

Higher National School of Hydraulic

The Library

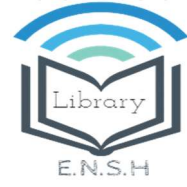
Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Renforcement de l'approvisionnement en eau potable des villes de oued El Abtal et Ain Ferrah à partir du barrage Taht (w. Mascara) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0004-13

APA Citation (توثيق APA):

Boumeghadia, Yacine (2013). Renforcement de l'approvisionnement en eau potable des villes de oued El Abtal et Ain Ferrah à partir du barrage Taht (w. Mascara)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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، مباحثات، مقالات الدوريات، كتب....) و بثه على الخط.

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdellah -

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

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

THEME :

**RENFORCEMENT DE L'APPROVISIONNEMENT EN
EAU POTABLE DES VILLES DE OUED EL ABTAL ET
AIN FERRAH À PARTIR DU BARRAGE TAHT
(W. MASCARA)**

Présenté par :

M^r : BOUMEGHADIA YACINE

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et prénom	Grade	Qualité
M^r O.KHODJET-KESBA	M C.A	Président
M^r Y.DERNOUNI	M A.A	Examineur
M^{me} L.TAFAT	M A.A	Examinatrice
M^r R.KERID	M A.A	Examineur
M^r M.BELALI	M A.B	Examineur
M^{me} W.MOKRANE	M A.A	Promotrice

JUIN 2013



Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail en signe de
reconnaissance et de respect plus particulièrement à
mes chers parents Mohammed el salah et Khemissa,
qui m'ont soutenu durant toutes ces années de
formation.*

A mes frères Abd el Halim , Adal et ma sœur Siham

A toute ma famille, proche et alliée

A toute la famille de l'ENSH

A tous mes amis sans exception.

Y. BOUMEGHADIA

Remerciements

Je tiens en premier lieu à exprimer ma profonde gratitude à ma promotrice Madame MOKRANE WAHIBA pour son aide et ses conseils instructifs et précieux, et qui a bien voulu m'encadrer pour l'élaboration et le suivi de mon projet de fin d'étude.

Il est particulièrement agréable de témoigner ma reconnaissance à toute l'équipe de l'ANBT d'Alger pour leurs aides.

Je profite l'occasion à remercier tous mes enseignants dès la première année primaire jusqu'à la cinquième année universitaire.

Enfin, que toutes celles et tous ceux qui, de près ou de loin m'ont généreusement offert leurs concours à l'élaboration de ce modeste travail, trouvant ici l'expression de ma profonde sympathie.

Y. BOUMEGHADIA

Sommaire

Chapitre I : Présentation du la zone du projet

Introduction générale	1
Introduction	2
I-1- Situation géographique	2
I-2- Situation topographique	2
I.3- Situation géologique et hydrogéologique :	4
I.4- Situation climatique :.....	6
I.5. Démographie :.....	7
I.6-Conditions actuelles de l'alimentation en eau :	8
I.7- le barrage de Taht :	10
I.8- Caractéristique de l'eau brute du barrage :.....	12
I.9- Station de traitement de Ain ferah :	12
Conclusion :.....	13

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Introduction :.....	14
II-1 : Situation démographique et son évolution :.....	14
II-2 :L'évaluation de la consommation moyenne journalière :	15
II-3 : Etude des variations des débits :	17
II-3-1 : Variation de la consommation journalière :.....	17
II-3-2: Variation de la consommation horaire :.....	19
II-3-3 : Variation des débits horaires :.....	20
Conclusion	28

Chapitre III : Etude de l'adduction

PREMIÈRE PARTIE : Choix de variantes du tracé.....	29
Introduction :.....	29
III -1-1 Définition:.....	29
III -1-2 Classification :	31
III -1-3 Types d'écoulement:.....	31
III -1-4 Etude des variantes :	31
III -1-5 Proposition des variantes :	32
III -1-6 Choix de variantes :	33
III -1-7 Choix du matériau des conduites :	35
DEUXIÈME PARTIE : Dimensionnement du réseau d'adduction :	40
III -2-Calcul hydraulique :	40
III -2-1Calcul du diamètre avantageux pour les conduites gravitaires :.....	40
III -2-2 Les frais d'investissement :	45
III -2-3 Calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement :	45
III -2-4 Calcul des pertes de charge :	46
III -2-5 Calcul de la hauteur manométrique totale :	47
III -2-6 Puissance absorbée par la pompe :	47
III -2-7 Energie consommée par la pompe :.....	47
III -2-8 Frais d'exploitation :	47
III -2-9 Frais d'amortissement :.....	48
TROISIÈME PARTIE : Etude de la station de pompage.....	51
Introduction :.....	51

III-3-1 Choix de la variante d'adduction par pompage:	51
III-3-2 Choix du type de pompe :	51
III-3-3 Couplage des pompes :	52
III-3-4 Choix du nombre de pompes :	52
III-3-5 Courbes caractéristiques des pompes :	52
III-3-6 Points de fonctionnement des pompes :	53
III-3-7 Courbe caractéristique de la conduite :	53
III-3-8 Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données :	55
III-3-9 Etude de la cavitation :	59
III-3-10 Calage de la pompe :	60
III-3-11 Choix du moteur électrique :	61
III-3-12 Encombrement des groupes électropompe :	63
III-3-13 Dimensionnement des bâtiments des stations :	63
QUATRIÈME PARTIE : Protection contre le coup de bélier.	66
III -4-1 Risques dû aux coups de bélier :	66
III -4-2 Description des phénomènes physiques :	67
III -4-3 Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier :	68
III -4-4 Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier :	69
III -4-5 Calcul des réservoirs d'air:	70
III -4-6 Encombrement du réservoir d'air :	73
III -4-7 Installation du réservoir d'air :	74
Conclusion :	74

Chapitre IV : Ouvrages de stockage

Introduction	75
IV-1- Définition:	75
IV-2- Fonctions générales des réservoirs :	75
IV-3- Avantages des réservoirs :	76
IV-4- Choix de la cote d'implantation et emplacement des réservoirs :	77
IV-5- Types des réservoirs :	77
IV-6- Choix du type de réservoir:	77
IV-7- Calcul de la capacité des réservoirs :	78
IV-7-1- Principe du calcul de la capacité:	78
IV-7-2- Dimensionnement du réservoir Oued el Abtal :	80
IV-7-3- Dimensionnement du réservoir Ain Bouras :	81
IV-7-4- Dimensionnement du réservoir Ain Ferah :	82
IV-7-5- Dimensionnement de la bâche de reprise (SR) :	83
IV-8- Les équipements des réservoirs :	84
Conclusion ::	87

Chapitre V : Organisation de chantier et sécurité du travail

PREMIÈRE PARTIE : organisation de chantier.....	88
Introduction :	88
V-1-1- Travaux de l'adduction :	88
V-1-2- Calcul des volumes des travaux de l'adduction:	89
V-1-3- Planification des travaux :	93
V-1-4- Engins :	96
DEUXIÈME PARTIE : sécurité du travail.	98
Introduction :	98
V-2-1- Causes des accidents de travail :	98
V-2-2. Conditions dangereuses :	98
V-2-3. Actions dangereuses :	99

V-2-4. Mesures préventives pour éviter les causes des accidents :.....	99
Conclusion:.....	100

Conclusion générale

Bibliographie

Annexes

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation du la zone du projet

Tableau I.1 : Répartition mensuelle de la température	6
Tableau I.2: Répartition mensuelle de la vitesse du vent	6
Tableau I.3 : Moyennes mensuelles des Humidités relatives à Mascara	7
Tableau I.4: Moyennes mensuelles des insolationes totales à mascara	7
Tableau I.5: Répartition mensuelle de la pluie annuelle	7
Tableau I.6 : Estimation de la population par commune.....	7
Tableau I.7 : Ressources existantes.....	8
Tableau I.8 : Capacité des Réservoirs existants.	8
Tableau I.9: Valeurs des paramètres physico-chimiques des eaux du Taht.....	12
Tableau I.10: Valeurs des paramètres de minéralisation des eaux du Taht.....	12

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Tableau II.1 : Nombre d'habitant total des trois communes en 2008,2011,2012	14
Tableau II.2 : Estimation de la population globale des communes du projet.....	15
Tableau II.3 : Tableau récapitulatif des besoins en eau de trois communes.	17
Tableau II.4 : débits moyens, maximums et minimums journaliers pour l'horizon2040.....	18
Tableau II.5 : Tableau donnant le coefficient $K_{max} h$ en fonction du nombre d'habitants.....	19
Tableau II.6 : Tableau donnant le coefficient $K_{min} h$ en fonction du nombre d'habitants.	20
Tableau II.7a : Variation des débits horaires pour la commune d'oued El Abtal :	21
Tableau II.7b : Variation des débits horaires pour la commune d'Ain Ferrah	22
Tableau II.7c : Variation des débits horaires pour la commune d'Ain Bouras	23
Tableau II 8 : déficit en eau	28

Chapitre III : Etude de l'adduction

Tableau III-1-1 : Valeur de PHs en fonction de l'alcalinité.....	39
Tableau III-2-1: Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau	41
Tableau III-2-2 : Longueurs des différents tronçons de l'adduction.....	41
Tableau III-2-3 : Altitudes des différents points de l'adduction.	41
Tableau III-2-4: Diamètres normalisés pour les différents tronçons des conduites principal.	44
Tableau III-2-5: Diamètres normalisés pour les différents tronçons des conduites secondaires	45
Tableau III -2-6: Frais d'investissement des conduites gravitaire.....	45
Tableau III-2-7: Calcul de la HMT du tronçon Station de pompage réservoir d'Ain Ferrah	48
Tableau III -2-8: Calcul des frais d'amortissement du tronçon St pompage réservoir d'Ain Ferrah : ..	49
Tableau III -2-9: Calcul des frais d'exploitation du tronçon St de pompage réservoir d'Ain Ferrah : ..	49
Tableau III-2-10: Bilan du tronçon Station de pompage réservoir d'Ain Ferrah	49
Tableau III-3-1: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.....	52
Tableau III-3-2: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP-Réservoir Ain Ferrah).....	54
Tableau III-3-3: Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température.....	59
Tableau III-3-4: Coefficient de correction en fonction de la puissance.	62
Tableau III-3-5: dimensions de la pompe type PM100/2A de SP.....	63
Tableau III-3-6:Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station.	65
Tableau III-4-1: Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement.	72
Tableau III-4-2: Calcul de célérité d'onde du tronçon de l'adduction de refoulement.	72
Tableau III-4-3: Calcul de volume de réservoir d'air de l'adduction de refoulement.....	72
Tableau III -4-4 : Les dimensions de réservoir d'air de l'adduction de refoulement.....	72

Chapitre IV : Ouvrages de stockage

Tableau IV-1 : Fonctions d'un réservoir.....	76
Tableau IV-2 : Evaluation du volume résiduel du réservoir Oued el Abtal.....	80
Tableau IV-3 : Evaluation du volume résiduel du réservoir d'Ain Bouras.....	81
Tableau IV-4 : Evaluation du volume résiduel du réservoir Ain Ferah.....	82
Tableau IV-5 : Tableau récapitulatif des différentes dimensions des réservoirs.....	83

Chapitre V : Organisation de chantier et sécurité du travail

Tableau V-1-1: Calcul du volume des déblais.....	90
Tableau V-1-2 : Calcul du volume du lit de sable.....	91
Tableau V-1-3 : Calcul du volume de la conduite.....	92
Tableau V-1-4 : Volumes des travaux de transfert.....	92
Tableau V-1-5: Temps de réalisation des opérations de l'adduction.....	93
Tableau V-1-6 : Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction.....	94

Liste des figures

Chapitre I : Présentation du la zone du projet

Figure I-1 : Situation géographique de la ville de Oued El Abtal.	3
Figure I.2: Carte géologique général de la zone du projet	5
Figure I.3: Photo de Réservoir Oued El Abtal.	9
Figure I.4 : Photo de Réservoir Ain ferrah vers station de traitement.....	9
Figure I.5 : Photo de Réservoir Ain ferrah.....	9
Figure I.6 : Photo de Station de pompage Bouras.	9
Figure I.7 : Situation de l'axe de Barrage.	11

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Figure II.1.a : Graphique de la consommation Totale pour l'agglomération de oued El Abtal.....	24
Figure II.1.b : Graphique de la consommation Totale pour l'agglomération de Ain Ferrah.....	25
Figure II.1.c : Graphique de la consommation Totale pour l'agglomération d'Ain Bouras.....	25
Figure II.2.a : Courbe de la consommation cumulée pour l'agglomération de oued el Abtal.....	26
Figure II.2.b : Courbe de la consommation cumulée pour l'agglomération de Ain Ferrah.	26
Figure II.2.c : Courbe de la consommation cumulée pour l'agglomération d'Ain Bouras.....	27

Chapitre III : Etude de l'adduction

Figure III -1-1 : Adduction gravitaire.....	30
Figure III -1-2 : Adduction mixte.....	30
Figure III-1-3 : Adduction par refoulement.	31
Figure III-1-4 : Le tracé final du Réseau d'adduction.	34
Figure III-2-1: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.....	50
Figure III-3-1: Courbes caractéristiques de la pompe de type PM100/2A.CAP	53
Figure III-3-2 : Point de fonctionnement de la pompe PM100/2A.	55
Figure III-3-3 : Droite de Rognage.....	58
Figure III-3-4 : Encombrement de la pompe de SP Caprari PM100/2A.....	63
Figure III -4-1: Principe de disposition du réservoir d'air anti bélier.....	66
Figure III -4-2: Variation du volume d'aire au cours des phases de fonctionnement.....	68
Figure III -4-3: Réservoir d'Air.....	69
Figure III -4-4: Cheminée d'équilibre sur une conduite de refoulement.....	69
Figure III -4-5: Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE.....	73
Figure III-4-6: Schéma d'installation et encombrement du réservoir d'air.....	74

Chapitre IV : Ouvrages de stockage

Figure IV.1 : Graphe de consommation en fonction de l'apport.....	79
Figure IV.2 : Équipements de réservoir.	86
Figure IV.3 : Matérialisation du réservoir d'incendie.....	87

Chapitre V : Organisation de chantier et sécurité du travail

Figure. V-1-1: Coupes en travers de la tranchée de la conduite.....	89
---	----

FigureV-1-2: Réseau à nœud de l'adduction.....	95
Figure V-1-3: Pelle hydraulique.....	96
Figure V-1-4 : Chargeur.....	97
Figure V-1-5 : Compacteur	97

Listes de planches

Planche -1 : Plan topographique.

Planche -2 : Profil en long de la station SP vers le Réservoir Ain Ferrah.

Planche -3 : Plan de Réservoir.

Planche -4 : Plan de la station de pompage.

Planche -5: Accessoires de l'adduction.

المخلص :

يهدف هذا المشروع إلى تدعيم شبكة المياه الصالحة للشرب لبلدية واد الأبطال، عن طريق أنابيب الضخ من سد تحت.
بعد عرض المنطقة بغرض الدراسة وتقدير حاجياتها ، نقوم بدراسة أنابيب الضخ من الجانب التقني و الاقتصادي، بعد ذلك نقوم بدراسة خزانات الماء.
الماء يرفع بواسطة المضخات، لذلك ندرس محطات الضخ الخاصة بالشبكة الجديدة ، ثم ندرس ظاهرة الطرق المائي وأخيرا نتطرق إلى طريقة انجاز المشروع وأمن العمل.

Résumé :

La présente étude a pour objet d'étudier le réseau de renforcement de la ville d'Oued el Abtal au moyen des conduites de refoulement à partir du barrage Taht.
Après avoir présenté notre zone d'étude et estimé ses besoins en eau, nous étudions les conduites d'adduction du point de vue technico-économique, ainsi les réservoirs d'eau.
L'eau est relevée par des stations de pompage, nous étudions alors les nouvelles stations projetées, nous établirons par la suite les moyens pour éviter le phénomène du coup de bélier.
En fin nous abordons les moyens et les méthodes de mise en œuvre du projet et sécurité de travail.

Abstract:

The present study aims at studying the network of reinforcement of the city of Oued el Abtal by means of the discharge pipes starting from the dam Tahat. After having presented our study zone and having estimated its requirements of water, we study the water tanks then the conduits of adduction from the technico-economic point of view. Water is raised by pumping stations, we thus study the new projected stations. We will examine, thereafter, the phenomenon of the water hammer. In the end we approach the method of implementation of the project and security of work.

Introduction générale :

En tant qu'élément de base indispensable à la vie, l'eau demeure dans son devenir et ses effets, un sujet de questionnement de première importance. Cette ressource vitale devient de plus en plus rare dans le monde entier. En effet, son inégale répartition, la croissance démographique, auxquelles s'ajoutent l'effet de pollution des ressources en eau et les graves sécheresses ont rendu le problème d'eau très crucial ces dernières décennies. Plusieurs pays se sont lancés dès lors à la recherche de nouvelles sources innovatrices, pour pallier à cette menace.

Le manque d'eau potable est devenu la préoccupation quotidienne des algériens, c'est dans ce contexte que s'inscrit notre étude d'adduction en eau potable de la ville de Oued el Abtal , pour répondre confortablement à la demande projetée à notre horizon d'étude 2040.

Les centres des Ain Ferah et Oued El Abtal sont actuellement alimentés par deux sources, qui sont insuffisantes pour satisfaire les besoins en eau potable de la population.

Les sources actuellement utilisées pour les besoins en eau sont situées au bas de Djebel Bou Anoual surplombantes le centre de Ain Ferah et des forages situés au sud-ouest du centre de Oued El Abtal.

La satisfaction des besoins en eau sera assurée par le transfert des eaux du barrage Taht .

La mise en service de ce projet va permettre une nette amélioration pour le transfert d'eau potable de la région entière, tout en promettant aux citoyens un avenir radieux.

Introduction :

Connaître la situation de la zone d'étude du point de vue géographique, topographique, géologique, climatique, démographique et hydraulique nous permet de mener à bien notre travail.

I.1- Situation géographique:

La commune de Oued El Abtal se situe au SUD-EST du chef-lieu de wilaya de Mascara, à environ 72 Km . Elle est limitée par les communes suivantes:

- Au Nord, la commune de Ouled Salem (Wilaya de Mostaganem).
- Au Sud, la commune de Ain El Hadid (Wilaya de Tiaret).
- A l'Est, la commune de Djilali Ben Amar (Wilaya de Tiaret).
- A l'Ouest, la commune de El Hacham.

Le plan de situation de la ville est donné dans la figure N° I-1.

I.2- Situation topographique':**I.2.1 - Relief :**

Le relief de la commune de Oued El Abtal est constitué de deux parties caractérisées par :

- La plaine autour de chef-lieu en pentes douces.
- Les monts boisés.

Les massifs forestiers qui dominent à l'est jusqu'à 1000m occupent 20% du territoire de la commune. L'ensemble de cette partie montagneuse offre des sites pittoresques et des zones de chasses.

I.2.2- Pente :

Des pentes supérieures à 5% se trouvent : à l'Ouest de 1 à 1,5 Km environ, au Nord à 15km environ, à l'Est de 5 à 15 Km environ et au Sud à 10km environ

WILAYA DE MASCARA
LIMITES ADMINISTRATIVES

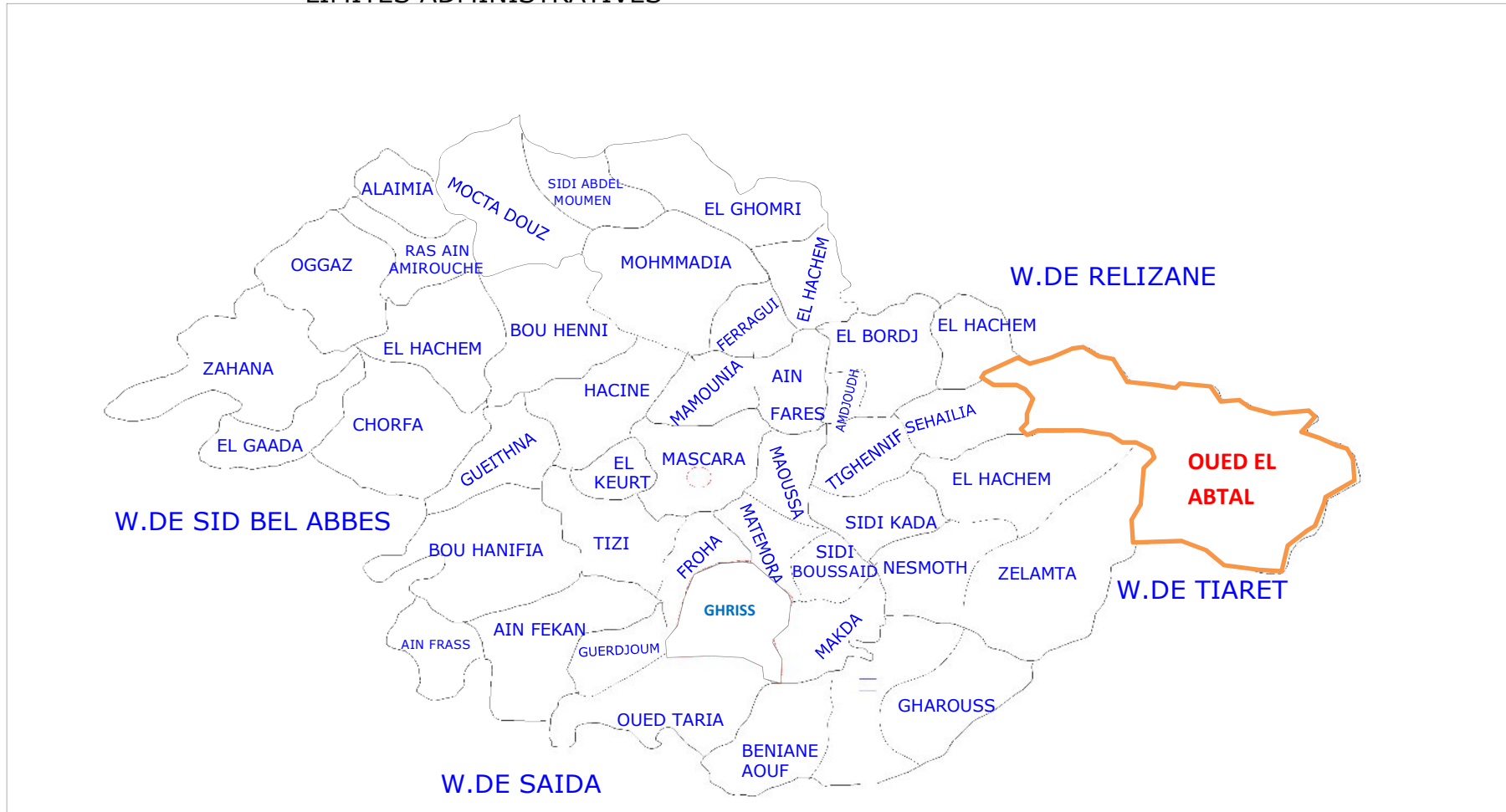


Figure I-1 : Situation géographique de la ville de Oued El Abtal.

I.3- Situation géologique et hydrogéologique :

I.3.a- . La géologie de la zone d'étude :

Sur la base des levés géologiques et structuraux conduits sur le site, la séquence stratigraphique observable sur les terrains, chronologiquement, du haut vers le bas, elle est décrite ci-après.

I.3.1 – Quaternaire :

I.3.1.1 Dépôts récents (A) :

Ils sont localisés essentiellement le long du fond d'oued Taht et ils sont caractérisés par des graviers et galets dans une matrice sableuse-limoneuse.

I.3.1.2 Dépôts colluviaux (Cp) :

Ils forment une couverture de débris, plutôt centimétriques, liés à la désagrégation et à l'altération surtout des poudingues et des grés .

I.3.1.3 Dépôts de versants et éboulis (Eb) :

Ils sont localisés le long des versants qui caractérisent la zone de retenue du barrage (cuvette) ; sont des dépôts chaotiques constitués par des éléments gréseux et caillouteux sur une matrice sableuse marneuse

1. 3.2 Miocène

I.3.2.1 Poudingues (P) :

Ils sont localisés, à partir de l'embouchure, le long des gorges sur l'oued Taht ; il s'agit d'un véritable amas rocheux grâce au fort degré de cimentation des cailloux sur une matrice fine siliceuse et carbonatée.

I.3.2.2 Marnes verdâtres (Mv) :

Ils sont localisés dans la partie sommitale des gorges d'oued Taht, recouvertes, parfois, par les dépôts colluviaux dérivés de l'altération des poudingues et des grés ; à l'aval du barrage, en rive gauche, ils affleurent largement et il semble qu'ils soient en contact tectonique avec les poudingues et les grés.

I.3.3 Crétacé

I.3.3.1 Crétacé supérieur :

Le Sénonien (peu représenté) est constitué par des calcaires poreux et il est transgressif sur les dolomies du Jurassique moyen dans la partie sud du plateau dolomitique plus à l'Ouest.

I.3.3.1 Crétacé inférieur :

Il apparaît sur le Kimméridgien et le Portlandien localement indifférencié à l'extrême limite nord-ouest de la région (faciès calcaires avec argiles à gypse et faciès gréseux).

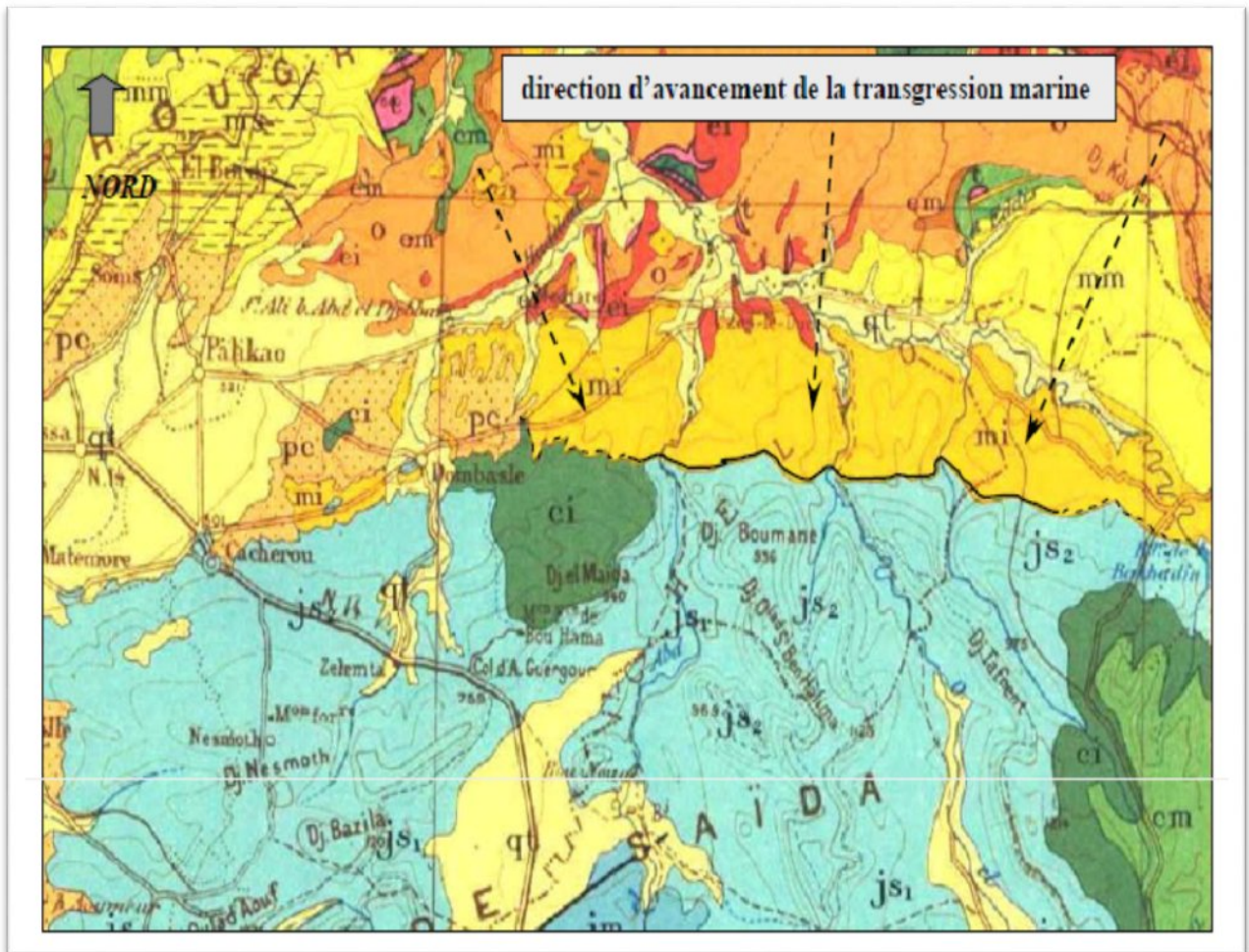
I.3.4 Jurassique

I.3.4.1 Marnes calcaires grises bleuâtres (Mb) :

Elles sont localisées dans la zone de retenue du barrage ; en fait, la limite Nord de cette lithologie correspond avec l'embouchure des gorges.

I.3.5 Trias infra Lias

Les formations ne sont pas visibles dans les limites du bassin. Le niveau basaltique a été atteint par des forages exécutés dans la région à des profondeurs variables entre 140 mètres et 410 mètres.



Source : ANBT

Figure I.2: Carte géologique général de la zone du projet (extrait de la carte géologique de l'Algérie à l'échelle 1/500.000 agrandie)

LEGENDE

- m Miocène
- c Crétacé
- j Jurassique
- e poudingue

La ligne noire représente part de la limite de la transgression Cartennienne du Miocène

I.4- Situation climatique :

I.4.1-Climat :

Il est très sec dans son ensemble, l’hiver est dur dans son ensemble dans les régions élevées. A noter également, l’existence de chutes de grêle de décembre à Avril et du sirocco qui sévit pendant les mois chaud.

I.4.2-Temperature :

Les répartitions mensuelles des températures enregistrées par la station de Mascara se Présentent comme suit

Tableau I.1 : Répartition mensuelle de la température (année 2011)

	Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Moy annuelle
Mascara	Tmax °C	24.8	18.8	15.2	11.2	10	12.2	15	16.3	18.9	27.1	30.6	30.4	19.2
	Tmin °C	19	15	8.6	7.4	6	7.2	8.2	10.1	14.3	16.3	19.2	19	12.5
	Tmoy °C	21.9	16.9	11.9	9.3	8	9.7	11.6	13.2	16.6	21.7	24.9	24.7	15.9

Source : ANBT

I.4.3-Vent :

D’après le tableau ci-dessous la vitesse moyenne du vent est de 2,43m/s. Elle présente un maximum en Mai (3.1m/s).et un minimum en Novembre (1.7m/s).

Tableau I.2: Répartition mensuelle de la vitesse du vent. (Année 2011)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Moy annuelle
V (m/s)	2.0	2.0	1.7	2.5	2.1	2.5	2.5	2.9	3.1	2.8	2.6	2.5	2.43

Source : ANBT

I.4.4-Humidité de l'air :

Elle est représentée dans le tableau suivant :

Tableau I.3 : Moyennes mensuelles des Humidités relatives à Mascara (Année 2011).

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Moy
Moyenne %	78,6	80,6	74,5	72,8	67,8	61,4	54,4	57,2	63,3	70,2	75,7	80,2	79.3

Source : ANBT

I.4.5- L'insolation

Tableau I.4: Moyennes mensuelles des insolation totales à mascara (Année 2011).

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Moy
L'insolation heures/jour	6,1	6,4	7,6	7,7	8,8	10,2	11,1	10,2	9,3	7,8	6,7	6,1	8

Source : ANBT

I.4.6- La pluviométrie :

Elle est représentée dans le tableau suivant :

Tableau I.5 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle (Année 2011)

Mois	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avr	mai	juin	juil	aout	total
P (mm)	14.66	30.42	35.55	35.95	39.56	37.42	35.60	37.39	31.11	8.03	3.10	5.89	314.67
P %	4.66	9.67	11.30	11.42	12.57	11.89	11.31	11.88	9.89	2.55	0.99	1.87	100

Source : ANBT

I.5. Démographie :

L'étude de la population occupe une place fondamentale dans notre étude, dans la mesure où elle fournit des éléments appréciables (type de population, catégorie de sous population, comportement sociaux,... etc.) pouvant déterminer le développement urbain.

D'après le dernier recensement qui a été effectué par l'office nationale de statistique de la population de la ville de Oued el Abtal a été de 29779 habitants, avec un taux d'accroissement de 1,15 % (Source ONS).

Tableau I.6 : Estimation de la population par commune.

Commune	Population en 2008	Population en 2011	Population en 2012
Oued el Abtal	21278	22930	23386
Ain Ferrah	5816	6268	6393
totale	27094	29198	29779

I.6-Conditions actuelles de l'alimentation en eau :

Les sources actuellement utilisées pour les besoins en eau sont situées au bas de Djebel Bou Anoual, le centre de Ain Ferrah et des forages situés à sud-ouest du centre de Oued El Abtal.

Il s'agit d'un système de conduites, stations de pompage et réservoirs existants, qui servent les centres de OUED EL ABTAL et de AIN FERRAH.

Les ressources en eau mobilisées au niveau des deux communes, ainsi que les capacités de stockage existantes, ont été communiquées par la Direction de l'Hydraulique de la Wilaya de Mascara.

Tableau I.7 : Ressources existantes.

Commune	Ressources mobilisées (l/s)	Stockage (m ³)
Oued el Abtal	20	2000
Ain Ferrah	0.5	550

Les ressources sont toutes des forages des aquifères à sud-ouest de Oued El Abtal.

Presque toutes les infrastructures du système d'alimentation des deux communes concernées par l'étude se trouvent dans un état de vétusté avancée et nécessitent une réhabilitation.

Les conduites d'adduction existantes dans les territoires des Communes de Oued El Abtal et de Ain Ferrah sont en PVC et en acier du diamètre réduit variable entre les 200 mm et les 110 mm.

Dans le système existant il y a en outre quatre réservoirs déjà en fonction et un en construction. Dans le tableau suivant sont reportées les données des réservoirs.

Tableau I.8 : Capacité des Réservoirs existants.

Centre	Capacité (m ³)
AIN FERRAH	100 (existant)
AIN FERRAH	250 (en construction)
BOURAS	400 (existant)
OUED EL ABTAL	500 (existant)
OUED EL ABTAL	1500 (existant)

Voir les figures suivantes :



Figure I.3: Photo de Réservoir Oued El Abtal.



Figure I.4 : Photo de Réservoir Ain ferrah vers station de traitement.



Figure I.5 : Photo de Réservoir Ain ferrah.



Figure I.6 : Photo de Station de pompage Bouras.

I.7 le barrage de Taht :

Le site du barrage de Oued Taht sur l'Oued du même nom, affluent de l'Oued Mina, contrôlé par le barrage de Sidi Mohamed Ben Aouda, est situé à proximité de la commune de Ain Ferrah, distante de 72 km de son chef-lieu de la Wilaya de Mascara. Ses coordonnées Lambert sont :

- X = 326,1
- Y = 232,2
- Z = 365,0

Quelques caractéristiques techniques préliminaires du barrage, déterminées par l'étude socio-économique élaborée par le Bureau d'Etudes GEOSYSTEM en 2001, sont données ci-dessous :

- Hauteur: 12.58 m
- Superficie : 771,6 km²
- Pluie moyenne annuelle : 381 mm/an
- Apport inter annuel : 18,5 hm³
- Taux d'abrasion : 8 m³/km²/an
- Apport moyen 12,4 hm³

Les caractéristiques techniques préliminaires du barrage, déterminées par l'étude d'Avant-Projet Détaillé élaborée par le Bureau d'Etudes E.N.HYD en 1994, sont les suivantes :

DIGUE

- Type : en enrochement avec noyau en argile
- Hauteur maximale du fond de l'oued : 39,50 m
- Longueur de crête : 127 m
- Largueur de la crête : 6 m

EVACUATEUR DE CRUE

- Type : frontal
- Largueur du déversoir : 8m

TOUR DE PRISE ET VIDANGE

- Type de la tour de prise : verticale, section irrégulière
- Hauteur de la prise d'eau : 38,5 m
- Nombre d'ouvertures : 03

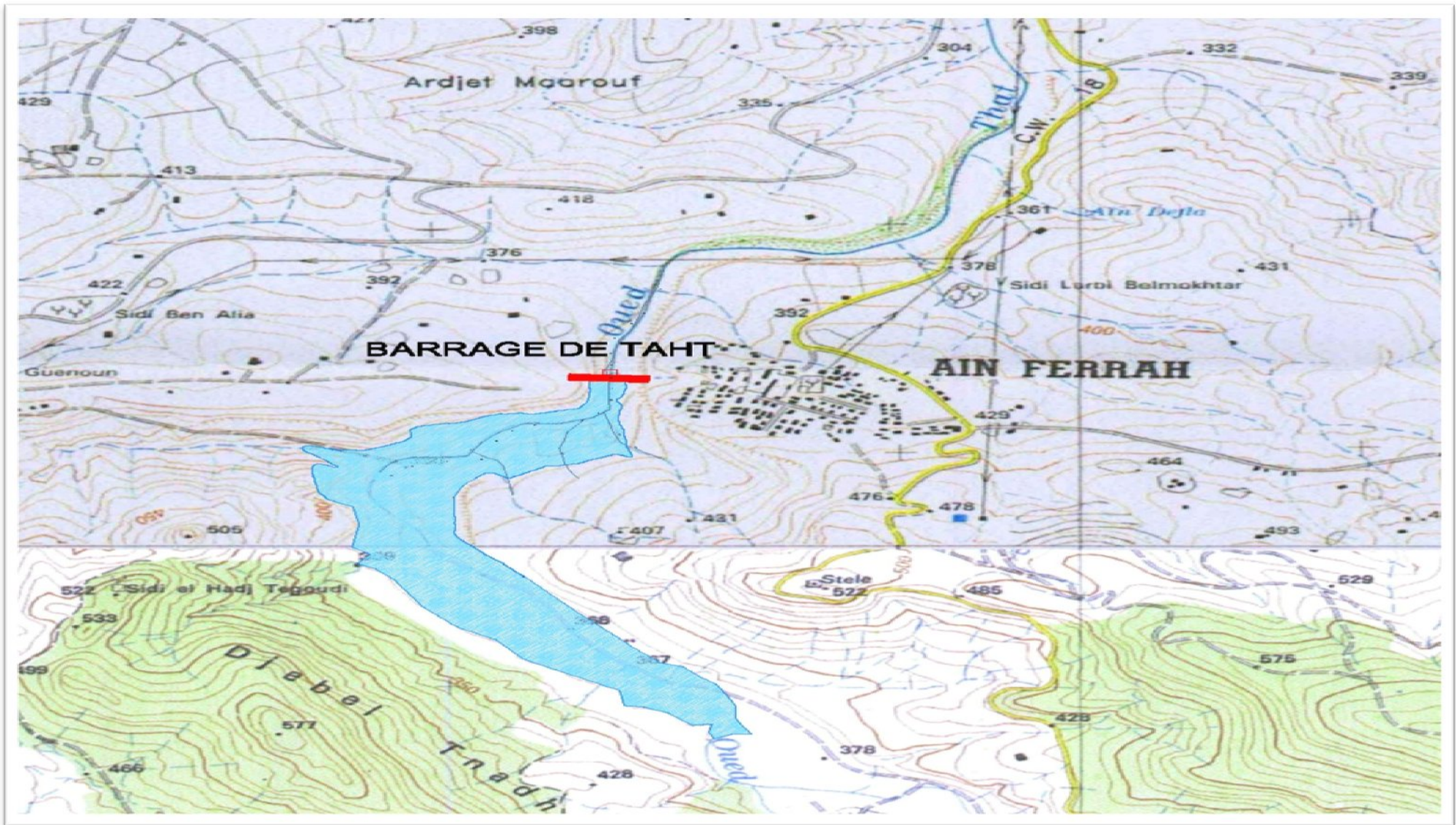


Figure- I.7 : Situation de l'axe de Barrage.

I.8- Caractéristique de l'eau brute du barrage :

Les analyses de l'eau brute à notre disposition ont été effectuées sur des échantillons instantanés, prélevés pendant l'an 2004 dans l'oued Taht, en amont du futur barrage.

Le tableau suivant résume les valeurs des données physico-chimiques des eaux du Taht :

Tableau I.9: Valeurs des paramètres physico-chimiques des eaux du Taht

Echantillon	Dureté Totale	pH	Alcalinité
1	33	8.37	16.05
2	31	8.49	16.05
3	32	7.38	13.04
4	34	6.7	31

Source : ANBT

En plus l'eau de l'Oued Taht présente une minéralisation relativement importante, Comme le montrent les valeurs du tableau ci-après :

Tableau I.10: Valeurs des paramètres de minéralisation des eaux du Taht.

Echantillon	Ca	Mg	Cl	SO ₄	HCO ₃
1	64.13	41.63	177.50	246.93	195.84
2	56.11	41.31	142.00	205.78	195.84
3	53.71	45.20	115.30	125.47	159.12
4	-	-	1136	823	-

Source : ANBT

I.9- Station de traitement de Ain ferah :

La station de traitement est destinée à traiter l'eau nécessaire au réseau d'AEP qui fait partie du présent projet. Elle se situe à l'aval du barrage de Taht, à proximité de la rive droite du fleuve même.

La quantité d'eau traitée a été évaluée selon les besoins en eau pour le système d'AEP. En tenant compte d'un fonctionnement de l'usine de traitement de 24 heures par jour, et d'un débit supplémentaire correspondant aux pertes (habituellement évalué de 2 à 5 % du total).

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons essayé de représenter la ville, connaître la topographie, le climat et l'état actuel du système d'alimentation en eau potable à partir des informations disponibles dans la région à étudier.

Nous allons donc, procéder dans le chapitre qui suit au calcul des besoins en eau des communes de projet.

Introduction :

L'évaluation des besoins en eau des populations ne peut se faire avec grande certitude.

Chaque catégorie de besoin dépend de nombreux paramètres variables dans le temps et change d'une agglomération à l'autre (climat, habitudes de la population et de la catégorie du consommateur, type de l'agglomération, etc.).

Le calcul des besoins en eau, se fait sur la base d'une quantité d'eau attribuée à chaque individu, qu'on appelle dotation.

Les dotations journalières dépendent essentiellement du niveau social et économique des agglomérations.

La consommation est supérieure dans les centres importants soit du point de vue des quantités d'eau utilisées par usager soit pour les services publics (écoles, hôpitaux, casernes, lavage rues, etc.).

Les zones secondaires et rurales ont par contre des dotations inférieures.

II-1 : Situation démographique et son évolution :

L'évaluation démographique est donnée à partir des recensements généraux de la population et de l'habitant (R.G.P.H. 2008 ,2011 et 2012).

Tableau II .1 : Nombre d'habitant total des trois communes en 2008,2011,2012 .

commune	Pop.2008	Pop.2011	Pop.2012
Oued El Abtal	21278	22930	23386
Ain Ferah	4449	4795	4891
Ain Bouras	1367	1473	1502
Totale	27094	29198	29779

Source : ONS.

Le taux d'accroissement moyen est estimé de 1,15%.

➤ L'horizon retenu pour le projet du système AEP est à Le long terme : horizon 2040.

L'évaluation démographique de la population est calculée par la formule de Tabarassan:

$$P_n = P_0(1 + T)^n \quad (\text{II-1})$$

- P_n : la population à l'horizon de calcul (2013,2040).
- P_0 : la population de l'année de référence (2008).
- T : taux d'accroissement naturel de la population en pourcentage.
- n : nombre d'années séparant l'année de référence et l'horizon de calcul.

L'horizon de calcul considéré est : 2040 (une durée de 32 ans).

L'évolution démographique sur les différents horizons est représentée dans le tableau ci-dessous :

Tableau II .2 : Estimation de la population globale des communes de Oued el Abtal, Ain ferah et Ain Bouras.

L'horizon Commune	Année 2008	Année 2013	Horizon 2040
Oued El Abtal	21278	23658	30678
Ain ferah	4449	4947	6414
Ain Bouras	1367	1519	1970
totale	27094	30124	39062

II-2 :L'évaluation de la consommation moyenne journalière : [5]

La consommation moyenne journalière est déterminée à partir des besoins:

- Domestiques
- Industriels
- Publics
- Touristiques, etc.

II-2-1.Besoins domestiques :

Ceci concerne les utilisations au niveau des familles et comprend l'eau nécessaire pour cuisiner, laver nettoyer et l'eau pour les systèmes sanitaires.

Ceci peut aussi inclure les usages productifs à petite échelle tels que les petits jardins individuels, l'abreuvement du bétail, ou les petites industries à domicile.

Leur estimation dépend de l'accroissement démographique et de l'amélioration du niveau de vie.

II-2-2.Besoins industriels :

Ils concernent les utilisations d'eau qui sont liées à des activités économiques.

La consommation industrielle dépend du produit fabriqué et surtout du procédé de fabrication utilisé :

Les grandes industries sont parfois isolées de la ville et alimentées par des réseaux indépendants.

Exemples : cimenterie : 2 m³/tonne de ciment ;
 Sucrierie : 100 l/kg de sucre ;

II-2-3. Besoins publics :

Les besoins publics englobent la consommation des administrations (50 l/j/employé), des établissements d'enseignement (30 à 100 l/j/élève), des municipalités, des hôpitaux (200 à 600l/j/lit)

II-2-4. Besoins touristiques :

La consommation spécifique touristique dans les hôtels est de 300 à 700 l/jour/lit, et peut atteindre 1200 l/jour/lit pour les hôtels de luxe.

On peut prendre comme base de calcul :

- Villes de moins de 20 000 habitants : 150 à 200 litres / jour / habitant ;
- Villes de 20 000 à 100 000 habitants : 200 à 300 litres / jour / habitant ;
- Villes de plus de 100 000 habitants : 300 à 400 litres / jour / habitant ;

Vu le niveau de vie, les habitudes sanitaires des gens, le niveau hygiénique et son évolution future, nous estimons une dotation de 200 litres / jour / habitant en raison de la forte demande au future.

D'où on prend : **Dot= 200 l/j/habitant**

Les besoins domestiques journaliers de la zone concernée par l'étude, sont donnés par la relation suivante:.

$$Q_{moy, j} = \frac{1}{1000} * dot * N \quad (m^3/jr) \quad (II-2)$$

dot: dotation moyenne en (l/j/hab.)

N: nombre d'habitants

Tableau II .3 : Tableau récapitulatif des besoins en eau de trois communes.

commune	Nombre d'habitants	Dotation (l/j/hab.)	Débit (m ³ /j)	Débit (l/s)
Oued El Abtal	30678	200	6135 ,6	71,01
Ain Ferah	6414	200	1282,8	14,84
Ain Bouras	1970	200	394	4,56
totale	39062	200	7812,4	90,41

II-3 : Etude des variations des débits : [5]

L'étude des variations des consommations au cours de l'année est une phase fondamentale de l'étude, soit pour l'importance qu'elle acquiert dans le dimensionnement des œuvres d'adduction et de compensation que pour la nécessité de réussir à maîtriser de manière satisfaisante la demande qui peut être diverse par rapport aux prévisions.

II-3-1 : Variation de la consommation journalière :

a/Variation de consommation maximale journalière (Qmaxj) :

En fonction des jours, des semaines et des mois, on observe des variations de la consommation. Le débit d'eau consommé n'est pas constant, mais varie en présentant des maximums et des minimums. Cette variation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité $K_{\max j}$ et $K_{\min j}$.

$$K_{\max j} = \frac{\text{consommation maximale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}} \quad (\text{II-3})$$

Elle représente le débit du jour le plus chargé de l'année, il s'agit en fait d'une majoration de la consommation moyenne journalière de 10% à 30%. Elle est donnée par la formule suivante :

$$Q_{\max ; j} = K_{\max j} * Q_{\text{moyj}} \quad (\text{II-4})$$

$K_{\max j}$: coefficient d'irrégularité journalière maximale. Il est compris entre 1,1 et 1,3 ; nous optons donc pour : $K_{\max j} = 1,25$. (source : ANBT).

- pour la commune oued El Abtal :

$$Q_{\max ; j} = 1,25 * 6135 ,6 = 7669,5 \text{ m}^3/\text{j} = \mathbf{88,77 \text{ l/s.}}$$

- pour la commune Ain ferah:

$$Q_{\max ; j} = 1,25 * 1282,8 = 1603,5 \text{ m}^3/\text{j} = \mathbf{18,56 \text{ l/s.}}$$

- pour la commune Ain Bouras:

$$Q_{\max ;j} = 1,25 * 394 = 492,5 \text{ m}^3/\text{j} = 5,7 \text{ l/s.}$$

b/Variation de consommation minimale journalière (Q min j) :

Elle est représentée par la formule suivante :

$$K_{\min j} = \frac{\text{consommation minimale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}} \quad (\text{II-5})$$

Donc : $Q_{\min ;j} = K_{\min j} * Q_{\text{moyj}}$ (II-6)

Kminj : coefficient d'irrégularité journalière minimale, tenant compte d'une éventuelle sous consommation. Il est compris entre 0,7 et 0,9 dans notre cas nous avons choisi :

Kmin j = 0,8.

- pour la commune oued El Abtal :

$$Q_{\min ;j} = 0,8 * 6135,6 = 4908,48 \text{ m}^3/\text{j} = 56,81 \text{ l/s.}$$

- pour la commune Ain ferah:

$$Q_{\min ;j} = 0,8 * 1282,8 = 1026,24 \text{ m}^3/\text{j} = 11,88 \text{ l/s.}$$

- pour la commune Ain Bouras:

$$Q_{\min ;j} = 0,8 * 394 = 315,2 \text{ m}^3/\text{j} = 3,65 \text{ l/s.}$$

Tableau II.4: débits moyens, maximums et minimums journaliers pour l'horizon 2040.

Communes	Qmoyj		Kmaxj	Qmax j		Kminj	Qminj	
	m ³ /j	l/s		m ³ /j	l/s		m ³ /j	l/s
Oued El Abtal	6135,6	71,01	1,25	7669,5	88,77	0,8	4908,48	56,81
Ain Ferah	1282,8	14,84	1,25	1603,5	18,56	0,8	1026,24	11,88
Ain Bouras	394	4,56	1,25	492,5	5,7	0,8	315,2	3,65

II-3-2: Variation de la consommation horaire :

Ce volet permet de déterminer la plus grande ou la plus faible charge du réseau afin de dimensionner, de prévoir les risques des dépôts dans les tuyaux et de déterminer la consommation maximale et minimale horaires, en introduisant le coefficient d'irrégularité horaire.

a/Le débit maximum horaire:

Détermination de la consommation maximale horaire :

$$Q_{\max h} = K_{\max h} * Q_{\max j/24} \quad (\text{II-7})$$

K_{max h} : coefficient d'irrégularité horaire maximal donné par la formule :

$$K_{\max h} = \alpha_{\max} * \beta_{\max} \quad (\text{II-8})$$

- **α_{\max}** : coefficient tenant compte du niveau de confort et des équipements de l'agglomération qui est compris entre 1,2 et 1,4 (nous prenons $\alpha_{\max} = 1,3$).
- **β_{\max}** : coefficient donnée par un tableau en fonction de la taille d'agglomération. Il est représenté dans le manuel (Annexe II-01) :

Tableau II.5 : Tableau donnant le coefficient $K_{\max h}$ en fonction du nombre d'habitants.

Communs	Nombre d'habitants	α_{\max}	β_{\max}	$K_{\max ;h}$
Oued El Abtal	30678	1,3	1,1	1,43
Ain Ferah	6414	1,3	1,3	1,69
Ain Bouras	1970	1,3	1,6	2,08

➤ pour la commune oued El Abtal :

$$Q_{\max ; h} = 1,43 * (7669,5 / 24) = 456,97 \text{ m}^3/\text{h} = \mathbf{126,94 \text{ l/s.}}$$

➤ pour la commune Ain ferah:

$$Q_{\max ; h} = 1,69 * (1603,5 / 24) = 112,91 \text{ m}^3/\text{h} = \mathbf{31,36 \text{ l/s.}}$$

- pour la commune Ain Bouras:

$$Q_{\max ; h} = 2,08 * (492,5 / 24) = 42,68 \text{ m}^3/\text{h} = 11,86 \text{ l/s.}$$

b/ Le débit minimum horaire :

Détermination de la consommation maximale horaire :

$$Q_{\min h} = K_{\min h} * (Q_{\max j} / 24) \quad (\text{II-9})$$

K_{min h} : coefficient d'irrégularité horaire minimale donné par la formule :

$$K_{\min h} = \alpha_{\min} * \beta_{\min} \quad (\text{II-10})$$

- **α_{\min}** : coefficient tenant compte du niveau de confort et des équipements de l'agglomération qu'est compris entre 0.4 et 0.6 (nous prenons $\alpha_{\min} = 0.5$).
- **β_{\min}** : coefficient donné par un tableau en fonction de la taille d'agglomération. Il est représenté dans le manuelle technique (Annexe 01) :

Tableau II.6 : Tableau donnant le coefficient $K_{\min h}$ en fonction du nombre d'habitants.

Communs	Nombre d'habitants	α_{\min}	β_{\min}	$K_{\min h}$
Oued El Abtal	32210	0.5	0,7	0,35
Ain Ferah	7420	0,5	0,4	0,2
Ain Bouras	2278	0,5	0,2	0,1

- pour la commune oued El Abtal :

$$Q_{\min ; h} = 0,35 * (7669,5 / 24) = 111,86 \text{ m}^3/\text{h} = 31,07 \text{ l/s.}$$

- pour la commune Ain ferah:

$$Q_{\min ; h} = 0,2 * (1603,5 / 24) = 13,36 \text{ m}^3/\text{h} = 4,12 \text{ l/s.}$$

- pour la commune Ain Bouras:

$$Q_{\min ; h} = 0,1 * (492,5 / 24) = 2,05 \text{ m}^3/\text{h} = 0,57 \text{ l/s.}$$

II-3-3 : Variation des débits horaires :

La variation des débits horaires pour notre agglomération sera la suivante :

Tableau II.7a : Variation des débits horaires pour la commune d'oued El Abtal :

Heure	Consommation totale Q _{max} ;j=7669,5 m ³ /j		Courbe de la consommation cumulée (intégrale)	
	%	m ³ /h	%	m ³ /h
0_1	1,5	115,04	1,5	115,04
1_2	1,5	115,04	3	230,08
2_3	1,5	115,04	4,5	345,12
3_4	1,5	115,04	6	460,17
4_5	2,5	191,73	8,5	651,90
5_6	3,5	268,43	12	920,34
6_7	4,5	345,12	16,5	1265,46
7_8	5,5	421,82	22	1687,29
8_9	6,25	479,34	28,25	2166,63
9_10	6,25	479,34	34,5	2645,97
10_11	6,25	479,34	40,75	3125,32
11_12	6,25	479,34	47	3604,66
12_13	5	383,47	52	3988,14
13_14	5	383,47	57	4371,61
14_15	5,5	421,82	62,5	4793,43
15_16	6	460,17	68,5	5253,60
16_17	6	460,17	74,5	5713,77
17_18	5,5	421,82	80	6135,6
18_19	5	383,47	85	6519,07
19_20	4,5	345,12	89,5	6864,20
20_21	4	306,78	93,5	7170,98
21_22	3	230,085	96,5	7401,06
22_23	2	153,39	98,5	7554,45
23_24	1,5	115,04	100	7669,5

Tableau II.7b : Variation des débits horaires pour la commune d'Ain Ferah :

Heure	Consommation totale $Q_{max}; j=1603,5 \text{ m}^3/j$		Courbe de la consommation cumulée (intégrale)	
	%	m ³ /h	%	m ³ /h
0_1	1	16,03	1	16,03
1_2	1	16,03	2	32,07
2_3	1	16,03	3	48,105
3_4	1	16,03	4	64,14
4_5	2	32,07	6	96,21
5_6	3	48,10	9	144,31
6_7	5	80,17	14	224,49
7_8	6,5	104,22	20,5	328,71
8_9	6,5	104,22	27	432,94
9_10	5,5	88,19	32,5	521,13
10_11	4,5	72,15	37	593,29
11_12	5,5	88,19	42,5	681,48
12_13	7	112,24	49,5	793,73
13_14	7	112,24	56,5	905,97
14_15	5,5	88,19	62	994,17
15_16	4,5	72,15	66,5	1066,32
16_17	5	80,17	71,5	1146,50
17_18	6,5	104,22	78	1250,73
18_19	6,5	104,22	84,5	1354,95
19_20	5	80,17	89,5	1435,13
20_21	4,5	72,157	94	1507,29
21_22	3	48,10	97	1555,39
22_23	2	32,07	99	1587,46
23_24	1	16,03	100	1603,5

Tableau II.7c : Variation des débits horaires pour la commune d'Ain Bouras :

Heure	Consommation totale Qmax ;j=492,5 m ³ /j		Courbe de la consommation cumulée (intégrale)	
	%	m3/h	%	m3/h
0_1	1	5,4672	1	5,46
1_2	1	5,4672	2	10,93
2_3	1	5,4672	3	16,40
3_4	1	5,4672	4	21,86
4_5	2	10,93	6	32,80
5_6	3	16,40	9	49,20
6_7	5	27,33	14	76,54
7_8	6,5	35,53	20,5	112,07
8_9	6,5	35,53	27	147,61
9_10	5,5	30,06	32,5	177,68
10_11	4,5	24,60	37	202,28
11_12	5,5	30,06	42,5	232,35
12_13	7	38,27	49,5	270,62
13_14	7	38,27	56,5	308,89
14_15	5,5	30,06	62	338,96
15_16	4,5	24,60	66,5	363,56
16_17	5	27,33	71,5	390,90
17_18	6,5	35,53	78	426,44
18_19	6,5	35,53	84,5	461,97
19_20	5	27,33	89,5	489,31
20_21	4,5	24,60	94	513,91
21_22	3	16,40	97	530,31
22_23	2	10,93	99	541,25
23_24	1	5,46	100	546,72

Remarque :

- Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de chaque agglomération. Pour notre cas on choisit la répartition de la variant **10001 à 50000** hab pour la commune de oued El Abtal et de **Moins de 10000 hab** pour la commune de Ain ferah et Ain Bouras . (puisque le nombre d'habitants à l'année **2040**), dont la répartition est indiquée dans l'annexe 02:
- Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération.

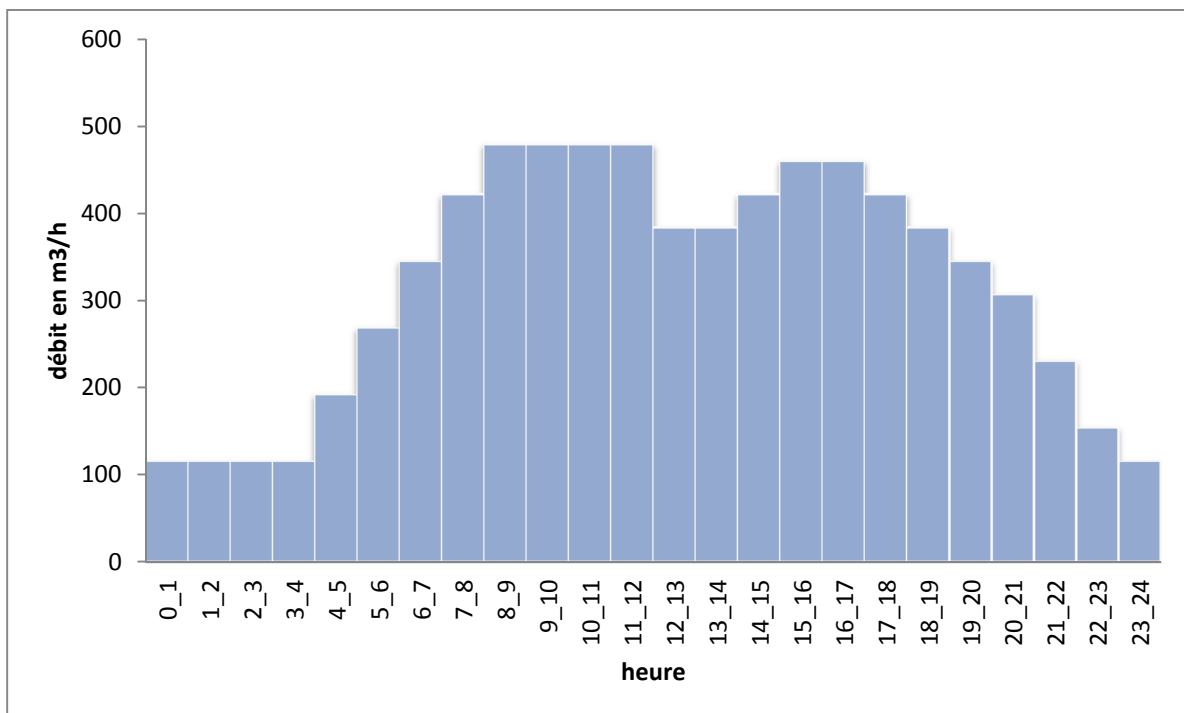


Figure II.1.a : Graphique de la consommation Totale pour l'agglomération de oued El Abtal.

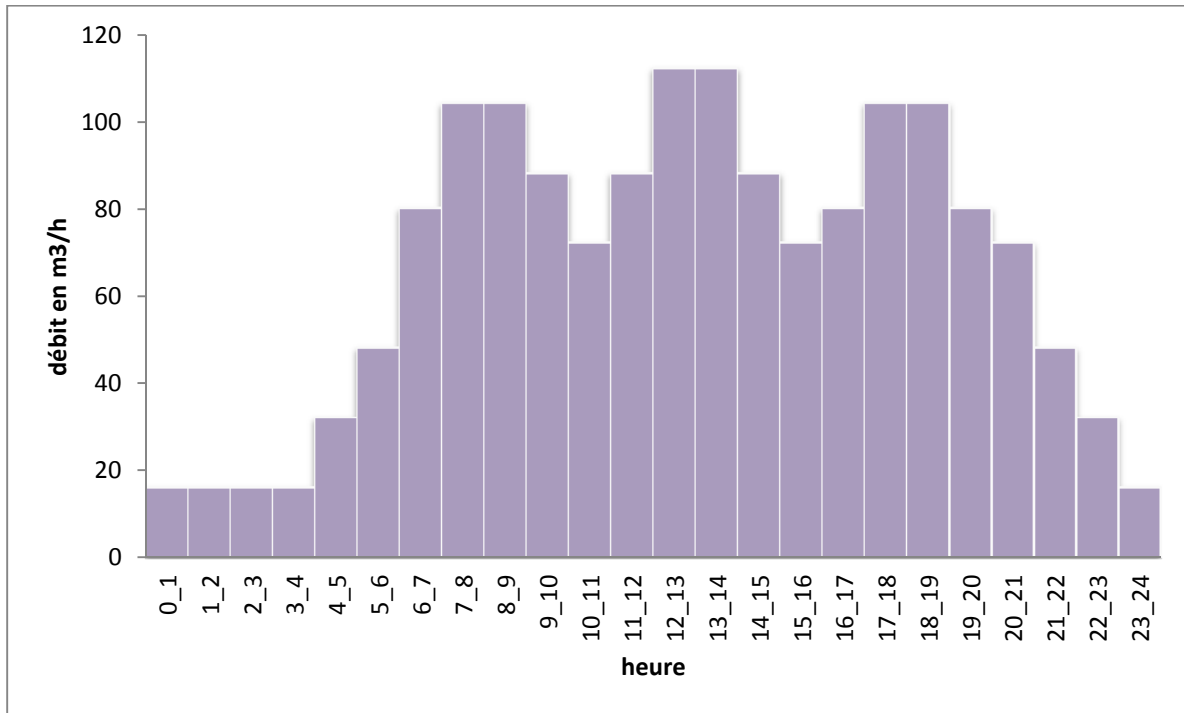


Figure II.1.b : Graphique de la consommation Totale pour l'agglomération de Ain Ferah.

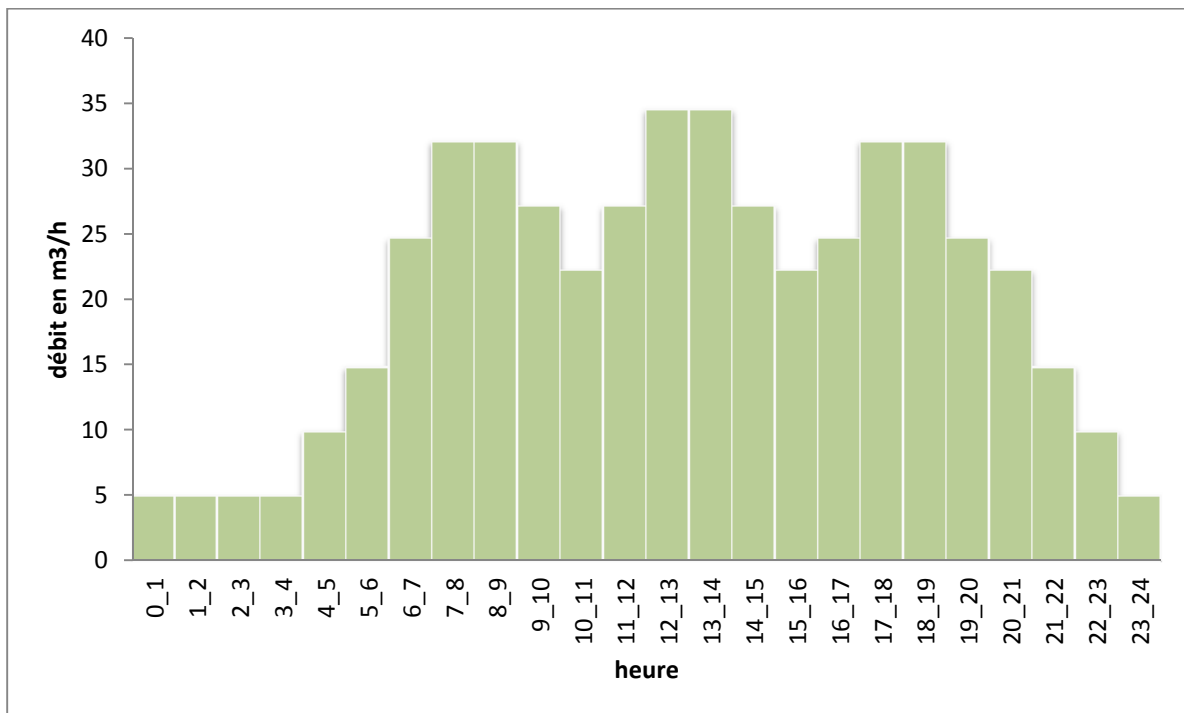


Figure II.1.c : Graphique de la consommation Totale pour l'agglomération d'Ain Bouras.

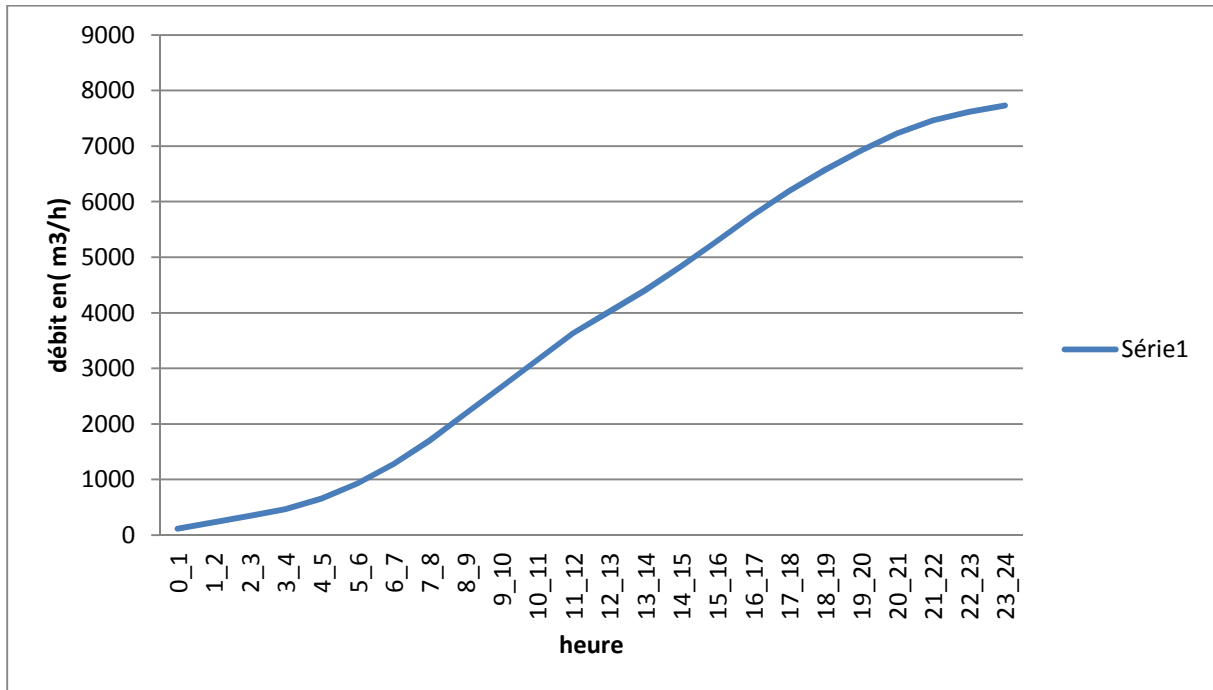


Figure II.2a : Courbe de la consommation cumulée pour l'agglomération de oued el Abtal.

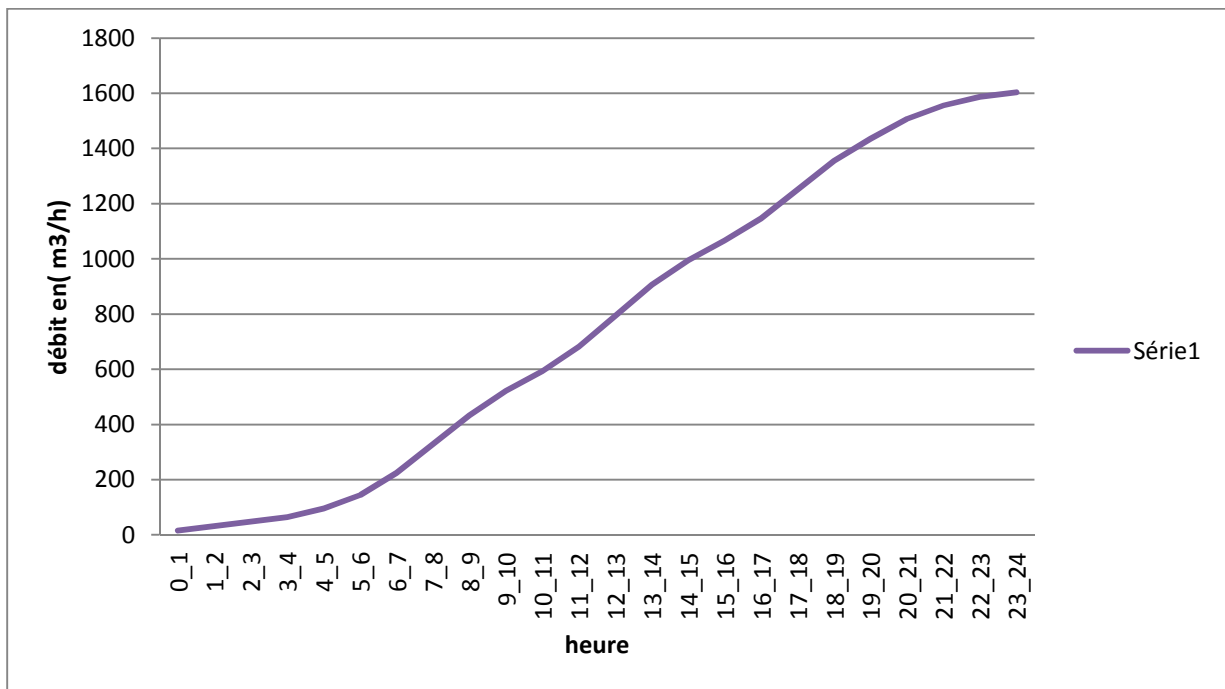


Figure II.2b : Courbe de la consommation cumulée pour l'agglomération de Ain Ferah.

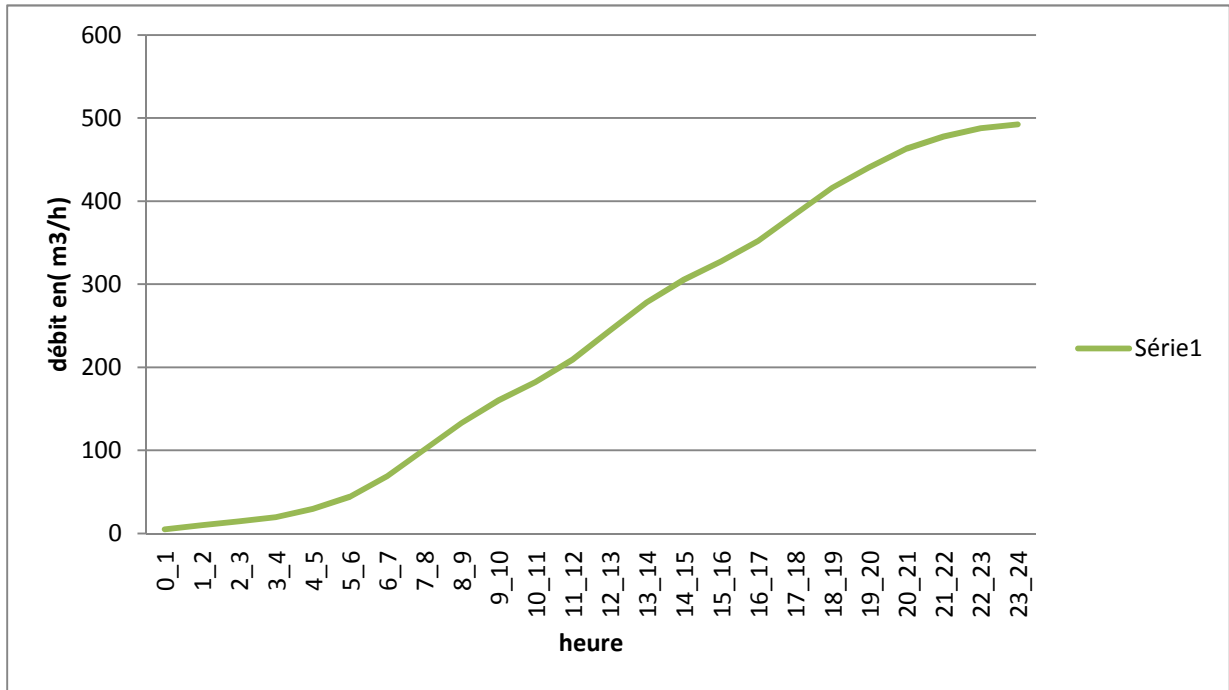


Figure II.2.c : Courbe de la consommation cumulée pour l'agglomération d'Ain Bouras.

Conclusion

En comparant le volume annuel caractérisant la consommation au volume annuel disponible :

Tableau II 8: déficit en eau .

Commune	Volume annuel du forage (m ³).	Volume Annuel demandé (m ³).	Déficit (m ³).
oued El Abtal et Ain Bouras	631000	4510349	3879345
Ain ferah	16000	913055	897055

- la commune de Ain Bouras est alimenté actuellement par la même source d'Oued el Abtal.
- les ressources sont toujours en diminution.

On peut constater que les ressources existantes ne peuvent pas satisfaire la totalité des besoins en eau potable de deux communes ; c'est pourquoi il faudra combler le déficit en eau par la mobilisation des eaux provenant du Barrage TAHT.

PREMIÈRE PARTIE : Choix de variantes du tracé.**Introduction :**

Un premier aspect important qui est considéré est celui de la fiabilité générale du système. Le projet devra assurer une fiabilité systématique du réseau (réserve et modularité des réservoirs, alternance cyclique des pompes, dédoublement des traversées à risque, limites maximum des pressions, etc...) et une fiabilité intrinsèque des éléments (qualité des matériaux, protection, fiabilité de fonctionnement...).

Un deuxième aspect fondamental étudié est celui de garantir l'expansibilité de service et de distribution territoriale du réseau à travers la redondance des conduites et la capacité d'agrandissement des ouvrages stratégiques.

Donc Le but de ce présent chapitre, est de parvenir à satisfaire la demande des consommateurs et de combler le déficit en eau potable des différentes localités. Pour cela, on est appelé à faire un choix judicieux du tracé du réseau d'adduction.

III -1-1 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.

III -1-2 Classification : [5]

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

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

III -1-2.1 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 celle du point de consommation, et se déplace donc grâce à la force de gravité d'où son nom.

III -1-2.2. Adduction par refoulement :

Quand la source se trouve à un niveau bas par rapport au point d'arrivée, l'acheminement de l'eau d'un point à l'autre se fait à l'aide de pompes.

III -1-2.3 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.

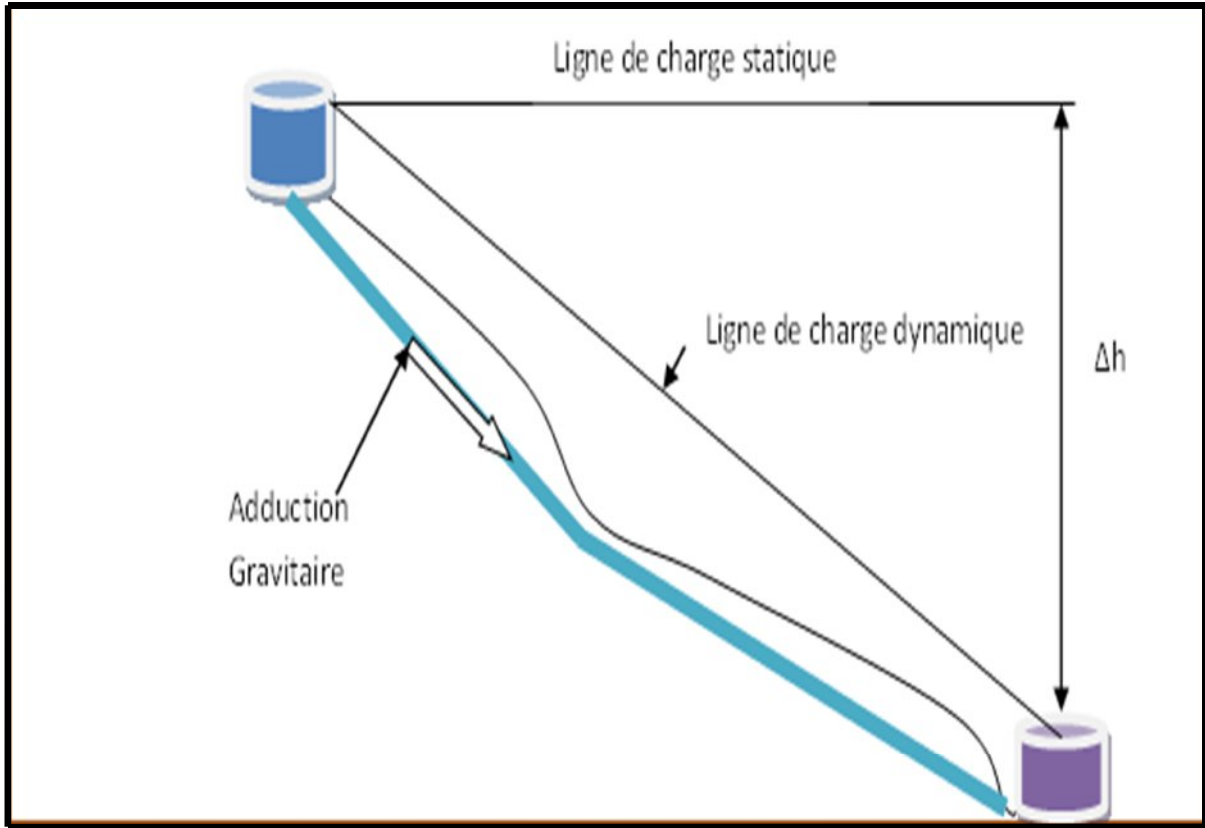


Figure. III -1-1 : Adduction gravitaire.

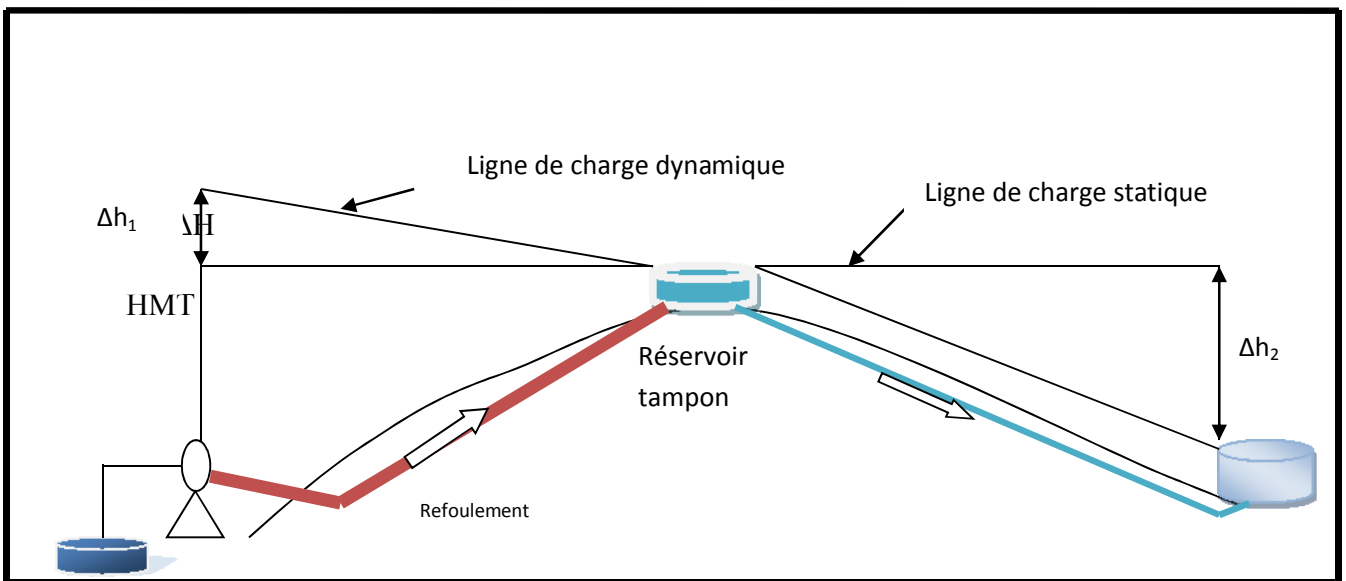


Figure. III -1-2 : Adduction mixte.

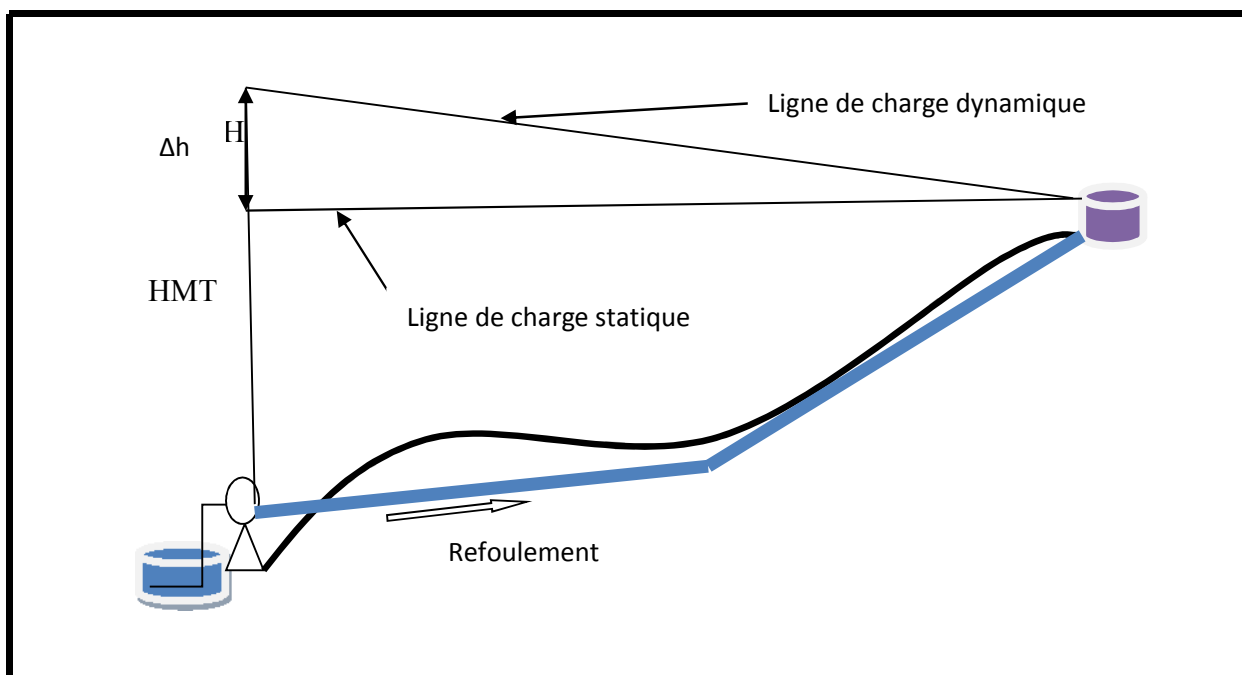


Figure. III-1-3 : Adduction par refoulement.

III -1-3 Types d'écoulement:

On distingue deux types d'écoulement :

- Ecoulement à surface libre
- Ecoulement en charge

III -1-3.1 Ecoulement 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.

III -1-3.2 Ecoulement en charge :

L'écoulement est forcé. Dans ce cas sa pression diffère de la pression atmosphérique.

III -1-4 Etude des variantes :

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

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

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

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

III -1-5 Proposition des variantes :

III -1-5.1 Variante N°01 :

la prise de transfert d'eau brute du barrage est placée au pied en aval du barrage dont se départ une conduite vers la station de traitement.

La conduite d'adduction gravitaire est posée dans la rive droit de l'oued Taht et canalise les eaux brutes vers la station de traitement placée en aval le long de la R .W n°18.

La cote minimale de dérivation est de 361 mNGA.

Le tracé présente un linéaire total d'environ 1338,03 m

III -1-5.2 Proposition de variantes des tracés :

- Variante N°01 :

Le point de départ du réseau correspond à la chambre en aval de la station de traitement.

On prévoit la réalisation d'un pompage à la prise en aval du barrage pour refouler les eaux de la station de pompage à la prise en aval de la station de potabilisation, canalise l'eau au réservoir du centre de Ain Ferrah.

Le tracé présente un linéaire total d'environ 1526,88 m. Les quelques points difficiles répertoriés le long de ce tracé sont les suivants :

- Traversée chaaba.
- Entrée village Ain Ferrah.

III -1-5.3 Proposition de variantes des tracés :

- Variante N°01 :

Le point de départ du réseau correspond à la chambre en aval de la station de traitement.

Le réseau d'AEP vers le centre de Oued El Abtal se caractérise par un fonctionnement gravitaire et un tronçon initial en pression de la station de traitement jusqu'au piquage du réservoir de Ain Bouras .la conduite d'adduction principale canalise le débit nécessaire au réservoir de Oued El Abtal.

Le tracé présente un linéaire total d'environ 16860,93m Les quelques points difficiles répertoriés le long de ce tracé sont les suivants :

- Traversée oued Minà.
- Traversée chaaba.
- Entrée village Ain Bouras.
- Sortie village Ain bouras.

- traversée oued Minà sur CW N°18.
- Traversée chaaba.
- Traversée oued Minà sur la RN N° 91.
- Traversée chaaba.
- Traversée oued Abd.

III -1-6 Choix de variantes :

Pour la variante station de pompage vers réservoir de Ain ferah :

La comparaison entre les deux solution fait choisir tout de suite la première variante, pour la considération qu'on va expliquer :

- La variante n°1 prévoit un refoulement d'un débit plus petit de la variante n°2 et donc le cout d'électricité plus bas.
- Dans la solution n°1 le pompage d'eau probablisée est placé dans la station de traitement et utilise la même cabine de transformation .dans la solution n°2 une cabine dédiée doit être réalisée.
- Le diamètre et la longueur des conduites d'adduction principale en substance ne change pas. Pour cette considération la variante n°1 a été retenue.

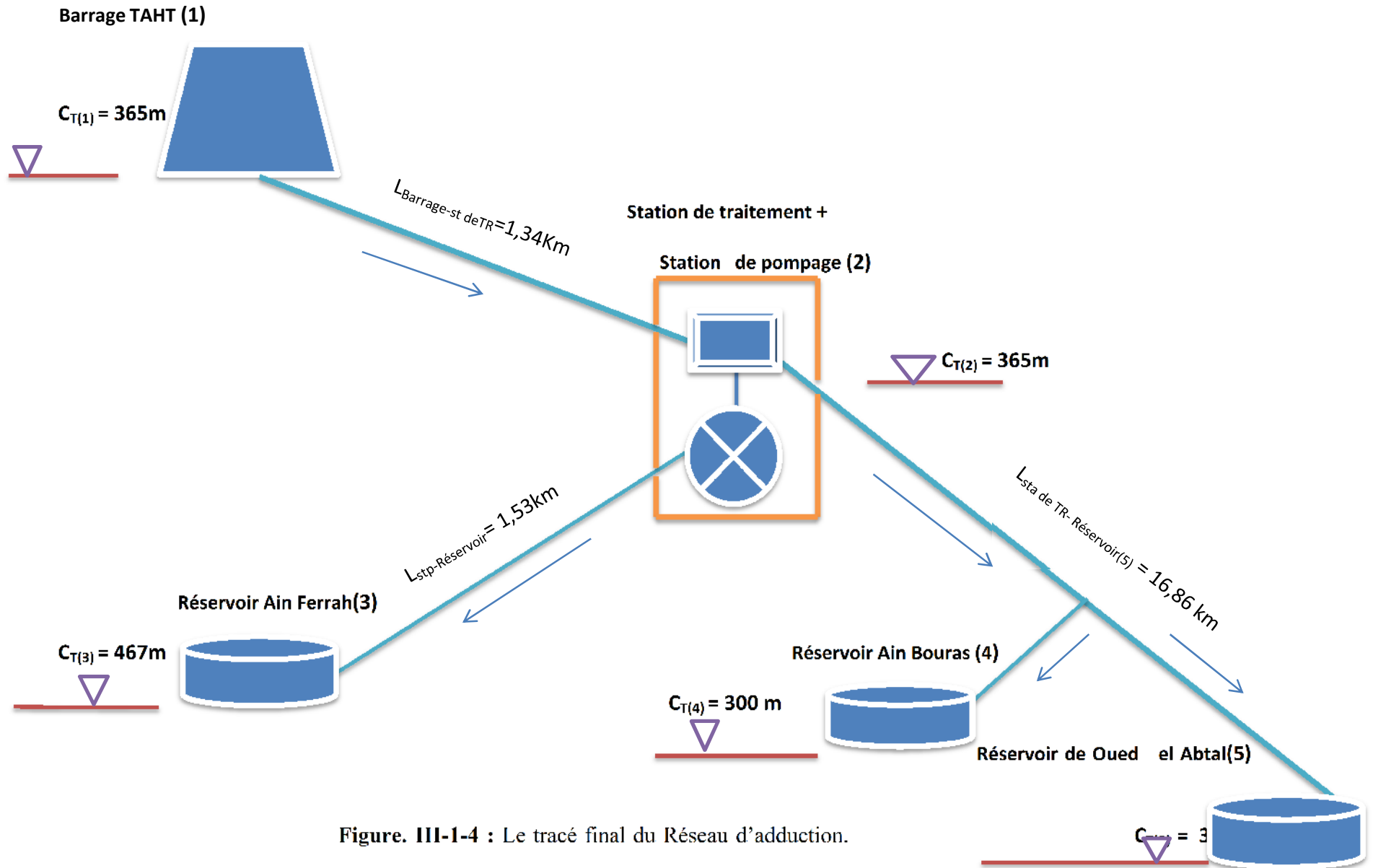


Figure. III-1-4 : Le tracé final du Réseau d'adduction.

III -1-7 Choix du matériau des conduites :

Le choix du type de matériaux des conduites constitue l'élément principal du réseau, leur choix doit répondre à certaines exigences, à savoir :

- Disponibilité du produit sur le marché national
- Facilité de la mise en œuvre ;
- Facilité d'entretien et d'exploitation ;
- Pression interne supportée par la canalisation ;
- Durée de vie ;

Les tuyaux les plus utilisés sont :

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

III -1-7.1 Conduites en acier :

L'acier est un constituant de fer combiné au carbone, le pourcentage de carbone est compris entre 0,1 % et 1,5 %. L'acier utilisé dans la fabrication des tubes et raccords est l'acier doux soudable. Les longueurs courantes varient de 6 à 16 m suivant les diamètres.

Ces tuyaux peuvent être obtenus soit par laminage à chaud sous soudeur, à partir d'un bloc de métal transformé peu à peu par plusieurs laminage (jusqu' au diamètre 400 mm), soit à partir de tôle mise en forme à la machine et soudés longitudinalement à l'arc électrique à partir du diamètre 350 mm, soit encore à partir des bandes enrôlées en hélice et soudées sur le bord à l'arc électrique du diamètre 150 mm jusqu'au diamètre 600 mm.

Parmi les avantages des tuyaux en acier :

- Découpable, soudable ;
- Bonne étanchéité ;
- Résistance aux pressions importantes et aux contraintes (chocs, écrasement) ;
- Plus léger que les tuyaux en fonte ;
- Disponibilité sur le marché national;

L'inconvénient majeur des conduites en acier est leur sensibilité à la corrosion, ils nécessitent un revêtement intérieur et extérieur ainsi qu'une protection cathodique.

III -1-7.2 Conduites en fonte :

La fonte est un alliage de fer et de carbone, dont la proportion varie entre 2,2 à 4 %.

La fonte ductile est obtenue en additionnant, au moment de la coulée, une très faible quantité de magnésium dont la présence au sein de la fonte, provoque la cristallisation du graphite sous une forme sphéroïdale au lieu de cristaux aplatis comme dans la fonte ordinaire.

Les avantages des canalisations en fonte ductile sont :

- Résistance aux pressions élevées ;
- Bonne résistance aux forces internes ;
- Compte tenu de leur solidité et leurs joints flexibles, les conduites en fonte ductile, offrent une bonne résistance aux secousses sismiques et aux affaissements de terrains.
- Les conduites en fonte comportent un revêtement intérieur constitué d'un mortier de ciment centrifugé. Ce revêtement donne une paroi de faible rugosité.

Leurs inconvénients sont :

- Lourdes et très chères ;
- La non disponibilité sur le marché national;

III -1-7.3. Conduites en plastique :

La matière plastique est un nom collectif qui désigne un groupe de matières composées de gigantesques molécules que l'on appelle des macromolécules, obtenues par voie synthétique et qui ont été transformées plastiquement au cours d'une ou plusieurs phases de leurs compositions.

Les tubes en matière plastique ont une grande importance dans presque tous les domaines de l'industrie et particulièrement dans le domaine de l'eau. Ils sont favorisés par les utilisateurs tant en alimentation rurale, notamment, pour la desserte des écarts, qu'en alimentation urbaine.

III -1-7.3.1. Conduites en PVC (poly chlorure de vinyle) :

Le PVC est un dérivé de l'éthylène, le monomère est le chlorure vinyle de formule CH_2CHCl . La matière première est une poudre blanche. Le point de fusion se situe à 150°C , mais le produit se ramollit à 75°C .

Les tubes en PVC sont 5 à 8 fois plus légers que les tubes fabriqués avec des matériaux traditionnels (acier, fonte). Les longueurs de ces conduites varient de 4 à 6 m.

Ils présentent les propriétés hydrauliques suivantes :

- La finition des surfaces internes des tubes (lisses) réduit considérablement les pertes de charges comparativement à d'autres matériaux ;
- Une faible rugosité qui se maintient le long des années ;
- Une bonne résistance chimique à la solution saline, acide et solution oxydable ;
- L'inertie chimique de PVC le protège contre les effets d'entartrage et de corrosion ;
- Facilité de pose de canalisation ;

- Disponibilité sur le marché national;

Leur inconvénient réside dans le risque de rupture.

III -1-7.3.2 Conduites en polyéthylène (PE) :

Le PE est issu des hydrocarbures, il résulte de l'association de nombreuses molécules simples (Ethylène) selon une réaction de polymérisation qui a lieu dans un réacteur chimique sous une pression et une température donnée en présence de catalyseurs.

La variation de l'un de ces paramètres peut changer la structure de la matière obtenue appelée polymère. Ce dernier peut être PE à basse densité (PEBD) ou à haute densité (PEHD) dont les points de fusion se situent respectivement à 115 °c et 130 °c.

Les raisons pour l'utilisation du polyéthylène sont innombrables, nous citons certaines d'entre elles :

- Facile à poser (grande flexibilité) ;
- Permet des rayons de courbure inférieur aux réseaux traditionnels ;
- Fiable au niveau des branchements (Pas de fuites) ;
- Durée de vie prouvée par l'expérience et les tests de vieillissement (Durée de vie théorique 50 ans à 20 °C) ;
- Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très faible) ;
- Répond parfaitement aux normes de potabilité ;
- Résiste à tous types de corrosion, ainsi que l'entartrage ;
- Résiste chimiquement lors de transport de fluides industriels et des eaux usées ;
- Se raccorde facilement aux réseaux (fonte, acier) ;
- Insensible aux mouvements du terrain (tremblement de terre) ;
- Très bonne étanchéité.

III -1-7-4. 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.

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

- Sur le plan technique :
 - Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles ;
 - Adaptation aux terrains de pose ;
 - Bonne étanchéité ;
 - Facilité d'entretien et de mise en service.
- Sur le plan économique :
 - Du prix de la fourniture et du transport ;
 - De leur disponibilité sur le marché local.

Malgré les différents avantages que présentent les conduites en PEHD, le prix de ces canalisations devient très élevé à mesure que leur diamètre augmente.

III -1-7-5. Agressivité des eaux brutes :

L'agressivité des eaux dans les conduites dépend, d'une manière générale, de l'acidité ou du contenu d'anhydride carbonique plus que de la haute concentration de chlorures ou d'autres sels présents en solution. En particulier c'est la relation entre la concentration d'anhydride carbonique, de carbonate de calcium et de pH à définir les propriétés agressives des eaux.

Pour définir ces caractéristiques, il est nécessaire d'établir en premier lieu si l'anhydride carbonique libre présente dans l'eau est suffisante à maintenir en équilibre la concentration de bicarbonate de calcium $\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$ qui est soluble avec le carbonate de calcium CaCO_3 qui n'est pas soluble.

Si la quantité de CO_2 est supérieure à celle qui est nécessaire à maintenir cet équilibre, l'excès de CO_2 rend l'eau agressive et donc capable d'attaquer tout matériau contenant du carbonate de calcium avec lequel elle entre en contact.

En tenant compte que la couche de protection des conduites en fonte ductile est réalisée en mortier de ciment, les eaux ayant une forte quantité d'anhydride carbonique peuvent détruire la protection même.

Si par contre, la quantité de CO_2 résulte inférieure à celle nécessaire à maintenir cet équilibre, l'eau déposera à l'intérieur des conduites le calcium présent en solution comme carbonate de calcium, en formant une couche de protection naturelle.

Afin de déterminer si une eau est agressive, on peut se baser sur l'indice de Langelier I :

$$I = \text{pH} - \text{pH}_s .$$

Où pH_s représente le pH de l'eau dans le cas où la présence de l'anhydride carbonique est celle nécessaires à maintenir le système des carbonates en équilibre, ce pH_s est lié à l'alcalinité selon le tableau suivante :

Tableau III-1-1 : Valeur de pH_s en fonction de l'alcalinité.

Alcalinité	25	50	75	100	125	150	175	200	250	300
CaCO ₃										
pH_s	8,85	8,10	7,65	7,60	7,55	7,40	7,35	7,30	7,25	7,1

Si la valeur de l'indice est négative, l'eau résulte agressive, s'il est positif, l'eau déposera le carbonate de calcium.

On utilise les paramètres des eaux de Taht .La valeur moyenne de l'indice de Langelier est :

$$I = 27$$

Il sera nécessaire de faire le prélèvement des eaux lorsque le bassin sera rempli, pour vérifier les hypothèses précédentes. En qui concerne les conduites en acier, comme nous avons déjà souligné auparavant, celles-ci seront revêtues par des proxy par des résines époxy et donc non assujetties au phénomène de l'érosion.

Conclusion :

Sous le profil technique, la fonte ductile est un matériau qui répond très bien aux exigences du projet. il résiste en effet à des fortes pression de service et subit aucun effet d'ovalisation par suite de charges élevées (trafic routier etc...) ou de tassement imprévu des sols .Les joint entre les tuyaux interrompent l'effet n'négatif des courants errants dans le sol.

Les matériaux utilisés pour les conduites sont la fonte ductile.

DEUXIÈME PARTIE : Dimensionnement du réseau d'adduction.**III -2-Calcul hydraulique :****III -2-1 Calcul du diamètre avantageux pour les conduites gravitaires :**

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

$$\Delta H_T = \frac{\lambda * L * V^2}{D * 2g} \text{ Sachant que } Q=V*S \Rightarrow \Delta H_T = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{g * \pi^2 * D^5} \quad (\text{III -2-1})$$

En tenant compte du matériau de la conduite et du régime d'écoulement, on déduit la formule de la perte de charge ;

$$\Delta H_T = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} \quad (\text{III -2-2})$$

ΔH_T : Perte de charge totale (m);

K' : Coefficient de perte de charge;

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

$$L_{eq} = L_g + L_{e_s} \quad (\text{III -2-3})$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

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

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

$$\Delta H_T = 1,15 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_{eq} = 1,10 * L_g$$

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_T}} \quad (\text{III -2-4})$$

Avec :

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

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

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

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

Selon le type de matériau les coefficients K' , m et β sont donnés dans le tableau IV-2-1

Tableau III -2-1: 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

Pour notre cas, on prend : $K' = 0,001735$; $\beta = 2$; $m = 5,3$

III -2-1.1 Calcul des longueurs équivalentes des différents tronçons :

Les longueurs des différents tronçons sont regroupées dans le tableau III -2-2 :

Tableau III -2-2 : Longueurs des différents tronçons de l'adduction.

N° du tronçon	Point de départ	Point d'arrivé	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)
1	Barrage de Taht	Station de traitement	1338,03	1471,83
2	Station de pompage	Réservoir Ain Ferah	1526,88	1679,57
3	Station de traitement	Piquage Ain Bouras	6720,1	7392,11
4	Piquage Ain Bouras	Réservoir Oued el Abtal	10140,83	11154,91
5	Piquage Ain Bouras	Réservoir Ain Bouras	368,74	405,61

III -2-1.2- Altitudes des différents points :

Les altitudes des différents points de notre adduction sont regroupées dans le tableau ci-après:

Tableau III -2-3 : Altitudes des différents points de l'adduction :

N° du point	Points	Côte de terrain naturel (m)
1	Barrage Taht	365
2	Station de traitement	361
3	Station de pompage	365
4	Réservoir d'Ain Ferah	467
5	Réservoir d'Ain Bouras	300
6	Réservoir d'Oued el Abtal	322

III -2-1.3 Dimensionnement des différents tronçons :**III -2-1.3.1 Tronçon (Barrage de Taht – Station de traitement STTR) :**

- Calcul du diamètre avantageux :

Le débit du transfert est fixé par le besoin en eau à l'horizon 2040 compte tenu du 10% pour le besoin du traitement, c'est-à-dire :

$$Q_{\text{Ain-Ferah}} + Q_{\text{Ain-Bouras}} + Q_{\text{Oued el Abtal}} = 112,25 + 38,27 + 479,34 = 629,86 \text{ m}^3/\text{h} = 174,96 \text{ l/s.}$$

Donc:

Le débit d'eau brut: $Q = 1,1 * 174,96 = 192,46 \text{ l/s}$.

Le débit de dimensionnement sera : $Q = 1,4 * 192,46 = 269,44 \text{ l/s} = 0,269 \text{ m}^3/\text{s}$

- Charge disponible :

$$\Delta H_d = C_{P(\text{Barrage})} - C_{P(\text{Str})} \Rightarrow \Delta H_d = 385 - 365 \Rightarrow \Delta H_d = 20 \text{ m.}$$

- Calcul du diamètre avantageux :

$$D_{av} = \sqrt[5,3]{\frac{0,001735 * 1471,83 * (0,269)^2}{18}} = 0,413.$$

Donc le diamètre normaliser est : $D = 450 \text{ mm}$.

$$\text{Donc : } \Delta H_t = \frac{0,001735 * 1471,83 * 0,269^2}{0,45^{5,3}} = 12,72 \text{ mm}$$

$$C_{P(\text{Str})} = C_{P(\text{Barrage})} - \Delta H_d = 385 - 12,72 = 372,28 \text{ m.}$$

- Vitesse d'écoulement :

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

$$Q = V * S \Rightarrow Q = V * \frac{\pi * D^2}{4} \text{ Ainsi: } V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2}$$

$$\text{la vitesse d'écoulement sera : } V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} \Rightarrow V = \frac{4 * 0,269}{\pi * 0,45^2} = 1,69 \text{ m/s.}$$

Donc, le tronçon (Station de traitement STTR- Réservoir Oued el Abtal) aura un diamètre normalisé DN= 500 mm sur une longueur égale à 1338,03 et une vitesse de 1,69 m/s.

III -2-1.3.2 Tronçon (Départ de la conduite secondaire STRR – Piqage Ain Bouras) :

Nous avons un débit $Q_{\text{max ; h}} = 517,61 \text{ m}^3/\text{h}$,

Le Débit de dimensionnement : $Q = 1,4 * 517,61 = 742,65 \text{ m}^3/\text{h} = 0,201 \text{ m}^3/\text{s}$.

ce qui donne un diamètre $D = 500 \text{ mm}$ (voir annexe 03)

- Vitesse d'écoulement :

$$V = \frac{4 * 0,2}{\pi * 0,5^2} = 1,02 \text{ m/s.}$$

- Les pertes de charge :

$$\Delta H = \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \Rightarrow \Delta H_t = \frac{0,001735 * 7392,11 * 0,2^2}{0,5^{5,3}} \Rightarrow \Delta H_t = 20,21 \text{ m.}$$

- La cote piézométrique du point d'arrivée de la conduite vers réservoir Piquage Bouras:

$$\Rightarrow C_p (\text{piquage}) = C_t (\text{str}) - \Delta H_d = 361 - 20,21 = 340,79 \text{ m.}$$

- Donc, le tronçon (station de traitement – Piquage Bouras) aura un diamètre normalisé DN= 500 mm sur une longueur égale à 6720,1m et une vitesse de 1,02 m/s.

III -2-1.3.3 Tronçon (Piquage Ain Bouras - Réservoir Oued el Abtal) :

- Charge disponible :

$$\Delta H_d = C_p (\text{piquage}) - C_p (\text{Réservoir Abtal}) \Rightarrow \Delta H_d = 340,79 - 328 \Rightarrow \Delta H_d = 12,79 \text{ m.}$$

- Calcul du diamètre avantageux :

Le débit d'eau brut: Q= **0,133 m³/s.**

Le débit de dimensionnement : Q= 1,4 * 0,133= 0,186 m³/s.

$$D_{av} = \sqrt[5,3]{\frac{0,001735 * 11154,91 * (0,186)^2}{12,79}} = 0,573.$$

Donc le diamètre normaliser est : D = **600 mm.**

$$\text{Donc : } \Delta H_t = \frac{0,001735 * 11154,91 * 0,186^2}{0,6^{5,3}} = 10,03 \text{ mm}$$

$$C_p (\text{Réservoir Abtal}) = C_p (\text{Piquage}) - \Delta H_d = 340,79 - 10,03 = \mathbf{330,76 \text{ m.}}$$

- Vitesse d'écoulement :

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

$$Q = V * S \Rightarrow Q = V * \frac{\pi * D^2}{4} \text{ Ainsi: } V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2}$$

la vitesse d'écoulement sera :

$$V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} \Rightarrow V = \frac{4 * 0,186}{\pi * 0,6^2} = 0,66 \text{ m/s.}$$

Donc, le tronçon (Station de traitement STTR- Réservoir Oued el Abtal) aura un diamètre normalisé DN= 500 mm sur une longueur égale à 10140,83et une vitesse de 0,66m/s.

Les résultats pour le calcul des diamètres avantageux de toutes les conduites principal sont regroupés dans le tableau III -2-4.

Tableau III -2-4: Diamètres normalisés pour les différents tronçons des conduites principal .

N° du tronçon	Point de départ	Point d'arrivée	L'équivalente (m)	Débit (m³/s)	D (mm)	V (m/s)	ΔH _i (m)	C _P départ (m)	C _P d'arrivé (m)	P _S (Arrivée) (m)
1	Barrage Taht	Station de traitement	1471,83	0,269	450	1,69	12,72	385	372,28	11,28
2	Station de traitement	Piquage Ain Bouras	7392,11	0,201	500	1,02	20,21	372,28	340,79	86,01
3	Piquage Ain Bouras	Réservoir Oued el Abtal	11154,91	0,186	600	0,66	10,03	340,7	328	12,7

Avec : $P_{si} = C_{pi} - C_{Ti}$.

P_s : pression de service en (m);

C_p : cote piézométrique en (m) ;

C_T : cote de terrain en (m) ;

III -2-1.3.4 Tronçon secondaire (Piquage Bouras- Réservoir Ain Bouras) :

$$\Delta H_d = C_p (\text{piquage}) - C_p (\text{Réservoir Ain Bouras}) \Rightarrow \Delta H_d = 340,79 - 306 \Rightarrow \Delta H_d = 34,79 \text{ m.}$$

Le débit de dimensionnement : $Q = 0,201 - 0,186 = 0,015 \text{ m}^3/\text{s}$.

$$D_{av} = \sqrt[5,3]{\frac{0,001735 * 405,61 * (0,015)^2}{34,79}} = 98,2 \text{ mm.}$$

Donc : on prendre : $D = 100 \text{ mm}$.

$$\text{Donc : } \Delta H_l = \frac{0,001735 * 405,61 * 0,015^2}{0,1^{5,3}} = 31,59 \text{ mm}$$

$$C_p (\text{Réservoir Abtal}) = C_p (\text{Piquage}) - \Delta H_d = 340,79 - 31,59 = 309,2 \text{ m.}$$

- Vitesse d'écoulement :

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

$$Q = V * S \Rightarrow Q = V * \frac{\pi * D^2}{4} \text{ Ainsi: } V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2}$$

la vitesse d'écoulement sera :

$$V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} \Rightarrow V = \frac{4 * 0,015}{\pi * 0,1^2} = 1,91 \text{ m/s.}$$

Donc, le tronçon (Station de traitement STTR- Réservoir Oued el Abtal) aura un diamètre normalisé DN= 500 mm sur une longueur égale à 10140,83 et une vitesse de 0,66m/s.

Tableau III -2-5: Diamètres normalisés pour les différents tronçons des conduites secondaires :

N° du tronçon	Point de départ	Point d'arrivée	L _{équivalente} (m)	Débit (m ³ /s)	D (mm)	V (m/s)	ΔH _i (m)	C _T départ (m)	C _P départ (m)	P _S (départ) (m)
2	Piquage Bouras	Réservoir Bouras Ain	405,61	0,015	100	1,91	31,59	340,72	309,2	9,2

III -2-2 Les frais d'investissement :

Les frais d'investissement des conduites gravitaire figurent dans le tableau III -2-6:

Tableau III -2-6: Frais d'investissement des conduites gravitaire

Diamètre en (mm)	Prix du ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
500	28000	6720,1	188162800
450	24000	1338,03	32112720
600	38000	10140,83	385351540
100	6000	368,74	2212440
Investissement (DA)			607839500

III -2-3 Calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement :

La gamme de diamètre est déterminée par les deux formules suivantes :

- **Formule de BRESSE :**

$$D = 1,5 * \sqrt{Q} \quad \text{(III -2-5)}$$

- **Formule de BONNIN :**

$$D = \sqrt{Q} \quad \text{(III -2-6)}$$

D : diamètre en mètre (m) ;

Q : débit à élever en m³/s.

Le diamètre économique sera compris entre les deux valeurs calculées par les formules précédentes, et sera celui qui présente un bilan minimal et une vitesse acceptable

III -2-4 Calcul des pertes de charge :

Les pertes de charges présentent une portion de l'énergie mécanique de l'eau qui se transforme en chaleur sous l'effet du frottement entre les particules de l'eau et les parois de la canalisation, elles se présentent sous deux formes :

- Les pertes de charge linéaires
- Les pertes de charge singulières

III -2-4.1 pertes de charge linéaires :

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

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

Elles sont déterminées à partir de la formule de DARCY –WEISBECH suivante :

$$\Delta H_l = I * L = \lambda \frac{L V^2}{D 2g} \quad (\text{III -2-7})$$

Le coefficient λ est obtenu par les formules suivantes:

$$\lambda = (1,14 - 0,86Ln \frac{K_s}{D})^{-2} \quad (\text{III -2-8}) \quad (\text{Formule de Nikuradzé})$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \log\left(\frac{K_s}{3,7 * D} + \frac{2,51}{R_e * \sqrt{\lambda}}\right) \quad (\text{III -2-9}) \quad (\text{Formule Colebrook})$$

R_e: nombre de Reynolds, est calculé comme suit:

$$R_e = \frac{V * D}{\nu} \quad (\text{III -2-10})$$

ν : viscosité cinématique de l'eau, donnée par la formule de STOCKS.

$$\nu = \frac{0,0178}{(1 + 0,0337 * t + 0,000221 * t^2)} \quad (\text{III-2-11})$$

t: température de l'eau en degré;

A t= 20°C: $\nu=0.01$ Stocks =10⁻⁶ m²/s

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

$$K_s = K_0 + \alpha T \quad (\text{III-2-12})$$

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 »

$\alpha = 0,04$ mm/an

T: temps de service, T=15 ans.

Alors, $K_s = 0,8 + 0,04 * 15 = 1,4$ mm

III -2-4.2 Pertes de charge singulières :

On appelle pertes de charge singulières, celles occasionnées par des singularités dans une conduite (coudes, vannes, clapets, etc.). Ces pertes sont estimées à 10 % des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_s = 0,10 * \Delta H_l \quad (\text{III -2-13})$$

III -2-4.3 Pertes de charge totales :

Les pertes de charge totales (ΔH_t) à considérer, représentent la somme des pertes de charge linéaires et singulières, alors:

$$\Delta H_t = \Delta H_l + \Delta H_s \Leftrightarrow \Delta H_t = \Delta H_l + 0,1 * \Delta H_l \Rightarrow \Delta H_t = 1,1 * \Delta H_l \quad (\text{III -2-14})$$

III -2-5 Calcul de la hauteur manométrique totale :

$$HMT = Hg + \Delta H_a + \Delta H_r = Hg + \Delta H_l \quad (\text{III -2-15})$$

Hg: la hauteur géométrique (m)

ΔH_a : pertes de charge à l'aspiration (m)

ΔH_r : pertes de charge au refoulement (m)

III -2-6 Puissance absorbée par la pompe :

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

$$P = \frac{\rho * g * Q * HMT}{\eta} \quad [\text{kw}] \quad (\text{III-2-16})$$

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

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

g: Accélération de pesanteur (9.81 m/s^2)

III -2-7 Energie consommée par la pompe :

$$E = P * t * 365 \quad [\text{Kwh}] \quad (\text{III-2-17})$$

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

P: puissance de la pompe en (kW)

III -2-8 Frais d'exploitation :

Les frais d'exploitation sont définis par :

$$F_{ex} = E * e \quad [\text{DA}] \quad (\text{III-2-18})$$

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

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

III -2-9 Frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement sont donnés par :

$$F_{am} = P_{rc} * A \quad [DA] \quad (III-2-19)$$

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

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

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (III-2-20)$$

i: Taux d'annuité annuel, i = 8 %

n: nombre d'années d'amortissement, n =32 ans

$$A = \frac{0,08}{(0,08+1)^{30} - 1} + 0,08 = 0,088 = 8,88 \%$$

- **Tronçon Station de pompage – réservoir Ain Ferah:**

- Q = 0,04365 m³/s

- L = 1679,76 m

- Hg =106 m

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de ce tronçon sont regroupés dans les tableaux III -2-7, III -2-8, III -2-9 et III -2-10:

Tableau III-2-7: Calcul de la HMT du tronçon Station de pompage réservoir d'Ain Ferah :

Diamètre(mm)	V (m/s)	Re	λ	L (m)	ΔH _t (m)	HMT (m)
150	2,47133758	370700,6	0,038	1679,76	145,71	251,71
200	1,390127389	278025,5	0,034	1679,76	30,93	136,93
250	0,889681529	222420,4	0,032	1679,76	9,54	115,54
300	0,617834395	185350,3	0,03	1679,76	3,59	109,59
350	0,453919147	158871,7	0,029	1679,76	1,60	107,60
400	0,347531847	139012,7	0,028	1679,76	0,79	106,79
450	0,274593064	123566,9	0,027	1679,76	0,42	106,42
500	0,222420382	111210,2	0,026	1679,76	0,24	106,24
550	0,183818498	101100,2	0,025	1679,76	0,14	106,14
600	0,154458599	92675,16	0,024	1679,76	0,08	106,08

Tableau III -2-8: Calcul des frais d'amortissement du tronçon Station de pompage réservoir d'Ain Ferah :

Diamètre (mm)	Prix du ml	L (m)	Prix Total (DA)	Annuité	F _{amort} (DA)
150	8000	1526,88	12215040	0,088	1084696
200	10000	1526,88	15268800	0,088	1355869
250	13000	1526,88	19849440	0,088	1762630
300	16000	1526,88	24430080	0,088	2169391
350	18000	1526,88	27483840	0,088	2440565
400	20000	1526,88	30537600	0,088	2711739
450	24000	1526,88	36645120	0,088	3254087
500	28000	1526,88	42752640	0,088	3796434
550	34000	1526,88	51913920	0,088	4609956
600	38000	1526,88	58021440	0,088	5152304

Tableau III -2-9: Calcul des frais d'exploitation du tronçon Station de pompage réservoir d'Ain Ferah :

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F _{exploit} (DA)
150	131,44	1151452,69	5377284,07
200	71,50	626421,26	2925387,30
250	60,33	528541,69	2468289,72
300	57,23	501338,73	2341251,89
350	56,19	492248,79	2298801,88
400	55,76	488536,27	2281464,41
450	55,57	486843,03	2273556,96
500	55,47	486002,27	2269630,61
550	55,42	485555,69	2267545,10
600	55,40	485305,14	2266375,04

Tableau III-2-10: Bilan du tronçon Station de pompage réservoir d'Ain Ferah :

Diamètre	F _{amort} (DA)	F _{exploit} (DA)	Bilan (DA)
150	1084696	5377284,07	6461979,62
200	1355869	2925387,30	4281256,74
250	1762630	2468289,72	4230919,99
300	2169391	2341251,89	4510643
350	2440565	2298801,88	4739366,87
400	2711739	2281464,41	4993203,29
450	3254087	2273556,96	5527643,62
500	3796434	2269630,61	6066065,04
550	4609956	2267545,10	6877501,19
600	5152304	2266375,49	7418678,92

L'interprétation graphique des résultats du bilan (exploitation – investissement) est montrée dans la figure III-2-1.

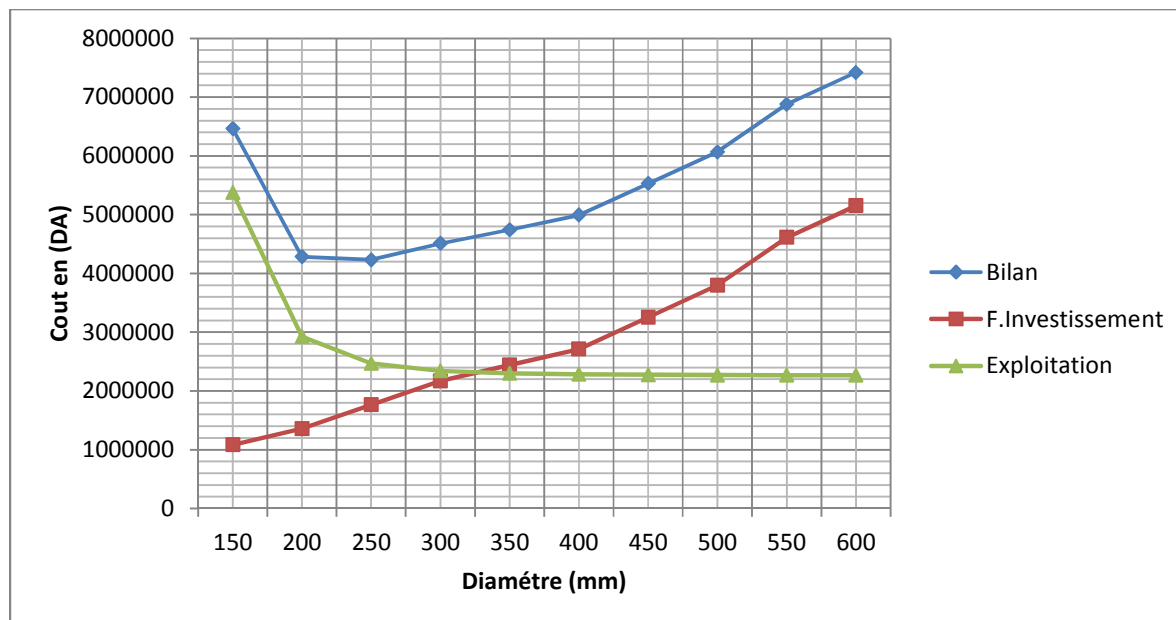


Figure III-2-1: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

Le diamètre économique est de **250mm** avec une vitesse de 0,89 m/s

Conclusion :

Dans la deuxième partie du chapitre III, nous avons dimensionné tous les tronçons de notre adduction aussi bien celle fonctionnant gravitairement que par pompage. Les autres paramètres hydrauliques (vitesse, pertes de charge) vérifient les bonnes conditions hydrauliques.

TROISIÈME PARTIE : Etude de la station de pompage.**Introduction :**

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

III-3-1- Choix de la variante d'adduction par pompage et l'emplacement de la station de pompage :

Pour le choix de la variante d'adduction par pompage et l'emplacement de la station de pompage on doit respecter les étapes suivantes :

- ❖ Il est préférable de situer la prise d'eau le plus proche possible de la station de pompage, et si c'est possible proche de l'agglomération pour diminuer les coûts de projet.
- ❖ Il ne faut jamais construire la prise d'eau, la station de pompage, dans les zones sismiques et les zones non stables, respecter les normes : distance minimale entre la station de pompage un aéroport doit être 30 km.
- ❖ Le site de la prise d'eau doit être approuvé par les services de la santé publique et l'environnement.
- ❖ Les différents ouvrages des stations de pompage ne doivent pas se trouver dans les lieux libres du tracé en cas de crue.
- ❖ Situer les ouvrages de sorte que la prise soit réparée sans interruption de l'adduction d'eau.
- ❖ Pour les terrassements et pour l'implantation de la station de pompage il est nécessaire de :
 - a) Prévoir L'accès à tous les ouvrages.
 - b) Prévoir une plate-forme avec un revêtement routier.
 - c) Utiliser les moyens de dérivation des eaux pluviales (drainage).
 - d) Prévoir une cote du planché de rez-de-chaussée de telle manière à dépasser celle de plate-forme de 0,15 à 0,5m.
 - e) Prévoir la verdure autour de la station de pompage pour l'environnement.

III-3-2 Choix du type de pompe :

Les critères de choix du type de pompe sont :

- Assurer le débit appelé Q_{app} et la hauteur HMT ;
- Meilleurrendement ;

- Vérifier la condition de non cavitation ;
- Encombrement et poids les plus faibles ;
- Vitesse de rotation la plus élevée ;
- Puissance absorbéeminimale ;
- Etrefabriquée en série.

III-3-3Couplage des pompes :

On distingue deux types de couplage des pompes :

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

III-3-4 Choix du nombre de pompes :

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

- Nombre de pompes n minimal ;
- Meilleurrendement ;
- Charge nette d'aspiration requise (NPSH)_r minimale ;
- Nombred'étage minimal ;
- Puissance absorberminimale.

III-3-4.1 Refoulement : Statiion de pompage- RéservoirAin Ferrah:

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau (III-3-1).

Tableau III-3-1-: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.

n	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	N ^{bre} d'étage	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	Øroue (mm)
1	157,14	116	PM100/2A	76	159	2900	2	71,2	5	100
2	78,57	116	PM125/8F	67,7	142	1450	8	45,6	1,5	125
3	52,38	116	PM100/8C	75,8	126	1450	8	32,16	1,9	100

A partir du tableau (III-3-1-), on déduit que la variante d'une (01) pompe est la meilleure du point de vue rendement, vitesse de rotation, nombre d'étage.

Conclusion:

On opte pour un nombre de pompe de un(01) en plus d'une (01) pompe de secours.Ces deux (02) pompes sont identiques de type **PM100/2A.CAPRARI**

III-3-5- Courbes caractéristiques des pompes :[8]

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

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

Les courbes caractéristiques des pompes des stations de pompage SP, sont retirées à partir de logiciel de CAPRARI et sont représentées dans la figure (III- 3-1) pour la pompe de la SP de type PM100/2A.

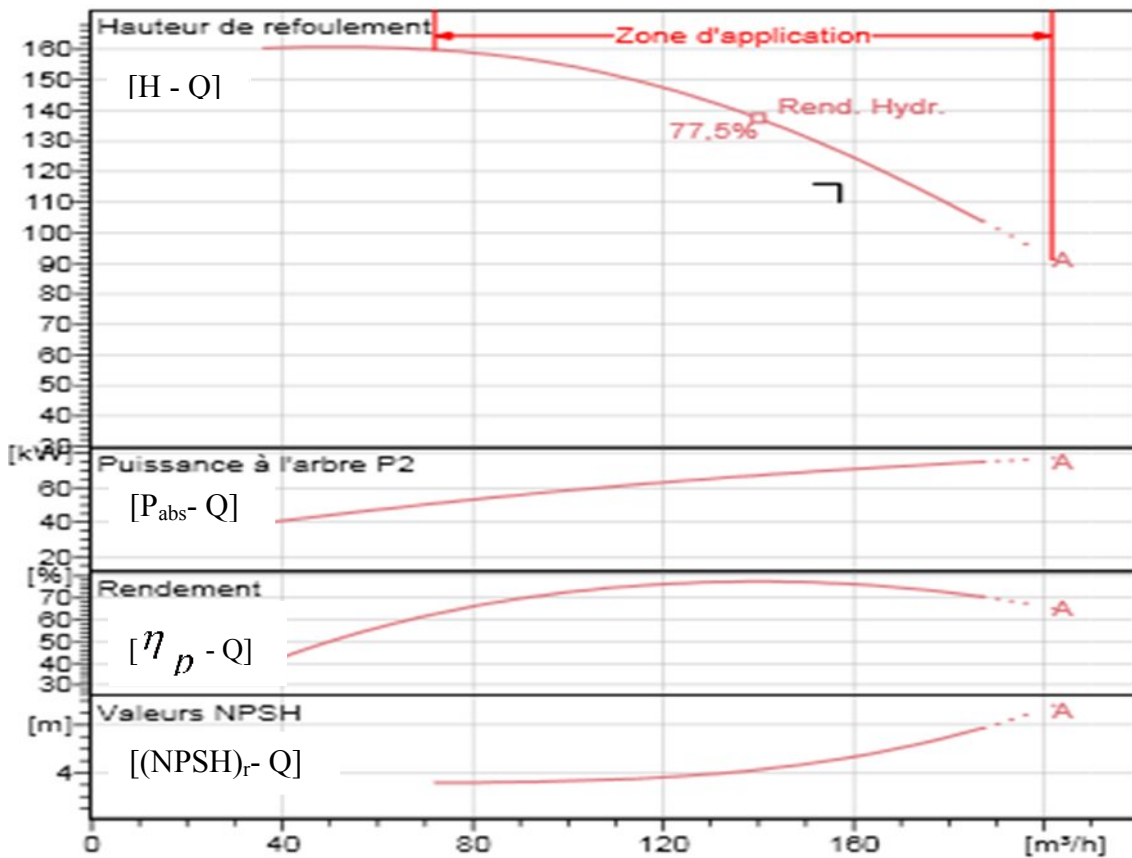


Figure III-3-1: Courbes caractéristiques de la pompe de type PM100/2A.CAP

III-3-6- Points de fonctionnement des pompes :

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

La courbe caractéristique de la pompe est donnée par le constructeur ou par les essais de pompage tandis que la courbe caractéristique de la conduite est déterminée par l'installateur de la pompe.

La pompe fonctionnera dans de bonnes conditions si le point de fonctionnement se trouve dans la zone non cavitationnelle et le débit lui correspondant dans la plage de bon fonctionnement pour un rendement optimal.

III-3-7 Courbe caractéristique de la conduite :

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

$$H_c = H_g + \Delta h_t \tag{III-3-1}$$

Avec :

H_g : hauteur géométrique (m) ;

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

$$\Delta h_t = 1,10 * \Delta h_p^{lin} \text{ (III-3-2)}$$

Avec :

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

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

λ : coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement, $\lambda = 0,032$ pour $D = 250\text{mm}$, (voir chapitre III-2-7) ;

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)

Donc pour notre cas : Refoulement : Station de pompage - Réservoir Ain Ferrah :

Tableau III-3-2: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP-Réservoir Ain Ferrah).

N°	Q (m^3/h)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ	Δh_p^{lin} (m)	Δh_t (m)	H _c (m)
1	0	106	1679,76	250	0,032	0,562049	0,618253	106,6183
2	40	106	1679,76	250	0,032	2,248194	2,473014	108,473
3	80	106	1679,76	250	0,032	5,058437	5,564281	111,5643
4	120	106	1679,76	250	0,032	8,992777	9,892055	115,8921
5	160	106	1679,76	250	0,032	14,05121	15,45634	121,4563
6	200	106	1679,76	250	0,032	0,562049	0,618253	106,6183

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (III-3-2).

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

$$\text{sont : } \begin{cases} Q_{pf} = 170 \text{ m}^3 / \text{h} > Q_{app} = 157,14 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_{pf} = 118 \text{ m} > H_{app} = 116 \text{ m} \end{cases}$$

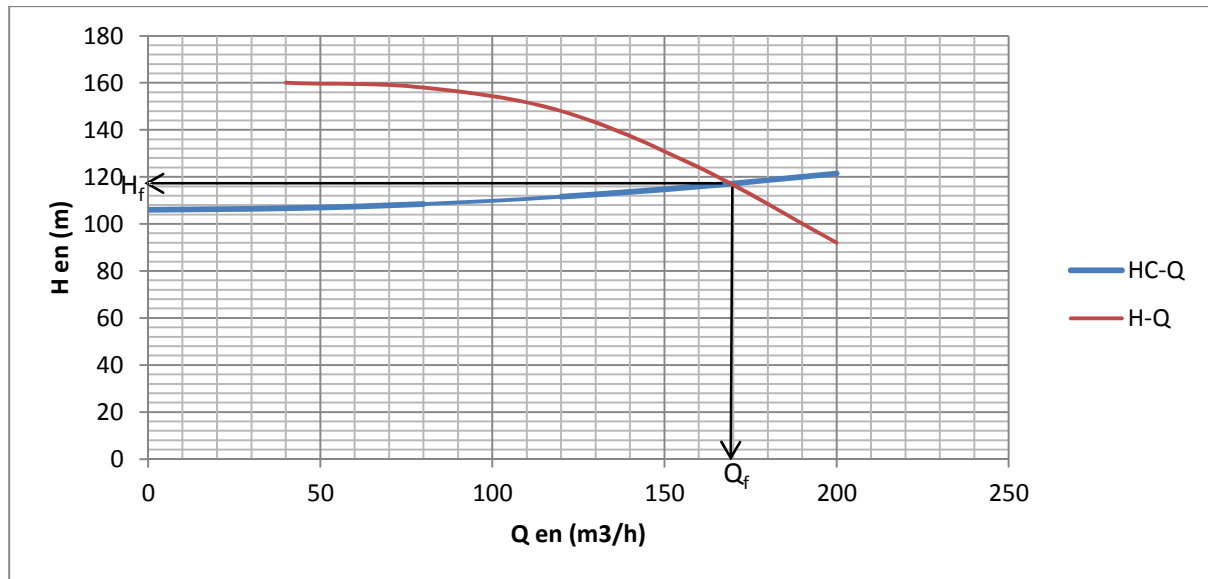


Figure III-3-2 : Point de fonctionnement de la pompe PM100/2A.

Conclusion :

Le débit du point de fonctionnement est supérieur au débit appelé et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement est égale à la hauteur manométrique appelée, une adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement s'impose.

III-3-8 Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données :[6]

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

A- Débit disponible > Débit appelé

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

- **Réglage qualitatif** : c'est la réduction de la vitesse de rotation de la pompe si elle est variable c'est à dire qu'on a un moteur à vitesse variable.
- **Réglage quantitatif** : appelé aussi vannage, c'est la fermeture partielle du robinet vanne de refoulement.
- **Rognage** : C'est la diminution du diamètre extérieur de la roue de la pompe de telle façon à refouler le débit appelé.
- **Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement** : en augmentant les singularités (des diffuseurs ou bien des rétrécissements brusques, les coudes..).
- **Diminution de temps de pompage** : dans le cas où le pompage s'effectuerait dans un réservoir.
- **Changement du type de la pompe** : si cela est possible.

B- Débit disponible < Débit appelé

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

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

Remarque :

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

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

a) Vannage :

Le rendement de l'installation après vannage est tel que :

$$\eta_{inst_{ap,van}} = \eta_{inst_{av,van}} * \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v} \quad (\text{III-3-4})$$

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

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

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

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

$$h_v = H'_c - H_{app} \quad (\text{III-3-5})$$

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

• $H'_c = 124\text{m}$ (figure III -3-2).

• $h_v = 124 - 116 \Rightarrow h_v = 8 \text{ m}$.

• $\eta_{inst_{av,van}} = 76\%$ tableau (III -3-1).

$$\bullet \quad \eta_{inst_{ap,van}} = 76 * \frac{116}{116 + 8} \Rightarrow \eta_{inst_{ap,van}} = \mathbf{71,1\%}$$

• Moyennant la formule (III-2-16)(Chapitre III), on détermine la nouvelle puissance

$$\text{ainsi : } P = \frac{\rho * g * Q * HMT}{\eta} \quad P_{abs} = \frac{9,81 * 1000 * 157,14 * 116 * 100}{71,1 * 3600}$$

$$\Rightarrow P_{abs} = \mathbf{69,86Kw}.$$

b) Diminution du temps de pompage :

Le nouveau temps de fonctionnement de la station est tel que :

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t \quad (\text{III-3-6})$$

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

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

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

- Le nouveau temps de pompage sera : $t' = \frac{157,14}{170} * 24 \Rightarrow t' = \mathbf{22\ h\ 11\ min\ 4\ sec}$
- Le rendement correspondant au débit $Q_{pf} = 194\ \text{m}^3/\text{h}$ est : **76%** (figure(III-3-1) ; Moyennant la formule (III-2-16)(Chapitre III), on détermine la nouvelle puissance:

$$P_{abs} = \frac{9,81 * 157,14 * 116}{0,76 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = \mathbf{65,36\ Kw.}$$

c) Rognage :

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

$$H = \frac{H_{app}}{Q_{app}} * Q \quad (\text{III-3-7})$$

Q_{app} : débit demandé ou débit appelé ;

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

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

$$d = \emptyset * \sqrt{\frac{H_{app}}{H_{M1}}} \quad (\text{III-3-8})$$

H_{M1} : hauteur correspondant au point d'intersection entre la courbe de la droite de rognage et la courbe caractéristique de la pompe ;

\emptyset : diamètre extérieur de la roue avant le rognage;

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

***Rendement de rognage**

$$R = (1-m) * 100 \quad (\text{III-3-9})$$

R : rendement de rognage (%) ;

m : coefficient de rognage ;

$$m = \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_{M1}}} \quad (\text{III-3-10})$$

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

- L'équation de la droite de rognage est telle que : $H = \frac{116}{157,14} * Q$
 $\Rightarrow H = 0,738 Q$

- Le diamètre de la roue après le rognage, sera : $d = 100 * \sqrt{\frac{116}{122}} \Rightarrow d = 97,51 \text{ mm}$.

- Le coefficient de rognage est : $m = \sqrt{\frac{157,14}{165}} \Rightarrow m = 0,976$.

- Le rendement de rognage est : $R = (1 - 0,978) * 100 \Rightarrow R\% = 2,41\% < 15\%$.

\Rightarrow Le rognage est une solution efficace

- Le rendement après rognage est : **76 %** (figure(III-3-3)).

- La puissance absorber: $P_{abs} = \frac{9,81 * 1000 * 116 * 157,14}{0,76 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = 65,36 \text{ Kw}$.

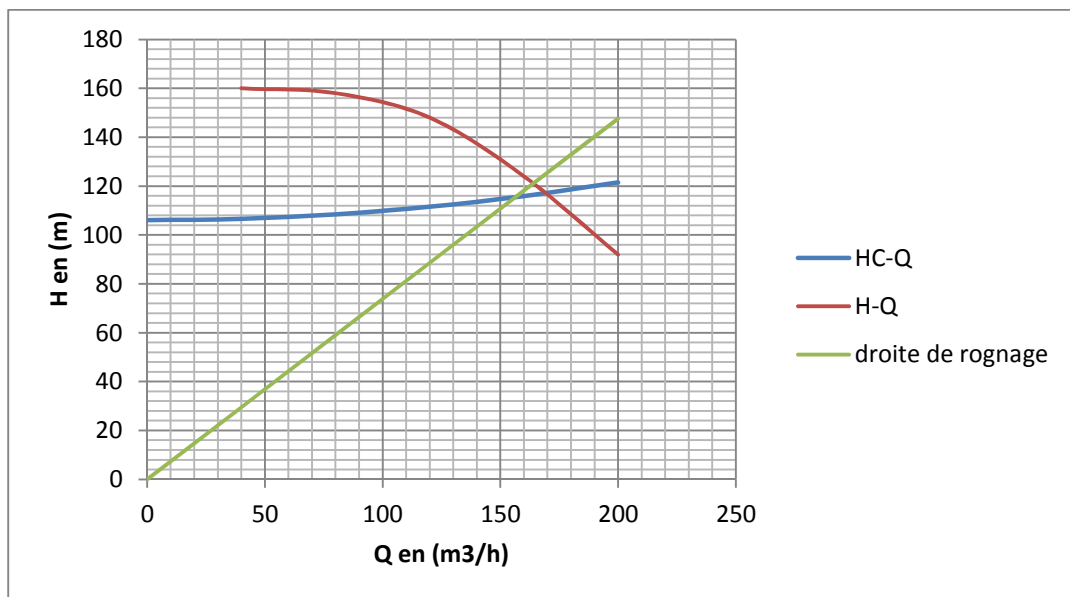


Figure III-3-3 : Droite de Rognage.

Conclusion:

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

III-3-9- Etude de la cavitation : [2]

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

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

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

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

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

On pose: $(NPSH)_d = (NPSH)_r + r$ (III-3-11)

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

On prend : $r = 0,3 \text{ m}$.

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

$$h_{asp}^{adm} = (NPSH)_r + r - P_{at} + T_v + \frac{V_a^2}{2 * g} + \Delta h_{asp} \quad \text{(III-3-12)}$$

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

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

$$P_{at} = 10,33 - 0,00139 * H \quad \text{(III-3-13)}$$

Avec : H : altitude de la station.

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

Tableau III-3-3: 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.

$$\Delta h_{asp} = (1,05 - 1,1) * \Delta h_{asp}^{lin} \quad \text{(III-3-14)}$$

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

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left(\frac{L_r * Q_{app}^2}{D_c^{5,3}} + \frac{l_r * Q_a^2}{D_a^{5,3}} \right) \quad \text{(III-3-15)}$$

L_r : longueur du collecteur d'aspiration, $L_r = 15$ m ;

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

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

$$Q_a = \frac{Q_{app}}{n} \quad (III-3-16)$$

Avec : n : nombre de pompes en parallèles.

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

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * Q_{app}}{\pi * V_c}} \quad (III-3-17)$$

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

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

D_a : diamètre de la conduite d'aspiration,

$$D_a = (1,2 - 1,5) * DN1 \quad (III-3-18)$$

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

III-3-10 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.

$$\text{Pour les installations en aspiration : } \nabla_{axe} = \nabla_{min} + h_{asp}^{adm} - r \quad (III-3-19)$$

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

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

$$\nabla_{min} = C_p - h + h_{inc} \quad (III-3-20)$$

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

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

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

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

III-3-10-1 Refoulement : Station de pompage - Réservoir d'Ain Ferrah :

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 5$ m (figure III-3-1)
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 361 \Rightarrow P_{at} = 9,83$ mce
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20$ °C : $T_v = 0,24$ mce
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 1,5 * DN1$
DN1 = 125 mm

Donc : $D_a = 1,5 * 125 \Rightarrow D_a = 187,5mm$

• La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 * 157,14}{3,14 * 0,188^2 * 3600} \Rightarrow V_a = 1,57m/s$

• Diamètre du collecteur d'aspiration :

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * 157,14}{3,14 * 1,5 * 3600}} \Rightarrow D_c = 0,235m$$

On pose $D_c = 0,250m \Rightarrow V_c = \frac{4 * 157,14}{3,14 * 0,25^2 * 3600} \Rightarrow V_c = 0,88m/s$

Cette vitesse est admissible alors on prend : $D_c = 250mm$

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

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left(\frac{15 * \left(\frac{157,14}{3600}\right)^2}{0,25^{5,3}} + \frac{1,5 * \left(\frac{157,14}{3600}\right)^2}{0,188^{5,3}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,11m$$

• La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,1 * 0,1 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,123m$

• La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 5 + 0,3 - 9,83 + 0,24 + \frac{1,57^2}{2 * 9,81} + 0,123 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = -4,04m$$

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

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

$$h_{asp}^{adm} = 9,83 - 5 - 0,3 - 0,24 - \frac{1,57^2}{2 * 9,81} - 0,123 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = 4,04m$$

• Le niveau minimum du plan d'aspiration : $\nabla_{min} = 369 - 4 + 0,6 \Rightarrow \nabla_{min} = 365,6mNGA$

• La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 365,6 + (4,04) - 0,3 \Rightarrow \nabla_{axe} = 368,34mNGA$

III-3-11 Choix du moteur électrique :

III-3-11.1 Critères de choix du moteur électrique :

Les critères de choix du moteur électrique sont :

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

On choisit les moteurs adéquats à partir de logiciel du constructeur (CAPRARI) et cela en fonction de la puissance fournie par ce dernier et le type de la pompe.

III-3-11.2- Vitesse de rotation du moteur :

La vitesse de rotation du moteur est donnée comme suit :

$$N_m = N_p \pm 200 \text{ tr/mn (III-3-21)}$$

Où:

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

N_p : vitesse de rotation de la pompe (tr/mn) ;

III-3-11.3 Puissance fournie par le moteur :

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

$$P_m = \frac{\varpi * Q_{app} * HMT * K}{\eta_p * \eta_{acc} * \eta_m} \text{ (III-3 -22)}$$

Où :

P_m : puissance du moteur (watt) ;

ϖ : poids volumique de l'eau, $\varpi = 9810 \text{ N/m}^3$;

Q_{app} : débit refoulé par une pompe ;

HMT : hauteur manométrique totale minimum ;

η_p : rendement de la pompe ;

η_{acc} : rendement de l'accouplement, $\eta_{acc} = 0,93$;

η_m : rendement du moteur, $\eta_m = (92-95) \%$,

On prend : $\eta_m = 93 \%$.

K : coefficient correcteur, en fonction de la puissance de la pompe ;

Tableau III-3-4: Coefficient de correction en fonction de la puissance.

P_{abs} (Kw)	1-2	2-10	10-50	50-100	100-200	> 200
K	2	2 -1,3	1,3 - 1,2	1,2 - 1,1	1,1 - 1,05	1,05

Donc Pour notre cas : Station de pompage - Réservoir de Ain Ferrah :

a) Puissance du moteur :

- Le rendement après réglage est : 68,4 %.
- La hauteur manométrique totale est : 95,68 m.
- Le débit d'une pompe est : $43,65 * 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$.
- La puissance absorbée de la pompe est : 71,2Kw $\Rightarrow K = 1,2$.
- La puissance du moteur est :

$$AN : P_m = \frac{9810 * 43,65 * 10^{-3} * 116 * 1,2}{0,76 * 0,93 * 0,93} \Rightarrow P_m = 90,68 \text{ Kw.}$$

b) Caractéristiques du moteur :

Connaissant la vitesse de rotation et la puissance du moteur, on tire les caractéristiques à partir de logiciel du constructeur CAPRARI

- Fréquence 50HZ
- Tension nominale 400V
- Vitesse nominale 2950 tr/min

- Nombre de pôles 2
- Puissance nominale P2 75 Kw
- Type de moteur 3~
- Courant nominal -A
- Classe d'isolation F
- Degré de protection IP 55

III-3-12- Encombrement des groupes electropompe :[8]

Il importe de connaître les dimensions et l'encombrement des moteurs électro pompe, cela nous aidera à déterminer les dimensions du bâtiment de la station qui les abritera. L'encombrement de la pompe est représenté après le catalogue de Caprari dans la figure suivante :

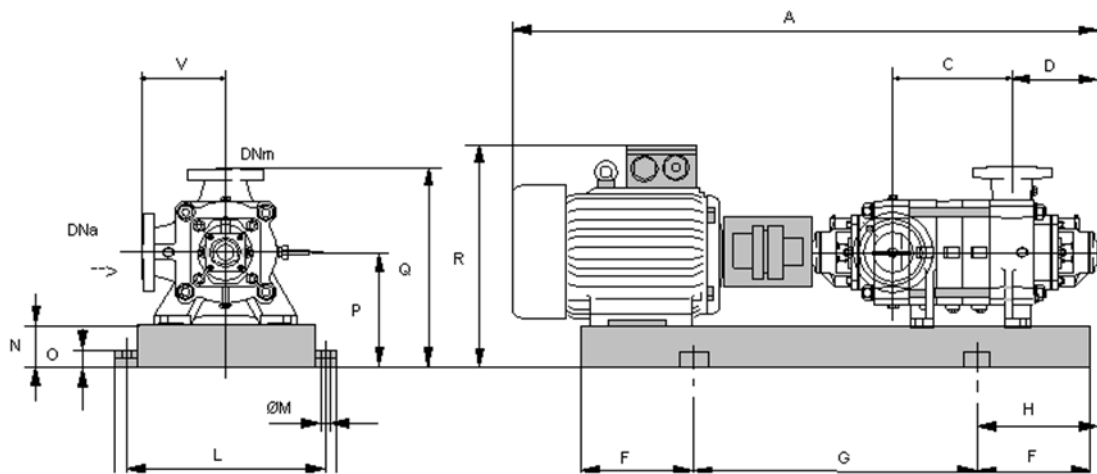


Figure III-3-4. Encombrement de la pompe de SPCaprari PM100/2A

Les dimensions des autres types de pompe sont représentées dans les tableaux suivant :

Tableau III -3-5:dimensions de la pompe type PM100/2A de SP.

A=2262	F=300	O=45	V=220
B=1876	G=1276	P=420	R=860
C=545	H=544	Q=740	
DNa=150	I=720	S=180	
DNm=125	M=20	T=220	
E=244	N=140	U=239	

III-3-13 Dimensionnement des bâtiments des stations :

III-3-13.aHauteur du bâtiment :

Elle est calculée comme suit :

$$H_b = H_5 + H_6 + H_7 + H_8 + H_9 \tag{III-3-23}$$

Où :

$$H_5 = H_p + H_s + H_r \tag{III-3-24}$$

H_p : hauteur de la pompe, H_p (donnée dans le catalogue);

A.N : $H_p = 560$ mm.

H_s : hauteur du socle de 0,3 à 0,5 m, $H_s = 0,3$ m

H_r : hauteur de réserve $H_r = 0,5\text{ m}$;
 A.N : $H_5 = 0,56 + 0,3 + 0,5 \Rightarrow H_5 = 1,36\text{ m}$
 H_6 : hauteur réservée à l'homme, $H_6 = 2,2\text{ m}$;
 H_7 : hauteur du chariot, $H_7 = 0,3\text{ m}$;
 H_8 : hauteur profilée, $H_8 = 0,8\text{ m}$;
 H_9 : hauteur de sécurité, $H_9 = 0,5\text{ m}$;
 A.N : $H_b = 1,36 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5 \Rightarrow H_b = 5,16\text{ m}$

Conclusion :

Les hauteurs du bâtiment étant normalisées (3,6 ; 4,2 ; 4,8 ; 5,5 m) on prend comme hauteur du bâtiment $H_b = 5,5\text{ m}$.

III-3-13.b Longueur du bâtiment

Elle est donnée en fonction des paramètres suivant :

$$L_b = n \cdot L + L_{\text{int}} + L_{\text{pf}} + L_r + L_p \text{ (III-3-25)}$$

n : nombre de pompes, $n = 2$ (tenant compte de la pompe de secours)

L : longueur de la pompe et celle du moteur, $L = 2,262\text{ m}$;

$$L = 2 \cdot 2,26 \Rightarrow L = 4,52\text{ m}.$$

L_{int} : distance entre deux pompes voisines, $L_{\text{int}} = (0,8-1,2)\text{ m}$,

On prend : $L_{\text{int}} = 1,2\text{ m}$.

L_{pf} : longueur de la plate-forme de montage, $L_{\text{pf}} = 3\text{ m}$.

L_r : longueur de l'armoire électrique, $L_r = (2-3)\text{ m}$;

On prend : $L_r = 3\text{ m}$.

L_p : longueur du bureau du personnel,

On prend : $L_p = 4\text{ m}$;

$$\text{A.N : } L_b = 4,52 + 1,2 + 3 + 3 + 4 \Rightarrow L_b = 15,72\text{ m}.$$

Conclusion : La station de pompage aura une longueur de **16 m**.

III-3-13.c Largeur du bâtiment

Elle est donnée par la relation :

$$l_b = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 2 \cdot s \text{ (III-3-26)}$$

s : épaisseur du mur, $s = 0,2\text{ m}$;

l_1 : distance entre mur et premier organe de la pompe, $l_1 = 0,3\text{ m}$;

l_2 : distance entre les tubulures, $l_2 = 1,2\text{ m}$;

l_3 : longueur des accessoires d'aspiration,

$$l_3 + l_4 = l_p + l_{\text{tr}} + l_{\text{tasp}} + l_c \text{ (III-3-27)}$$

Où :

l_p : longueur de la pompe, $l_p = 2,5\text{ m}$;

l_{tr} : longueur de la tubulure de refoulement, $l_{\text{tr}} = 2 \cdot D_a$

$$\text{A.N : } l_{\text{tr}} = 2 \cdot 0,25 \Rightarrow l_{\text{tr}} = 0,5\text{ m} ;$$

l_{tasp} : longueur de tubulure d'aspiration, $l_{\text{tasp}} = 0,5\text{ m}$;

l_c : longueur du convergent, $l_c = 0,8\text{ m}$;

$$\text{A.N : } l_3 + l_4 = 2,5 + 0,5 + 0,5 + 0,8 \Rightarrow l_3 + l_4 = 4,3\text{ m}$$

$$\text{A.N : } l_b = 0,5 + 1,2 + 4,3 + 2 \cdot 0,2 \Rightarrow l_b = 7\text{ m}$$

Conclusion : La station de pompage aura une largeur de **7 m**.

III-3-13.d Dimensions des portes

- ✓ porte principale : **3,2*3,6**
- ✓ porte secondaire : **2,5*1,6**

III-3-13.e Dimensionnement des fenêtres

Il faut avoir un éclairage de surface de (10-15) % de la surface de la station en plus de l'éclairage électrique.

$$\sum S_f = 0,15 * 19 * 6 \Rightarrow \sum S_f = 17,1 \text{ m}^2$$

Le nombre de fenêtres sera :

$$n = \frac{\sum S_f}{S_f} \text{ (III-3-28)}$$

n : nombre de fenetres ;

S_f: surface d'une seule fenêtre, S_f= (1,2 * 2,2) ;

A.N : $n = \frac{17,1}{1,2 * 2,2} \Rightarrow n = 7 \text{ fen\^etres}$

III-3-13.f Dimensionnement des marches d'escalier :

- ✓ hauteur : 17,3 cm ;
- ✓ largeur : 90cm ;
- ✓ pente : 1/1,75.

III-3-13.g Dimensionnement de la plat forme du montage :

- ✓ La longueur de la plat forme de montage = 1,5* distance entre l'axe de deux pompes voisines (III-3-29)
= 1,5* 1= 2m.

- ✓ la larguer de la plat forme = largeur de la salle du machine.(III-3-30)

= 7m.

III-3-13.h Surface du bureau du chef, bureau personnel et le magasin :

- ✓ Bureau personnel = 15m².
- ✓ Bureau du chef d'exploitation = 12m²
- ✓ Magasin = 15 m².

Tableau III-3-6:Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station.

Dimensions du bâtiment de la station (m)							
Longueur	Largeur	Hauteur	Epaisseur des murs	fenêtres	Plate-forme	portes	
						secondaire	principale
16	7	5,5	0,3	1,2*2,2	2*6	2,5*1,6	3,2* 3,6

Conclusion :

Pour notre projet, nous avons une station de pompage qui refoule l'eau vers réservoir de Ain Ferrah, elle doit être équipée de 01 pompe de Type **PM100/2A** en plus d'une deuxième pompe de secours.

Leur cote d'axe sera à 365,34 m. le bâtiment de cette station sera de forme rectangulaire d'une superficie de 112 m² et d'une hauteur de 5,5 m.

QUATERIÈME PARTIE : Protection contre le coup de bélier.**Introduction :**

Le phénomène transitoire, ou le coup de bélier, qui suit l'arrêt ou le démarrage des pompes ou la fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement ou d'un robinet placé sur la conduite de refoulement, peut engendrer des pressions trois fois plus que celle du fonctionnement normal ou des dépressions qui sont néfastes pour les canalisations. En revanche, les stations de refoulement doivent être aménagées des équipements de protections contre ce phénomène pour faire face, à la fois, aux surpressions et aux dépressions qui peuvent se manifester dans les conduites de refoulement.

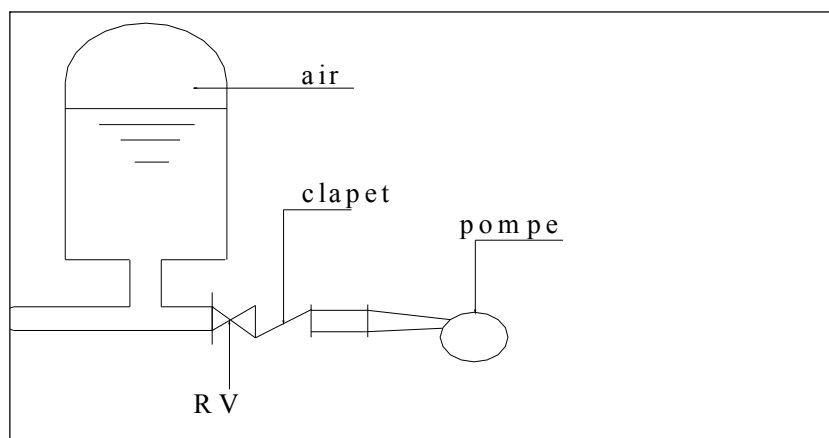


Figure III -4-1: Principe de disposition du réservoir d'air anti bélier.

III -4-1: Risques dû aux coups de bélier : [1]

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

Ces phénomènes se produisant dans une conduite en charge, peuvent provoquer des risques à la suite d'une dépression ou d'une surpression engendrée par les manœuvres brusques.

a.Cas de la surpression :

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

b. Cas de dépression :

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

c. Fatigue de la canalisation :

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

III -4-2: Description des phénomènes physiques :**a) État d'équilibre d'un système hydraulique :**

Les phénomènes transitoires hydrauliques apparaissent lorsque l'équilibre des forces agissant sur un système est modifié. Quand un liquide est en mouvement dans une conduite et que ce mouvement ne varie pas dans le temps, il y a un état d'équilibre permanent. En fait, il y a équilibre entre l'énergie disponible (ou potentielle) et les énergies dues au mouvement (cinétique) et perdues par le frottement, ce qui définit un mouvement permanent. Cette vision est macroscopique car, à une échelle plus petite, on observe que les vitesses fluctuent constamment autour d'une valeur moyenne, c'est une manifestation de la turbulence.

b) Perturbation de l'équilibre, effet sur les pressions :

Si on considère la conduite dans laquelle coule un liquide en régime permanent, le niveau de la pression est fort raisonnable, soit inférieur à celui de la pression hydrostatique dans des conditions d'écoulement nulles. Qu'advient-il lorsque, pour une raison ou une autre, il y a une modification temporelle de l'écoulement par accélération ou décélération. La réponse du physicien se base sur les principes de la mécanique newtonienne. Il y aura un transfert d'énergie entre les énergies potentielle et cinétique pour chercher à atteindre un nouvel équilibre en tenant compte des pertes et transgresser le principe de conservation de l'énergie.

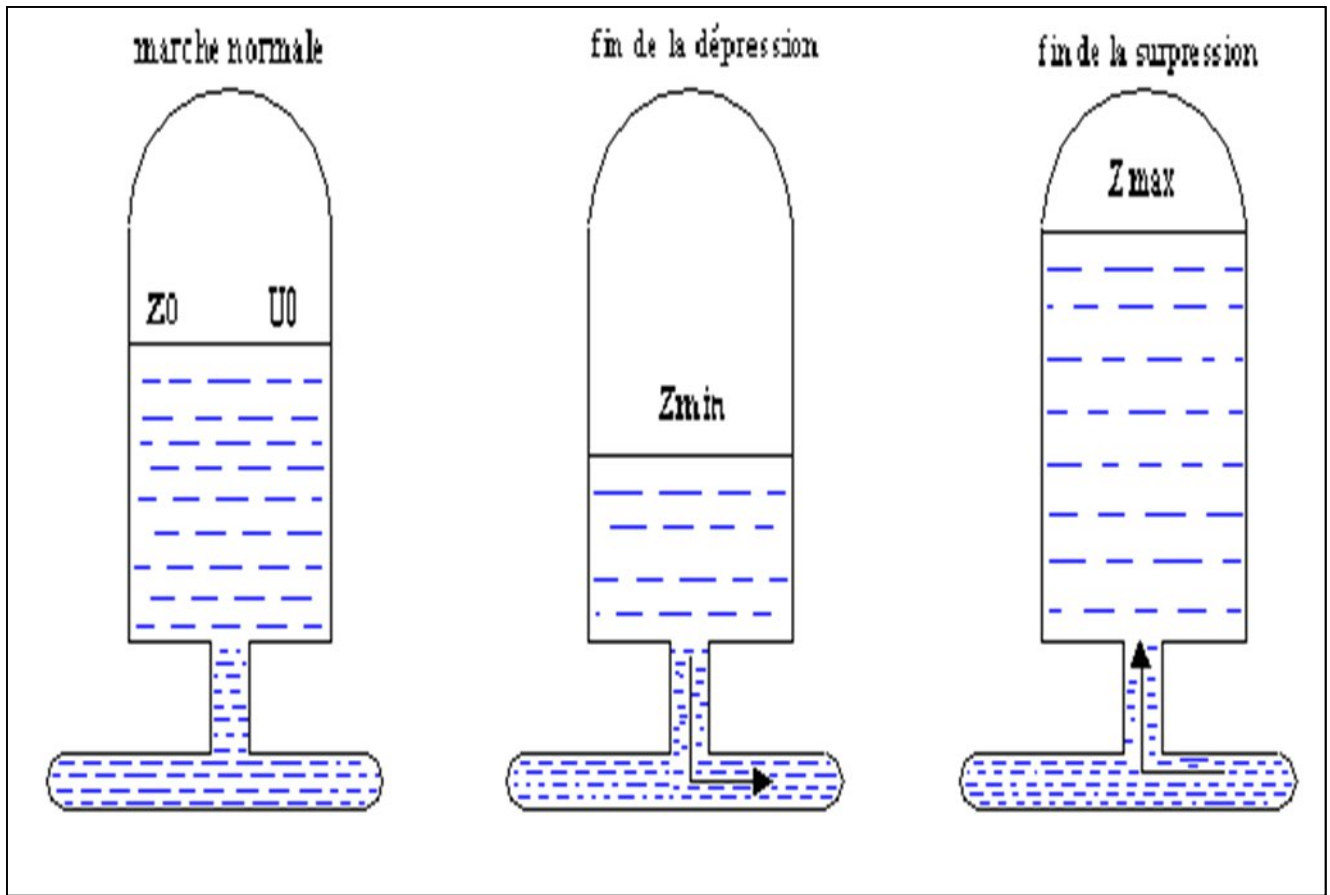


Figure III -4-2: Variation du volume d'aire au cours des phases de fonctionnement.

III -4-3: Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier :[2]

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

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

$$C = \frac{9900}{\sqrt{483 + k * \frac{D}{e}}} \tag{III-4-1}$$

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

- C : célérité d'onde (m/s) ;
- D : diamètre de la conduite (mm) ;
- e : épaisseur de la conduite (mm) ;

III -4-4: Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier : [4]

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

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

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

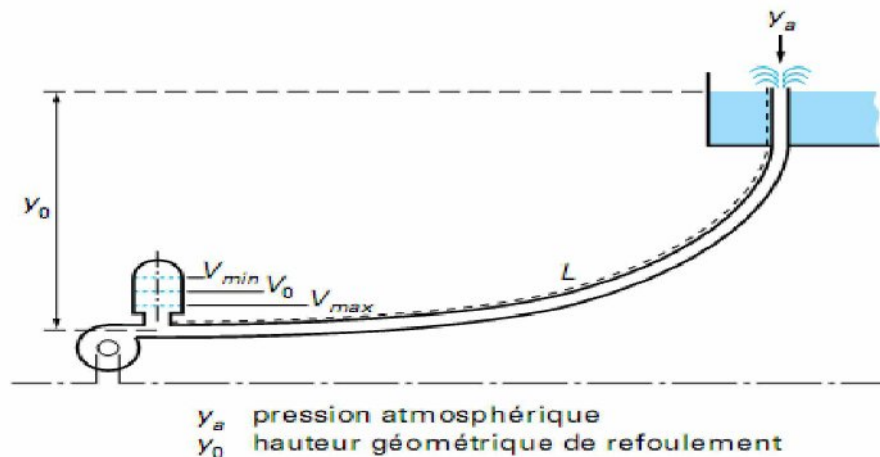


Figure III -4-3: Réservoir d'Air.

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

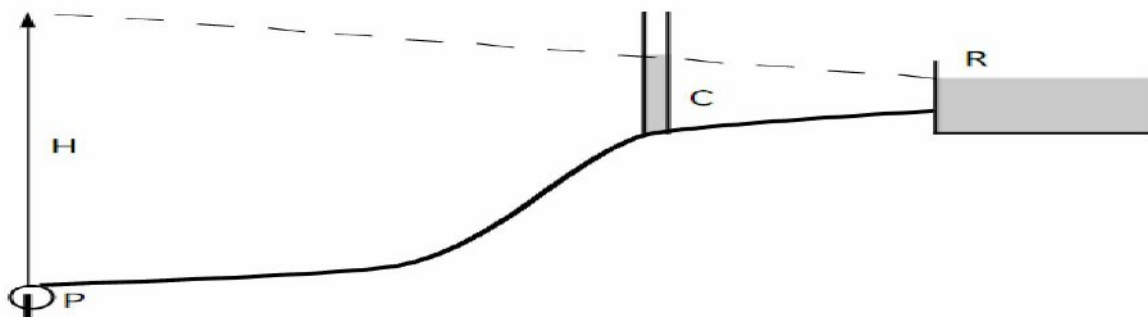


Figure III -4-4: Cheminée d'équilibre sur une conduite de refoulement.

3. **Soupape de décharge** : Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement, qui, par sa compression, obture, en exploitation

normale, un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est-à-dire où la surpression à craindre est maximale et libre, le cas échéant, le débit de retour de conduite correspondant à la valeur de la surpression admissible. Il y a lieu de prévoir l'évacuation vers l'extérieur, de l'eau ainsi libérée.

4. Volant d'inertie : calé sur l'arbre du groupe, il constitue un moyen assurant l'alimentation de veine liquide, malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale. Le volant la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier. Au démarrage, le groupe électropompe, avec le volant d'inertie, consomme plus d'énergie.

On propose comme moyen de protection des installations, le réservoir d'air.

III -4-5: Calcul des réservoirs d'air :[1]

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

Comme méthode de calcul, on distingue :

☛ Méthode de VIBERT

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

☛ Méthode de BERGERON

La méthode de **BERGERON** est la plus répandue, elle donne de bons résultats que ça soit pour les petites ou pour les grandes installations.

1. Méthode de SALAH B

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

Remarque :

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

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

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K * 2 * a * (1 - \nu_m^2) * (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) * a * E_s + E_m * e_m * (1 - \nu_s)}}} \quad (III -4-2)$$

Avec :

C: célérité d'onde en (m/s)

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

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

E_m : module de Young du matériau de la conduite ; $E_m = 1 * 10^{11}$ pour la fonte (voir annexe 04).

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

ν_m : coefficient de poisson du matériau. $\nu_m = 0,3$ (fonte).

ν_s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite.

$\nu_s = 0,33$ (voir annexe 05).

e_m : Epaisseur de la conduite (m). $e_m = 0,0046\text{m}$ pour la fonte

a : rayon intérieur de la conduite (m).

La charge tenant compte du coup de bélier:

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

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

g: l'accélération de pesanteur.

2. La charge statique absolue:

$$Z_0 = Hg + 10$$

3. La charge maximal absolue:

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

$$D'où : \left. \begin{array}{l} \frac{Z_{\max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2 * g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{U_0}{LS}; \frac{Z_{\min}}{Z_0} \quad (\text{voir annexe 06})$$

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

U_{\max} : volume du réservoir d'air.

1. Les données de base:

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

Tableau III -4-1: Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement.

N° de station	Type de matériau	D (mm)	S (m ²)	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
SP 1	Fonte	250	0,049	0,89	1526,88	106

1 .Calcul de la célérité d'onde C :

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

Tableau III -4-2: Calcul de célérité d'onde du tronçon de l'adduction de refoulement.

N° de station	K (Pa) (*10 ⁹)	ρ (Kg/m ³)	a (m)	ν _m	ν _s	E _s (Pa) (*10 ⁸)	E _m (Pa) (*10 ¹¹)	e _m (m)	C (m/s)
SP 1	2.07	1000	0,125	0.3	0.33	2	1	0.0046m	1182,65

2. Calcul la capacité de réservoir d'air :

Tableau III -4-3: Calcul de volume de réservoir d'air de l'adduction de refoulement.

N° de station	Z ₀ (m)	Z _{max} (m)	V ₀ (m/s)	h ₀	$\frac{h_0}{Z_0}$	$\frac{U_0}{L * S}$	$\frac{Z_{min}}{Z_0}$	U ₀ (m ³)	U _{max} (m ³)	Volume normalisé (Litre)
SP 1	116	223,3	0,89	0,040372	0,00035	0,0022	0,58	0,16	0,28	300

✓ **Caractéristiques finales du réservoir d'air :**

D'après la figure (III-4-5) les dimensions des réservoirs d'air sont représentées dans le tableau suivant:

Tableau III -4-4 : Les dimensions de réservoir d'air de l'adduction de refoulement.

N° de station	Volume normalisé (Litre)	D (mm)	A (mm)	B (mm)	E (mm)	F (mm)	G (mm)
SP 1	300	850	1457	215	54	50	560

III -4-6- Encombrement du réservoir d'air :[9]

L'encombrement du réservoir d'air auquel on a opté est donné dans la figure (III-4-5)

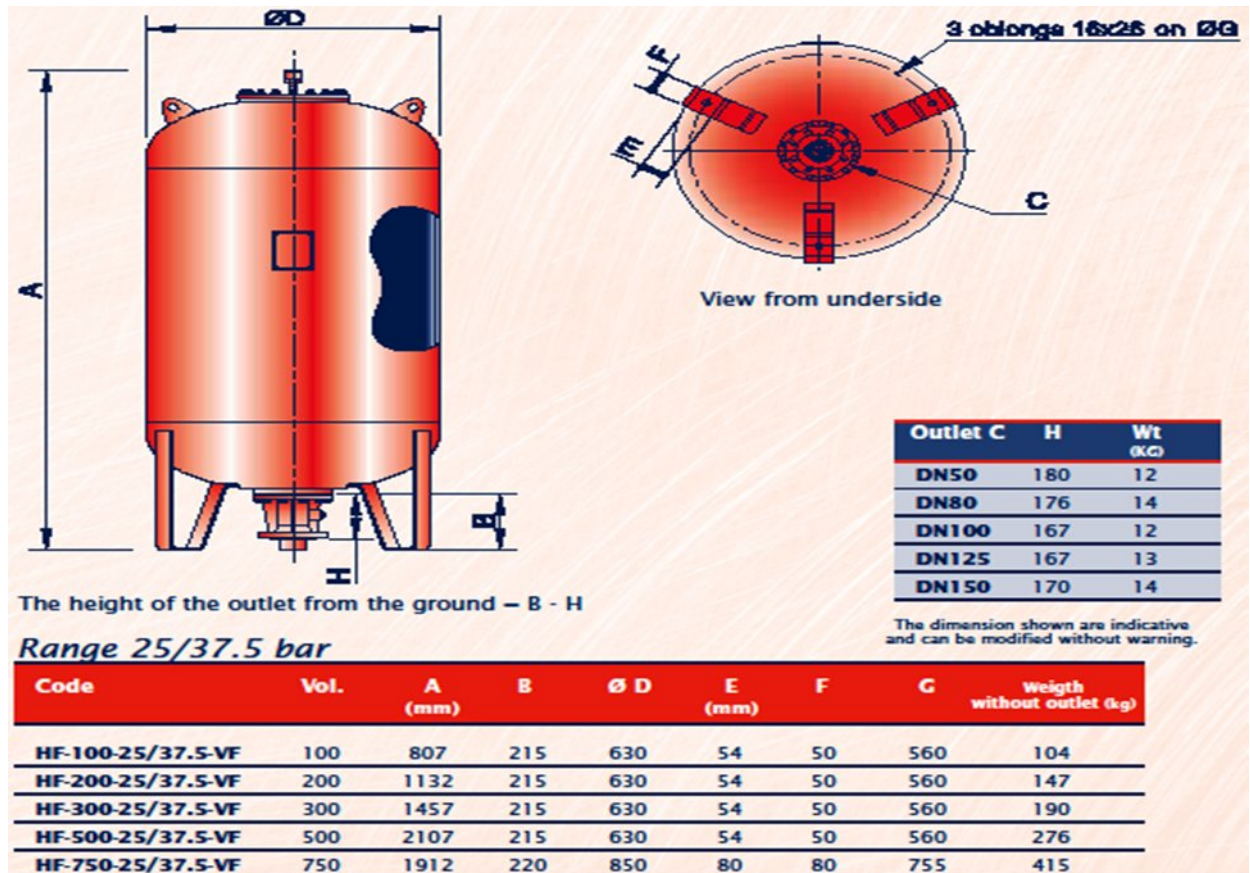


Figure III -4-5: Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE.

III -4-7: Installation du réservoir d'air :

Vu les dimensions du réservoir d'air, ce dernier sera installé à l'extérieur du bâtiment de la station de pompage afin de réduire l'encombrement à l'intérieur de la salle des machines et de gagner sur son génie civil.

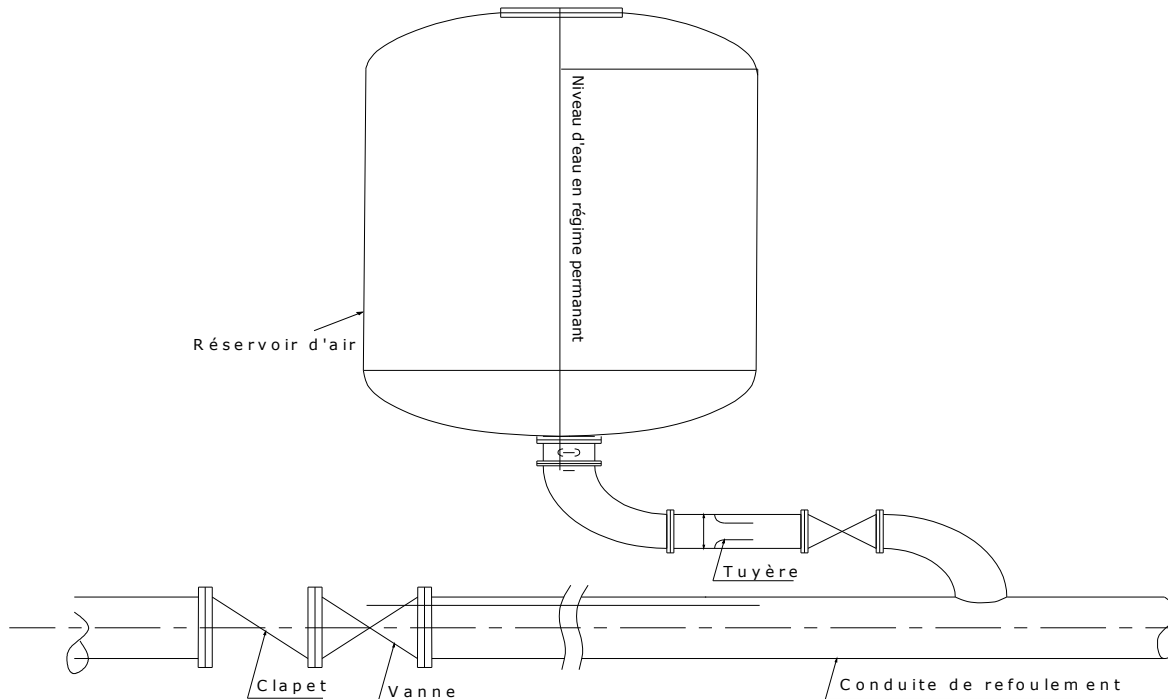


Figure III-4-6 : Schéma d'installation et encombrement du réservoir d'air.

Conclusion :

Dans la quatrième partie du chapitre trois nous avons vu un moyen de protection contre le régime transitoire. Pour ce-la on prévoit l'installation, juste à la sortie des stations de pompage (SP), un réservoir d'air d'une capacité respectives.300 litres d'air.

Introduction :

La nécessité de l'eau pour couvrir les besoins des agglomérations va engendrer un déficit en matière de stockage, donc le but de ce chapitre est de déterminer les volumes de stockage nécessaires pour les réservoirs projetés.

IV -1. Définition:

Le réservoir est un élément important du réseau de distribution. Placé en général sur un sommet géographique, il permet de stocker de l'eau et de fournir le réseau de distribution.

Les réservoirs permettent une gestion des volumes nécessaires par un stockage provisoire avant restitution au réseau. Le temps de séjour de l'eau dans les cuves dépend du volume du réservoir et de son niveau de remplissage.

IV -2.Fonctions générales des réservoirs : [3]

Les fonctions générales assurées par les réservoirs d'eau potable sont multiples et de nature à la fois technique et économique. (Tableau IV -1)

- **Du point de vue technique**, les fonctions fondamentales assurées par les réservoirs sont au nombre de cinq:
 - Tout d'abord, **le réservoir est un ouvrage régulateur de débit** qui permet d'adapter la production à la consommation. La consommation journalière présentant des fluctuations importantes, il est la plupart du temps judicieux, au point de vue technique et économique, de faire jouer un rôle d'appoint aux réservoirs pour la satisfaction des besoins instantanés de pointe. La présence des réservoirs diminue ainsi la capacité qui serait exigée des équipements de production, si ceux-ci devaient assurer seuls l'alimentation du réseau pendant les pointes instantanées de consommation.
 - En second lieu, **le réservoir assure une fonction de sécurité d'approvisionnement** dans l'éventualité d'un incident sur les équipements d'alimentation du réseau de distribution : pollution de l'eau brute alimentant la station de traitement, défaillances d'origines diverses des installations, rupture d'une canalisation d'adduction, interruption de l'alimentation en énergie,...
 - La troisième **fonction technique est une fonction de régulation de pression** puisque le niveau ou la charge du réservoir conditionne et stabilise, aux pertes de charges près, la cote piézométrique sur le réseau de distribution.
 - La quatrième **fonction technique réside dans la simplification des problèmes d'exploitation** en permettant des arrêts pour entretien et réparation de certains équipements ou installations : ouvrages de production, stations de pompage, canalisations maitresses,...

- En fin, **les réservoirs disposés à l'aval immédiat d'une station de traitement jouent un rôle de réacteur** participant au traitement en assurant un temps de contact suffisant entre l'agent désinfectant et l'eau, garantissant ainsi une désinfection adéquate de celle-ci avant distribution.
- **Du point de vue économique**, outre la possibilité déjà signalée de limiter les investissements au niveau de la production, les réservoirs peuvent conduire à des économies significatives sur les investissements à réaliser sur le réseau de distribution, en réduisant le diamètre des canalisations maîtresses (réservoirs dits d'équilibre desservant les extrémités de réseaux, cas des refoulements - distributions, ...).

Par ailleurs, lorsque la distribution est alimentée à partir d'un pompage, l'existence d'un réservoir en charge sur le réseau de distribution conduit à des économies au niveau de divers aspects énergétiques : réduction de la puissance installée et de la puissance souscrite en pointe pour la station de pompage, coûts des consommations d'énergie proprement dites puisque par l'existence des divers tarifs horaires de l'énergie, les réservoirs permettent de privilégier le pompage pendant les heures de plus faible coût de l'énergie.

Tableau IV -1 : Fonctions d'un réservoir .

Fonctions Techniques	Fonctions économiques
<ul style="list-style-type: none"> - Régulation des débits - Sécurité d'approvisionnement - Régulation de la pression - Simplification de l'exploitation - Réacteur participant au traitement 	<ul style="list-style-type: none"> - Réduction des investissements sur les ouvrages de production - Réduction des investissements sur le réseau de distribution - Réduction des dépenses d'énergie

IV -3. Avantages des réservoirs :

- Ils servent à compenser l'écart entre les apports d'eau (par gravité ou pompage) et la consommation (débit de pointe et autres).
- Ils constituent une réserve pour les imprévus (rupture, panne des pompes, réparations, extension du réseau...).
- Offre la possibilité de pomper la nuit, lorsque les tarifs d'électricité sont les plus bas.
- Régularité dans le fonctionnement du pompage. Les pompes refoulent à un débit constant.
- Simplification de l'exploitation.
- Sollicitation régulière des points d'eau qui ne sont pas l'objet des à-coups journaliers au moment de la pointe.
- Régularité des pressions dans le réseau.

Réserve d'incendie garantie. Une partie du volume est réservée pour la lutte contre l'incendie.

IV -4 : Choix de la cote d'implantation et emplacement des réservoirs :

Les réservoirs seront positionnés selon le cas :

- En correspondance des cotes << économique>> c'est-à-dire que les réservoirs devront fournir un service rentable en fournissant les habitations jusqu'à la plus haute cote à densité d'habitation à servir élevée.
- En correspondance de sites stratégiques pour alimenter les habitations en aval en cas de rupture d'une conduite d'adduction.
- En correspondance des cotes des réservoirs existants qui permettent la variabilité maximum des débits en demeurant sur les valeurs maximales de pression.

IV -5 Types des réservoirs : [3]

- **Réservoirs au sol** (enterré, semi-enterré ou sur le sol) alimentant gravitairement le réseau de distribution ;
- **Réservoirs (généralement au sol) avec station de surpression associée**, l'alimentation du réseau de distribution nécessitant une surpression;
- **Réservoirs surélevés**, la cuve du réservoir étant disposée sur une tour ;
- **Réservoirs sous-pression** où un dispositif de compresseur d'air maintient au-dessus du plan d'eau une pression supérieure à la pression atmosphérique.

IV -6: Choix du type de réservoir:

De multiple facteur interviennent dans la détermination du type de réservoir :

- condition topographique de la région à desservir ;
- condition hydraulique de la distribution : volume du réservoir, pression à assurer ;
- type de décideur : maitre d'ouvrage, maitre d'œuvre ou d'exploitation ;

Les critères les plus souvent retenue pour les choix sont :

- les facteurs économiques ;
- la sécurité d'approvisionnement et la facilité d'exploitation ;
- les possibilités d'adaptation au réseau ;
- les possibilités d'inscription harmonieuse dans le site.

IV -7: Calcul de la capacité des réservoirs :**IV -7-1 : Principe du calcul de la capacité:**

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

Pour notre projet, nous avons projeté :

- trois réservoirs de stockage :
 - réservoir d'Ain ferrah (alimenté par la station de pompage).
 - Réservoir d'Ain Bouras (alimenté gravitairement).
 - Réservoir d'Oued el Abtal (alimenté gravitairement).
- et Une bache d'eau pour la station de pompage.
- 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

a)La méthode analytique : [1]

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

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

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

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

- $V_T = V_r + V_{\text{inc}}$ (IV-2)
- V_T : capacité totale du réservoir (m^3).
- V_{inc} : volume d'incendie estimé à 120 m^3 .
-

- Détermination de résidu maximum dans les réservoirs :

Pour dimensionner un réservoir, on est appelé à déterminer le résidu maximal. Souvent celui-ci peut être localisé aux environs des heures de pointe où la consommation est élevée. La variation entre le débit entrant et le débit à distribuer peut nous permettre sa localisation. Si la différence de débit entrant et sortant du réservoir est supérieure à celui qui sort de ce dernier cela indique qu'il y a un surplus ; et dans le cas contraire, on aura un déficit.

On détermine ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure. La valeur maximale trouvée sera le pourcentage du volume de stockage.

b) Méthode graphique : [5]

Cette méthode est basée sur le traçage des courbes de la consommation maximale journalière et celle caractérisant l'apport de la station de pompe; 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. La figure suivante représente les graphes de l'apport et de consommation.

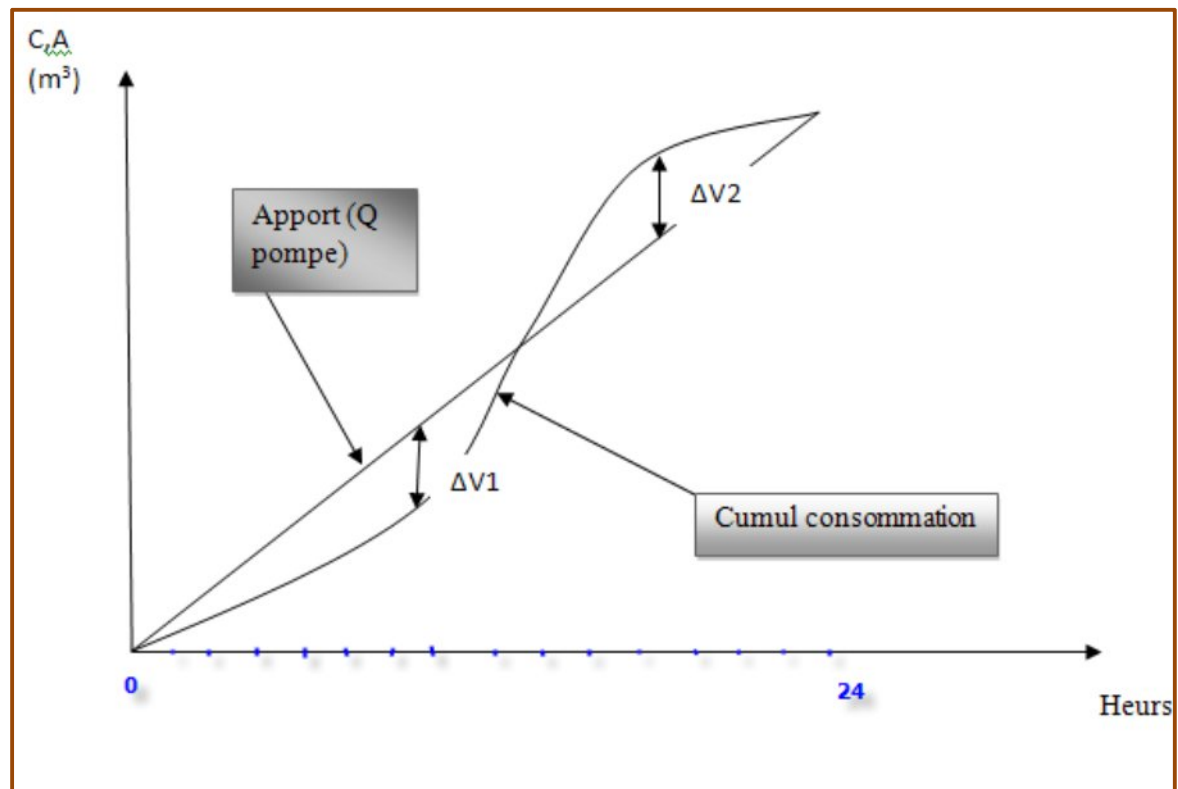


Figure IV.1 : Graphe de consommation en fonction de l'apport.

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

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

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

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

IV -7-2 Dimensionnement du réservoir Oued el Abtal :

L'évaluation du volume résiduel du réservoir est donnée dans le tableau IV-2

Tableau IV -2 : Evaluation du volume résiduel du réservoir Oued el Abtal .

Heure	Arrivée au réservoir	Départ du réservoir	Surplus	Déficit	Cumul
	%	%	%	%	%
0-1	4,17	1,5	2,67	-	8,85
1-2	4,17	1,5	2,67	-	11,52
2-3	4,17	1,5	2,67	-	14,19
3-4	4,17	1,5	2,67	-	16,86
4-5	4,17	2,5	1,66	-	18,52
5-6	4,17	3,5	0,67	-	19,19
6-7	4,17	4,5	-	0,33	18,86
7-8	4,17	5,5	-	1,33	17,53
8-9	4,17	6,25	-	2,08	15,45
9-10	4,17	6,25	-	2,08	13,37
10-11	4,17	6,25	-	2,08	11,29
11-12	4,17	6,25	-	2,08	9,21
12-13	4,17	05	-	0,83	8,38
13-14	4,17	05	-	0,84	7,54
14-15	4,17	5,5	-	1,34	6,20
15-16	4,17	06	-	1,84	4,36
16-17	4,17	06	-	1,84	2,52
17-18	4,17	5,5	-	1,34	1,18
18-19	4,17	05	-	0,84	0,34
19-20	4,17	4,5	-	0,34	0,00
20-21	4,17	04	0,17	-	0,17
21-22	4,17	03	1,17	-	1,34
22-23	4,17	02	2,17	-	3,51
23-24	4,17	1,5	2,67	-	6,18
Total	100%	100 %	19,19%	19,19 %	-

Calcul de la capacité du réservoir :

- Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{19,19 * 16105,82}{100} \Rightarrow V_r = 3090,71,76 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera : $V_t = 3210,7 + 120 \Rightarrow V_t = 3330,71 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera : $V_n = 3500 \text{ m}^3$.

IV-7-3 Dimensionnement du réservoir Ain Bouras :

L'évaluation du volume résiduel du réservoir d'Ain Bouras est donnée dans le tableau IV-3

Tableau IV-3. Evaluation du volume résiduel du réservoir d'Ain Bouras :

Heure	Refolement d'eau en	Consummation d'eau en	Arrivée d'eau au réservoir en	Depart d'eau dans le réservoir en	Le reste dans le réservoir
	%	%	%	%	%
0-1	4,17	01	3,17	--	9,68
1-2	4,17	01	3,17	--	12,85
2-3	4,17	01	3,17	--	16,02
3-4	4,17	01	3,17	--	19,19
4-5	4,17	02	2,17	--	21,36
5-6	4,17	03	1,17	--	22,53
6-7	4,17	05	--	0,83	21,70
7-8	4,17	6,5	--	2,33	19,37
8-9	4,17	6,5	--	2,33	17,04
9-10	4,17	5,5	--	1,33	15,71
10-11	4,17	4,5	--	0,33	15,38
11-12	4,17	5,5	--	1,33	14,05
12-13	4,17	07	--	2,83	11,22
13-14	4,17	07	--	2,83	8,39
14-15	4,17	5,5	--	1,33	7,06
15-16	4,17	4,5	--	0,33	6,73
16-17	4,17	05	--	0,83	5,91
17-18	4,17	6,5	--	2,33	3,57
18-19	4,17	6,5	--	2,33	1,24
19-20	4,17	05	--	0,83	0,41
20-21	4,17	4,5	--	0,33	0,08
21-22	4,17	03	1,17	--	1,17
22-23	4,17	02	2,17	--	3,34
23-24	4,17	01	3,17	--	6,51
Total	100%	100 %	22,53	22,53	--

Calcul de la capacité du réservoir d'Ain Bouras:

- Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{22,53 * 1285,87}{100} \Rightarrow V_r = 289,71 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera : $V_t = 289,71 + 120 \Rightarrow V_t = 409,71 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera : $V_n = 500 \text{ m}^3$.

IV-7-4 Dimensionnement du réservoir Ain Ferah :

L'évaluation du volume résiduel du réservoir d'est donnée dans le tableau IV-4.

Tableau IV-4 : Evaluation du volume résiduel du réservoir Ain Ferah .

Heure	Refoulement d'eau en	Consommation d'eau en	Arrivée d'eau au réservoir en	Départ d'eau le réservoir en	Le reste dans le réservoir
	%	%	%	%	%
0-1	4,17	01	3,17	--	9,68
1-2	4,17	01	3,17	--	12,85
2-3	4,17	01	3,17	--	16,02
3-4	4,17	01	3,17	--	19,19
4-5	4,17	02	2,17	--	21,36
5-6	4,17	03	1,17	--	22,53
6-7	4,17	05	--	0,83	21,70
7-8	4,17	6,5	--	2,33	19,37
8-9	4,17	6,5	--	2,33	17,04
9-10	4,17	5,5	--	1,33	15,71
10-11	4,17	4,5	--	0,33	15,38
11-12	4,17	5,5	--	1,33	14,05
12-13	4,17	07	--	2,83	11,22
13-14	4,17	07	--	2,83	8,39
14-15	4,17	5,5	--	1,33	7,06
15-16	4,17	4,5	--	0,33	6,73
16-17	4,17	05	--	0,83	5,91
17-18	4,17	6,5	--	2,33	3,57
18-19	4,17	6,5	--	2,33	1,24
19-20	4,17	05	--	0,83	0,41
20-21	4,17	4,5	--	0,33	0,08
21-22	4,17	03	1,17	--	1,17
22-23	4,17	02	2,17	--	3,34
23-24	4,17	01	3,17	--	6,51
Total	100%	100 %	22,53	22,53	--

Calcul de la capacité du réservoir :

- Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{22,53 * 3771,6}{100} \Rightarrow V_r = 849,74 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera : $V_t = 849,74 + 120 \Rightarrow V_t = 969,74 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera : $V_n = 1000 \text{ m}^3$.

➤ **Forme des réservoirs :**

Pour la forme des réservoirs, on opte pour la forme circulaire puisque nos volumes sont tous inférieur à 10000 m^3 .

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 6m.

- Le diamètre D de la cuve :

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

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

S : section du réservoir (m^2) ;

D : diamètre de la cuve (m) ;

h : hauteur d'eau (m).

- La hauteur de la réserve d'incendie (h_{inc}) :

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \quad (\text{m}) \quad (\text{IV-5})$$

Les dimensions des différents réservoirs sont citées dans le tableau IV-9 :

Tableau IV-5 :Tableau récapitulatif des différentes dimensions des réservoirs.

Réservoirs	Volume en (m^3)	h (m)	S (m^2)	D (m)	h_{inc} (m)
Oued el Abtal	3500	6,00	583,33	28	0,21
Ain ferah	1000	6,00	166,67	14,57	0,72
Ain Bouras	500	6,00	83,33	10,3	1,44

-Ces réservoirs vont distribue gravitairement l'eau vers les agglomérations.

IV-7-5: Dimensionnement de la bache de reprise (SR) : [1]

Le débit sortant de la station de pompage (SP) est de 31,18 l/s pendant 24heurs.

L'alimentation de la pompe en eau se fait à partir d'une bache de reprise. La bache de reprise se situe à un niveau bas que celui de l'axe des pompes afin de se mettre

La bache de reprise dans notre cas joue un rôle transitoire. Son dimensionnement est basé sur le temps nécessaire pour la vidange de la bache, estimé à une demi-heure (30min).

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

$$\text{Pour un instant } (t), \text{ le débit sera } Q = Q_0 - Q_0 - . \quad (\text{IV-6})$$

Donc le volume dv du réservoir sera :

$$dv = \int (1 - -) dt \quad (IV-6)$$

Après intégration on trouve le volume suivant :

$$V_{\text{bâche}} = \frac{*}{2} \quad (IV-7)$$

Avec :

Q_0 : débit transite dans la conduite de refoulement (m^3/h).

T: le temps de fermeture linéaire totale du robinet vanne ($T = 0.5h$).

$$V_{\text{bâcheSR}} = \frac{0.5 * 157,15}{2} = 39,29 \quad (m^3).$$

Soit un volume normalisé sera de $50m^3$

- La capacité du stockage est suffisante.

IV-8 : Les équipements des réservoirs : [5]

- La cuve sera exécutée en béton armé.
- La cuve doit être visitable et ventilée.
- La ventilation est facilitée par la présence de la cheminée d'accès qui comporte à sa partie supérieure des orifices à l'air libre obturés par des grillages.

8.1: L'arrivée de la Conduite d'adduction :

Cette conduite du type refoulement ou gravitaire, doit arriver de préférence dans la cuve en siphon noyé ou par le bas, toujours à l'opposé de la conduite de départ, pour provoquer un meilleur brassage. Cette arrivée permet le renouvellement d'eau par mélange en créant perturbation et écoulement par rouleaux. Les robinets à flotteurs destinés à alimenter ou à interrompre l'arrivée d'eau dans les réservoirs doivent être d'un type anti-bélier ; les soupapes et leurs parties sont en bronze ou en métal inoxydable.

8.2 : Le départ de la Conduite de distribution :

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à quelque centimètre au-dessus du radier (15 à 20cm) pour éviter l'entrée de matières en suspension. L'extrémité est munie d'une crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex

(pénétration d'air dans la conduite). Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite.

8.3. Conduite du trop-plein :

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

L'extrémité de cette conduite doit être en forme de siphon afin d'éviter l'introduction de certains corps nocifs dans la cuve.

8.4. Conduite de vidange :

La conduite de vidange doit partir du point le plus bas du radier. Elle permet la vidange du réservoir en cas de nettoyage ou de réparation. Elle est munie d'un robinet vanne, et se raccorde généralement à la conduite de trop-plein. Le robinet vanne doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter les dépôts de sable.

8.5. Conduite BY-PASS :

Elle relie la conduite d'adduction à celle de distribution.

Elle assure la distribution pendant le nettoyage du réservoir son fonctionnement est le suivant :

Normale 1 et 2 sont ouverts le 3 est fermé, En BY-PASS : 1 et 2 sont fermés le 3 est ouvert.

Voir la Figure IV.2 :

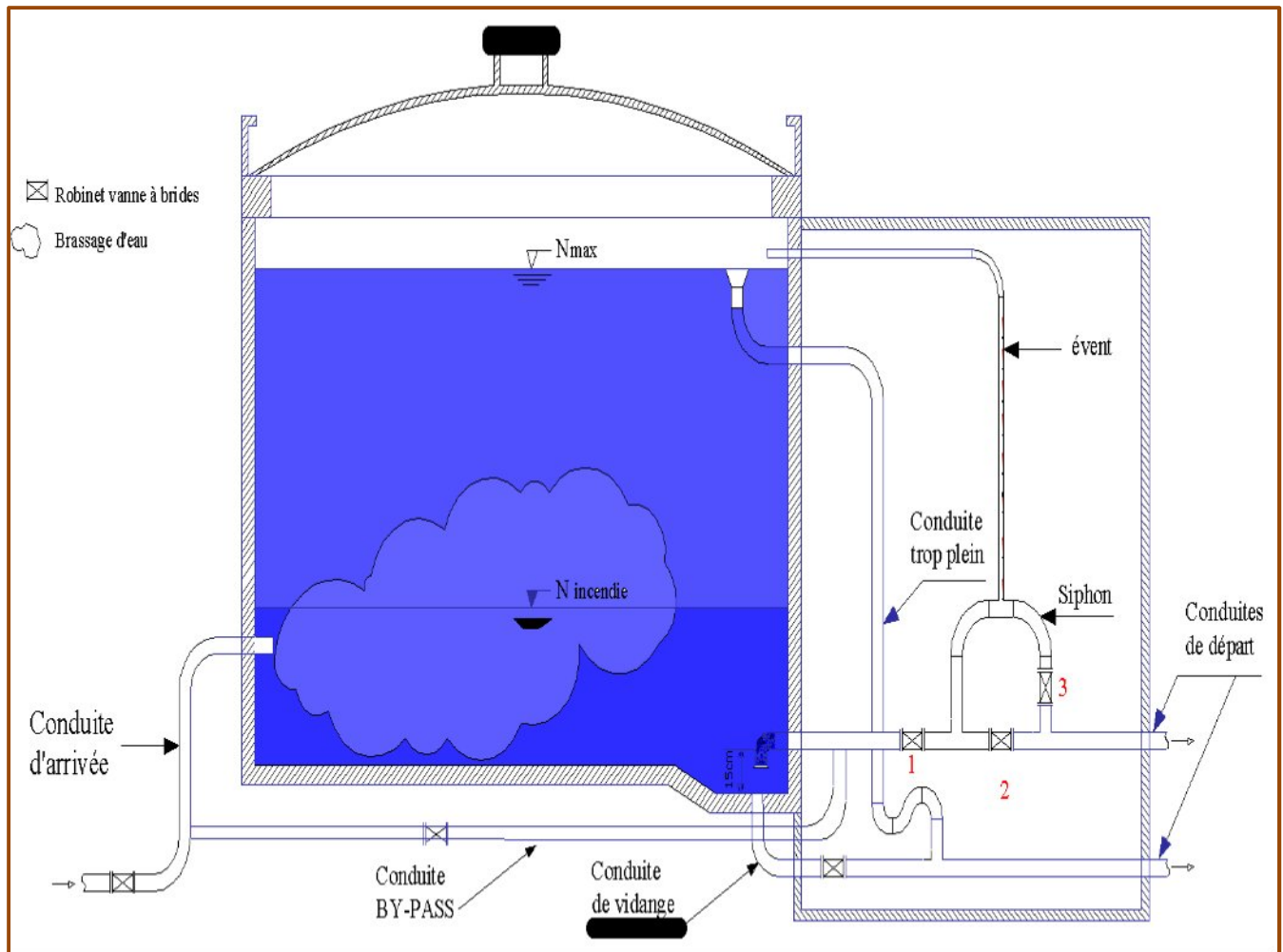


Figure IV.2 : Équipements de réservoir.

8.6. Matérialisation de la réserve d'incendie : [1]

Pour conserver sûrement une réserve permettant de lutter contre l'incendie, il faut en interdire son utilisation, pour cela la figure (voir fig. IV.3) représente un système en siphon :

- (En temps normale 1 est fermé 2 est ouvert, en cas de sinistre il suffit d'ouvrir le 1, la réserve dans ce cas de sinistre forme une zone d'eau morte, qui peut avec le temps, donner une odeur désagréable à l'eau du réservoir.

L'évent d'un siphon interdit l'utilisation de la réserve au-dessous du niveau N-N tant que la vanne 2 est fermée (vanne d'incendie)

Son fonctionnement est le suivant :

Normal : 3 et 1 ouverts, le 2 est fermé.

Incendie : il suffit d'ouvrir 1 et 2.

Voir la Figure IV.3 :

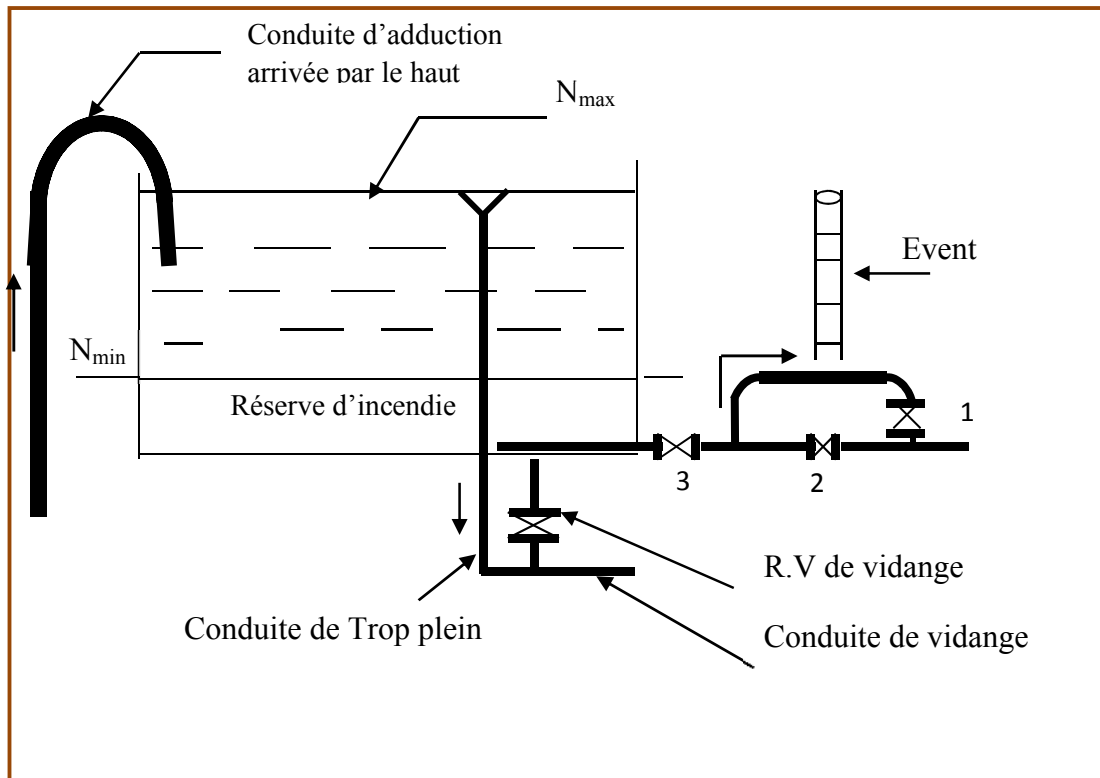


Figure IV.3 : Matérialisation du réservoir d'incendie.

Conclusion :

Dans ce chapitre, et afin de prendre en charge le développement des localités concernées par un déficit en eau, nous avons dimensionné trois réservoirs qui prendront en charge l'alimentation en eau potable de ces dernières.

PREMIÈRE PARTIE : organisation de chantier.

Introduction :

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

V-1-1 Travaux de l'adduction :

Les taches constituant les travaux à faire pour la mise en place de l'adduction sont :

a) Exécution des tranchées :

C'est une opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations rectangulaires. Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique et le déblai sera posé sur un coté de la tranchée, l'autre côté étant réservé au bardage des conduites.

b) Construction des regards :

Les regards constituent l'abri de certains accessoires de l'adduction à savoir les ventouses et les vannes de vidange, ils sont conçus en béton armé.

c) Pose du lit de sable :

Cette opération consiste à poser un lit de sable au fond de la tranchée, ce lit aura une épaisseur de 10cm dans notre cas.

d) Pose des conduites :

Après avoir mis en place le lit de sable, on procède à la pose des canalisations.

e) Remblayage des tranchées :

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

f) Nivellement et compactage :

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

V-1-2. Calcul des volumes des travaux de l'adduction :

a) Déblais d'excavation :

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

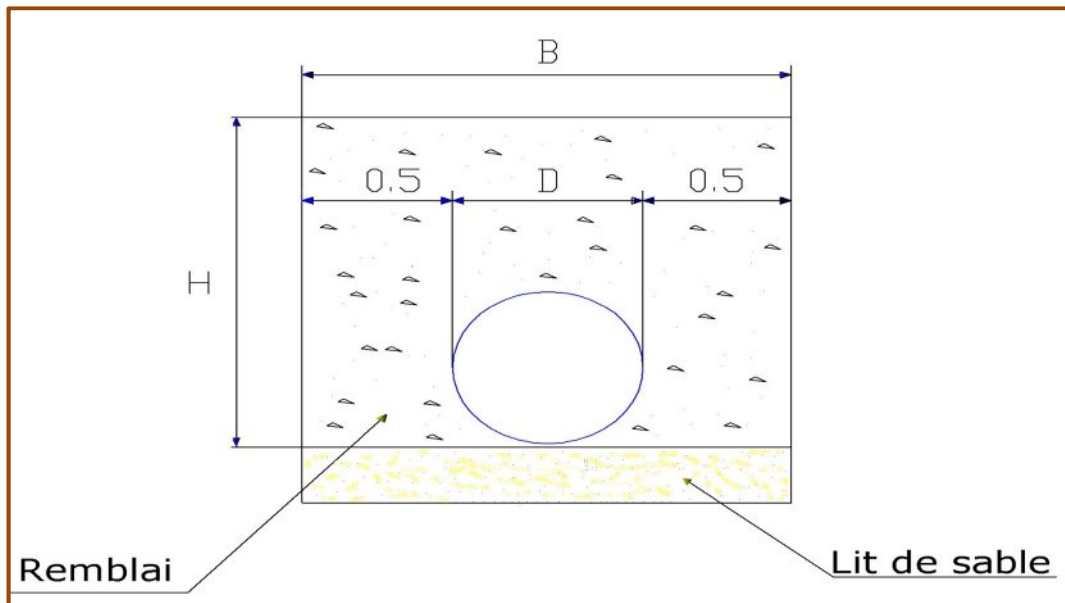


Figure. V-1-1 : Coupes en travers de la tranchée de la conduite.

Sachant que : $S_{exc} = B * H$ (V-1-1)

S_{exc} : surface des déblais de chaque coupe;

B : largeur de la tranchée ;

h : profondeur de la tranchée ;

$$V_{exc} = S_{exc} * L \quad (V-1-2)$$

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

L : distance entre deux coupes consécutives

Tableau V-1-1: Calcul du volume des déblais .

Tronçon	D (m)	B (m)	h (m)	S _{exc} (m ²)	L (m)	V _{exc} (m ³)
Barrage – Sttr	0,45	1,45	1,25	1,8125	1338,03	2425,179
SP – Réservoir Ain Ferah	0,25	1,25	1,05	1,3125	1526,88	2004,03
Sttr- Piquage	0,500	1,5	1,3	1,95	6720,1	13104,2
Piquage - Réservoir oued el Abtal	0,600	1,6	1,4	2,24	10140,83	22715,46
Piquage- Ain Bouras	0,3	1,3	1,1	1,43	368,74	527,2982
Total						40776,16

Donc le volume total des déblais est de : **40776,16 m³**

b) Lit de sable :

Le long de l'adduction, la conduite doit être posée sur un lit de sable de 15 cm d'épaisseur.

$$V_s = B * e * L \quad (V-1-3)$$

V_s : volume du lit de sable (m³) ;

e : épaisseur du lit de sable, e = 15 cm ;

L : longueur de la tranchée (m).

Les résultats de calcul du volume du lit de sable figurent dans le tableau V-1-2

Tableau V-1-2 : Calcul du volume du lit de sable.

Tronçon	B (m)	e (m)	L (m)	V _s (m ³)
Barrage – Sstr	1,45	0,15	1338,03	291,0215
SP – Réservoir Ain Ferah	1,25	0,15	1526,88	286,29
Sstr- Piquage	1,5	0,15	6720,1	1512,023
Piquage - Réservoir oued el Abtal	1,6	0,15	10140,83	2433,799
Piquage- Ain Bouras	1,3	0,15	368,74	71,9043
			Total	4595,038

Donc le volume du lit de sable est : $V_s = 4595,038 \text{ m}^3$

c) Volume de la conduite :

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

$$S_c = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \quad (\text{V-1-4})$$

S_c : section de la conduite (m²) ;

D : diamètre de la conduite (m).

$$V_c = S_c * L \quad (\text{V-1-5})$$

V_c : volume de la conduite (m³) ;

Les résultats de calcul du volume de la conduite figurent dans le V-1-3.

Tableau V-1-3 : Calcul du volume de la conduite.

Tronçon	D	S _c (m)	L (m)	V _c (m ³)
Barrage – Sstr	0,450	0,158963	1338,03	212,6966
SP – Réservoir Ain Ferah	0,250	0,049063	1526,88	74,91255
Sstr- Piquage	0,500	0,19625	6720,1	1318,82
Piquage - Réservoir oued el Abtal	0,600	0,2826	10140,83	2865,799
Piquage- Ain Bouras	0,3	0,07065	368,74	26,05148
			Total	4498,279

On prend le volume de la conduite : $V_c = 4498,279 \text{ m}^3$

d) Remblais compacté :

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

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_c \quad (V-1-6)$$

V_r : volume du remblai

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

V_{cond} : volume occupé par la conduite.

V_s : volume du lit de sable.

$$A.N : V_r = 40776,16 - 4595,038 - 4498,279$$

$$\Rightarrow V_r = 31682,84 \text{ m}^3$$

Tableau V-1-4 : Volumes des travaux de transfert.

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblais	m ³	40776,16
2	Lit de sable	m ³	4595,038
3	La conduite	m	4498,279
4	Remblais	m ³	24659

V-1-3. Planification des travaux :

Avant d’entamer la réalisation des travaux sur le chantier il faut faire une planification qui consiste en une étude théorique qui recherche constamment la meilleure façon d’utilisation de la main d’œuvre et des autres moyens.

L’objectif de la planification est de s’assurer que tout le travail se fait :

- dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau) ;
- sans retard ;
- aussi économique que possible.

Les travaux suivant seront ordonnés selon la méthode du réseau (CPM).

La méthode du réseau à chemin critique ou méthode PERT (Program Évaluation Review Technic) est une méthode où les nœuds et les flèches représentent des tâches et ils sont parcourus par un flux qui est le temps, et le sommet (nœuds ou flèches) représente une étape ou un événement). Cette méthode a été élaborée en 1958 par les Américains.

V-1-3.1. Définitions des tâches et leurs durées :

A- Adduction :

Les tâches de réalisation de l’adduction et leurs durées sont mentionnées dans le tableau V-1-5

Tableau V-1-5: Temps de réalisation des opérations de l’adduction.

Notation	Opération	Durée (jour)
V	Exécution des tranchées «Barrage-Station de traitement »	60
W	Exécution des tranchées «SP-Réservoirs Ain ferrah »	70
X	Exécution des tranchées « Station de traitement - Réservoir Oued el Abtal »	90
Y	Exécution des tranchées « Piquage –Réservoir Bouras »	45
Z	Pose du lit de sable ««Barrage-Station de traitement »»	20
AB	Pose du lit de sable «SP-Réservoirs Ain ferrah »	25
AC	Pose du lit de sable « Station de traitement - Réservoir Oued el Abtal »	30
AD	Pose du lit de sable « Piquage –Réservoir Bouras »	15
AE	Pose de la canalisation «Barrage-Station de traitement »	65
AF	Pose de la canalisation «SP-Réservoirs Ain ferrah »	80

Suite du tableau V-1-5 :

AG	Pose de la canalisation « Station de traitement - Réservoir Oued el Abtal »	120
AH	Pose de la canalisation « Piquage –Réservoir Bouras »	55
AI	Remblayage des tranchées «Barrage-Station de traitement»	10
AJ	Remblayage des tranchées «SP-Réservoirs Ain ferrah »	13
AK	Remblayage des tranchées « Station de traitement - Réservoir Oued el Abtal »	20

V-1-3.2. Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM) :

- Adduction :

On montre le lien entre les opérations qui précèdent et qui succèdent chaque opération de réalisation de l'adduction dans le tableau V-1-6.

Tableau V-1-6 : Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction.

opérations	précède	succède	opérations	précède	succède
V	W, Z	---	AE	AI, AF	Z
W	AB, X	V	AF	AG,AJ	AB,AE
X	AC,Y	W	AG	AH,AK	AC,AF
Y	AD	X	AH	AL	AG,AD
Z	AE,AB	Y	AI	AJ	AE
AB	AF,AC	Z,W	AJ	AK	AI,AF
AC	AG,AD	AB,X	AK	AL	AG,J
AD	AH	Y,AC	AL	---	AK,AH

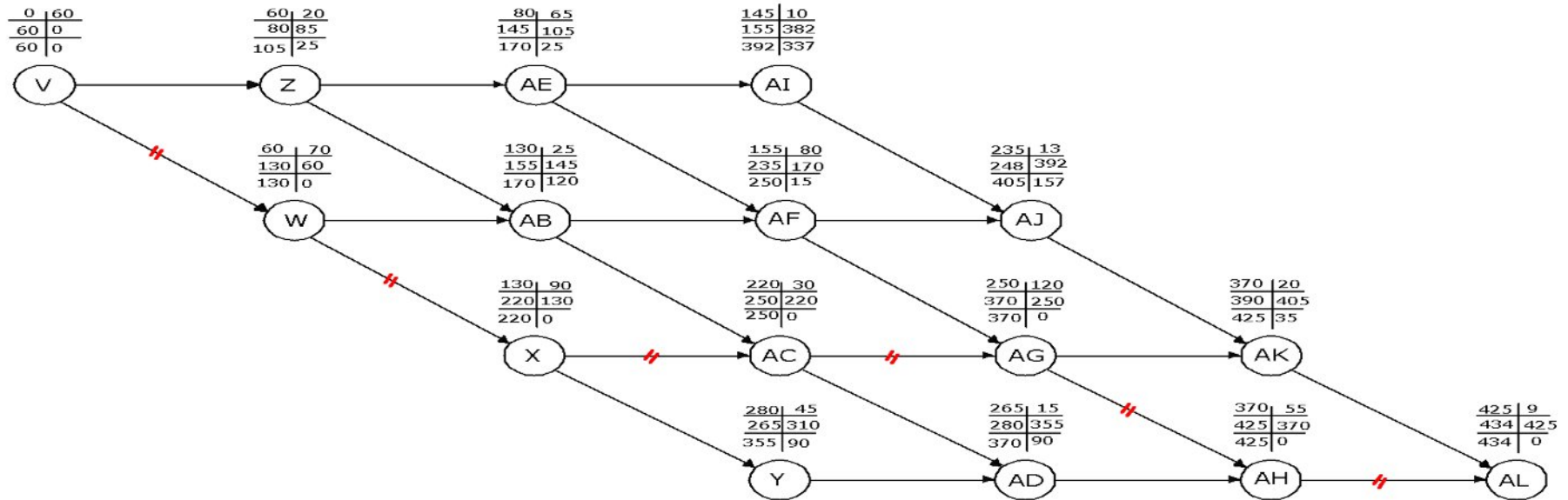
Le réseau à nœud est représentés sur la figure V-1-1 où les dates de commencement et de finitions au plutôt et les dates de commencement et de finissions au plus tard et bien sur les marges totales et les temps de réalisation sont mentionnés.

Les flèches deux lignes parallèles sur les flèches dans la figure V-1-2 représentent le chemin critique du réseau.

Conclusion

Le temps de réalisation de l'ensemble du projet est de **434 jours mois.**

réseau a noeuds de l'adduction



FigureV-1-2:Réseau à nœud de l'adduction.

V-1-4. Engins :

Le matériel utilisé pour les chantiers est le matériel classique des chantiers de travaux publics. L'utilisation de gros engins mécaniques a réduit considérablement le prix et le temps des terrassements dont l'incidence, dans la construction des chantiers, se trouve ainsi sensiblement diminuée.

Les engins que nous allons utiliser sont :

- Une pelle hydraulique ;
- Un chargeur.
- Un vibreur du sol pour le compactage des fouilles et des tranchées.

V-1-4.1. Pelle hydraulique :

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les terrains même durs : marnes compactes, conglomérats, pour le chargement des roches débitées, exploitation des carrières notamment.

La pelle peut porter divers équipement qui en font un engin de travail à plusieurs fins :

- Godet normal pour travail en butée.
- Godet rétro pour travail en fouille et en tranché.
- Godet niveleur pour travail de décapage ou de nivelage.
- Benne preneuse pour terrassement en fouille ou déchargement de matériaux (sable, pierres...).
- Dragline pour travail en fouille.

Pour une pelle équipée en rétro ou pelle hydraulique le godet est porté par un bras simplement articulé et actionner par des vérins hydraulique. (Voir schéma ci-après)



Figure V-1-3: Pelle hydraulique.

La capacité normale de retro-fouilleur est de 300 à 1300 litres. Ce sont des engins à capacité relativement faible car il est rare d'avoir à exécuter à la pelle fouilleuse de très gros terrassement.

V-1-4.2. Chargeur :

C'est un tracteur à pneus muni de godet de chargement et de déchargement à l'avant, on l'utilisera pour remblayer les fouilles, les casiers et la tranchée après pose de la conduite.



Figure V-1-4 : Chargeur.

V-1-4.3. Compacteur (vibrateur de sol) :

C'est un engin peu encombrant, composé de deux petits cylindres d'environ 1.5m de diamètre muni d'un guidon. Cet engin sert au compactage des remblais des surfaces étroites telles que les fouilles des semelles, les casiers entre ceintures inférieures du bâtiment et les tranchées.



Figure V-1-5 : Compacteur

DEUXIÈME PARTIE : sécurité du travail.

Introduction :

La sécurité du travail est l'une des principales conditions pour le développement, elle peut devenir dans certain cas une obligation contraignante.

L'essentiel objectif de la sécurité d'un travail sera la diminution de la fréquence et la gravité des accidents dans les chantiers, d'où le domaine hydraulique couvre un large éventuel lors de la réalisation d'un projet de transfert, les différentes phases d'exécution des travaux sont effectués tel que :

➤ Travaux d'excavation et de terrassements (pose des conduites, implantation des réservoirs de stockage, station de pompage etc.).

➤ Travaux de construction (génie civil).tel que le bétonnage, ferrailage et autre phase de réalisation concerne l'implantation des réservoirs de stockage et des stations de pompage,

V-2-1. Causes des accidents de travail :

Les accidents de travail à des conditions dangereuses et actions dangereuses sont causés par deux facteurs :

V-2-1.1. Facteurs humain :

- Manque de contrôle et négligence ;
- La fatigue des travailleurs, agent de maîtrise et les responsables ;
- Encombrement dans les différentes phases d'exécution des travaux ;
- Erreurs de jugement ou de raisonnement ;
- Suivre un rythme de travail inadapté.

V-2-1.2. Facteurs matériel :

- Outillage, engins, et machines de travail ;
- Nature des matériaux mis en œuvre ;
- La difficulté posée lors de l'exécution du travail ;
- Les installations mécaniques et électriques.

V-2-2. Conditions dangereuses :

- Installations non protégées ;
- Installations mal protégées ;
- Outillages, engins et machines en mauvais état ;
- Protection individuelle inexistante ;
- Défaut dans la conception, dans la construction ;
- Matières défectueuses ;

- Stockage irrationnel ;
- Mauvaise disposition des lieux ;
- Eclairages défectueux ;
- Facteurs d'ambiance impropres ;
- Conditions climatiques défavorables.

V-2-3. Actions dangereuses :

- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement ;
- Intervenir sans précaution sur des installations sous pression, sous tension ;
- Agir sans prévenir ou sans autorisation,
- Neutraliser les dispositifs de sécurités ;
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle ;
- Mauvaise utilisation d'un outillage ou engin ;
- Importance durant les opérations de stockage ;
- Adopter une position peu sûre ;
- Travailler dans une altitude inappropriée ;
- Suivre un rythme de travail inadapté ;
- Plaisanter ou se quereller.

V-2-4. Mesures préventives pour éviter les causes des accidents :

V-2-4.1. Protection individuelle :

Pour mieux protéger contre les dangers pendant l'exercice de certaines professions, il est indispensable d'utiliser les dispositifs de protection individuelle (casques, gans, chaussures, lunette protectrice etc.)

V-2-4.2. Protection collective :

Le chef de chantier ou l'entrepreneur, en ce poste doit mettre en évidence les points suivants :

- Application stricte des règlements de sécurité.
- Affectation rugueuse du personnel aux commandes des points clés d'une installation moderne.

a) Engin de levage :

La grue, pipe layer et autres engins par leurs précisions et possibilité de manutention variés, constituent la pose de travail ou la sécurité n'admet pas la moindre négligence, alors le technicien responsable à :

- Affecter du personnel compteur.

- Procéder aux vérifications périodiques des engins selon la notice du constructeur.
- Délimiter une zone de sécurité autour des engins de levage et en particulier à éviter tout stationnement sous une charge levée.

b) Appareillage électrique :

Pour éviter les risques des appareils électriques, il faut absolument proscrire le bricolage, car une ligne ou une installation électrique ne doit pas être placée que par des électriciens qualifiés.

Conclusion :

Dans notre travail, on a déterminé le devis général de l'adduction. En premier lieu, nous avons fait une étude quantitative des volumes de travaux, puis nous avons établi une estimation du coût approximatif global de l'ensemble des travaux envisagés.

Comme deuxième étape, nous avons entrepris une planification des travaux qui est nécessaire pour le bon déroulement des travaux et le suivi de la réalisation du projet.

Et pour une bonne gestion et exploitation des ouvrages, il est nécessaire de savoir les causes des accidents et éviter les actions dangereuses. Ainsi donc on peut offrir une meilleure condition de travail pour les personnels et une bonne performance de fonctionnement des Engins

Conclusion générale :

Au terme de notre modeste travail, nous espérons avoir atteint les objectifs visés à savoir :

- Renforcement de l'approvisionnement en eau potable des villes de Oued el Abtal et Ain Ferrah.

Dans cette optique, la réalisation de ce projet apportera une véritable solution au problème de l'insuffisance en eau potable qui se traduit par un manque de ressources exploitables.

Aussi, nous estimons que ce réseau d'adduction contribuera à satisfaire tous les besoins de la zone d'étude, vu qu'il est dimensionné pour l'horizon 2040, dont la population de toute la zone atteindra 39062 habitants.

L'importance des besoins en eau potable estimés pour les localités concernées par l'étude, par rapport aux sources existantes, a donné la nécessité de prévoir un transfert de 23241,6 m³/j des eaux du barrage Taht.

Afin d'assurer la continuité du stockage, les ouvrages sont dimensionnés selon les besoins en eau estimés.

Dans le but de garantir la pérennité des conduites et d'assurer leur bon fonctionnement, une protection contre le coup de bélier.

Enfin, pour aboutir efficacement à notre but visé, nous jugeons utile de protéger les conduites contre les pressions importantes dues aux différences d'altitudes par la projection des régulateurs de pression, et la projection le long du réseau d'adduction de 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.

Nous espérons que ce modeste travail, pourra aider les prochaines promotions.

Bibliographies

Ouvrages généraux

- [1] A. DUPONT, « Hydraulique urbaine », Tome II, Editions Eyrolles, Paris, 1979.
- [2] A. LENCASTRE « Hydraulique générale », édition Eyrolles, Paris 1983, p.349.
- [3] F. Volarison « Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement »,
Tome I, p.206
- [4] M. CARLIER « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles, Paris 1972, p.289.

Supports de cours :

- [5] B.SALAH « Cours d'Alimentation en Eau Potable », cinquième année, p, 27, 29, 72.85.
- [6] KHODJET_KESBA. Omar « cours de Pompes et station de pompage » quatrième année.

Mémoires de fin d'étude

- [7] AIT AHCENE Mohand Ouamar « Alimentation en eau potable du flanc nord de la Wilaya de Tizi Ouzou à partir du barrage de Taksebt » Mémoire de fin d'étude, ENSH, promotion 1999.

Catalogues

- [8] CAPRARI « pompes multicellulaires à haute pression ».
- [9] CHARLATTE « Réservoirs hydraulique ».

ANNEXES

Annexe 01: tableau de variation de β_{\max} en fonction du nombre d'habitants

Nombre d'habitants X 1000	<1,0	1,5	2,5	4,0	6,0	10	20	30	100	300	>1000
β_{\max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,10	1,03	1
β_{\min}	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6	0.7	0.83	1

Annexe 02:: Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

Heures (h)	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	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 03: Débits en fonction des diamètres et gradients de perte de charge

Q (l/s)	0.4	0.7	1.0	1.5	2.0	2.2	2.2	2.5	3.0	3.5
D (mm)	50	50	50	50	50	50	75	75	75	75
1000i	1.43	3.97	7.61	160	27.3	32.6	4.51	5.77	7.97	10.7
Q (l/s)	4.0	4.5	5.0	5.2	5.2	5.5	6.00	7.00	8.0	9.1
D (mm)	75	75	75	75	100	100	100	100	100	100
1000i	13.6	16.9	20.5	22.0	5.40	6.00	7.03	12.0	12.0	15.2
Q (l/s)	9.1	10	11	12	13	13.8	13.8	16	18	20
D (mm)	125	125	125	125	125	125	150	150	150	150
1000i	6.49	7.72	9.21	10.8	12.6	14.0	6.02	8.05	10.0	12.2
Q (l/s)	22	23.6	23.6	25	30	35	40	44	44	50
D (mm)	150	150	200	200	200	200	200	250	250	250
1000i	14.5	16.5	3.94	4.38	6.14	8.18	10.5	12.5	4.29	5.45
Q (l/s)	55	60	65	71	71	80	90	100	103	103
D (mm)	250	250	250	250	300	300	300	300	300	350
1000i	6.50	7.64	8.88	10.5	4.50	5.63	7.00	8.53	9.01	4.29
Q (l/s)	110	120	130	140	144	144	150	160	170	180
D (mm)	350	350	350	350	350	400	400	400	400	400
1000i	5.03	5.92	6.87	7.89	8.31	4.31	4.65	5.24	5.87	6.53
Q (l/s)	190	200	217	217	220	240	260	280	300	320
D (mm)	400	400	400	500	500	500	500	500	500	500
1000i	7.23	7.96	9.20	3.20	3.30	3.89	4.52	5.19	5.93	6.66
Q (l/s)	340	360	380	400	420	440	460	480	500	505
D (mm)	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500
1000i	7.47	8.31	9.21	9.21	11.1	12.1	13.2	14.3	15.5	15.8

$$i = \frac{\Delta H}{L} = \text{gradient de perte de charge}$$

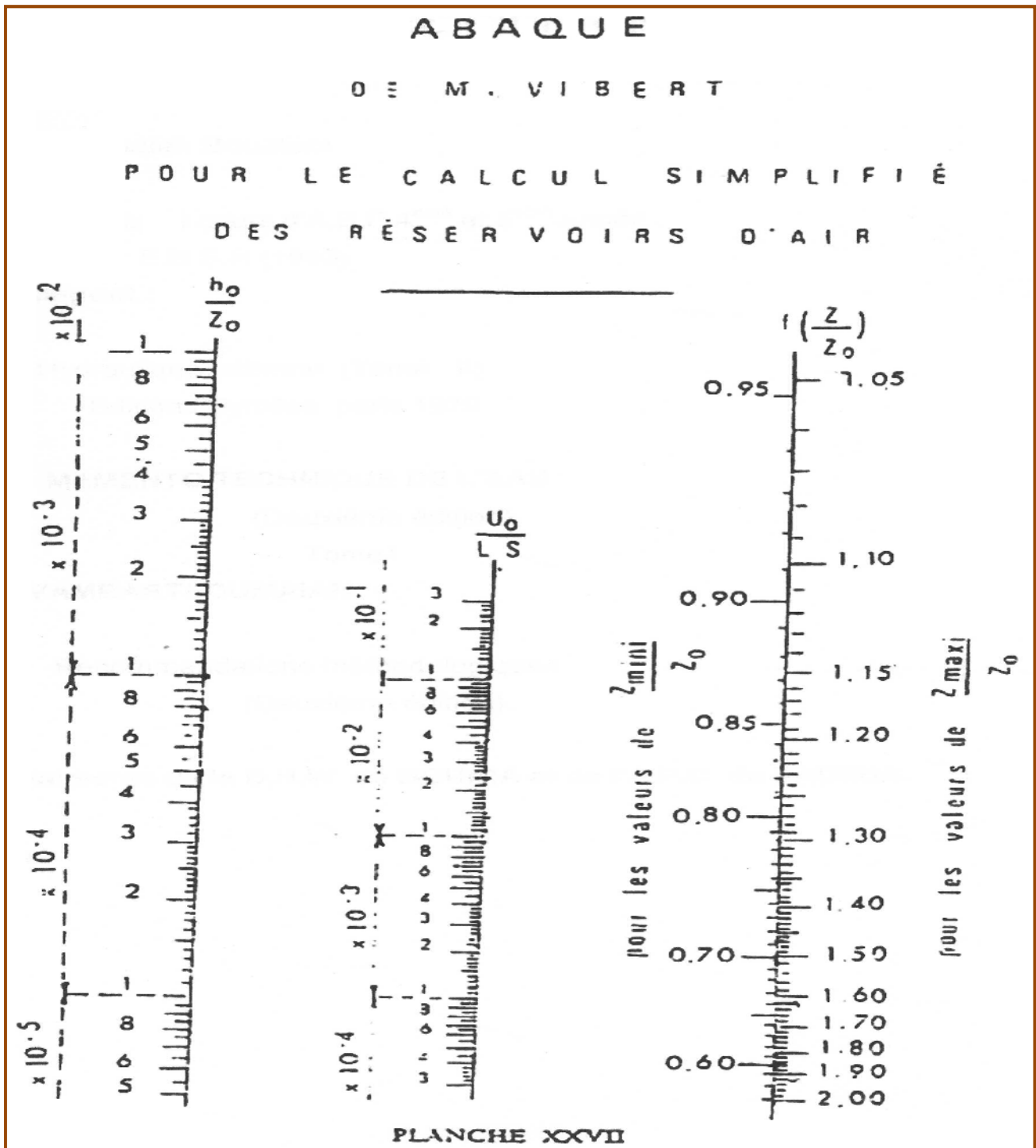
Extrait de l'ouvrage d'Alimentation en Eau Potable d'ABRAMOV Ed : 1982

Annexe 04: MODULES D'ÉLASTICITÉ ET COEFFICIENT DE POISSON DES MATÉRIAUX
(MEUNIER) .

MATÉRIAUX	MODULE D'ÉLASTICITÉ (YOUNG) EN PASCAL	COEFFICIENT DE POISSON Y
PVC	3.10^9	0.3
ACIER	2.10^{11}	0.46 -0.5
FONTE	1.10^{11}	0.3
AMIANTE CIMENT	$2.28.10^{10}$	0.3
PEHD	$1.2.10^9$	0.45-0.5
PELD	2.10^8	0.45-0.5
BETON	1 À 5.10^{10}	0.15
ROCHE NON CONSOLIDÉ	3 À 4.10^9	0.33

Annexe 05: COEFFICIENT DE POISSON POUR DIFFÉRENT TYPES DE SOLDES MATÉRIAUX
(NONCLERCQ, P47)

MATÉRIAU DE REMBLAIS	COEFFICIENT DE POISSON Y
TERRE VÉGÉTALE PARTIELLEMENT COMPACTÉ (HUMIDE)	0.33
TERRE VÉGÉTALE SATURÉE	0.37
MATÉRIAU DE REMBLAYAGE GRANULEUX, INCOHÉRENT	0.33
MATÉRIAU DE REMBLAYAGE, CAILLOUTEUX SABLEUX	0.33
MATÉRIAU DE REMBLAYAGE, GLAISEUX HUMIDE	0.33
ARGILE JAUNE, HUMIDE, PARTICULIÈREMENT COMPACTÉ	0.33
ARGILE JAUNE OU GLAISE SATURÉ	0.37
SABLE ARGILEUX SATURÉ	0.35
SABLE SEC	0.33
SABLE	0.33
REMBLAIS ARGILE LIMONEUX	0.33



Annexe 06:: calcul du volume des réservoirs d'air méthode de (VEBERT)