroi intérieure par les eaux véhiculées,
- de maintenir la qualité de l'eau transportée.

Le tableau ci-dessous présente la gamme des revêtements intérieurs :

Tableau VI.5 : revêtements intérieurs

Matériau	Destination
Mortier de ciment	Revêtement intérieur des tuyaux
Peinture bitumineuse	Revêtement interne des zones de jointoyage des tuyaux et de certains raccords
Peinture époxy bleue	Revêtement interne des zones de jointoyage des tuyaux
Vernis époxy polyuréthane appliqué par cataphorèse	Revêtement intérieur de certains raccords
Poudre époxy	Revêtement intérieur spécial de certains raccords
Elastomères	Bagues de joint pour tuyaux et raccords
Pate lubrifiante	Montage des joints

Conclusion :

Afin d'éviter ou limiter les effets de coup de bélier sur les canalisations ; la protection des conduites contre celles-ci se fera à l'aide de réservoir d'air pour les conduites de refoulement et une fermeture lente dans les tronçons gravitaire. Pour la corrosion on a constaté que les tuyaux en fonte se caractérisent par des revêtements extérieurs très performants et au domaine d'emploi très large (ZINALIUM et revêtement époxy bleue pour les tuyaux ; résine époxy bleue déposée par cataphorèse pour les raccords). Enfin, comme protection Complémentaire on propose une manche en polyéthylène.



CHAPITRE VII

POSE

DES CANALISATIONS



Introduction :

La pose des conduites doit être réalisée minutieusement en tenant compte de certains impératifs lors de l'aménagement de la fouille et de la pose. Avant chaque réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable ; il est nécessaire de définir l'ensemble de ces composantes afin d'assurer la protection, la stabilité et la durabilité de la conduite.

VII.1 Types de pose : [6]

Le choix du type de pose est essentiellement conditionné par la topographie du terrain, la disposition des lieux et la position des différents obstacles qui peuvent être rencontrés. Il existe plusieurs types de pose de conduite dont :

- Pose en aérien
- Pose en fourreau
- Pose en galerie
- Pose en immersion
- Pose en pente
- Pose sans tranchée
- Passage de pont

VII.2 Les différents travaux pour pose de canalisation:

Dans la présente étude les conduites sont posées en terre dans une tranchée, alors les étapes à suivre pour la mise en place de l'adduction en eau potable sont :

1. Implantation du tracé des tranchées sur le terrain :

Avant de passer à l'excavation des tranchées, on doit tout d'abord matérialiser l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en ligne droite et espacés de 50 m. On effectue ce travail en mesurant sur le plan leurs distances par des repères fixés où des bornes. La direction des axes et leurs extrémités sont ainsi bien déterminée.

2. Nivellement de la plate-forme de pose :

Ce nivellement nous permettra de connaître les différences de niveau entre des points situés sur une pente donnée. Afin que les engins puissent avoir accès au chantier, on doit effectuer une plate forme de pose pour faciliter l'excavation des tranchées.

3. Excavation des tranchées :

Etant donné le caractère montagneux de la zone d'étude, l'excavation sera réalisée mécaniquement, à l'aide d'engins de terrassement bien choisis. On doit maintenir une profondeur minimale de la tranchée à excavée généralement 0.8 à 1 m jusqu'à la génératrice supérieure de la conduite, pour assurer la protection de la conduite contre le gel, les efforts de surcharge et de la variation de la température.

La largeur de la tranchée doit être spacieuse, afin de permettre aux ouvriers d'y accéder facilement et travailler sans difficulté ; elle augmente avec les diamètres des conduites à mettre en place.

L'excavation des tranchées s'effectue par tronçon successive en commençant par les points hauts pour assurer s'il y a lieu l'écoulement naturel des eaux d'infiltrations. Afin que cette excavation soit effectuée correctement, on doit déterminer certains paramètres comme :

- ❖ La profondeur de la tranchée « H »
- ❖ La largeur de la tranchée « b »
- ❖ Distance de la mise de la cavalière.

4. Construction des regards :

Dans le but de protéger certaines pièces hydrauliques telles que, les vannes de sectionnement, clapets, vidanges, ventouses,... la construction des regards est nécessaire. Dans le cadre de ce projet, ces regards sont en béton armé pour des raisons diverses (poussées des terres,...).

5. Pose de la canalisation :

La pose de canalisation est effectuée de telle manière à ne pas abimer les conduites, pour cela on doit tout d'abord procéder à :

a) Aménagement du lit de pose des conduites :

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

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

b) L'introduction des conduites dans la tranchée soigneusement:

Avant la descente des conduites dans la fouille, on procède à un triage des conduites de façon à écarter celles qui ont subies des chocs ; et on les descend lentement à l'aide d'un engin de levage, dans le fond de la fouille.

Au cours de pose, on vérifie régulièrement l'alignement des tuyaux pour opérer correctement.

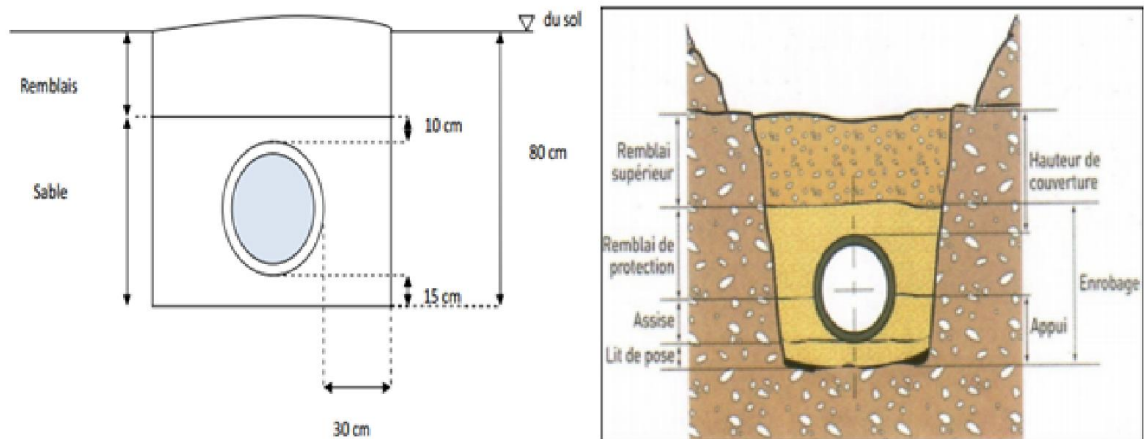


Figure VII.1 : pose de canalisation en tranchée

6. Stabilisation des conduites :

Des forces de poussée hydraulique apparaissent aux changements de direction, aux réductions de diamètre (coudes, tés, cônes) et aux extrémités d'une canalisation véhiculant un fluide sous pression, ces forces peuvent conduire à un déboîtement des conduites.

L'utilisation de massifs de butée en béton est également une technique destinée à reprendre les efforts de poussée hydraulique d'une canalisation à emboîtement sous pression ; Différents types de massifs en béton peuvent être conçus selon la configuration de la canalisation, la résistance et la nature du sol, la présence ou non de nappe phréatique.

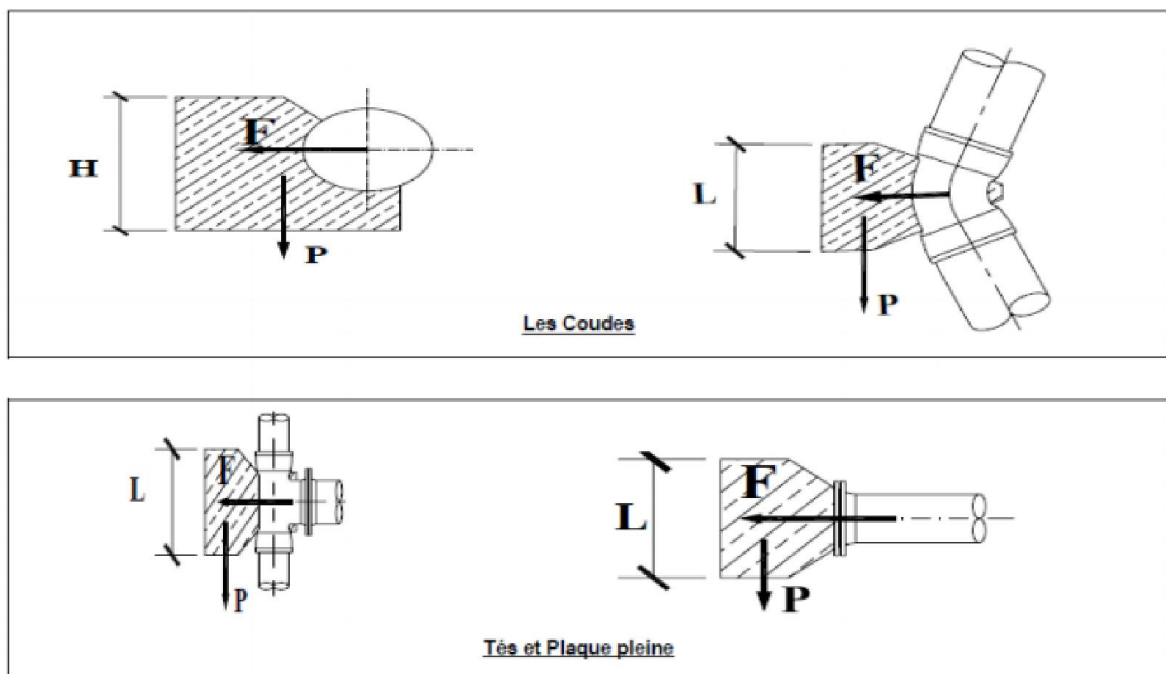


Figure VII.2 : butées en massif de béton

7. Epreuve de joint et de la canalisation :

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

8. Remblayage des tranchées

C'est une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite, en utilisant le remblai résultant de l'excavation.

9. Nivellement et compactage

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

10. Stérilisation des conduites neuves avant la mise en service :

Une fois les travaux d'installation des conduites sont achevés, il y a lieu de procéder à une désinfection de tout le réseau.

VII.3 Travaux spéciaux :

VII.3.1 Traversée de route :

En raison des charges supportées, qui peuvent causer des ruptures et par conséquent des infiltrations nuisibles à la conduite comme à la route, la pose des conduites s'effectuera dans une gaine (buse en acier de diamètre supérieur dans laquelle la conduite est introduite). Pour protéger la canalisation des chocs et vibrations, et évacuer les fuites éventuelles hors de la chaussée

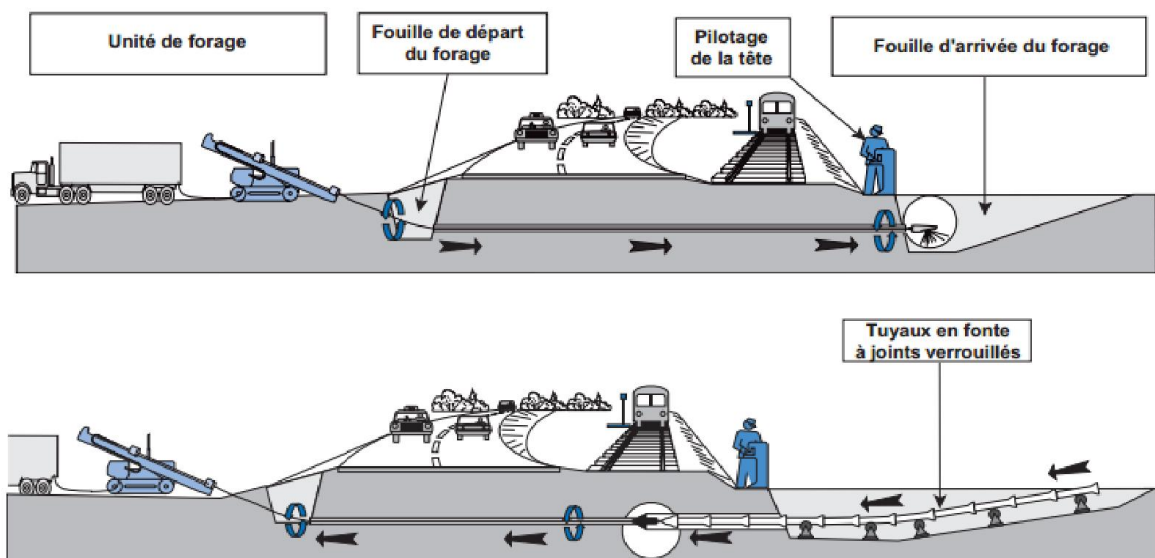


Figure VII.3 : traversée de route et chemin de fer

VII.3.2 Traversées d'oueds :

Le risque auquel est exposée une conduite en traversée sous le lit d'un oued est son découverture, à la suite duquel se trouverait soumise aux contraintes dues à l'écoulement (effort hydrauliques et chocs causés par transport solides). Deux causes principales peuvent être identifiées :

- Approfondissement du lit par érosion
- Déplacement latéral du lit

Pour ces traversées, il est prévu un calage de la conduite tel que la génératrice supérieure se trouve à 2 m sous le point le plus bas du lit de l'oued. Le remblaiement de la fouille sera réalisé avec les matériaux en place. En conséquence, la conduite traversant en tranchée un talweg doit être protégée à sa partie aval chaque fois qu'il s'avère nécessaire ; par un gabion longitudinal enterré jusqu'au ras du sol. Les canalisations seront noyées dans une longrine protectrice en béton ou mise sous gaines de protection en acier.

VII.3.3 Pose en élévation :

Lors de la traversée des terrains très accidentés ou de dépression, la conduite reposera sur des tasseaux en béton dans lesquels des têtes de pieux seront noyées jusqu'au bon sol. Les tasseaux peuvent être au nombre de deux par tuyau ou de un.

Conclusion :

Au terme de ce chapitre on a constaté que les coûts des travaux publics impliquent des investissements économiques importants, il est donc nécessaire d'exiger une longévité la plus longue possible des canalisations employées. En conclusion, la pose des conduites joue un rôle de prévention et assure l'équilibre des tuyaux et la stabilité de réseau et, comme

Conclusion générale :

L'eau, en tant que ressource indispensable à la vie, reste inaccessible par une proportion importante de la wilaya de Bejaia en général et celle des communes de sud en particulier.

Le projet d'alimentation en eau potable des trois communes (Ighil Ali, ait R'zine et Boudjellil) constitue une priorité à long terme. Lors de cette étude, nous avons essayé de résoudre cette problématique, ou il s'est avéré nécessaire de projeter une nouvelle chaîne d'adduction sur la rive droite d'Oued Sahel.

Après estimation des besoins pour l'horizon 2037 qui sont **17426.17 m³/j**, nous avons constaté que ces besoins sont loin d'être satisfaits par rapport au débit journalier fourni par les ressources existantes dans la zone d'étude, qui sont de **12018.24 m³/j**. par conséquent, on a un déficit de **5007.93 m³/j** à combler.

Dans le but de remédier à ce problème, il est recommandé d'alimenter la région d'étude à partir d'une nouvelle ressource qui est le barrage de Tichy-Haf.

Afin d'assurer l'acheminement de l'eau vers les communes étudiées, nous avons projeté deux réservoirs tampon, une station de pompage et une autre de reprise.

Pour le dimensionnement des conduites d'adduction par refoulement, nous avons choisi des diamètres économiques avec des vitesses acceptables en se basant sur les formules de Bress et Bonnin. Pour les conduites gravitaires on s'est appuyé sur la charge disponible et sur les pertes de charge.

Le catalogue CAPRARI nous a permis de choisir les pompes adéquates au refoulement, afin d'assurer l'acheminement de l'eau jusqu'au réservoir T.Ouabla.

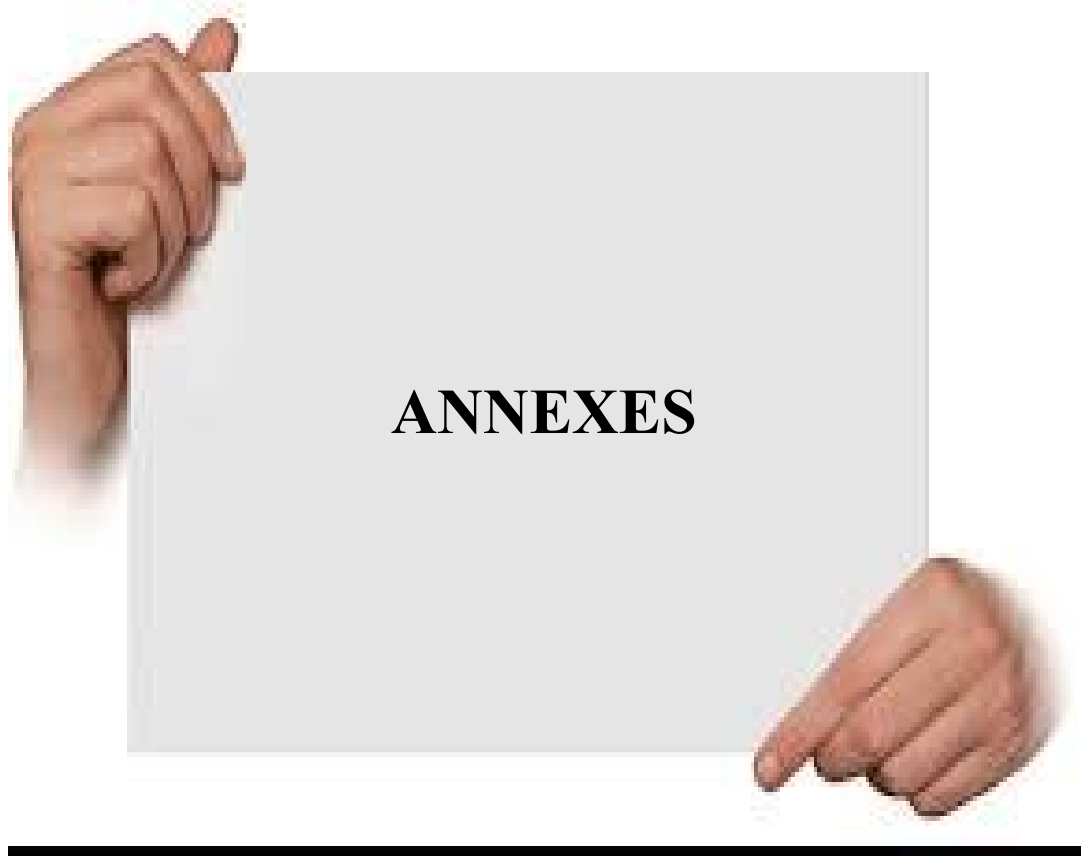
Dans le but de garantir la pérennité des conduites et d'assurer leur bon fonctionnement, une protection contre le coup de bélier et contre la corrosion est nécessaire. De ce fait, nous avons proposé d'installer deux réservoirs d'air de **4100 l** et **800 l**. Quant aux conduites gravitaires nous avons opté pour la fermeture lente de la vanne afin de minimiser la valeur maximale du coup de bélier.

Pour aboutir efficacement à notre but visé, nous jugeons utile de projeter le long du réseau d'adduction des ventouses à chaque point haut pour évacuer les bulles d'air qui peuvent survenir à l'intérieur de la conduite, et des vidanges au niveau des points bas.

Pour finir, cette étude nous a permis de mettre en pratique les connaissances que nous avons acquises durant notre formation d'hydraulicien, et nous espérons que ce modeste travail servira pour les étudiants comme référence.

Références bibliographiques :

- [1] « Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement », Tome I
- [2] **B.SALAH** « polycopie d'Alimentation en Eau Potable », p.11, 27, 29,72, 78, 78a, 140
- [3] **A. DUPONT** Paris 1981 « Hydraulique urbaine », Tome II, édition Eyrolles, p153, p.237, 260, 267, 275-280, 287, 319, 322, 323, 326.
- [4] **ESIER** « alimentations en eau potable » par Mr **MOUNIR BOUSLIM** , Paris 1972, p10.
- [5] **Technique de l'ingénieur** « adduction et distribution d'eau », p, C5 195-26, C5 195-27
- [6] **A. LENCASTRE** Paris 1983 « Hydraulique générale », édition Eyrolles, p.349.
- [7] **H. GODART** « Technique de l'ingénieur (technologie de l'eau) », édition T.I., p.C5195 – 10, 16, 18, 25.
- [8] **M. MEUNIER** « les coups de bélier et la protection des réseaux d'eau sous pression » Edition Dunod, Paris, 1950
- [9] **Catalogues CAPRARI** « pompes multicellulaires à haute pression ».
- [10] **Catalogues Electrosteel Algérie SPA** « Tuyaux et raccords en fonte ductile ».



ANNEXES

Annexe II.1

Tableau : Répartition prévisionnelle de la consommation selon les usages en % de la consommation domestique

Type d'agglomération	Administration (%)	Commerce (%)	Industrie (%)
Métropole nationale	30	15	10
Métropole régionale	20	10	10
Agglomération urbaine	15	8	10
Agglomération semi rurale	10	5	5
Agglomération rurale	5	3	2

Annexe II.2

Tableau : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

HEURES	NOMBRE D'HABITANTS				
(h)	Moins de 10000	10 001 à 50 000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	3.75	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01

Annexe IV.1

Tableau : prix de revient des conduites en fonte ductile

Type de la conduite	Diamètre de la conduite (mm)	Prix de revient (DA)	PN (bars)
fonte	100	3458.30	64
	125	4029.42	64
	150	4428.24	60
	200	5663.86	52
	250	7461.72	46
	300	8948.09	41
	350	12318.19	38
	400	14136.10	35
	450	17614.03	32
	500	19617.93	30
	600	26893.15	30
	700	35377.32	27
	800	38342.72	25
	900	47070.72	25
	1000	53618.62	25
	1100	65417.28	64
1200	79812.21	64	
1400	97374.71	60	

NB : le prix des conduites en fonte ductile est pris en tenant compte des frais de transports et de pose par mètre linéaire.

Annexe VI.1

ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR

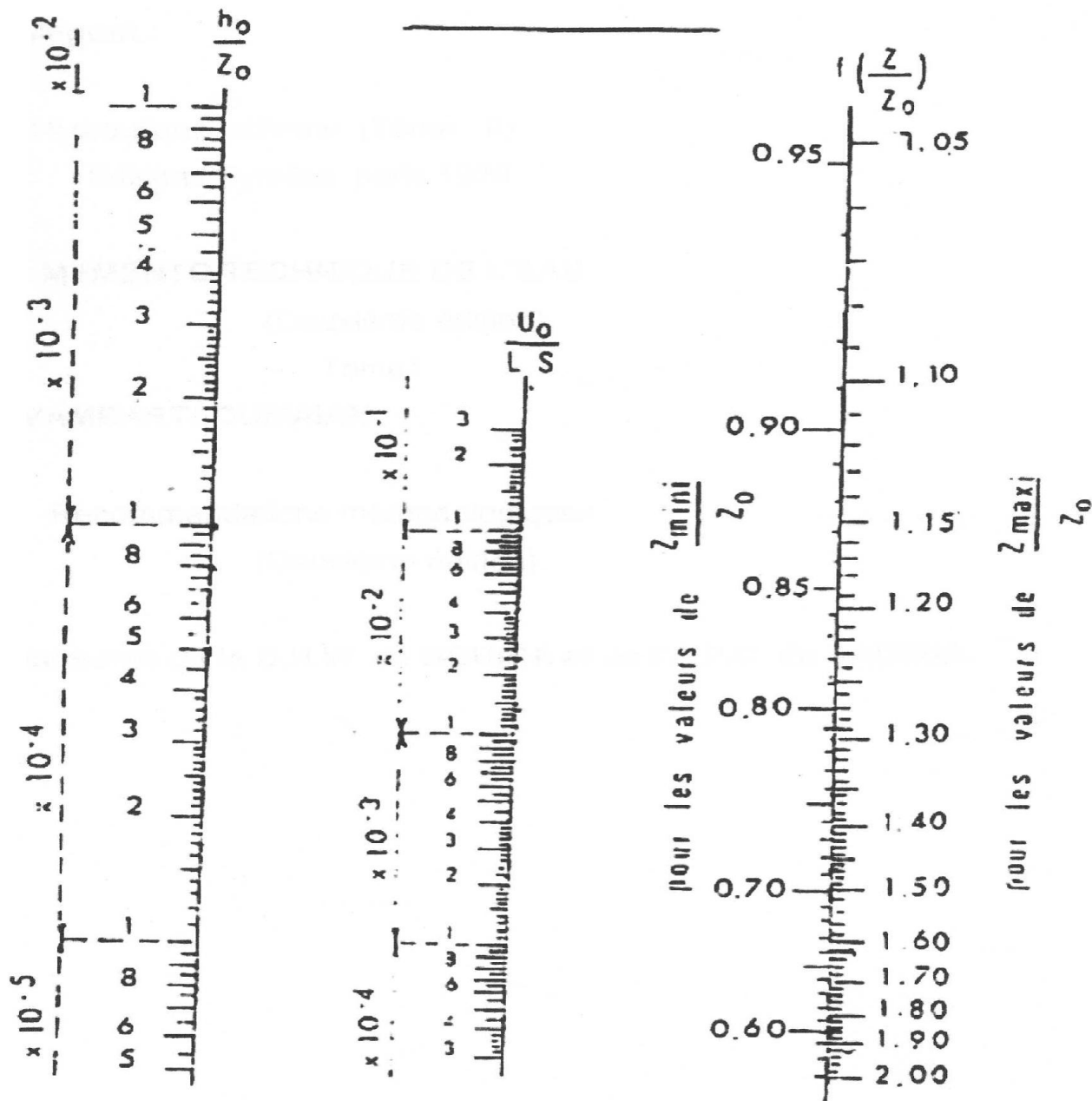


PLANCHE XXVII

Abaque de VIBERT