

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

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
ARBAOUI Abdellah

Département Spécialités

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Spécialité : Conception des systèmes d'alimentation en eau potable.

THEME :

**Etude de doublement de la conduite d'adduction de la
ville de Tipaza a partir du Barrage de boukerdane
avec renforcement de la capacité de stockage existante**

Présenté par :
M^r : BELKADI Maamar

Promoteur:
M^{me} : ZENDAGUI .N

Devant le jury composé de :
Présidente : Mr : T.KHETAL

Examineurs : M^r : A.AYADI
M^r : A.HACHEMI
M^r : M.RASSOUL
M^{me} : M.KAHLERASS

Soutenu publiquement le/07/2008

Dédicace

Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance à :

- ❖ Mes très chers parents et toute ma famille (Yacine,mahdi....).
- ❖ Tout ceux qui m'ont aidé de prés ou de loin dans ma formation.
- ❖ Mr :Aziz ZIDOUNI (THC) particulièrement.
- ❖ Tous mes amis de l'école sur tout ABD ELDJABAR, AZIZ,NOUH et RABAH.
- ❖ Mon g f surtout.....

BELKADI MAAMAR

Remerciements

Au terme de ce modeste travail, je tiens à remercier :

- ❖ Tous ceux qui m'ont apporté un soutien pour l'élaboration de ce mémoire de fin d'étude.
- ❖ Ma promotrice Mme ZENDAGUI.N, qui m'a beaucoup aidé par ces orientations, ces précieux conseils et sa disponibilité tout le long de l'élaboration de ce travail.
- ❖ Mon respect aux membres de jury qui me feront l'honneur de juger mon travail.
- ❖ Tous les enseignants qui ont contribué à ma formation.
- ❖ Aziz THC pour ces aides qui m'ont donnée le long de l'élaboration de ce travail.
- ❖ Mon g f très particulièrement

ملخص :

من خلال هذا العمل قمنا بتزويد مدينة تيبازة بالماء الصالح للشرب, عن طريق قناة ثانية موازية للقناة الموجودة و هذا لحصول نقص في الكمية المنقولة حاليا نتيجة للتوسع السريع الحاصل في المدينة.
تطلب هذا المشروع انجاز محطة ضخ و أربعة خزانات ,كذلك قمنا بدراسة مدققة لحساب خزان الهواء المضغوط لحماية القناة من ظاهرة الطرق المائي.

Résume :

A travers ce travail on à alimenter la ville de Tipaza en eau potable, par le dédoublement de la conduite d'adduction existante par une autre en parallèle à cette dernière, pour combler le déficit engendré à cause de l'extension de la ville.

La réalisation de ce projet demande la projection d'une station de pompage et quatre réservoirs ainsi que le dimensionnement d'un réservoir d'air pour protéger la conduite contre le coup de bélier.

Summary:

With through this work one the best method to feed out of drinking water, the town of BOUKARIK starting from field of collecting of CHEBLI by adduction.

The transfer requires the projection of a station of pumping which satisfies the requirements out of water for the population, thus the dimensioning of the balloon of air to protect the conduits against the water hammer.

The transfer requires the projection of a station of pumping which satisfies the requirements out of water for the population, thus the dimensioning of the balloon of air to protect the conduits against the water hammer.

LISTE DES PLANS :

Plan N°1 : Schéma d'aménagement.

Plan N°2 : Schéma verticale d'aménagement.

Plan N°3 : Profil en long de la conduite d'adduction gravitaire, réservoir tampon R2000m³-point A.

Plan N°4 : Profil en long de la conduite d'adduction gravitaire, point D-point E.

Plan N°5 : Profil en long de la conduite d'adduction gravitaire, point G-point H.

Plan N°6 : plan de la station de pompage.

Plan N°7 : plan des réservoirs.

INTRODUCTION GENERALE :

L'approvisionnement des populations en eau potable, en quantité suffisante pour les besoins domestiques et la satisfaction de l'hygiène sont l'objectif permanent de l'ingénieur.

Vu le développement futur de la ville de Tipaza constitué par les trois plans d'occupation du sol (POS AU1, AU2 et AU3), ainsi que s'ajoute l'augmentation des besoins en eau à long terme et vu l'accroissement de la population du chef lieu et les localités secondaires actuellement alimentées par cette même conduite, tout cela va certainement engendrer un déficit de ressource en eau.

C'est dans ce contexte là que s'inscrit l'objectif de notre étude pour trouver une ressource sûre et suffisante pour combler les besoins de la ville et la projection de la conduite d'adduction véhiculant ce déficit.

Donc cette étude portera sur le dédoublement de la conduite d'adduction de la ville à partir de la même ressource soit du Barrage de boukerdane avec le dimensionnement des ouvrages nécessaires pour cette adduction.

La réalisation de ce projet permettra de résoudre le problème d'A.E.P de la ville de Tipaza et son développement futur jusqu'au l'horizon d'étude 2025.

INTRODUCTON :

Avant d'entamer les différents points nécessaires à l'étude. Il convient de faire ressortir les caractéristiques propres et prévalent au niveau de la ville de Tipaza. Ces caractéristiques vont guider à la mise en place du schéma d'alimentation et sont représentées essentiellement par la situation topographique et urbanistique de la ville.

I. SITUATION DE LA VILLE :

I.1. SITUATION GEOGRAPHIQUE :

La ville de Tipaza est située au centre du pays. Elle est chef lieu de Wilaya

La ville de Tipaza est une ville Côtière située à l'ouest de la ville d'Alger à 100 Km.

Limitée par :

- La mer méditerranée au nord.
- Sidi Rached au sud EST.
- Nador a l'Ouest.
- Hadjout au sud ouest

Figure I-1 : Schéma représentatif de la situation de la ville de Tipaza



I.2. SITUATION TOPOGRAPHIQUE :

S'agissant d'une agglomération du bord de mer dont la cote la plus basse se situe au niveau de la mer ($Z=0$).

La ville est adossée sur un piémont qui prend départ du niveau de la mer au nord et s'élève vers le sud en pente irrégulière.

Aussi les parties les plus basses se situent au niveau de la mer dont la cote (0) et la plus haute se situe au sud à une cote moyenne de (155 m).

Cette différence assez importante impose une alimentation à étage.

Aussi il existe et à juste titre trois (3) étages d'alimentation.

- ❖ 1^{er} étage ou Zone I compris entre les cotes (+0 et 47 m) ;
- ❖ 2^{ème} étage ou Zone II compris entre les cotes (47 m et 85 m) ;
- ❖ 3^{ème} étage ou Zone III compris entre les cotes (85 m et 155 m) ;

A ces zones viendra s'ajouter un 4^{ème} étage imposé par l'assiette du POS AU 3 qui atteint la côte 200 m qui reste supérieure à tous les réservoirs de stockage existants ;

NB : le POS c'est le plan d'occupation du sol.

Cette configuration liée à la particularité de la topographie sera une donnée

Incontournable dans la projection des améliorations ont apporté.

I.3. SITUATION URBANISTIQUE :

La ville de Tipaza est l'une des plus anciennes villes du pays, à ce titre la partie la plus ancienne se situe en bord de mer et recèle encore les vestiges d'une ville romaine. Cette partie appelée aussi site historique constitue la Zone I.

Son urbanisme est bien conçu avec des alignements réguliers, Son armature urbaine est de type horizontal situé entre un simple rez-de-chaussée et R+2.

Autour du site historique la ville s'est développée dans toutes les directions mais surtout vers le sud.

L'armature urbaine de cette zone de développement offre un urbanisme constitué dans sa grande partie en ensemble de logements ou cités avec quelques constructions individuelles.

Le développement accéléré de la ville va être dirigé vers les trois POS (POS AU 1, POS AU 2, POS AU 3) dans l'alimentation en eau potable reste lié à un renforcement que doit proposer la présente étude.

Le POS AU 1 constitué essentiellement par les nouveaux équipements de la ville à l'EST à proximité du POS AU3. (Ces équipements sont considérés comme équipement du chef lieu), par contre les Habitations sont comptées avec le POS AU3.

I.4. SITUATION CLIMATOLOGIQUE :

La zone est assez bien pourvue en stations météorologiques avec comme remarque l'irrégularité des relevés dus à des interruptions dans les différentes stations.

a. LA PLUVIOMETRIE :

Le nombre moyen des jours pluvieux pour chaque mois sont représentés dans le tableau suivant (Station de Cherchell).

2008

Tableau N° I-1 : Le nombre moyen des jours pluvieux pour chaque mois.

Mois	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Dec
Jours	10	8	10	7	6	5	1	3	5	9	10	10

Tableau N° I-2 : précipitations moyenne mensuelles en mm (station de Cherchell).

Mois	Jan	Fève	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Dec
Pluie moyenne	92,41	71,52	58,35	45,6	36,13	13,8	2,02	3,21	24,13	74,47	81,55	93,22

Tableau N° I-3 : précipitations mensuelles en mm.

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août
Pluviométrie	24	74	82	93	92	72	58	46	36	14	2	3

Les variations saisonnières des pluies montrent que les pluies d'hiver dominent avec 40 % suivies de celle de l'automne (30 %) pour le littoral et la plaine et celle du printemps pour les zones montagneuses.

Les pluies d'été ne représentent que trois (3%) sous forme d'épisodes orageux.

b. LA TEMPERATURE :

Les seules données disponibles sur les températures et qui sont représentatives sont bien celles de Sidi - Rached :

Tableau N° I-4 : températures mensuelles en °C.

Mois	Jan	Fève	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Dec
T °C												
T° min	1,8	5,3	5,9	8,2	11,2	15	17,3	18	15,7	12	7,9	5,7
T° max	16,8	17,7	18,7	20,6	23,6	27,9	31,5	31,6	29,3	24,7	21	17,3
T° moy	10,8	11,2	12,3	14,4	17,3	21,4	24,4	24,5	22,5	17,1	14,2	11,5

c. AUTRES FACTEURS CLIMATIQUES :

❖ **HUMIDITE RELATIVE :**

Parce que la ville de Tipaza et Bousmail appartiennent au même climat, en plus sont avoisinante, alors on prend Les données disponibles de Bousmail (Source ANRH. BLIDA) Comme donnée pour Tipaza.

Tableau N° I-4 : humidité relative (Les données disponibles sont de Bousmail).

Mois	Jan	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Dec
Humidité relative	66	66	70	65	69	72	72	66	67	73	65	66

❖ **VENT :**

Si la zone est protégée contre les vents du Sud (Sirocco) le littoral est exposé aux vents marins salés. Les vents proviennent des directions suivantes :

N = 1,0 % - NE= 15,6% - NW= 5,9 % - S = 3,1 %
 SE = 1,6% - SW= 10,2 % - W=18,6 % - E = 5,6 %

En ce qui concerne le Sirocco on note en moyenne 13 jours /an repartis ainsi :
 4 jours en juillet, 4 jours en août, les autres jours durant de reste de l'année.

CONCLUSION :

Après ce résumé de la présentation de la ville, on a ressortir quelque point nécessaire, basé essentiellement sur la situation topographique qui va nous aidé à garantir une meilleure projection du nouveau système d'alimentation en eau potable de la ville de Tipaza, de telle façon à assurer l'alimentation convenable de la ville, mais surtout pour les deux POS AU2 et AU3 constituant le développement futur de la ville.

INTRODUCTION :

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération nous exige de donner une dotation pour chaque catégorie de consommateur. Cette dernière est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur.

Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs par exemple l'évolution de la population, ce qui nous entraîne de calculer dans ce chapitre, pour un horizon d'étude à long terme de 2025.

II. POPULATION

Partant de la situation de l'agglomération (topographique et urbanistique) qui nous impose de prendre en considération quatre étages d'alimentation avec des densités de population différente.

L'horizon d'étude a été fixé en commun accord avec les services de l'hydraulique de la wilaya de Tipaza pour l'an **2025** concernant les infrastructures existantes et le système d'adduction.

Ainsi en prenant en considération le recensement de **1998** et en tenant compte des taux de **2,5 %** serait significatif par rapport à toutes la région de chef lieu, ainsi que le taux d'accroissement est de **2,25%** pour les localités secondaires dont la composante sociale et le support économique reste dans une large mesure le même.

Aussi le taux permettant l'estimation de la population sera de **2.50 %** qui prendra en charge le développement naturel et celui engendré par les nouveaux pos.

Les taux permettant l'estimation de la population sera de **(2,5 et 2,25 %)** entre **1998** et **2025**.

Partant du recensement de **1998** qui donne une population d'habitants, la méthode de calcul sera comme suit :

$$p_1 = p_0 (1+x)^t$$

p₁ : population à l'horizon considéré

p₀ : population de l'année de référence

x : taux d'accroissement annuel (%)

t : nombre d'unités séparant les deux **(02)** horizons considérés.

II.1 POPULATION ALIMENTEES PAR LE RESEAU DE TIPAZA :

Le réseau d'alimentation en eau potable de Tipaza prend en charge le chef lieu de wilaya ainsi les localités secondaires avoisinantes.

Tableau N°II-1 : population du chef lieu.

horizon	1998	2008	2015	2025
taux d'accroissement (%)	2,5	2,5	2,5	2,5
population (Hab)	11413	14610	17366	22230

2008

Tableau N°II-2 : Population située au niveau des localités secondaires.

horizon	1998	2008	2015	2025
taux d'accroissement (%)	2,25	2,25	2,25	2,25
total localités secondaires (Hab)	4057	5068	5922	7398

Tableau N°II-3 : population du pos AU2

habitation pos AU2	Logement	Hab/logt	Total habitation
population pos AU2 (Hab)	3623	7	25361

Tableau N°II-4 : population du pos AU3

habitation pos AU3	Logement	Hab/logt	Total habitation
population pos AU3 (Hab)	1614	7	11300

Tableau N°II-5 : récapitulatif du nombre d'habitants total :

nombre d'habitants total				
horizon	1998	2008	2015	2025
population Tipaza chef lieu (Hab)	11413	14610	17366	22230
population localité secondaire (Hab)	4057	5068	5922	7398
population totale des pos (AU2) (Hab)	-	-	25361	25361
population totale des pos (AU3) (Hab)	-	-	11300	11300
population totale (Hab)	15470	19678	59949	66289

II.2 DEBIT MOYEN DOMESTIQUE :

Le débit moyen journalier domestique (**Qmoyj**) est estimé comme suit :

$$\mathbf{Qmoyj} = \text{Population} \times \text{dotation.}$$

La dotation a été prise en commun accord avec les services de l'hydraulique de la wilaya de Tipaza.

- 200l/j/hab pour le chef lieu de la ville de Tipaza et POS AU2, AU3
- 150 l/j/hab pour les localités Secondaires

Tableau N°II-6 : Débit Moyen domestique Tipaza Chef Lieu et Localité Secondaire.

horizon	1998	2008	2015	2025
débit moyen domestique Tipaza chef lieu (l/s)	26,42	33,82	40,20	51,46
débit moyen domestique localités secondaire (l/s)	7,04	8,80	10,28	12,84
débit moyen domestique total (l/s)	33,46	42,62	50,48	64,30

Tableau N°II-7 : débit moyen domestique pos AU2

horizon	2015	2025
besoin domestique (l/s)	58,71	58,71

2008

Tableau N°II-8 : débit moyen domestique pos AU3.

horizon		2015	2025
besoin domestique	(l/s)	26,16	26,16

II.3 DEBIT MOYEN JOURNALIER D'EQUIPEMENT :

II.3.1 CHEF LIEU ET LOCALITES SECONDAIRES :

Tableau N°II-9 : débit moyen journalier (équipement administratif).

Equipement	unité		Dotation	Besoins
	surface (m ²)	Nombre	(l/j/u)	L/j
APC	650	1	2	1300
Trésor Wilaya	350	1	2	700
EDGA	1050	1	2	2100
BNA	160	1	3	480
Daïra	115	1	3	345
Gendarmerie	5000	1	2	10000
Sûreté wilaya	900	1	3	2700
Gendarmerie	500	1	5	2500
EPEAL	350	1	10	3500
Dépôt Diprochim	1800	1	10	18000
Sûreté Urbaine	2600	1	5	13000
Secteur Militaire	4000	1	5	20000
Administration Divers	2800	1	2	5600
PTT	400	1	2	800
Douane	360	1	2	720
Station d'essence	2300	1	5	11500
Gare routière	5800	1	1	5800
Cité Administratif	9000	1	2	18000
BNA	900	1	3	2700
Gendarmerie	5500	1	5	27500
Secteur Militaire	3600	1	5	18000
Hôtel de Finance	1500	1	25	37500
Tribunal	1000	1	3	3000
Marché Couvert	1400	1	15	21000
Administration Divers	1000	1	2	2000
Sonelgaz	750	1	3	2250
Total (L/j)				230995
Total (L/s)				2,67

2008

Tableau N°II-10 : débit moyen journalier (équipement culturel).

Equipement	unité		Dotation (l/j/u)	Besoins L/j
	surface (m ²)	Nombre		
Affaires Religieuses	300	1	10	3000
Eglise	350	1	10	3500
Centre Culturel	870	3	10	26100
Centre Maghrébin	170	1	5	850
Cinéma	300	1	5	1500
Ecole de Couture	200	1	5	1000
Ecole de pêche sou marine	2150	1	10	21500
Académie	240	1	5	1200
Centre de Recherche Archéologique	2000	1	2	4000
Musée	300	1	2	600
Centre de Formation	600	2	10	12000
Kasma	220	1	3	660
CAPS	200	1	5	1000
Mouhafada Moudjahidine	500	1	3	1500
Mosquée	3000	3	50	450000
Munatec	1500	1	5	7500
Total (L/j)				535910
Total (L/s)				6,20

Tableau N°II-11 : débit moyen journalier (équipement sanitaire).

Equipement	unité		Dotation (l/j/u)	Besoins L/j
	surface (m ²)	Nombre		
Polyclinique	1100	2	50	110000
Centre de santé	675	2	50	67500
Total (L/j)				177500
Total (L/s)				2,05

Tableau N°II-12 : débit moyen journalier (équipement scolaire).

Equipement	unité		Dotation (l/j/u)	Besoins L/j
	élève	Nombre		
Ecole Fondamentale 1	500	3	25	37500
Ecole Fondamentale 2	600	1	20	12000
CEM600	600	1	20	12000
Lycée800	600	1	35	21000
Total (L/j)				82500
Total (L/s)				0,95

2008

Tableau N°II-13 : débit moyen journalier (équipement sportif).

Equipement	unité		Dotation	Besoins
	surface (m ²)	Nombre	(l/j/u)	L/j
Complexe Sportif	2200	1	5	11000
Stade	10000	1	2	20000
Direction de la jeunesse et des Sport	1700	1	2	3400
Terrain de Sport	3200	1	2	6400
Centre Sportif	2200	1	5	11000
Stade	10000	1	2	20000
Salle omnisports	1400	1	10	14000
Total (L/j)				85800
Total (L/s)				0,99

Tableau N°II-14 : débit moyen journalier (équipement touristique).

Equipement	unité		Dotation	Besoins
	surface (m ²)	Nombre	(l/j/u)	L/j
Matares	1200	1	90	108000
Corne d'Or	250	1	90	22500
CET	1000	1	90	90000
Total (L/j)				220500
Total (L/s)				2,55

Tableau N°II-15 : récapitulatif des débits moyens journaliers des équipements.

désignation	m3/j	m3/s	l/s
équipement administratif	231	0,0027	2,67
équipement scolaire	83	0,0010	0,95
équipement sanitaire	178	0,0021	2,05
équipement culturel	536	0,0062	6,20
équipement sportif	86	0,0010	0,99
équipement touristique	221	0,0026	2,55
total débit équipement	1333	0,015	15,43

2008

II.3.2 EQUIPEMENTS DU POS AU2 :

Tableau N°II-16 : débit moyen journalier (équipement administratifs).

Agglomération	Equipement	Nombre	Dotation	Besoins	Besoins
		unité	(m3/j/u)	m3/j	l/s
POS AU2	Equipement administratif	2	25	50	0,58
	Siège Daïra	1	20	20	0,23
	Siège APC	1	20	20	0,23
	Sûreté de la daïra	1	35	35	0,41
	Agence PTT	1	20	20	0,23
	Palais des congrès	1	30	30	0,35
	Centre des affaires	1	30	30	0,35
Débit total				205	2,37

Tableau N°II-17 : débit moyen journalier (équipements commerciales).

Agglomération	Equipement	Nombre	Dotation	Besoins	Besoins
		unité	(m3/j/u)	m3/j	l/s
POS AU2	Commerces et services intégrés	1	100	100	1,16

Tableau N°II-18 : débit moyen journalier (équipements socioculturels et sportifs).

Agglomération	Equipement	Nombre	Dotation	Besoins	Besoins
		unité	(m3/j/u)	m3/j	l/s
POS AU2	Centre Culturel	1	15	15	0,17
	Hôtel	3	70	210	2,43
	Musée	1	15	15	0,17
	Mosquée	1	55	55	0,64
	Bibliothèque municipale	1	10	10	0,12
Débit total				305	3,53

Tableau N° II-19 : tableau récapitulatif du débit moyen journalier

	Débit d'équipement (l/s)
POS AU2	7,64

II.3.3 EQUIPEMENTS DU POS AU3 :

Tableau N°II-20 : débit moyen journalier d'équipements (Zone Haute).

Equipement	Superficie	Dotation	Q moyj
	(m2) ou taux	l/j/m2	(l/s)
Groupe scolaire	15000	0,5	0,09
Espace vert	600	0,1	0,001
Equipement, De proximité	16000	0,1	0,02
TOTAL			0,11

Tableau N°II-21 débit moyen journalier d'équipements (Zone Moyenne)

Equipement	Superficie	Dotation	Qmoyj
	(m2)	l/j/m2	(l/s)
Parc urbain	16500	0,1	0,02
Groupe scolaire	15000	0,5	0,09
Equipement De proximité	34000	0,1	0,04
Equipement sanitaire	10000	0,5	0,06
Centre apprentissage	19600	0,1	0,02
Ecole d'archive	27000	0,2	0,06
Lycée	10000	0,5	0,06
Regroupement sportif	14000	0,1	0,02
Espace vert	16700	0,1	0,02
TOTAL			4,78

2008

Tableau N°II-22 : débit moyen journalier d'équipements (Zone Basse).

Equipement	Superficie	Dotation	Q moyj
	(m2) ou taux	l/j/m2	(l/s)
Centre de sauvegarde	4000	0,5	0,02
Centre médical	5000	0,5	0,03
Hôpital	120	200	0,28
Ecole paramédical	2200	0,5	0,01
Mosquée	10000	1,5	0,17
Lycée	19000	0,5	0,11
Station météo	1200	0,1	0
Equipement restaurant	10000	0,5	0,06
Hôtel	300	100	0,35
Centre multiservice	33000	0,1	0,04
Ecole de tourisme	36000	0,1	0,04
Centre commercial	8000	0,1	0,01
Auberge de jeunes	29000	0,1	0,03
Centre de rééducation	30000	0,1	0,03
Gare routière	30000	0,1	0,03
TOTAL			1,22

Tableau N°II-23 récapitulatif du débit d'équipement du POS AU3.

Débit Equipement	
zone	(l/s)
zone haute	0,11
zone moyenne	4,78
zone basse	1,22
POS AU3	6,11

Tableau N°II-24 : débit moyen journalier du chef lieu et les localités secondaires

horizon	1998	2008	2015	2025
Débit Moyen domestique du Chef Lieu (l/s)	26,42	33,82	40,2	51,46
Débit Moyen domestique (Localité Secondaire) (l/s)	7,04	8,8	10,28	12,84
Débit d'équipement (chef lieu et localités sec) (l/s)	15,43	15,43	15,43	15,43
Débit Moyen journalier Total de Tipaza (l/s)	48,89	58,05	65,91	79,73

2008

Tableau N°II-25 : débit moyen journalier du pos AU2 :

horizon		2015	2025
Besoin Domestique	(L/s)	58,71	58,71
Besoin Equipement	(L/s)	7,64	7,64
Besoin TOTAL	(L/s)	66,35	66,35

Tableau N°II-26 : débit moyen journalier pos AU3 :

horizon		2015	2025
Besoin Domestique	(L/s)	26,16	26,16
Besoin Equipement	(L/s)	6,11	6,11
Besoin TOTAL	(L/s)	32,27	32,27

II.4 VARIATION DE LA CONSOMMATION JOURNALIERE :

II.4.1 COEFFICIENT D'IRREGULARITE MAXIMUM JOURNALIERE :

Le coefficient d'irrégularité journalière maximum (Kmaxj) qui tient compte des pertes d'eau dans le réseau et des gaspillages peut être obtenu par le rapport de la consommation maximale journalière à la consommation moyenne journalière.

$$K_{maxj} = \frac{Q_{maxj}}{Q_{moyj}}$$

Avec :

$$K_{maxj} \in [1.1 \div 1.3]$$

On prend $K_{maxj} = 1.3$

Ce coefficient nous permet de savoir de combien de fois le débit maximum journalier dépasse le débit moyen journalier.

II.4.1.1 DEBIT MAX JOURNALIER :

Tableau N°II-27 : débit Max journalier du chef lieu et localités secondaires.

horizon		1998	2008	2015	2025
débit moyen journalier total de Tipaza	(l/s)	48,89	58,05	65,91	79,73
k max j		1,3			
débit max journalier	(l/s)	64	75	86	104

2008

Tableau N°II-28 : débit max journalier du POS AU2.

horizon	2015	2025
besoin total (l/s)	66,35	66,35
k max j	1,3	
débit max journalier (l/s)	86	86

Tableau N°II-29 : débit max journalier du POS AU3.

horizon	2015	2025
besoin total (l/s)	32,27	32,27
k max j	1,3	
débit max journalier (l/s)	42	42

Tableau N°II-30 : débit max journalier total.

horizon	1998	2008	2015	2025
débit max journalier Tipaza et localités secondaires (l/s)	64	75	86	104
débit max journalier pos au2 (l/s)	-	-	86	86
débit max journalier pos au3 (l/s)	-	-	42	42
débit max journalier total (l/s)	64	75	214	232

II.4.2 COEFFICIENT D'IRREGULARITE MINIMUM JOURNALIER :

Il est défini comme étant le rapport de la consommation minimale journalière et la consommation moyenne journalière

$$K_{minj} = \frac{Q_{minj}}{Q_{moyj}}$$

Avec : $K_{minj}=0,7-0,9$

Il nous indique de combien de fois la consommation minimale journalière est inférieure à la consommation moyenne journalière.

Le débit minimum journalier est défini comme étant le débit d'une journée de l'année ou la consommation est minimale. Il est donné par la formule :

$$Q_{minj} = K_{minj} * Q_{moyj}$$

K_{minj} : Coefficient d'irrégularité minimum journalier =0,9.

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau N°II-31 : calcul de la consommation maximale et minimale journalière.

Ville	Qmoyj (m ³ /j)	Kminj	Qminj (m ³ /j)
Tipaza	15409,23	0,9	13868,31

II.5 VARIATION DE LA CONSOMMATION HORAIRE

II.5.1 DETERMINATION DES DEBITS HORAIRES :

Généralement on détermine les débits horaires en fonction du développement, des habitudes de la population et du régime de consommation probable.

II.5.1.1 DEBIT MOYEN HORAIRE :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{moyh} = \frac{Q_{maxj}}{24}$$

Avec : - Q_{moyh} : débit moyen horaire en m³/h ;

- Q_{maxj} : débit maximum journalier en m³/j ;

Donc : Q_{moyh} = 20032/24 = 834,6 m³/h

Q_{moyh} = 834,67 m³/h.

1. COEFFICIENT D'IRREGULARITE MAXIMALE HORAIRE (Kmaxh) :

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée. Il tient compte de l'accroissement de la population ainsi que le degré du confort et du régime de travail de l'industrie.

D'une manière générale, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients : **αmax** et **βmax** tel que :

$$K_{maxh} = \alpha_{max} * \beta_{max}$$

Avec :

αmax: Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de 1,2 à 1,5 et dépend du niveau de développement local. Pour notre cas on prend **αmax = 1,5**.

βmax: Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Tableau N°II-32 : **βmax** en fonction du nombre d'habitants.

Habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	50000	100000
βmax	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,13	1,1

Pour notre cas on a un nombre d'habitants de **66289 hab.**

Donc **Kmaxh = 1,13**, d'où la valeur de **Kmaxh** sera :

Kmaxh = 1,5*1,13= 1,7.

Kmaxh = 1,67

II.5.1.2 DETERMINATION DU DEBIT MAXIMUM HORAIRE :

Ce débit joue un rôle très important dans les différents calculs du réseau de distribution, il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{maxh} = K_{maxh} * Q_{moyh}$$

Avec : - **Q_{moyh}** : débit moyen horaire en m³/h ;

- **K_{maxh}** : coefficient d'irrégularité maximale horaire ;

On a donc :

$$Q_{maxh} = 1,7 * 834,67 = 1418,93 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{maxh} = 1418,93 \text{ m}^3/\text{h}.$$

2. COEFFICIENT D'IRREGULARITE MINIMALE HORAIRE

(**K_{minh}**) :

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire envisageant une sous consommation :

$$K_{minh} = \alpha_{min} * \beta_{min}$$

Avec :

- **α_{min}**: coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, varie de **0,4** à **0,6**. Pour notre cas on prend : **α_{min} = 0,4**.

- **β_{min}** : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Tableau N°II-33 : β_{min} en fonction du nombre d'habitants :

Habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	50000	100000
β _{min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,63	0,7

Donc pour notre cas on prend : **β_{min} = 0,63** ;

D'où la valeur de **K_{minh}** sera :

$$K_{minh} = 0,4 * 0,63 = 0,25.$$

$$K_{minh} = 0,25$$

II.5.1.3 DETERMINATION DU DEBIT MINIMUM HORAIRE :

Il correspond à l'heure la moins chargée des 24h, cette consommation s'observe pendant les heures creuses. Il est calculé comme suit :

$$Q_{minh} = K_{minh} * Q_{moyh}$$

Avec : - **Q_{moyh}**: débit moyen horaire en m³/h ;

- **K_{minh}** : coefficient d'irrégularité minimal horaire ;

On a donc :

$$Q_{minh} = 0,25 * 834,67 = 208,67 \text{ m}^3/\text{h}.$$

$$Q_{minh} = 208,67 \text{ m}^3/\text{h}.$$

II.6 ÉVALUATION DE LA CONSOMMATION HORAIRE EN FONCTION DU NOMBRE D'HABITANT :

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants dans le tableau ci-dessous :

Tableau N°II-34 : répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants :

Heures	Nombre d'habitants				
	(h)	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000
0-1	1	1.5	3	3.35	0.75
01-02	1	1.5	3.2	3.25	0.75
02-03	1	1.5	2.5	3.3	1
03-04	1	1.5	2.6	3.2	1
04-05	2	2.5	3.5	3.25	3
05-06	3	3.5	4.1	3.4	5.5
06-07	5	4.5	4.5	3.85	5.5
07-08	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
08-09	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
09-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	6
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7	5	4.4	4.6	8.5
13-14	7	5	4.1	4.55	6
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	5
15-16	4.5	6	4.4	4.7	5
16-17	5	6	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	5	4.5	4.4	6
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	6
20-21	4.5	4	4.5	4.3	6
21-22	3	3	4.8	3.75	3
22-23	2	2	4.6	3.75	2
23-24	1	1.5	3.3	3.7	1

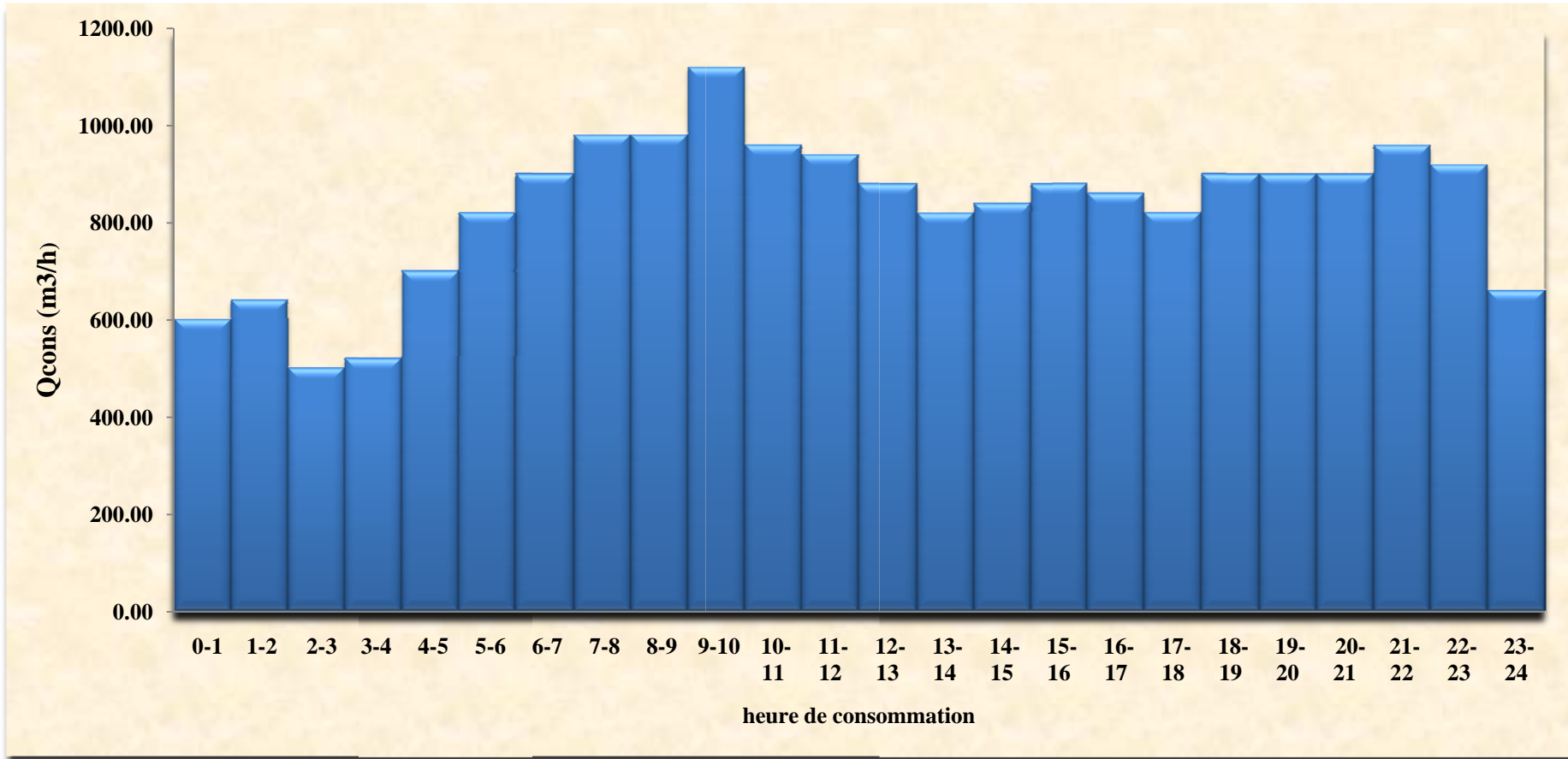
2008

Tableau N°II-35 CONSOMMATION cumulée journalière :

heure	distribution (%)	Q (m3/h) consommé	courbe intégrale	
			%cum	Q (m3/h) cum
0-1	3	600,96	3	600,96
1-2	3,2	641,02	6,2	1241,98
2-3	2,5	500,8	8,7	1742,78
3-4	2,6	520,83	11,3	2263,61
4-5	3,5	701,12	14,8	2964,73
5-6	4,1	821,31	18,9	3786,04
6-7	4,5	901,44	23,4	4687,48
7-8	4,9	981,57	28,3	5669,05
8-9	4,9	981,57	33,2	6650,62
9-10	5,6	1121,79	38,8	7772,41
10-11	4,8	961,54	43,6	8733,95
11-12	4,7	941,5	48,3	9675,45
12-13	4,4	881,41	52,7	10556,86
13-14	4,1	821,31	56,8	11378,17
14-15	4,2	841,34	61	12219,51
15-16	4,4	881,41	65,4	13100,92
16-17	4,3	861,38	69,7	13962,3
17-18	4,1	821,31	73,8	14783,61
18-19	4,5	901,44	78,3	15685,05
19-20	4,5	901,44	82,8	16586,49
20-21	4,5	901,44	87,3	17487,93
21-22	4,8	961,54	92,1	18449,47
22-23	4,6	921,47	96,7	19370,94
23-24	3,3	661,06	100	20032

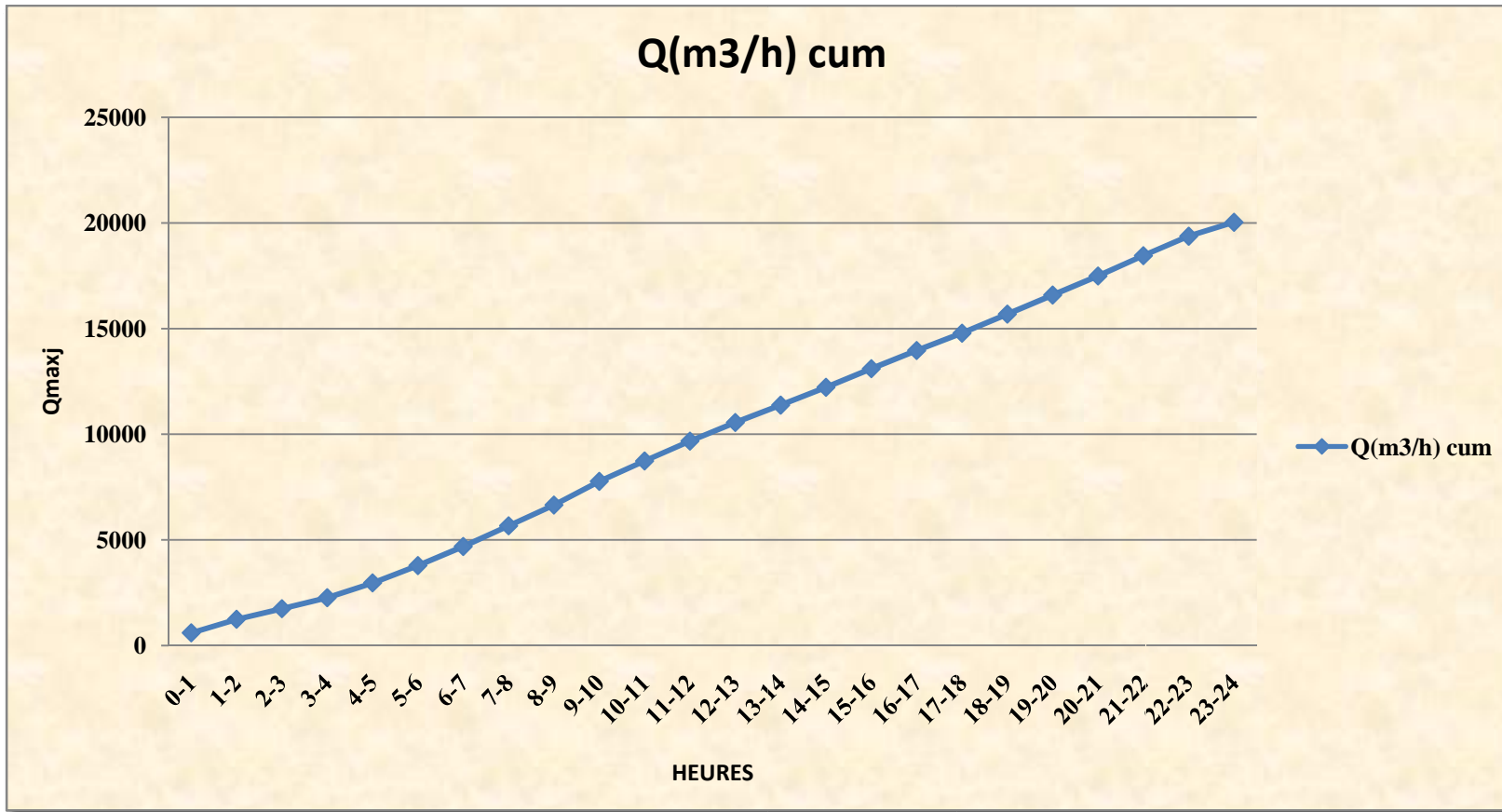
2008

Graphe II-1 : Histogramme de la consommation journalière



2008

Graphe II-2 : Courbe intégrale de consommation journalière



CONCLUSION :

Dans ce chapitre on a déterminé les besoins nécessaire pour la ville de Tipaza à l'horizon d'étude 2025, et on remarque que le débit actuel est insuffisant, aussi que le débit nécessaire est plus de deux fois du débit actuel.

Cette augmentation est due essentiellement au deux POS (AU2 et AU3), alors on y obligé de projeté ce déficit dont la capacité sera déterminée dans le prochain chapitre.

INTRODUCTION :

La ville Tipaza va prendre en charge un développement futur, se qui va surement engendrer un déficit en matière de stockage, donc le but de ce chapitre est de déterminer le volume de stockage nécessaire et le projeté de telle façon a assuré le meilleur fonctionnement du réseau.

III.FONCTIONS DES RESERVOIRS :

III.1. FONCTIONS TECHNIQUES DES RESERVOIRS :

Les différentes fonctions d'un réservoir sont :

- ✓ régulation de l'apport de la consommation d'eau pour permettre aux
- ✓ pompes un refoulement constant ;
- ✓ sécurité d'approvisionnement ;
- ✓ régulation de la pression ;
- ✓ simplification de l'exploitation ;

Ils doivent être :

- ✓ Etanches ;
- ✓ Construits avec des matériaux qui ne soit pas susceptibles d'altérer l'eau ;
- ✓ bien protéger contre toute contamination d'eau susceptible ;
- ✓ Etablir de façon à préserver l'eau contre les variations de la température ;

III.2. FONCTIONS ECONOMIQUES :

Les Réservoirs existants sont tous des réservoirs de tête, donc il y à réduction des dépenses d'énergie.

III.3. CLASSIFICATION DES RESERVOIRS : [1]

D'après la situation et la topographie des lieux, les réservoirs peuvent Être :

- ✓ Enterrés ;
- ✓ Semi enterres ;
- ✓ Surélevés ;

D'après leurs formes, ils peuvent être :

- ✓ Circulaires ;
- ✓ Carrés ;
- ✓ Rectangulaires ;

D'après la topographie de notre agglomération tous les réservoirs existant sont de type semi-enterré.

III.4. EMLACEMENT DES RESERVOIRS :

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème :

Comme La ville de Tipaza se trouve pratiquement sur un terrain de topographie irrégulière, elle est adossée sur un piémont qui prend départ du niveau de la mer au nord et s'élève vers le sud en pente irrégulière.

Aussi les parties les plus basses se situent au niveau de la mer dont la cote (+0) et la plus haute se situe au sud à une cote moyenne de 155 m,

Le type de réservoir semi-enterré apte à assurer la pression de service nécessaire au réseau de distribution ;

Aussi On doit toujours tenir compte des considérations suivantes :

- ✓ Pour des raisons d'économie, il est préférable que le remplissage du réservoir se fasse par gravité, ce qui implique qu'on puisse le placer à un niveau bas par rapport à la source d'eau, mais ça se n'est pas vérifié pour notre réservoirs existants au sud (remplissage par pompage) ; par contre les réservoirs du centre ville sont alimentés gravitairement ;
- ✓ l'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération ; ce qui est vérifié pour la ville de Tipaza ;
- ✓ lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires, on doit les implanter de préférence soit en extrémité du réseau, soit à proximité du centre important de consommation.
- ✓ la cote la radier doit être supérieure à la plus haute cote piézométrique exigée dans le réseau ce qui est respecté dans notre ville ;
- ✓ l'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés des pressions suffisantes ;

III.5. DETERMINATION DE LA CAPACITE DES RESERVOIRS :

III.5.1. CAPACITE PRATIQUE D'UN RESERVOIR :

La capacité d'un réservoir est égale en règle générale à 50 % de la plus forte consommation journalière avec une réserve d'incendie de 120 m³.

$$V_R = (50\% * Q_{max_j}) + V_{inc} \dots\dots\dots (III-1) [2]$$

$$V_{inc}=240m^3;$$

Tableau (III-1) : calcul de la capacité pratique du volume de stockage nécessaire.

Horizon	2008	2015	2025
Débit max (m ³ /j)	6520	18479	20032
Volume de stockage nécessaire (m ³)	3500	9480	10256

III.5.2.BALANCE RESSOURCE/ BESOINS :

Après avoir évalué les besoins nécessaire en eaux potable pour la ville de Tipaza ainsi que la reconnaissance de toutes les infrastructures constituants des chaînes d'alimentation, il a été constaté que le système existant a bénéficié d'ouvrages importants (stations de pompage, réservoirs tampons, réservoirs de stockage, conduites ...etc.), le fonctionnement rentable de tous les dispositifs en place reste lier à la disponibilité d'une ressource sure, régulière et suffisante.

C'est le volet qui reste à développer en matière de disponibilité, d'exploitation cohérente et de gestion rigoureuse.

L'alimentation à moyen et à long terme va se faire à partir de la même ressource soit le barrage de Boukourdane, mais reste liée à l'évaluation des déficits existants et à venir.

Les déficits ont été évalués en tenant compte de la ressource déjà mobilisée et exploitée et les besoins existants et à venir.

Ainsi les graphes ci-après donnent une appréciation sur les déficits en tenant compte de la ressource et des besoins rapportés précédemment.

Ayant déterminé précédemment le débit d'eau disponible et après le calcul des besoins en eau pour les horizons 2008, 2015 et 2025 on peut faire une balance (ressources / besoins) pour voir si notre débit disponible satisfait nos besoins actuels et futur ?

Les tableaux suivants nous indiquons la balance : ressources/besoins

Soit un débit de 100 L/s (8640 m³/j) dont exploité pour l'alimentation de la ville de Tipaza.

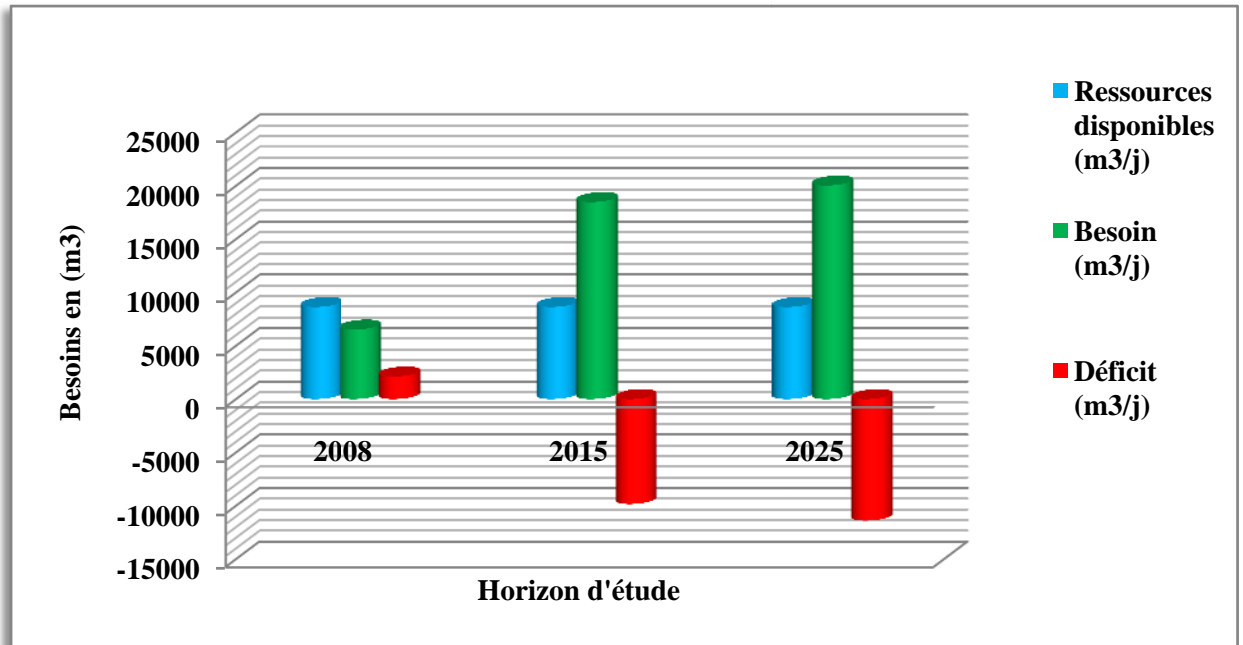
Tableau (III-2) : Débit actuel mobilisé pour Tipaza.

Tipaza	100	l/s
Tipaza	8640	m ³ /j

Tableau (III-3) : Balance (ressource/ besoins).

DESIGNATION	HORIZON			
	1998	2008	2015	2025
Ressources disponibles (m ³ /j)	8640	8640	8640	8640
Besoin (m ³ /j)	5480	6520	18479	20032
Déficit (m ³ /j)	3160	2120	-9839	-11392
Déficit (l/s)		24,54	-113,88	-131,85

Graphe (III-1) : Balance (Ressource/Besoins)



III.5.3.BESOINS EN STOCKAGE :

Le réservoir est un ouvrage de stockage régulateur de débit qui permet d'adapter la production à la consommation.

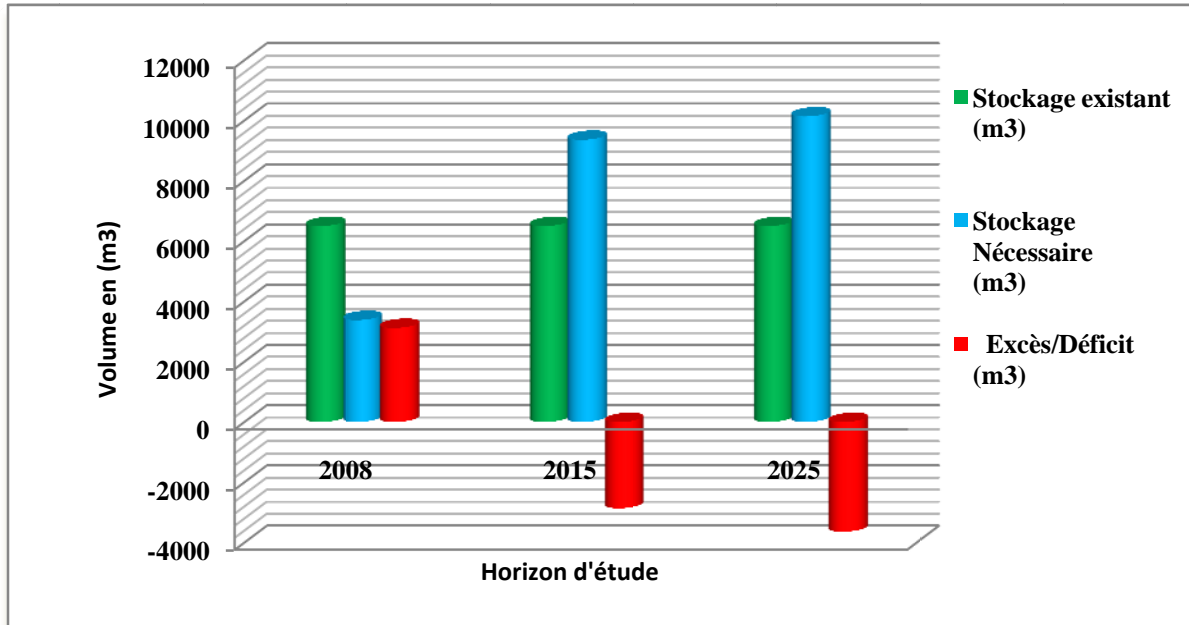
La production est le plus souvent dimensionnée et prévue afin de fournir pour un temps journalier de fonctionnement généralement égal à 20 heures, Le volume correspondant à la consommation journalière totale du réseau.

Tableau (III-4) : Balance (stockage Existant/ stockage nécessaire).

DESIGNATION	HORIZON		
	2008	2015	2025
Stockage existant (m ³)	6500	6500	6500
Stockage Nécessaire (m ³)	3500	9480	10256
Excès/Déficit (m ³)	3000	-2980	-3756

2008

Graphe (III-2) : Balance Stockage Existant/Stockage nécessaire.



Ainsi, il ressort qu'en matière de stockage les déficits globaux toutes zones confondues deviennent significatifs à partir de 2010 d'après la balance ci-dessus.

Dans le cadre de cette présente étude, un renforcement des capacités de stockage est indispensable pour répondre aux besoins en 2010 à 2025, une capacité supplémentaire minimum de 4000 m³ est nécessaire.

En matière de stockage la comparaison des infrastructures de stockages installées et celles nécessaires fait ressortir la situation suivante :

- La capacité de stockage totale fait ressortir une situation qui ne peut être prise en considération d'une manière globale mais doit être analysé par zone d'alimentation.
- La zone I avec 3500 m³ installé présente un déficit en stockage, cette zone va prendre en charge l'essentiel du développement futur de l'agglomération (POS AU2), ce déficit engendré sera pris en charge par l'augmentation de capacités situées à l'amont (réservoir Ouest).
- La zone II avec un volume de stockage de 1000 m³, le déficit sera pris en charge par l'augmentation de capacité située à l'amont (réservoir Est).
- La zone III avec une capacité installé de 2000 m³ et sachant que cette zone va prendre en charge l'essentiel du développement futur de l'agglomération (POS AU3) elle présente un déficit à partir de 2010 sera pris en charge par l'augmentation de capacité située à l'amont (réservoir Est).

La réalisation d'un réservoir (R2) m³ suffirait à prendre en charge le déficit en matière de stockage avec deux réservoirs (R3) pour la zone Ouest et (R4) pour la zone Est.

III.6. DETERMINATION DU VOLUME DES RESERVOIRS :

III.6.1. RESERVOIRS :

- Un réservoir de (R1) m³ attendant à la station de pompage calé à la côte 100 m.
- Un réservoir (R2) m³ calé à la côte 245 m.
- Un réservoir (R3) m³ Ouest calé à la côte 184 m.
- Un réservoir (R4) m³ Est calé à la côte 200 m.

1. Le volume du réservoir de (R1) attendant à la station de pompage cale à la cote 100 m :

Le volume de ce réservoir est déterminé par la formule suivante :

$$V_{R1} = V_0 + V_{inc} \dots\dots\dots (III-2)$$

$$V_0 = \frac{T \cdot Q_{moy} h}{4} \dots\dots\dots (III-3)$$

V_{R1} : Le volume du réservoir attendant à la station de pompage ;

T : temps du cycle (Arrêt et démarrage de pompe) ;

T : Temps de pompage égal à 20h ;

Q_{moy} : Le débit moyen exploité (132 l/s= 475,2 m³/h).

V_{inc} : Volume du réserve d'incendie (80 à 120) m³/j ;

$$V_0 = \frac{T \cdot Q_{moy} h}{4} \Rightarrow V_0 = \frac{20 \cdot 475.2}{4} = 2376 \quad V_0 = 2376 m^3$$

$$V_{R1} = 2376 + 240 = 2616 m^3 \Rightarrow V_{R1} \approx 2500 m^3.$$

1.1. Calcul du diamètre du réservoir :

$H = [3 \text{ à } 6]m$, on prend $H=6m$.

$$V_{R1} = S \cdot H \dots\dots\dots (III-4)$$

$$\Rightarrow S = \frac{V_{R1}}{H} \Rightarrow S = \frac{2500}{6} = 416,67 m^2, \Rightarrow S = 416,67 m^2.$$

$$S = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \dots\dots\dots (III-5)$$

$$S = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \cdot S}{\pi}} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \cdot 416,67}{\pi}} = 23,03 m$$

$$D = 23 m.$$

La hauteur de la réserve d'incendie :

$$h = \frac{V_{R1}}{S} = \frac{240}{416.67} = 0,6 m$$

Tableau (III-5) : caractéristique du réservoir (R1) attendant à la station de pompage.

CTN (m)	Le Volume (m3)	Le Diamètre (m)
100	2500	23

2. le volume du réservoir (R2) m³ cale à la cote 245 m.

Ce réservoir est un réservoir de mise en charge, il distribue vers les deux réservoirs (R3) et (R4), et comme on a trouvé que le volume de stockage nécessaire est de 4000m³, alors on donne 2000m³ pour (R2) ,1000m³ de chacun des deux autres réservoirs.

Pour confirmé cette répartition, on fait le dimensionnement de ce réservoir et on compare le volume avec le volume proposé.

2.1. Dimensionnement :

Ce réservoir a été rempli par pompage avec un temps de 20h, ainsi le temps de distribution vers les deux réservoirs (R3) et (R4) est de 24h.

Le dimensionnement est ce fait par la méthode de stockage-déstockage dans le tableau Ci-dessous :

Tableau (III-6) : Détermination de la capacité de réservoir.

heure	distribution	pompage	stockage	déstockage	résidu
(h)	%	%	%	%	%
0-1	4,167	0	0,00	4,167	-4,17
1-2	4,167	0	0,00	4,167	-8,33
2-3	4,167	0	0,00	4,167	-12,50
3-4	4,167	0	0,00	4,167	-16,67
4-5	4,167	5	0,83	0	-15,83
5-6	4,167	5	0,83	0	-15,00
6-7	4,167	5	0,83	0	-14,17
7-8	4,167	5	0,83	0	-13,33
8-9	4,167	5	0,83	0	-12,50
9-10	4,167	5	0,83	0	-11,67
10-11	4,167	5	0,83	0	-10,83
11-12	4,167	5	0,83	0	-10,00
12-13	4,167	5	0,83	0	-9,17
13-14	4,167	5	0,83	0	-8,33
14-15	4,167	5	0,83	0	-7,50
15-16	4,167	5	0,83	0	-6,67
16-17	4,167	5	0,83	0	-5,83
17-18	4,167	5	0,83	0	-5,00
18-19	4,167	5	0,83	0	-4,17
19-20	4,167	5	0,83	0	-3,33
20-21	4,167	5	0,83	0	-2,50
21-22	4,167	5	0,83	0	-1,67
22-23	4,167	5	0,83	0	-0,83
23-24	4,167	5	0,83	0	0,00

$$V_{R2} = (R_{\%} * Q_{maxj}) + V_{inc} \dots \dots \dots (III-6)$$

V_{R2} : Volume du réservoir (R2),

$R_{\%}$: Résidu dans le réservoir égal à (16,67%) ;

Q_{maxj} : Le débit maximum journalier (m³/j) ;

V_{inc} : Volume de la réserve d'incendie (2*120m³/j) ;

$$V_{R2} = \left(\frac{16,67}{100} * 0,132 * 86400\right) + 240 \Rightarrow V_{R2} = 2261,18m^3.$$

$$V_{R2} = 2260m^3;$$

Conclusion : après le dimensionnement du on remarque que le volume de ce réservoir est de 2260m³ presque 2000m³, ce qui confirme la répartition du volume de stockage.

On prend le volume du réservoir 2000m³ donner d'après la méthode pratique.

2.2. Calcul du diamètre du réservoir :

H = [3 à 6]m , on prend H=6m;

$$V_{R2}=S*H \Rightarrow S = \frac{V_{R2}}{H} \Rightarrow S = \frac{2000}{6} = 333,33m^2, \Rightarrow S = 333,33m^2.$$

$$S = \frac{\pi*D^2}{4} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4*S}{\pi}} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4*333,33}{\pi}} = 20,6m ;$$

Donc on va prendre :

$$D = 21m;$$

La hauteur de la réserve d'incendie :

$$h = \frac{V_{R1}}{S} = \frac{240}{333,33} = 0,7m$$

Tableau (III-7) : caractéristique du réservoir (R2) de mise en charge.

CTN (m)	Le Volume (m3)	Le Diamètre (m)
245	2000	21

3. Dimensionnement du réservoir (R3=1000m3) Ouest cale à la cote 184 m :

Donc :

Le volume réservoir (R3) $V_{R3} = 1000m^3$.

3.1. Calcul du diamètre du réservoir :

H = [3 à 6]m , on prend H=6m;

$$V_{R3}=S*H \Rightarrow S = \frac{V_{R3}}{H} \Rightarrow S = \frac{1000}{6} = 166,67m^2, \Rightarrow S = 166,67m^2.$$

$$S = \frac{\pi*D^2}{4} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4*S}{\pi}} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4*166,67}{\pi}} = 14,56m ;$$

Donc on va prendre :

$$D = 15m;$$

La hauteur de la réserve d'incendie :

$$h = \frac{V_{R1}}{S} = \frac{120}{166.67} = 0,7m$$

Tableau (III-8) : caractéristique du réservoir (R3) Ouest.

CTN (m)	Le Volume (m3)	Le Diamètre (m)
184	1000	15

4. Dimensionnement du réservoir (R4=1000m3) cale a la cote 200m :

Le volume réservoir (R4) m³ Est calé à la côte 200m est de :

$$V_{R4} = 1000m^3.$$

4.1. Calcul du diamètre du réservoir :

H = [3 à 6]m , on prend H=6m;

$$V_{R3}=S*H \Rightarrow S = \frac{V_{R3}}{H} \Rightarrow S = \frac{1000}{6} = 166,67m^2, \Rightarrow S = 166,67m^2.$$

$$S = \frac{\pi*D^2}{4} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4*S}{\pi}} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4*166,67}{\pi}} = 14,56m ;$$

Donc on va prendre :

$$D = 15m;$$

La hauteur de la réserve d'incendie :

$$h = \frac{V_{R1}}{S} = \frac{120}{166.67} = 0,7m$$

Tableau (III-9) : caractéristique du réservoir (R4) Est.

CTN (m)	Le Volume (m3)	Le Diamètre (m)
200	1000	15

III.7. ÉQUIPEMENT DU RESERVOIR : [3]

Le réservoir doit être équipé :

- d'une conduite d'arrivée ou d'alimentation.
- une conduite de départ ou de distribution.
- une conduite de vidange.
- une conduite de trop -plein.
- système de matérialisation de la consigne d'incendie.
- Conduit by -pass.

Ces conduites sont commandées dans une chambre de manœuvre.

III.1.1. Conduite d'arrivée ou d'adduction :

L'adduction est faite par refoulement, arrivée dans la cuve en siphon noyé (à la partie supérieure de la cuve), ou par le bas placé à l'opposé de la conduite de départ, afin de provoquer le brassage, par conséquent, un dispositif de contrôle situé au niveau de la station de pompage permet le déclenchement de l'arrêt ou de la mise en marche des pompes .

III.1.2. Conduite de départ ou de distribution :

C'est la conduite qui véhicule l'eau du réservoir (cuve) vers l'agglomération. Son orifice sera disposé à l'opposé de la conduite d'arrivée ; elle est placée à quelques centimètres (15/20 cm) au dessus du fond de la cuve, pour éviter l'introduction de matières en suspension de l'air. L'extrémité est munie d'une crépine courbée à fin d'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.

III.1.3. Conduite du trop-plein :

Cette conduite a pour rôle d'évacuer l'excès d'eau arrivant a réservoir sans provoquer de déversement. Pour le cas où la pompe d'alimentation ne se serait pas arrêté L'extrémité supérieure de cette conduite est muni d'un entonnoir jouant le rôle d'un déversoir circulaire permettant cette évacuation.

III.1.4. Conduite de vidange :

Elle permet la vidange du réservoir, en cas de nettoyage ou d'éventuelles réparations, il est nécessaire de prévoir la vidange au moyen d'une conduite généralement raccordée à la conduite de trop –pleine .Elle est munie d'un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable qui entraîne une difficulté de manœuvre. On a intérêt à n'effectuer cette vidange que sur un réservoir préalablement presque vidé en exploitation.

III.1.5. Conduit by-pass :

Pour assurer la continuité de la distribution, en cas de travaux de maintenance ou dans le cas de vidange de la cuve ; on relie la conduite d'adduction à celle de la distribution par un tronçon de conduite appelé By-pass.

III.8. SYSTEME DE MATERIALISATION DE LA RESERVE D'INCENDIE :

C'est une disposition spéciale préserver le volume d'incendie au niveau du réservoir, qui permet d'interrompre l'écoulement, une fois le niveau de la réserve d'eau consacrée à l'extinction des incendies est atteint.

On a deux systèmes :

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

III.1.6. Les joints d'étanchéité :

Il faudra veiller aux traversés des conduites dans le béton de la cuve (les parois ou le radier). A cet effet, un barrage devra être effectué à l'aide d'un produit plastique recouvert de mortier de ciment.

III.9. HYGIENE ET SECURITE :

Pour des raisons d'hygiène et de sécurité, les trois réservoirs sont :

- couverts pour les protéger contre les variations de températures et l'introduction de corps étrangers ;
- éclairés par des ouvertures munies de plaque de verre ;
- étanches et ne recevront aucun enduit susceptible d'altérer l'eau ;
- doivent être aérés par des ouvertures grillées.

CONCLUSION :

Comme nous avons vu que cette capacité va prendre en charge l'essentiel du développement future constitué par les deux POS AU2 et AU3, et comblé le déficit, engendré en 2010 et futur de la ville de Tipaza.

INTRODUCTION :

Le but de ce chapitre est de faire une étude d'un nouveau système d'adduction pour combler le déficit de la ville de Tipaza, aussi de projeté les ouvrages nécessaire.

IV. SCHEMA GENERAL ET PRINCIPE DE L'ALIMENTATION DE L'ETAT ACTUEL DU RESEAU :

IV.1. SYSTEME D'ALIMENTATION EXISTANT :

L'alimentation actuelle de la ville de Tipaza est basée sur les ouvrages suivants :

- ❖ Ressources (Barrage de Boukerdane).
- ❖ Ouvrages Existants :
 - Ouvrage de stockage.
 - Station de Pompage.
 - Adduction Reliant les différents ouvrages.

IV.1.1. RESSOURCE :

La ville de Tipaza est alimentée à partir d'une ressource sure mobilisée par le barrage de BOUKOURDANE qui a un volume de 49m^3 , il est destiné en grande partie à l'irrigation et à l'alimentation en eau potable.

L'objet de cette étude est le renforcement des infrastructures existantes avec apport complémentaire en ressources.

A ce titre nous allons prendre en considération la ressource destinée à Tipaza et évaluer sa suffisance quant à l'alimentation de cette ville et à son développement futur.

Des conclusions seront tirées pour permettre de projeter le volume de ressource nécessaire à l'alimentation de la ville de Tipaza et les agglomérations attenantes à son réseau, et ceci pour un horizon d'étude de 2025.

IV.2. OUVRAGES EXISTANTS :

IV.2.1. OUVRAGE DE STOCKAGE :

Les infrastructures de stockages qui branché au réseau de Tipaza Chef lieu sont pour la plupart fonctionnels, leurs capacités par zone d'alimentation se situe comme suit :

- ❖ **Zone I (Basse)** : elle se situe entre la cote (0 et + 47 m), Alimentée à partir des réservoirs $2 \times 1000\text{m}^3$ et 500m^3 du cote du radier de 44,2m.
- ❖ Tableau IV-1 : capacité de stockage existant Zone I.

	Capacité (m^3)	Type	Etat
Réservoir 2×1000	2000	Semi Enterré	Opérationnel
Réservoir 500	500	Semi Enterré	Opérationnel
Réservoir 1000	1000	Semi Enterré	Opérationnel
Total Zone I (m^3)	3500		

- ❖ **Zone II (moyenne)** : elle se situe entre la cote (47 m à 85 m), Alimentée à partir des réservoirs 2 x 500m³ du cote du radier de 86m.

- ❖ Tableau IV-2 : capacité de stockage existant Zone II.

	Capacité (m ³)	Type	Etat
Reservoir 2x500	1000	Semi Enterré	Opérationnel

- ❖ **Zone III (Haute)** : elle se situe entre la cote (85 et + 155 m), Alimentée à partir du réservoir R 2000m³ implanté a une cote du terrain naturel de 160m.

- ❖ Tableau IV-3 : capacité de stockage existant Zone III.

	Capacité (m ³)	Type	Etat
Réservoir 2000	2000	Semi Enterré	Opérationnel

IV.2.2.STATION DE POMPAGE CENTRALE :

- ❖ **Caractéristiques :**

- Arrivée du réservoir d'eau traitée de diamètre Ø 500 ;
- 3 pompes dont (2) fonctionnelles et l'autre de sécurité ;
- HMT=120m, Q=200l/s ;
- Départ vers R 2000 m³ Ø 600 ;

IV.2.2.1. RESERVOIR TAMPON 2000 m3 :

- ❖ Tableau IV-4 : Caractéristiques du réservoir Tampon R2000m3.

Capacité	Type	CTP	CR	Structure	Arrivée	Départ
2000 m3	Semi Enterré	173.68 m	169.48 m	Béton	Ø 600	2 X Ø 400

- ❖ **Observation :**

Le réservoir tampon R2000m3 sert actuellement de réservoir de mise en charge et permet la répartition de la ressource vers deux (02) directions soit la région de Cherrhell celle de Hadjout et Tipaza.

IV.3. ADDUCTIONS :

L'actuel schéma d'alimentation fait ressortir un certain nombre de conduite d'adduction et de refoulement il s'agit de :

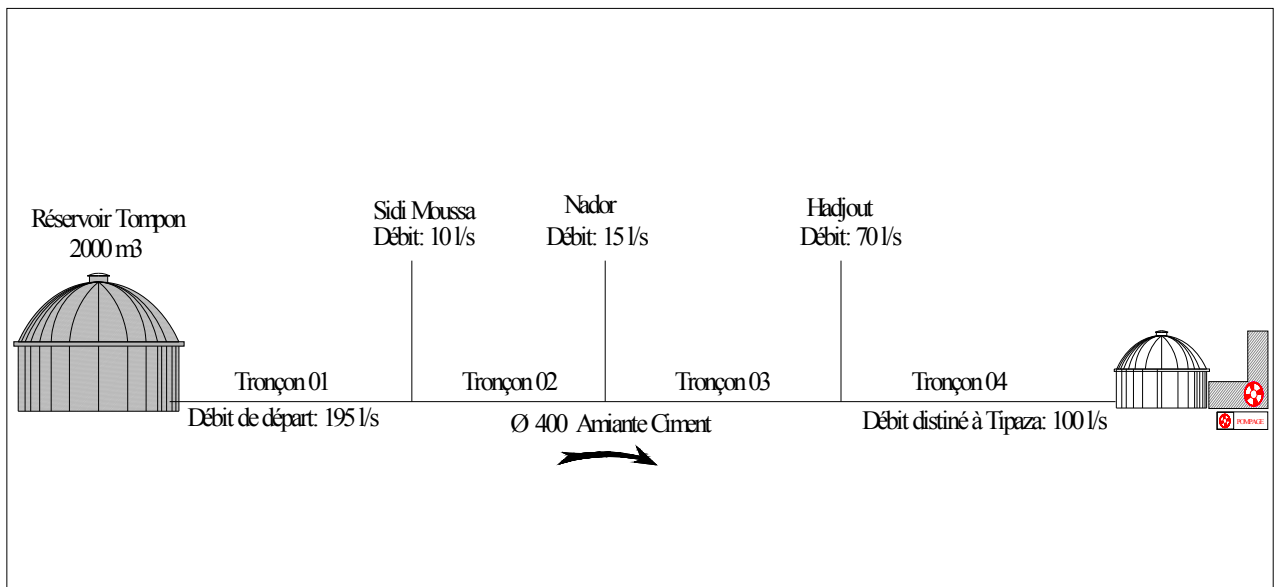
- Conduite D'adduction Réservoir Tampon – R1000 Station de reprise ;
- Conduite D'adduction Secondaires ;

IV.3.1. CONDUITE D'ADDUCTION GRAVITAIRE RESERVOIR TAMPON – R1000M3 STATION DE REPRISE :

❖ Tableau IV-5 : caractéristiques de la conduite d'adduction R Tampon-station de reprise.

Point de Départ	Point d'Arrivé	Diamètre (mm)	Longueur (ml)	Matériau
Réservoir Tampon R2000	Station de Pompage Tipaza	Ø 400	14 000	Amiante Ciment

Figure IV-1: Schéma d'adduction Réservoir Tampon R2000m3-Station de reprise



Le Débit d'adduction à partir du Réservoir tampon 2000 m³ soit 195 l/s Répartie comme suit :

❖ Tableau IV-6 : Répartition du débit d'adduction Existante.

Sidi Moussa	10 l/s
Nador	15 l/s
Hadjout	70 l/s
Tipaza	100 l/s

Tronçon 1 :

- ❖ Tableau IV-7 : caractéristique du 1^{ier} tronçon de l'adduction.

Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)
400	195	1,552

La conduite d'adduction Ø 400 AC pour le tronçon 1 présente une bonne vitesse.

Tronçon 2 :

- ❖ Tableau IV-8 : caractéristique du 2^{ème} tronçon de l'adduction.

Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)
400	185	1,142

La conduite d'adduction Ø 400 AC pour le tronçon 2 présente une bonne vitesse.

Tronçon 3 :

- ❖ Tableau IV-9 : caractéristique du 3^{ème} tronçon de l'adduction.

Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)
400	170	1,353

La conduite d'adduction Ø 400 AC pour le tronçon 3 présente une bonne vitesse.

Tronçon 4

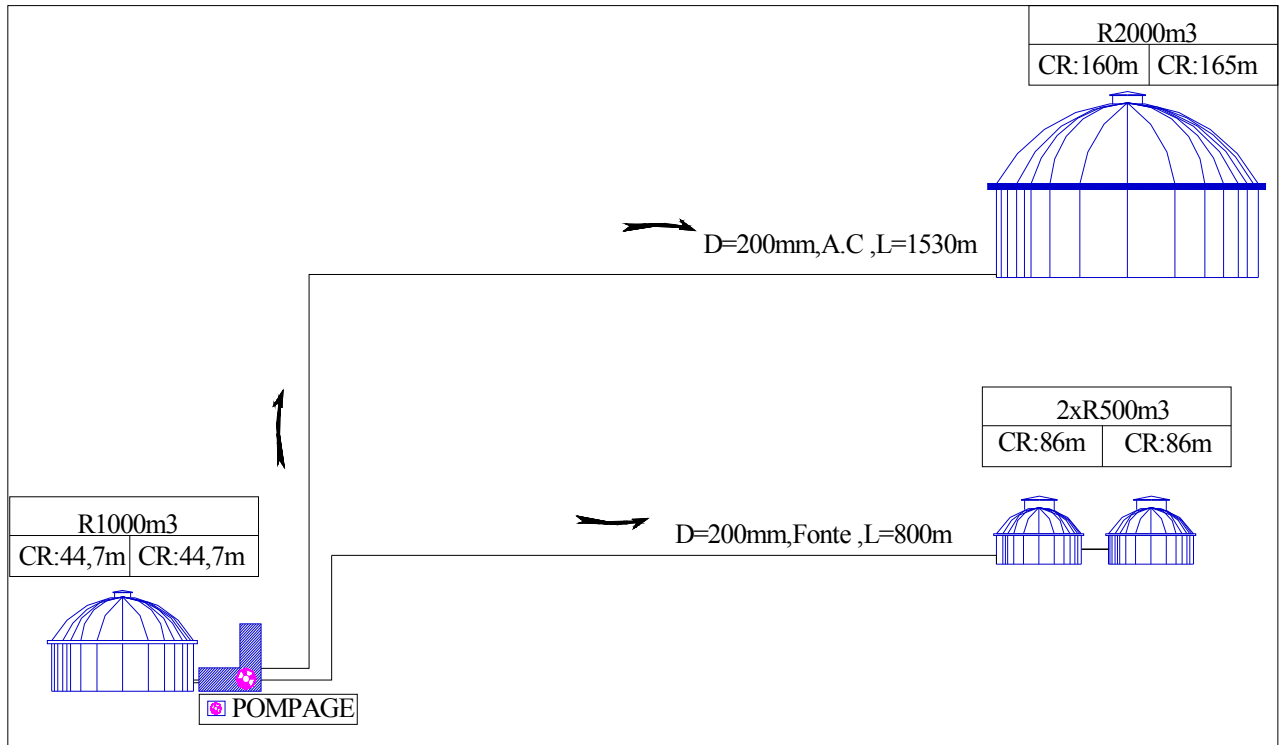
- ❖ Tableau IV-10 : caractéristique du 4^{ème} tronçon de l'adduction.

Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)
400	100	0,796

Les vitesses au niveau de cette conduite sont comprises entre 1,5 m/s et 0,8 m/s, ces valeurs se situent dans la fourchette des vitesses admissibles, et autorisent un renforcement vers la ville de Tipaza car la vitesse à l'entrée de la ville est à son minimum

IV.3.2. CONDUITE DE REFOULEMENT

Figure IV-2 : Schéma de la conduite de refoulement de la station de reprise



Elle se situe au centre ville à coté du réservoir 1000 m³ et sert de reprise vers les deux étages constituant la zone II et la zone III.

❖ Tableau IV-11 : caractéristiques des conduites d'arrivées et de départs de la station de reprise.

Point de Départ	Point d'Arrivé	Diamètre (mm)	Longueur (ml)	Matériau
Station de Pompage Tipaza	R 2 x 500	Ø 200	800	Fonte
Station de Pompage Tipaza	R 2000	Ø 200	1 530	800 m en Fonte et 730 m en Amiante ciment

Il ressort que le débit mobilisé pour la ville de Tipaza et de ses environs soit (100 l/s ou 360 m³/h) est à même de couvrir les besoins nécessaires jusqu'à l'an 2010.

Ainsi l'adduction de départ du réservoir tampon 2000 m³ alimente plusieurs agglomérations (Sidi Moussa. Nador. Hadjout) avant d'arriver à Tipaza. Cela engendre beaucoup de pertes de charge et une manipulation assez contraignante (sans cité les branchements illicites existants).

Les zones situées sur les hauteurs se trouvent pénalisées par rapport aux zones basses. La répartition des débits pour chaque agglomération devient assez compliquée et irrégulière.

Une conduite affectée exclusivement pour Tipaza viendrait régler dans une large mesure les contraintes d'exploitations et garantirait un débit constant permanent et régulier pour la ville de Tipaza.

Nous proposons la réalisation d'une conduite parallèle à celle existante qui relie le réservoir tampon 2000 m³ à la ville de Tipaza.

IV.4. CHOIX DU TRACE :

Pour le choix du tracé de la conduite d'adduction sera tenu compte de certain impératif que l'on s'efforcera dans la mesure du possible de respecter :

- Il est important de chercher un profil en long aussi régulier que possible pour éliminer les contres pentes ;
- Dans le but d'économie du projet, le tracé doit être le plus court possible ;
- Éviter le phénomène de cavitation qui peut engendrer les éclatements et vibration de la canalisation ou cours de la phase de surpression ;
- Éviter les forêts, bois et zones marécageuses ;
- Éviter autant que possible la traversée des obstacles (routes, voies ferrées, canaux, oueds,...) ;

IV.5. ETUDE DE LA VARIANTE :

Partant des principes liés aux renforcements des ressources, des adductions ainsi que le stockage, le schéma d'alimentation proposé sera présenté à partir de la variante ci-dessous.

La variante qui va être proposé répond au même objectif à savoir transférer un apport de ressource complémentaire vers la ville de Tipaza et sa répartition de manière à prendre en charge le développement futur de l'agglomération.

Dans notre projet on y pas obligé de faire une étude des variantes, parce que on a déjà l'adduction existante en tenant compte des infrastructures à projeter, Des itinéraires à emprunter et des côtes des zones à alimentation il ressort que cette variante est celle qui présente le plus d'avantage.

Donc on a proposée la réalisation d'une conduite d'adduction parallèle à celle existante.

IV.5.1. VARIANTE CHOISIT :

Cette variante s'articule autour des infrastructures suivantes :

- Une adduction gravitaire relie le réservoir R2000 m³ de Sidi Amar de cote du trop plein de 173,68 m à une station de pompage calé à la côte 100 m.
La station refoule vers un réservoir (2000m³) situé au sud de Tipaza à la côte 245 m à proximité de l'antenne de la RTA.
- Deux réservoirs chacun de capacité (1000 m³), l'un à l'ouest Douar Mansour, l'autre à proximité du Réservoir 2000 m³ existant à l'Est.

- Le réservoir Ouest calé à la côte 184m alimente POS AU2 et Zone I, Zone II en cas de déficit.
- Le réservoir Est calé à la côte 200m, alimente le POS AU 3 et la Zone III.

Ainsi le schéma adopté est celui proposé au niveau de cette variante projetée et s'articule autour des ouvrages et adductions suivants :

IV.5.2. OUVRAGE CONSTITUANT LE SCHEMA :

Le schéma adopté s'articule autour des ouvrages et adductions suivants :

IV.5.2.1. ADDUCTIONS :

- Une adduction gravitaire d'une longueur de 13,400 km qui prend départ de réservoir de 2000 m³ de Sidi Amar jusqu'à la station de pompage calé à la côte 100 m.
- Une conduite de refoulement qui relie la station de pompage au réservoir (2000m³) calé à la côte 245 m d'une longueur de l=4.316Km.
- Une conduite d'adduction et de distribution qui relie le réservoir (2000m³) au réservoir Ouest (1000 m³) calé à la côte 184 m L=2,356 Km, (ADO 1).
- Une conduite d'adduction qui relie le réservoir (2000m³) au réservoir (1000 m³) Est calée à la côte 200m sur un linéaire de 1,140 Km, (ADE 1).

IV.5.2.2. RESERVOIRS :

- Un réservoir de (2500m³) attendant à la station de pompage calé à la côte 100 m.
- Un réservoir (2000 m³) calé à la côte 245 m.
- Un réservoir (1000 m³) Ouest calé à la côte 184 m.
- Un réservoir (1000 m³) Est calé à la côte 200 m.

IV.5.2.3. STATION DE POMPAGE :

- Une station de pompage calé à la côte 100 m avec une capacité de pompage allant de 132 l/s.

IV.5.2.4. AUTRES OUVRAGES :

- Une traversée d'Oued Nador en passage supérieur.
- Des regards de vidange, de robinet vanne de sectionnement et de ventouse le long des adductions.

IV.5.2.5. EQUIPEMENT :

- Equipement hydromécanique des quatre (04) réservoirs
- Equipement hydromécanique et électromécanique de la station de pompage.

IV.6. CHOIX DU TYPE DE MATERIAU DE LA TUYAUTERIE :

Les matériaux susceptibles d'être utilisés pour les conduites sont la fonte, l'acier, le PEHD et l'amiante de ciment.

1. Fonte :

La fonte est un matériau noble apte à prendre en charge de grandes pressions, il n'est pas sensible à la corrosion et sa pose se fait sans grande contrainte

Néanmoins elle nécessite beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite

2. Acier :

L'acier est un matériau apte à prendre en charge de grandes pressions, il est très sensible à la corrosion surtout qu'il s'agit de sol agressif,

Une protection cathodique est indispensable.

Pour une conduite maitresse alimentant une ville, l'acier n'est pas recommandé pour éviter une perturbation de l'alimentation en cas de fuite.

Dans notre cas des conduites sont projetée à long terme ainsi le matériau composant doit garantir une longévité acceptable (20 à 30 ans), Cette garantie ne peut être assurée par une conduite en acier.

3. PEHD :

Le PEHD est un matériau apte à prendre en charge de grandes pressions, il est incorrodable, sa pose par soudeur électrique se fait sans grande contrainte. Néanmoins les grands diamètres supérieurs à $\Phi 300$ sont commercialisés à l'heure Actuelle, ils nécessitent beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite.

4. Amiante Ciment :

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

5. Conclusion :

Il ressort que les conduites en fonte et le PEHD sont celles qui rependent mieux aux exigences du projet en matière de pression, de corrosion et de longévité.

Mais on a choisit pour la réalisation de ce projet les conduites en fontes parce que sont les plus utilisées pour les grands Diamètres d'adduction.

❖ Tableau IV-12 : Coefficients K, m, β pour différents types des tuyaux. [3]

Tuyau	K	m	β
Acier et fonte	0,00179 à 0,001735	5,1 à 5,3	1,9 à 2
Amiante-ciment	0,00118	4,89	1,85
Plastique	0,001052	4,774	1,77

IV.7. CALCUL HYDRAULIQUE DE LAVARIANTE :

IV.7.1.ADDUCTION :

IV.7.1.1. ADDUCTION GRAVITAIRE :

Le dimensionnement des adductions gravitaire doit répondre aux critères suivants :

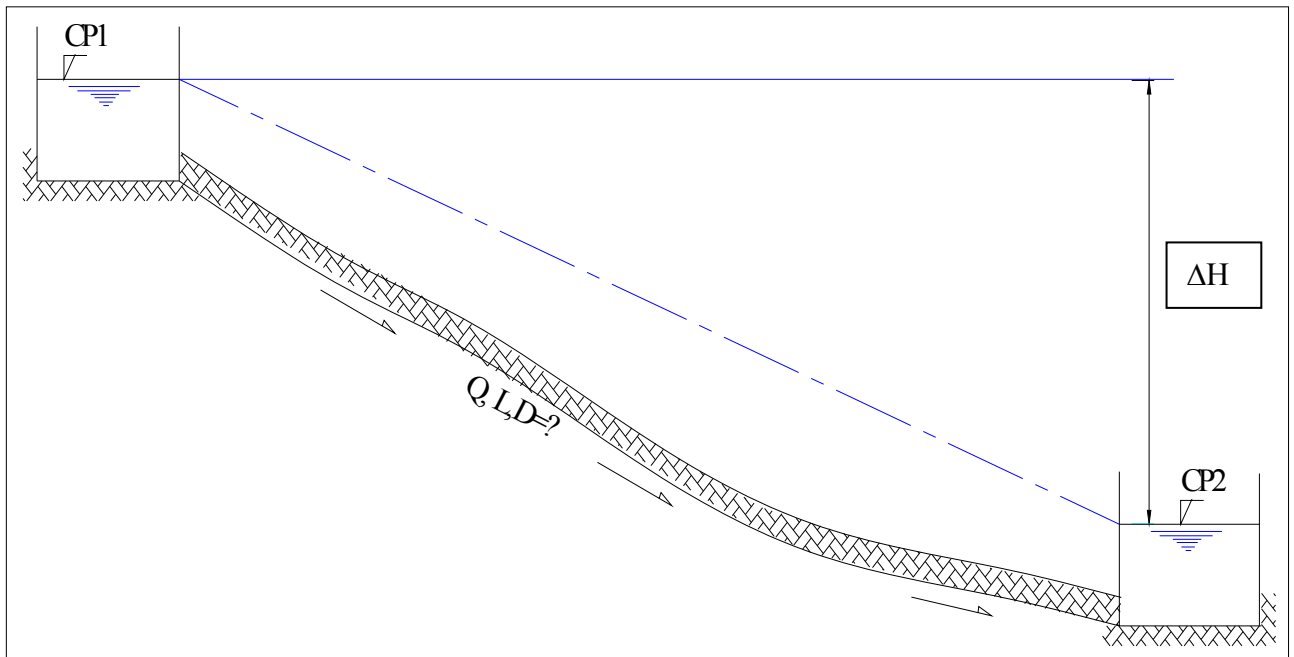
- ✓ Détermination du diamètre le plus avantageux ;
- ✓ Choix du tracé de la conduite pour avoir la longueur minimale ;
- ✓ Type de tuyau à utiliser ;
- ✓ Pose de canalisation ;
- ✓ Protection de la conduite contre les effets intérieurs et extérieurs ;
- ✓ Organes accessoires ;

❖ **Méthode de calcul :** [3]

Quatre paramètres interviennent pour le calcul d'une conduite gravitaire :

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

Figure IV-3 : Schéma représente la ligne de charge dans un écoulement gravitaire



$\Delta H = (Cp1 - Cp2) =$ Charge Disponible.

ΔH désigne également la perte de charge dissipée le long de la conduite de longueur « L ».

La perte de charge totale est donnée par la formule de Darcy :

$$\Delta H = \frac{16 * L * \lambda * Q^2}{2 * g * \pi^2 * D^5} \dots \dots \dots \text{Darcy (IV-1) [3]}$$

Avec :

Q : le débit véhiculé dans la conduite.

- L : longueur de la conduite (13,400 m).
- g : la force de la pesanteur (9,81m/s²).
- λ : Coefficient de perte de charge.

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

$$\Delta H = \frac{K * l * Q^\beta}{D^m} \dots \dots \dots \text{DARCY-WEISBAKH (IV-2)}$$

Avec :

ΔH : Charge disponible (m).

K,m,β : Coefficients dépendent du type de la tuyauterie et du régime d'écoulement.

Ces coefficients sont donnés dans le tableau (IV-12) précédent.

Pour notre cas on utilise la formule approchée celle de DARCY-WEISBAKH ;

1. L'adduction gravitaire relie le réservoir R2000 m3 de Sidi Amar de cote du trop plein de 173,68 m à une station de pompage calé à la côte 100 m

❖ On prend la hauteur du réservoir h=6m, alors la cote du trop plein est 106 m ;

ΔH_l : Perte de charge linéaire ;

ΔH_s : Perte de charge singulière ;

ΔH_s = 0,1 * ΔH_l.

ΔH_l = (Cp1-Cp2) = Charge Disponible.

ΔH_l = (173,68-106)=67,68m ⇒ ΔH = 67,68m.

ΔH_l = 67,68m.

ΔH_t = 1,1 * ΔH_l, ²²

ΔH_t = 1,1 * 67,68 = 74,45m

ΔH_t = 74,45m.

Q=132(l/s).

$$D = \sqrt[5]{\frac{k * L * Q^\beta}{\Delta H}} \dots \dots \dots \text{(IV-3)}$$

❖ Tableau IV-13 : Coefficients K, m, β pour les conduites en fonte.

Tuyau	K	m	β
Acier et fonte	0,00179 à 0,001735	5,1 à 5,3	1,9 à 2

$$D = \sqrt[5]{\frac{0,001735 * 13400 * 0,132^2}{74,45}} = 0,373 = 373\text{mm}$$

(350mm < D < 400mm)

❖ Tableau IV-14 : de vérification des vitesses pour les deux diamètres Normalisés.

Q (m ³ /s)	D (m)	S (m ²)	V (m/s)
0,132	0,35	0,096	1,352
0,132	0,4	0,126	1,035

On remarque que les deux diamètres donnent des bonnes vitesses d'écoulement.

❖ Tableau IV-15 : Vérification des pertes de charge par les deux diamètres.

R2000m3 SIDI Amar, Station de pompage de cote 100m								
D (m)	S (m ²)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	K (FONTE)	L (m)	ΔH Linéaire (m)	ΔH Sing (m)	ΔH total (m)
0,4	0,13	0,132	1,05	0,001735	13400,0	52,08	5,21	57,28
0,35	0,10	0,132	1,37	0,001735	13400,0	105,68	10,57	116,25

❖ Tableau IV-16 : Vérification de la cote piézométrique donnée par chaque conduite.

D (m)	CTP R2000m3	ΔH totale (m)	CP STP Projeté (m)
0,4	173,68	57,28	116,40
0,35	173,68	116,25	57,43

❖ **Interprétation :** comme la station de pompage est projeté et la vitesse d'écoulement est admissible pour les deux diamètres, alors on a vérifié la cote piézométrique et on a trouvé que le diamètre (400mm) donne une cote piézométrique élevée par rapport a celle donnée par le diamètre (350mm).

Donc on va augmenter la cote d'implantation de la station de pompage jusqu'à la cote piézométrique (116,4m), ce qui a pour avantage de diminuer la longueur de refoulement même de quelque mètre et donnant la cote 110m comme la nouvelle cote d'implantation de la station de pompage.

2. Une conduite d'adduction et de distribution qui relie le réservoir (2000m³) situé à une côte 245 au réservoir Ouest (1000m³ L=2,356Km à une côte 190m,

- ❖ On prend la hauteur de tous les réservoirs est de 6m ;
- Le débit véhiculé par cette conduite égal au débit du POS AU2, Zone I, Zone II.
- Q pos AU2=86l/s ;

$$\Delta H_t = \frac{K * l * Q^\beta}{D^m}$$

$$\Delta H_t = 1,1*(Cp1-Cp2) = \text{Charge Disponible.}$$

$$\Delta H_t = 1,1*(251-190)=1,1*61=67,1\text{m} \Rightarrow \Delta H = 67,1\text{m.}$$

$$D = \sqrt[m]{\frac{k * L * Q^\beta}{\Delta H}}$$

$$D = \sqrt[5,3]{\frac{0,001735*2356*(0,086)^2}{67,1}} = 0,240\text{mm} \Rightarrow D = 240\text{mm.}$$

$$(200\text{mm} < D < 250\text{mm})$$

❖ Tableau IV-17: de vérification des vitesses pour les deux diamètres Normalisés.

Q (m ³ /s)	D (m)	S (m ²)	V (m/s)
0,086	0,25	0,0491	1,75
0,086	0,2	0,0314	2,74

Les vitesses d'écoulement ne sont pas vérifiées avec les deux diamètres calculés (200et 250) mm, mais elle est admissible avec le diamètre (300mm).

❖ Tableau IV-18 : Vérification des pertes de charge par les deux diamètres.

R2000m3 PROJET2, R1000m3 Ouest de cote 184m								
D (m)	S (m2)	Q (m3/s)	V (m/s)	K (FONTE)	L (m)	ΔH Linéaire (m)	ΔH Sing (m)	ΔH total (m)
0,25	0,05	0,08600	1,75	0,001735	2356	51,72	5,17	56,89
0,2	0,03	0,08600	2,74	0,001735	2356	168,77	16,88	185,65

❖ Tableau IV-19 : Vérification de la cote piézométrique donnée par chaque conduite.

D (m)	CTP R2000m3 projeté	ΔH totale (m)	CTPR 1000m3 Ouest (m)
0,25	251	56,89	194,11
0,2	251	185,65	65,35

❖ Vérification du nouveau débit véhiculé par cette conduite :

$$Q^\beta = \frac{\Delta H * D^m}{K * l} \Rightarrow Q = \sqrt[\beta]{\frac{\Delta H * D^m}{K * l}} = \sqrt[5,3]{\frac{58,28 * 1,1 * 0,25^{5,3}}{0,001735 * 2356}} = 0,0946\text{m}^3/\text{s}$$

$$Q=94,6\text{l/s.}$$

❖ **Interprétation :**

Après la vérification de la cote piézométrique du réservoir on remarque qu'on a une cote de 194,11m avec le diamètre (250mm), alors on fait augmenter la cote d'implantation de ce réservoir à la cote 188m.

On remarque que le débit véhiculé par cette conduite d'adduction soit 94,6l/s est supérieur au débit demandé par la POS AU2, il faut procéder au vannage pour assurer que le débit nécessaire qui est de 86l/s.

Le réservoir R (1000m³) Ouest alimente le POS AU2, la Zone I et la Zone II alors en cas de déficit dans ces Zones on peut assurer l'alimentation par ce réservoir.

3. Une conduite d'adduction qui relie le réservoir (2000m³) au réservoir (1000m³) Est calée à la côte 200 m sur un linéaire de 1140 Km (ADE 1),

- ❖ On prend la hauteur du réservoir est de 6m ;
- Le débit véhiculé par cette conduite égal :
- Q pos AU3 soit : Q= (42l/s) ;

$$\Delta H_t = \frac{K * l * Q^\beta}{D^m}$$

$\Delta H_t = 1,1 * (Cp1 - Cp2) =$ Charge Disponible.

$\Delta H_t = 1,1 * (251 - 206) = 1,1 * 45 = 49,5m \Rightarrow \Delta H_t = 67,1m.$

$$\Delta H_t = 67,1m$$

Q= (42l/s).

$$D = \sqrt[m]{\frac{k * L * Q^\beta}{\Delta H}}$$

$$D = \sqrt[5,3]{\frac{0,001735 * 1140 * (0,042)^2}{49,5}} = 0,185mm \Rightarrow D = 185mm$$

(150mm < D < 200mm)

- ❖ Tableau IV-20 : de vérification des vitesses pour les deux diamètres Normalisés.

Q (m ³ /s)	D (m)	S (m ²)	V (m/s)
0,042	0,2	0,0314	1,34
0,042	0,15	0,0240	1,75

❖ Tableau IV-21 : Vérification des pertes de charge par les deux diamètres.

R2000m3 PROJET2, R1000m3 EST de cote 200m								
D (m)	S (m2)	Q (m3/s)	V (m/s)	K (FONTE)	L (m)	ΔH Linéaire (m)	ΔH Sing (m)	ΔH total (m)
0,2	0,03	0,04200	1,34	0,001735	1140	32,60	3,26	35,86
0,15	0,02	0,04200	2,38	0,001735	1140	149,75	14,97	164,72

❖ Tableau IV-22 : Vérification de la cote piézométrique donnée par chaque conduite.

D (m)	CTP R2000m3 projeté	ΔH totale (m)	CTP R1000m3 EST
0,2	251	35,86	215,14
0,15	251	164,72	86,28

❖ Vérification du nouveau débit véhiculé par cette conduite :

$$Q^\beta = \frac{\Delta H * D^m}{K * l} \Rightarrow Q = \sqrt{\frac{\Delta H * D^m}{K * l}} = \sqrt{\frac{35,86 * 1,1 * 1,1 * 0,2^{5,3}}{0,001735 *}} = 0,0462 m^3/s$$

$$Q = 46,2 l/s.$$

❖ **Interprétation:**

Après la vérification de la cote piézométrique du réservoir on remarque qu'on a une cote de 215,14m avec le diamètre (200mm), alors on change la cote du réservoir à la cote 210m pour assurer une pression suffisante dans les immeubles du POS AU3 qui sont juste à côté.

On remarque que le débit véhiculé par cette conduite d'adduction est supérieur au débit demandé par la POS AU3, alors on fait le vannage pour assurer que le débit nécessaire qui est de 42l/s.

Le réservoir R (1000m³) EST alimente le POS AU3 et la Zone III, en cas de déficit dans cette Zone on peut l'alimenter par ce réservoir.

IV.7.2.ADDUCTION PAR REFOULEMENT :

IV.7.2.1. DIAMETRE ECONOMIQUE:

On peut déterminer approximativement le diamètre de la conduite à l'aide des formules donnant le diamètre économique.

Parmi ses formules, nous prenons celle de BONIN qui a permis d'éviter les dépôts dans la conduite avec des vitesses avoisinantes de 1,27 m/s.

Ainsi on aura :

$$D = \sqrt[3]{Q} \dots\dots\dots \text{BONIN (IV-4) [3]}$$

Où :

D : Diamètre économique en m ;

Q : Débit transitant dans la conduite en m³/s.

1. PERTE DE CHARGE :

1.1. PERTE DE CHARGE LINEAIRE :

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

Pertes de charge linéaires ;

Pertes de charge singulières ;

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

$$\Delta H = \frac{\lambda \cdot L}{D} * \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots \text{DARCY- WEISBACH (IV-5)}$$

Où :

ΔH : Perte de charge linéaire ;

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

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

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

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

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

En régime turbulent λ est donné par la formule de NIKURADSE

$$\lambda = \left(1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D}\right)^{-2} \dots\dots\dots \text{NIKURADSE (IV-6) [4]}$$

Avec :

ε : Rugosité de la conduite en mm (0,25)

D : diamètre de la conduite (mm)

Au régime transitoire λ est déterminé à partir de l'abaque de MOODY.

A la première approximation λ est donné par la formule de NIKURADSE.

Par des itérations successives on calcul la valeur approchée du coefficient de frottement par la formule de COLEBROOK qui s'exprime par :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \log \left(\frac{\varepsilon}{3,7D} + \frac{2,51}{Re\sqrt{\lambda}} \right) \dots \dots \dots \text{COLEBROOK (IV-7) [4]}$$

Avec :

$$\lambda = f \left(Re, \frac{\varepsilon}{D} \right)$$

- λ : Coefficient de perte de charge ;
- D : Diamètre du tuyau, ou diamètre hydraulique (m) ;
- V : Vitesse d'écoulement en m/s ;
- g : Accélération de pesanteur (g=9,81m/s) ;
- Re : Nombre de REYNOLDS ;
- ε : coefficient de rugosité équivalente de la paroi ;

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

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

$$Re = \frac{V * D}{\nu} \dots \dots \dots \text{Reynolds (IV-8)}$$

Où :

- Re : Nombre de REYNOLDS ;
- $V = \frac{\pi * D^2}{4}$: Vitesse moyenne d'écoulement (m/s) ;
- ν : Viscosité cinématique de l'eau $\nu = 10^{-6}$ m²/s à une Température de 20°C ;

1.2. PERTE DE CHARGE SINGULIERE :

Les pertes de charge singulières sont occasionnées par les vannes, robinets, ventouses, changement de direction, ou de section etc.

Généralement estimées à 10% des pertes de charge linéaires pour les adductions :

$$\Delta H_S = 10\% * \Delta H_l \dots \dots \dots \text{(IV-9)}$$

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

$$\Delta H_t = \Delta H_l + \Delta H_S = 1,1 * \Delta H_l \dots \dots \dots \text{(IV-10)}$$

Avec :

- ΔH_t : Perte de charge totale (m) ;
- ΔH_l : Perte de charge linéaire (m) ;
- ΔH_S : Perte de charge singulière (m) ;

1.3. HAUTEUR MANOMETRIQUE TOTAL HMT :

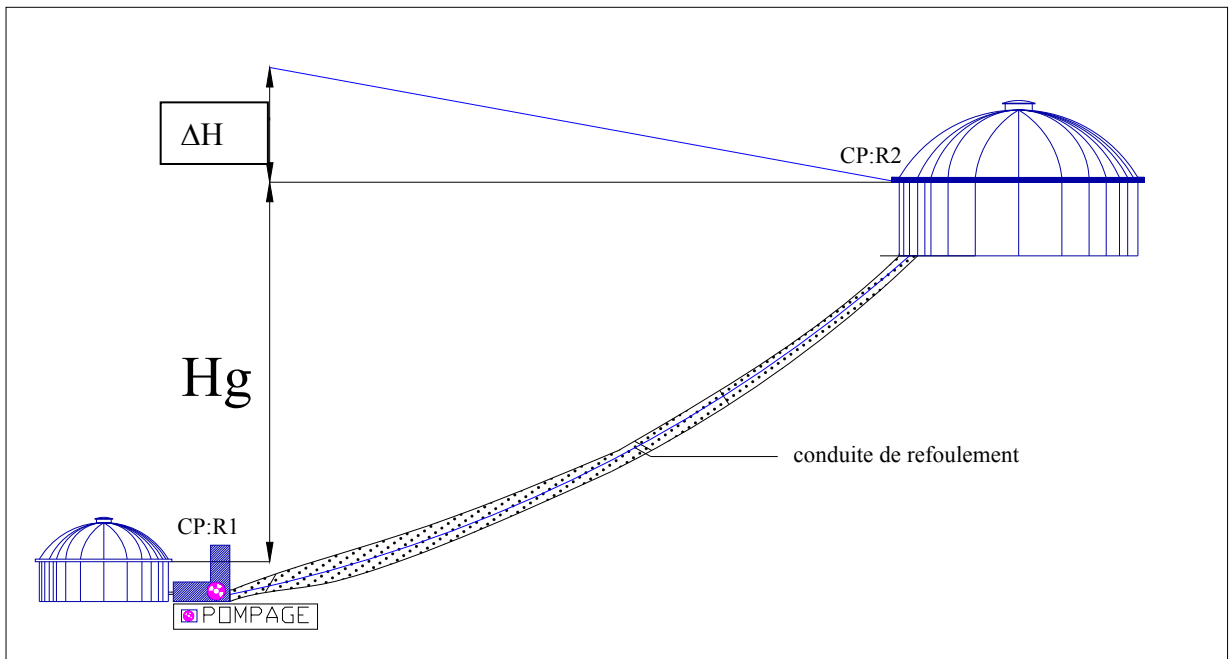
Elle correspond à la hauteur géométrique d'une longueur équivalente aux pertes de charge linéaires et singulières au refoulement.

$$\text{HMT} = H_g + \Delta H_t \dots \dots \dots \text{(IV-11)}$$

- ΔH_t : Perte de charge totale ;

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

Schéma IV-4 : Schéma représentant la coté refoulement



2. PUISSANCE ABSORBEE PAR LA POMPE :

$$P = \frac{\rho \cdot g \cdot Q \cdot H_{mt}}{\eta} \dots\dots\dots (IV-12) [3]$$

Où :

P : Puissance en Kw □

η : Rendement de pompage (0,7 ÷ 0,8) on prend **η** = 0,75 ;

Hmt : Hauteur manométrique totale ;

Q : Débit refoulé (m3/s);

3. ENERGIE CONSOMMEE PAR LA POMPE

$$E = P \cdot t \cdot 365 \text{ (KWh/an)} \dots\dots\dots (IV-13) [3]$$

Où :

t : Nombre d'heure de pompage par jour ;

P : Puissance en KW ;

4. FRAIS D'EXPLOITATION :

$$F_{exp} = E \cdot P \dots\dots\dots (IV-14)$$

Avec :

p: Prix du kWh d'après « Sonelgaz » p=3,58 DA/kWh
E : énergie consommée KWH / an ;

5. FRAIS D'AMORTISSEMENT :

Les frais d'amortissement sont constitués par le prix de revient de la conduite depuis la fourniture jusqu'à la pose, Dans notre cas nous supposons que les frais seront amortis dans une période de 30 ans (durée d'exploitation) ce qui nous conduit au calcul de l'annuité "A" ;

L'annuité d'amortissement est déterminée par la relation :

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \dots\dots\dots (IV-15) [5]$$

Où :

- i : Taux d'annuité (i=8%) ;
- n : Nombre d'année d'amortissement (n=30ans),

$$A = \frac{8\%}{(1+8\%)^{30} - 1} + 8\% = 0,0888$$

6. CALCUL DU DIAMETRE ECONOMIQUE :

De la station de pompage calé à la côte 110m qui refoule un débit de 132 l/s.

$$D = \sqrt{0,132} \Rightarrow D=363\text{mm},$$

Donc : D=360mm ;

$$H_g = (CTP_{R2} - CTP_{R1}) \Rightarrow H_g = (251 - 110) = 141\text{m};$$

$$H_g = 141\text{m};$$

❖ Tableau IV-23 : Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT).

D mm	Q m³/s	V m/s	ε/D	A	λ	ΔHl (m)	ΔHt (m)	HMT (m)
250	0,132	2,69	0,001000	0,0888	0,0199	127,04	139,74	275
300	0,132	1,87	0,000833	0,0888	0,0191	48,87	53,75	189
350	0,132	1,37	0,000714	0,0888	0,0184	21,80	23,98	159
400	0,132	1,05	0,000625	0,0888	0,0178	10,84	11,93	147
450	0,132	0,83	0,000556	0,0888	0,0174	5,86	6,44	141
500	0,132	0,67	0,000500	0,0888	0,0170	3,38	3,72	139

❖ Tableau IV-24 : Calcul des Frais d'exploitation des conduites.

D (mm)	HMT (m)	Puissance (kW)	Energie kW/an	prix du DA/kWh	Dépenses (DA)
250	275	475	3466069	3,58	12408528
300	189	326	2382135	3,58	8528043
350	159	275	2004018	3,58	7174385
400	147	254	1852772	3,58	6632922
450	141	243	1777148	3,58	6362191
500	139	240	1751940	3,58	6271947

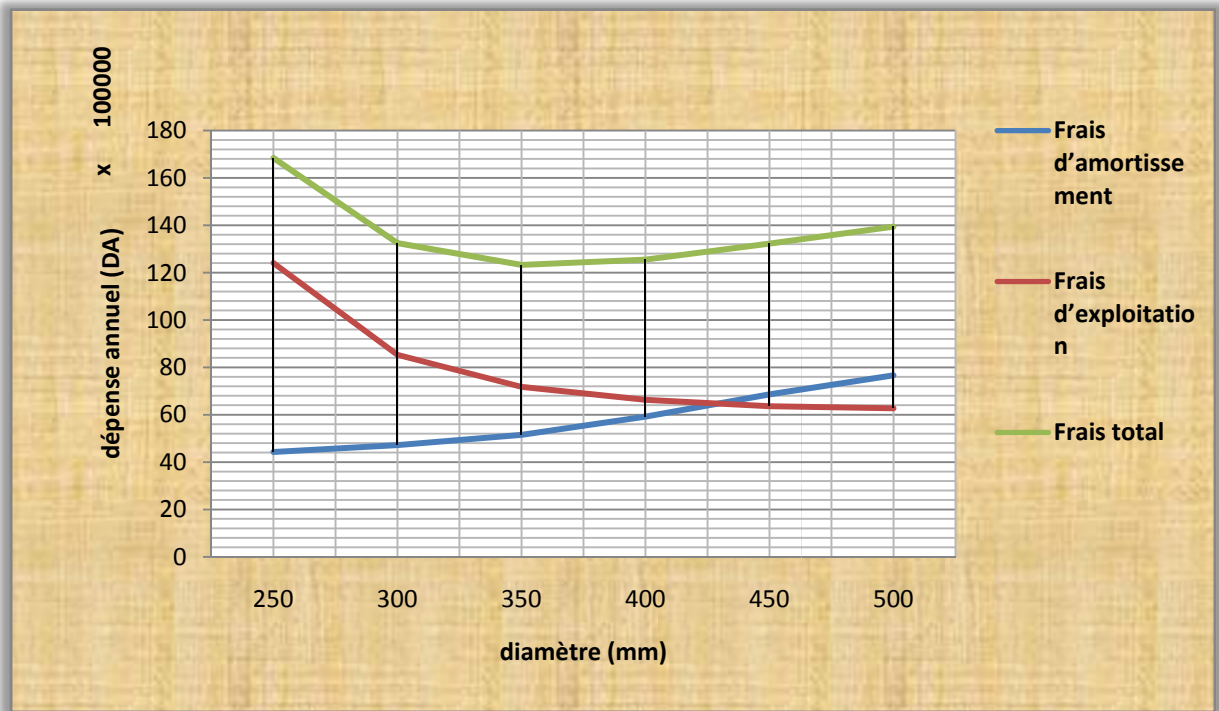
❖ Tableau IV-25 : Calcul des Frais d'amortissement des conduites.

D (mm)	PRIX DA/ml	LONGUEUR (ml)	DEPENSES (DA)	ANNUITE
250	11550	4316	49849800	4426662
300	12300	4316	53086800	4714108
350	13440	4316	58007040	5151025
400	15440	4316	66639040	5917547
450	17900	4316	77256400	6860368
500	20000	4316	86320000	7665216

❖ Tableau IV-26 : Bilan des frais des conduites.

D (mm)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Frais total (DA)
250	4426662	12408528	1,68E+07
300	4714108	8528043	1,32E+07
350	5151025	7174385	1,23E+07
400	5917547	6632922	1,26E+07
450	6860368	6362191	1,32E+07
500	7665216	6271947	1,39E+07

Graphes : IV-1 Frais d'exploitation, d'amortissement et le Bilan des différents diamètres des conduites en fonte.



D'après le graphique précédent on trouve que le diamètre économique est le diamètre $D=350\text{mm}$;

❖ Tableau IV-27: Vérification de la vitesse d'écoulement dans la conduite de refoulement.

D (mm)	V (m/s)	Q (m ³ /s)	HMT (m)
350	1,37	0,132	160

NB : La vitesse d'écoulement est dans la fourchette de la vitesse admissible,

$V = (1,2 \text{ à } 2) \text{ m/s}$ pour les diamètres de (300 à 800) mm.

IV.8. DIMENSIONNEMENT DE LA STATION DE POMPAGE :

IV.8.1. DIMENSIONNEMENT HYDRAULIQUE :

IV.8.1.1. LA CANALISATION D'ASPIRATION :

Le nombre de conduite d'aspiration égale aux nombre de pompes installées, avec une pente de (> 5%) vers la pompe.

1. DETERMINATION DE LA HAUTEUR ADMISSIBLE D'ASPIRATION :

Nous avons :

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + 0,1 \dots\dots\dots (IV-16)$$

$$(NPSH)_d = \frac{P_{at}}{\omega} - \frac{P_v}{\omega} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}}{2g} + h_{adm}^{asp} = (NPSH)_r + 0,1 \dots\dots (IV-17)$$

$$h_{adm}^{asp} = (NPSH)_r + 0,1 - \frac{P_{at}}{\omega} + \frac{P_v}{\omega} + \sum h_p^{asp} + \frac{V_{asp}}{2g}$$

On prend La longueur d'aspiration $L_{asp} = 5m$.

Pour les pertes de charges linéaires d'aspiration on prend (4m/Km).

$$\sum h_p^{lin} = \frac{5 \cdot 4}{1000} = 0,02m.$$

Et :

$$\sum h_p^{sin} = (0,05 - 0,1) * \sum h_p^{lin}$$

$$\sum h_p^{sin} = 0,1 * 0,02 = 0,002m.$$

$$\sum h_p^{asp} = 0,02 * 0,02 = 0,0004m$$

$$V_{asp} = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D_a^2} = \frac{4 * 0,132}{3,14 * 0,21^2} = 3,81 m / s$$

$$\frac{V_{asp}^2}{2 \cdot g} = \frac{3,81^2}{2 * 9,81} = 0,73 m$$

$$\frac{P_v}{\omega} = 0,273 \text{ à } 20^\circ C .$$

$$h_{adm}^{asp} = 12,86 + 0,1 - 10,33 + 0,273 + 0,0004 + 0,73 = 3,27m.$$

$$h_{adm}^{asp} = 3,27m.$$

C'est la hauteur d'aspiration admissible pour qu'il n'y ait pas de cavitation.

2. EQUIPMENT EN AMONT:

➤ **Calcul du diamètre de la conduite d'aspiration:**

$$Da = (1,2-1,5) da \dots\dots\dots (IV-18)$$

$$Da = 1,4 * 300 = 420mm, \quad Da = 420mm.$$

➤ **Calcul de la Longueur du convergent:**

$$L_c = (3,5-4) \cdot (D_a - d_a) \dots\dots\dots (IV-19)$$

$$L_c = 4 \cdot (420 - 300) = 480 \text{ mm}, L_c = 480 \text{ mm}.$$

➤ **Calcul du diamètre de la tulipe :**

$$D_e = 1,25 \cdot D_a \dots\dots\dots (IV-20)$$

$$D_e = 1,25 \cdot 420 = 525 \text{ mm}, D_e = 525 \text{ mm}.$$

➤ **Calcul de la Longueur du tronçon :**

$$L_{tr} = \geq 2 D_a \dots\dots\dots (IV-21)$$

$$L_{tr} = 2 \cdot 420 = 840 \text{ mm}, L_{tr} = 840 \text{ mm}.$$

❖ Tableau IV-28: récapitulatif des Dimension des Equipment en amont.

Diamètre d'aspiration	420mm
Diamètre de la tulipe	525mm
Longueur du convergent	480mm
Longueur tronçon	840mm

Remarque : le nombre de collecteurs d'aspiration et de refoulement est égal au nombre de pompe installée, alors nous avons donc une seule conduite d'aspiration.

3. EQUIPEMENT EN AVAL :

Les équipements en aval sont les mêmes que la partie amont.

d_r = diamètre de la tubulure de refoulement.

$$L_{tr} \geq 2 D_r \dots\dots\dots (IV-22)$$

$$L_d = (3,5 - 4) (D_r - d_r) \dots\dots\dots (IV-23)$$

$$d_v = 0,25 D_r \dots\dots\dots (IV-24)$$

$$D_r = 350 \text{ mm}.$$

$$d_r = 250 \text{ mm},$$

$$L_{div} = (3,5 - 4) (D_r - d_r), L_{div} = (4 \cdot (350 - 250)) = 400 \text{ mm} =, L_{div} = 0,4 \text{ m}.$$

Le clapet : $DN = D_r = 350 \text{ mm}.$

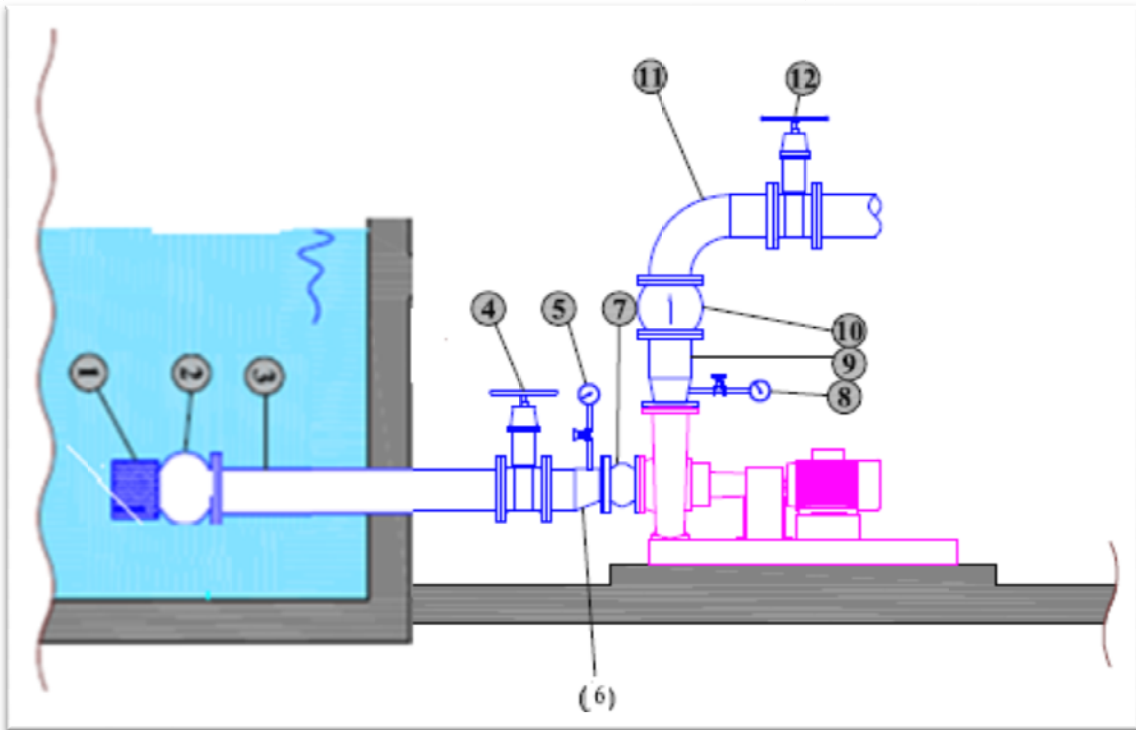
Le robinet vanne de refoulement : $DN = D_r = 350 \text{ mm}$

Conduite de vidange : $d_v = 0,25 \cdot D_r = 0,25 \cdot 350 = 87,5 \text{ mm}, d_v = 90 \text{ mm}.$

❖ Tableau IV-29 : récapitulatif des Dimension des Equipments en amont.

Diamètre (refoulement, Le robinet vanne, Le clapet anti retour)	350mm
Diamètre de la Conduite de vidange	90mm
Longueur du divergent	400mm
Longueur de tubulure	700mm

Figure : IV-5 Schéma représentant les équipements en amont de la pompe d'une installation en charge.



❖ Tableau IV-30 : représentation des équipements.

Représentation	Equipement	Représentation	Equipement
1	Crépine	7	Manchon de dilatation
2	Clapet de pied	8	Manomètre
3	Conduite d'aspiration	9	Divergent
4	Vanne d'isolement	10	Clapet de non retour
5	Vacuomètre	11	Conduite de refoulement
6	Convergent	12	Vanne d'isolement

IV.8.1.2. CHOIX DES GROUPES ELECTROPOMPES :

Notre station de pompage est dimensionnée à partir d'un débit max, donc il faudra choisir un nombre de pompes qui assure un débit total égal à ce débit maximum.

Il faut aussi assurer le secours de la station, par une ou deux pompes de secours, pour les utiliser en cas de panne.

Le nombre des pompes principales repose sur le rendement, la puissance, l'encombrement.... Donc notre choix est basé sur le nombre, et le type des pompes à utiliser.

Les critères à respecter dans le choix sont :

- Nombre minimal de pompes ;
- Rendement plus important ;
- NPSH requis minimum ;
- Puissance absorbée minimale ;
- Le nombre de tours par minute plus important ;

IV.8.1.3. CHOIX DU NOMBRE DE POMPE :

Pour le choix du nombre des pompes on a la relation suivante :

$$Q_p = \frac{Q}{N} \dots\dots\dots (IV-25)$$

Ou :

Q_p : Le débit donné par la pompe ;

Q : Le débit demandé ;

N : le nombre de pompes, dont $N=2p+1$;

$P = (0, 1, 2, \dots)$;

Pour n=1 :

Pour une seule pompe on a :

$$Q_p = \frac{Q}{N} \Rightarrow Q_p = \frac{0,132}{1} = 0,132 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$Q_p = 475,2 \text{ m}^3/\text{h}.$$

$$\text{HMT} = 165 \text{ m}.$$

D'où d'après le catalogue on trouve que cette pompe à comme caractéristiques :

❖ Tableau IV-31 : caractéristique de la pompe choisie. [6]

HMT (m)	165
le débit Q (m ³ /s)	0,132
da (mm)	300
dr (mm)	250
D2 (mm)	402
N (tr/min)	1470
(NPSH) _r (m)	6,85

➤ **pour n=3 :**

Pour trois pompes on a :

$$Q_p = \frac{Q}{N} \Rightarrow Q_p = \frac{0,132}{3} = 0,044 \text{ m}^3/\text{s}.$$

D'autre part on a Hmt= 170 m.

D'où d'après le catalogue on ne trouve pas une pompe.

Remarque : parce que on a une seule pompe, alors on prend qu'une seule pompe de secoure.

❖ Tableau IV-32 : type de pompe choisie. [6]

N	Q (m ³ /s)	H (m)	Pompe choisie	η (%)	N (tr/min)	P (KW)	Pa (m)	(NPSH) _r (m)
1	0,132	165	MPE275N1	73	1470	86,6	8,6	6,85
3	0,044	165	?	-	-	-	-	-
5	0,026	165	?	-	-	-	-	-

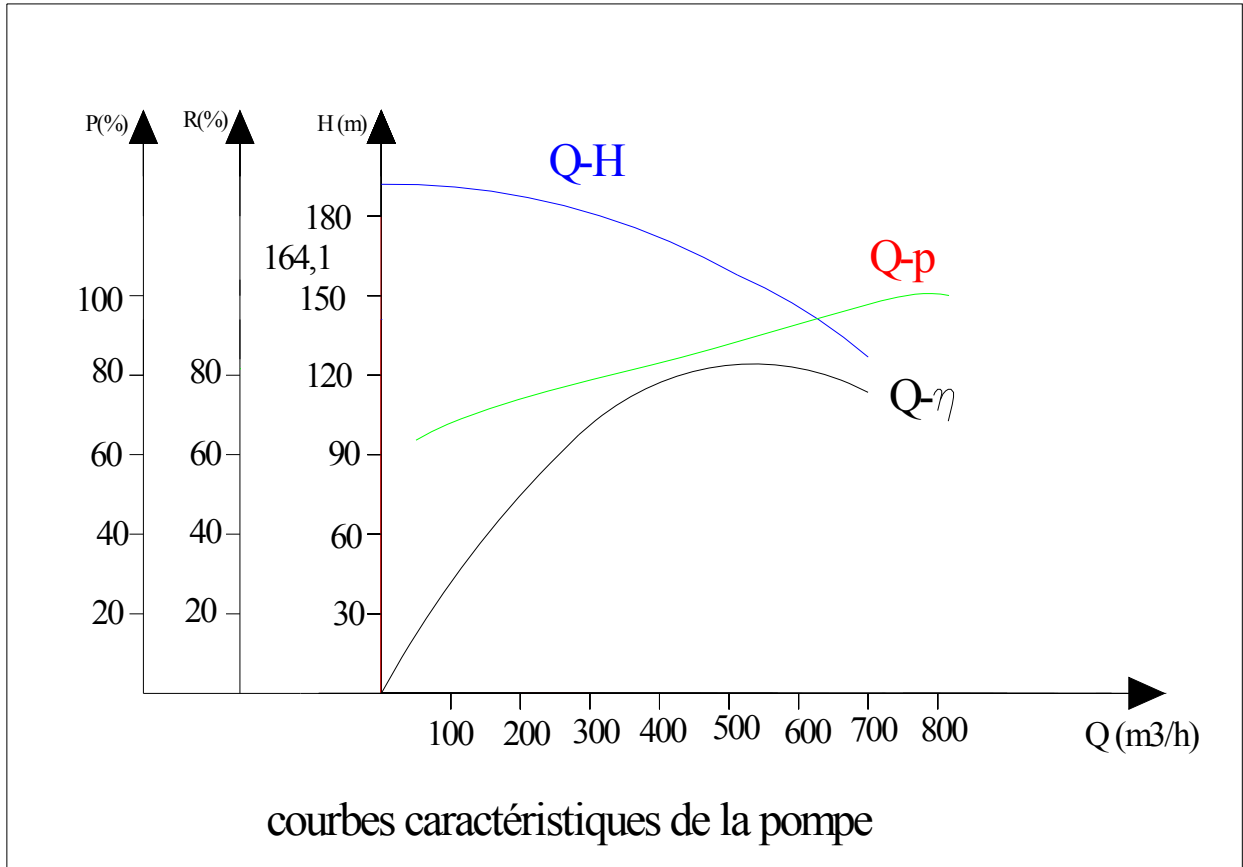
Courbes caractéristiques de la pompe choisie :

La courbe caractéristique de la pompe est tirée à partir du catalogue des pompes à double flux (on utilise le catalogue de L'ENSH, JEUMONT SCHNEIDER) sachant que les courbes caractéristiques, nous donnent toutes les informations nécessaires pour la bonne installation et calage, et meilleur rendement, ainsi une longue durée de vie.

❖ Tableau IV-33 : Construction des courbes caractéristiques de la pompe.

H (m)	Q (m ³ /s)	η (%)	P (KW)
192,3	0	0	70
176,9	350	65	81
157,7	512	75	88,3
144,6	575	78	91,7
126,8	700	78	93,1
107,15	775	75	93,1

Graphes IV-2 : Courbe caractéristique de la pompe



Calcul de la cote de l'axe de pompage :

$$\nabla_{\text{axe pompe}} = \nabla_{\text{min}} - h_a^{\text{adm}} + r \dots\dots\dots (IV-26)$$

Avec :

h_a^{adm} : La hauteur d'aspiration admissible.

$\nabla_{\text{axe pompe}}$: La cote exacte de l'axe de la pompe.

∇_{min} : La cote du plan d'eau.

r : Réserve de sécurité, $r = (0,1 \div 0,3)$ m.

$$\nabla_{\text{axe pompe}} = 116,4 - 3,12 + 0,2 = 113,5m .$$

$$\nabla_{\text{axe pompe}} = 113,5m .$$

La conduite d'aspiration doit être placée sur une buté (d) :

$$\begin{cases} \text{si } D_a \leq 500\text{mm} \rightarrow d = 0,3\text{m.} \\ \text{si } D_a > 500\text{mm} \rightarrow d = 1\text{m.} \end{cases}$$

IV.8.1.4. CONSTRUCTION DE LA COURBE CARACTERISTIQUE DE LA CONDUITE DE REFOULEMENT :

On trace la courbe caractéristique de la conduite de refoulement pour déterminer le point de bon fonctionnement de la pompe, cette courbe dépende des pertes de charge et la hauteur géométrique.

$$H_c = H_g + \Delta H_t \dots\dots\dots (IV-27)$$

$$\Delta H_t = \Delta H_l + \Delta H_s$$

$$\Delta H_s = 0,1 * \Delta H_l$$

$$\Delta H_t = 1,1 * \Delta H_l$$

$$\Delta H_l = \frac{\lambda * l}{D} * \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots \text{DARCY- WEISBACH}$$

Où :

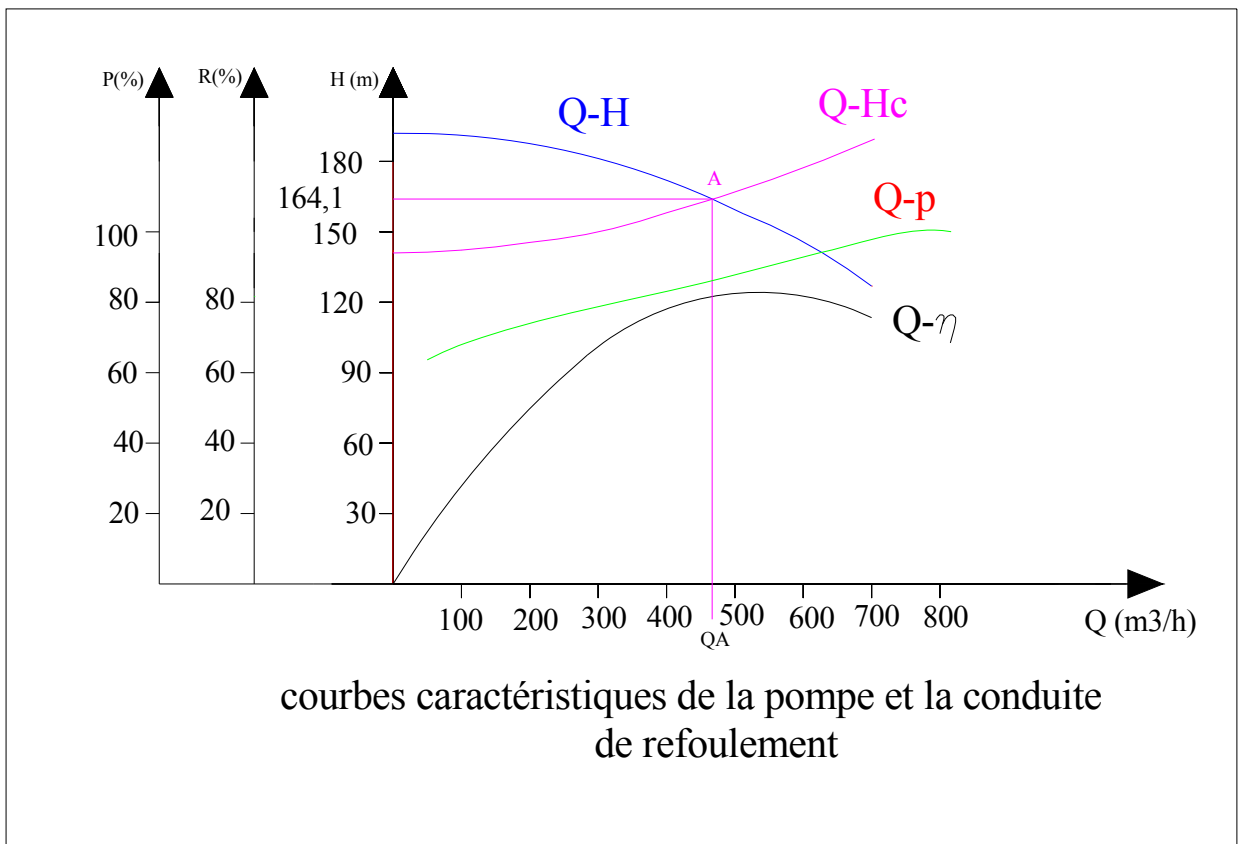
- ΔH_l : Perte de charge linéaire ;
- V : Vitesse moyenne d'écoulement de l'eau dans La conduite (m/s) ;
- g: Accélération de la pesanteur (g= 9,81 m/s²) ;
- λ: Coefficient de frottement adimensionnel qui dépend du régime d'écoulement.
- D : Diamètre intérieur de la conduite en (m) ;
- L : Longueur de la conduite d'adduction en mètre (m) ;

❖ Tableau IV-34 : construction de la courbe caractéristique de la conduite de refoulement.

Q m ³ /h	Q m ³ /s	D (m)	V m/s	λ	ΔHl (m)	ΔHt (m)	Hc (m)
0	0	0,35	0	0,0184	0	0	141
100	0,028	0,35	0,29	0,0184	1,13	1,24	142,24
200	0,053	0,35	0,55	0,0184	4,06	4,47	145,47
300	0,078	0,35	0,81	0,0184	8,83	9,71	150,71
400	0,103	0,35	1,07	0,0184	15,41	16,95	157,95
500	0,128	0,35	1,33	0,0184	23,82	26,20	167,20
600	0,153	0,35	1,59	0,0184	34,06	37,46	178,46
700	0,178	0,35	1,85	0,0184	46,11	50,72	191,72

Document téléchargé depuis: http://dspace.ensh.dz

Graphe IV-3 : Courbe caractéristique de la pompe et de la conduite de refoulement.



IV.8.1.5. DETERMINATION DU POINTS DE FONCTIONNEMENT :

Le point de bon fonctionnement d'une pompe c'est le point de l'intersection de la courbe de (H-Q) et la courbe (Hc-Q).

Donc d'après les graphes on peut déterminer la hauteur de bon fonctionnement H_A , le rendement η_A , ainsi que le débit de ce point de fonctionnement A.

D'après les courbes on a :

Donc :

$$H_A = 164,1 \text{ m}, Q_A = 465 \text{ m}^3/\text{h}, \eta_A = 82,4 \%, P_A = 86,2 \text{ Kw.}$$

1. Réglage du débit :

On a tombé dans le cas suivant :

- Débit pompé < Débit demandé ($Q_A < Q_{APPQ}$).

Dans ce cas la, il faut faire soit :

- Quantitatif : augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.
- Changement de type de pompe.
- Accouplement des pompes.
- Augmentation du temps de pompage.

On a choisit l'Augmentation du temps de pompage, utilisant la formule suivante :

$$Q_{app} = \frac{V_{app}}{t} \dots\dots\dots (IV-28)$$

$$V_{app} = Q_{app} * t$$

$$V_{app} = 475,2 * 20 = 9504m^3.$$

$$t' = \frac{V_{app}}{Q_A}, \quad t' = \frac{9504}{465} = 20h \ 26min.$$

IV.8.1.6. CHOIX DU MOTEUR ELECTRIQUE :

Puisque la pompe demande un moteur électrique pour la faire tourner il faut avoir des critères pour choisir le moteur le plus adapté avec la pompe choisi, et parmi ces critères on peut citer les suivants :

- Prendre en considération la puissance absorbée ;
- Position de l'arbre de moteur (vertical ou horizontal) ;
- Vérification de nombre de tour de moteur, il faut qu'elle soit égale
 $N_m = N_p \pm 200tr/min$ Par rapport à la vitesse de rotation de la pompe ;
- La tension d'alimentation du moteur électrique ;

IV.8.1.7. Calcul de la puissance fournie par le moteur électrique :

La puissance du moteur électrique est calculée par la formule suivante :

$$P_{abs} = \frac{\omega * Q_{max} * H * K}{\eta_p * \eta_{tr} * \eta_m} \dots\dots\dots (IV-29)$$

$\eta_{tr} = 1$ Accouplement direct ;

η_m : Rendement du moteur (0,92 – 0,95) ;

η_p : Rendement de la pompe (0,93) ;

K : Coefficient de correction, il est déterminé en fonction de la puissance du moteur, les valeurs du coefficient K sont données dans le tableau ci-dessous :

❖ Tableau IV-35 : Variation du coefficient K en fonction de la puissance P.

P (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

Pour P =86,2KW ; K=1,1;

$$P_{abs} = \frac{9810 * 0,132 * 165 * 1,1}{0,824 * 1 * 0,93} = 306,7KW$$

D'après le catalogue des moteurs on trouve que notre moteur électrique a les caractéristiques suivantes :

Un moteur triphasé 50 Hz.

Rotor à court-circuit CAG.

$$N_m = (1500 \pm 200) \text{ tr/min.}$$

❖ Tableau IV-36: Les Caractéristiques du moteur électrique choisi. [7]

Puissance KW	Type	Caractéristiques en charge		Vitesse	Masse Kg
		Rendement %	cosφ	Tr/min	
315	FLSCB355LR	93,9	0,84	1500	1905

IV.8.2. GENIE CIVIL DE LA STATION DE POMPAGE :

IV.8.2.1. BATIMENT DE LA STATION DE POMPAGE :

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

- Bâtiment type bloc.
- Bâtiment type bache sèche.
- Bâtiment type bache mouillée.
- Bâtiment de type semi-enterré et sur sol.

On choisit le type de bâtiment en fonction des paramètres mentionnés dans le tableau suivant :

❖ Tableau IV-37 : Choix du type du bâtiment.

Paramètres	Type du bâtiment			
	Bloc	Bâche sèche	Bâche mouillée	Sur sol ou semi-enterré
Q m ³ /s	>2	<2	<6	<1,5
Type de pompe	Axiale à axe vertical ou horizontal	Pompe centrifuge	Axiale noyée à axe verticale	Pompe centrifuge
Hauteur admissible à l'aspiration (m)	<0 (en charge)	<0 >0	<0 <0	>0 (en aspiration)
ΔH : variation du plan d'eau de la rivière (m)	1 à 2	1 à 3	N'importe	importante

On choisit de projeter un bâtiment type sur sol car :

- Le débit journalier de la station de pompage est de $0,132 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Les pompes choisies sont des pompes centrifuges à double flux.

Modalité de construction du bâtiment :

Le bâtiment est généralement construit sous forme rectangulaire et comporte des salles de machines, plus une plate forme de montage et démontage, une salle annexe (pour le bureau d'exploitation, toilette, salle de stockage, salle des armoires électriques).

Il est recommandé de prendre la hauteur de station de pompage normalisée (**Hb : 3,5 m ; 4,2 m ; 4,8 m ; 5,4 m ; 6 m....**)

La longueur du bâtiment **lb = 3, 6, 18, 21, 24 m**

La distance entre les poteaux (**3, 6, 9, 12..**).

il faut respecter certaines distances pour faciliter le mouvement des personnels ainsi que pour des raisons de sécurité.

On note quelques normes à respecter dans la construction du bâtiment:

Distance entre les pompes entre **0,8 et 1,2 m ;**

Distance entre les groupes électriques et les vitres de commande est de l'ordre de **$l > 2\text{m}$** .

Dimensions des portes **3×3 ; $3,6 \times 3,6$; 4×3 ; $4,2 \times 4$; $4,8 \times 5,4$**

La surface des fenêtres est prise entre **10 et 15 %** de la surface de la salle des machines.

IV.8.2.2. CALCUL GENIE CIVIL :

1. **EPAISSEUR DES MURS DU BATIMENT :** on prévoit des murs à double cloisonnement avec des briques de 10 cm d'épaisseur séparées entre elles d'un vide de 10 cm, donc l'épaisseur du mur sera de **30 cm**.

2. **LA HAUTEUR DU BATIMENT :**

$$H_b = h_5 + h_6 + h_7 + h_8 + h_9 \dots \dots \dots \text{(IV-30)}$$

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

$h_{\text{reserve}} = 0,5 \text{ m}$

$h_{\text{socle}} = (0,3 \div 0,5) \text{ m}$ en prend $h_{\text{socle}} = 0,4\text{m}$

h_p : Hauteur de la pompe est égale à $930 \text{ mm} = 0,93\text{m}$

$h_5 = 0,93 + 0,5 + 0,4 = 1,83 \text{ m}$

h_6 : Hauteur réservée à l'homme.

$h_6 = 2,2 \text{ m}$

h_7 : Hauteur de chariot

$h_7 = 0,3 \text{ m}$

h_8 : Hauteur réservée aux formes profilées

$h_8 = 0,8 \text{ m}$

h_9 : Hauteur de sécurité

$h_9 = 0,5 \text{ m}$

Donc :

$$H_b = 1,83 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5 = 5,33 \text{ m}$$

$$H_b = 5,5 \text{ m}$$

LA LANGUEUR DU BATIMENT :

La longueur du bâtiment est calculée par la formule suivante :

$$L_b = n_p.L + l_{int} + l_p.f + l_r + l_b \dots \dots \dots (IV-31)$$

Avec :

n_p : n: nombre de pompes =2 (tenant compte de la pompe de secours) ;

L_p : longueur pompe et celle du moteur ;

L_p= (1160+1795)=2955mm ;

l_{int} : Distance entre deux pompes voisines; $L_{int} = (0,8-1,2)$ m ; on prend : **L_{int} = 1,2 m**

l_{p.f} : Longueur de la plate forme **L_{pf} = 3 m** ;

L_p : Longueur du bureau du personnel; **L_p = 4 m** ;

L_r: longueur de l'armoire électrique $L_r = (2-3)$ m, on prend **L_r = 3 m** ;

$$L_b = 2 \cdot (2,955) + 1,2 + 3 + 4 + 3 = 17,11 \text{ m}$$

$$L_b = 17 \text{ m}$$

3. LA LARGEUR DU BATIMENT :

$$l = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 2s \dots \dots \dots (IV-32)$$

s : épaisseur du mur **s=0,3m**.

l₁ : distance entre le mur et le premier organe **30cm**.

l₂ : distance entre les tubulures **20cm**.

l₃ : longueur des accessoires d'aspiration.

$$L_3 + l_4 : l_p + l_{tr} + l_{tasp} + l_c + l_j$$

l_p : longueur de pompe=1,112m

l_{tr} : longueur de la tubulure de refoulement $l_{tr} = 2 \cdot D_r = 2 \cdot 350 \Rightarrow l_{tr} = 0,7 \text{ m}$

l_{tasp} : longueur de la tubulure d'aspiration $l_{tr} = 2 \cdot D_a = 2 \cdot 420 = 0,84 \text{ m}$

l_c : longueur du convergent=**0,48m**.

l_j : longueur des joints.

Donc :

$$l_b = 2 \cdot 0,3 + 0,3 + 0,2 + 1,112 + 0,7 + 0,84 + 0,48 = 5 \text{ m}$$

$$l_b = 5 \text{ m}$$

4. DIMENSIONS DES PORTES

*porte principale : **4,2*3,2**

*porte secondaire : **2,2*1,2**

6. DIMENSIONNEMENT DES FENETRES : Il faut avoir un éclairage de surface de (10-15)

% de la surface de la station en plus de l'éclairage électrique. On prend **12,5%**.

$$S (\text{fenêtres}) = 0,125 \cdot 17 \cdot 5 \Rightarrow S (\text{fenêtre}) = 11 \text{ m}^2$$

❖ le nombre de fenêtres :

$$\text{❖ } n = \frac{\sum S_f}{s} = \frac{11}{1,4 \cdot 2,2} = 4 \text{ Fenêtres.}$$

5. DIMENSIONNEMENT DES MARCHES D'ESCALIER :

❖ hauteur : **17 cm**.

❖ largeur : **30 cm**.

❖ pente : **1/1,75**.

❖ Tableau IV-38 : récapitulation des dimensions du bâtiment de la station.

Dimensions du bâtiment de la station de pompage en (m)						
Longueur	Largeur	Hauteur	Epaisseur des murs	fenêtres	portes	
					secondaire	principale
17	5	5,5	0,3	1,4*2,2	2,2*1,2	4,2* 3,2

Après le dimensionnement de la station de pompage on a remarqué que la longueur est très long par rapport à la largeur, alors on propose de modifier ces derniers de telle façon à respecter les dimensions entre les différents équipements à l'intérieure et la réalisation d'une station de type semi enterré :

- La salle des machines dans la partie inférieure.
- Les bureaux des exploitants sont dans la partie supérieure.

Les nouvelles dimensions sont :

- La longueur 8,5m.
- La largeur 5m.
- La hauteur 6,5m.

IV.8.2.3. EQUIPEMENTS AUXILIAIRES ET MOYENS DE PROTECTION :

Les équipements de protection sont :

- Un ballon anti-coup de bélier.
- Un système de drainage : eaux de fuites, débit de fuite, infiltration s'écoulent gravitairement vers un puisard. Les eaux récoltées dans le puisard sont évacuées par une pompe vers le réseau d'égout.
- Système d'incendie : en plus de la pompe d'incendie (17l/s), on prévoit des extincteurs et une pompe pour maîtriser un éventuel départ de feu à l'intérieur de la station.
- Un système de levage dans notre cas un palan pour soulever des charges supérieure à une tonne.

CONCLUSION :

Après une comparaison entre le débit actuel d'alimentation de la ville de Tipaza et le débit nécessaire à long terme, on a proposé le dédoublement d'une conduite d'adduction en parallèle à celle existante, ainsi que la projection d'une station de pompage.

Par la suite on a dimensionné ces ouvrages projetés, choisissant les meilleures conditions de fonctionnement de ces derniers, alors on peut dire que la ville de Tipaza, a un approvisionnement suffisant en matière de stockage jusqu'au 2025.

INTRODUCTION :

L'importance économique de l'ensemble des ouvrages hydrauliques sera pour une part, fonction d'une organisation qui consiste à la détermination, la coordination et à la mise en œuvre des moyens nécessaires pour la réalisation et l'exécution des travaux dans les meilleures conditions et dans les plus brefs délais.

Les étapes des différents travaux sur des chantiers de réalisation des adductions pour l'A.E.P sont :

- Implantation du tracé des tranchées sur le terrain ;
- Nivellement de la plate-forme de passe ;
- Excavation des tranchées ;
- Pose des conduites ;
- Epreuve de joint et de canalisation ;
- Remblaiement des tranchées.

VII. LES DIFFERENTS TRAVAUX SUR CHANTIER :

VII.1. IMPLANTATION DU TRACE DES TRANCHEES SUR LE TERRAIN :

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

VII.2. NIVELLEMENT DE LA PLATE-FORME DE POSE :

Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux où plusieurs points situés sur une pente uniforme. Le nivellement a pour but de définir le relief d'un terrain en fixant l'altitude d'un certain nombre de points toutes les côtes sont données par rapport à un niveau de base appelé plan de comparaison lorsque le terrain compte des obstacles on procède au nivellement par cheminement et par un simple calcul. On détermine la hauteur de chaque point.

VII.3. EXCAVATION DES TRANCHEES :

Selon les caractéristiques du terrain l'excavation sera réalisée mécaniquement, la profondeur minimale de la tranchée à excaver est de 1m pour :

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

La largeur de la tranchée doit être tel qu'un homme peut travailler sans difficulté et elle augmente avec les diamètres des conduites à mettre en place.

L'excavation des tranchées s'effectue par tronçon successive en commençant par les points hauts pour assurer s'il y lieu l'écoulement naturel des eaux d'infiltrations.

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

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

VII.3.1. LA PROFONDEUR (H) :

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

$$H = D + h + h_1 \dots\dots\dots (VII-1)$$

H : profondeur de la tranchée (m) ;

D : diamètre de la conduite (m) ;

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

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

VII.3.2. LARGUEUR DE LA TRANCHEE :

La largeur de la tranchée doit permettre une pose correcte ; facilite la tache et aussi permettre le compactage du remblai.

VII.3.3. CHOIX DU COEFFICIENT DU TALUS :

Pour garder la stabilité du talus de la tranchée durant les travaux de pose des conduites on définit le coefficient du talus. Qui est en fonction de la profondeur de la tranchée et de la nature du sol.

❖ Tableau VII-1 : choix du coefficient du talus. [11]

sols	profondeur de la tranchée	
	jusqu'à 1, 5 m	jusqu'à 3m
sable	m=0,5	m=1
limon sableux	m=0,25	m=0,67
limon argileux	m=0	m=0,5

Remarque : Dans notre cas le sol est limon argileux.

VII.3.4. CHOIX DES MACHINES DE TERRASSEMENT :

La tranchée sera exécutée avec une pelle rétro, dont la capacité du godet est donnée dans le tableau de norme, en fonction du volume de terrassement (Voir tableau VII-2)

VII.3.5. SECTION DE LA TRANCHEE :

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

$$S_t = b * h + mh^2 \dots\dots\dots (VII-2)$$

h : profondeur total de la tranchée (m) ;

b : largeur du fond du tranchée (m) ;

m : coefficient du talus, (m=0).

$$S_t = b * h \dots\dots\dots (VII-3)$$

VII.3.6. CHOIX DE L'EXCAVATEUR ET LE PROCÉDE D'EXCAVATION :

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

VII.3.6.1.PELLE EQUIPEE EN RETRO :

Les aptitudes de la pelle en rétro sont :

- Creuser en dessous de la surface d'appui à son niveau.
- Peut excaver dans la direction de la machine.
- Creuser avec grande précision et rapidité des tranchées à talus verticaux.

VII.3.6.2.PELLE EQUIPEE EN BUTEEE :

Les caractéristiques de la pelle en butée sont :

- Excavation en hauteur au dessus de l'assise de la machine.
- Ramassage des matériaux.
- Connaissant la nature des travaux demandés et comparant le champ d'application ainsi que les caractéristiques de chacune des deux types de pelle, on opte pour une pelle équipée en rétro pour atteindre un rendement optimal de la pelle choisie.

❖ Tableau VII-2 : Capacité du godet en fonction du volume de terrassement. [11]

volume du terrassement par une pelle (m ³)	≤10000	≥10000	>20000	>100000
capacité du godet (m3)	0,25-0,35	0,5-0,65	1-1,25	1,5

❖ Tableau VII-3 : Détermination du Capacité du godet en fonction du volume de terrassement.

D (mm)	L (m)	h (m)	b(m)	S (m ³)	Vd (m ³)	capacité du godet (m ³)
400	13400	1.4	1	1.40	22695.40	1
350	4316	1.35	1	1.28	5535.27	0.25
250	2350	1.25	0.9	1.06	2503,25	0.25
200	1140	1.2	0.8	0.96	1094,40	0.25

VII.3.6.3.Calcul du rendement d'exploitation de la pelle :

Il est déterminé comme suit :

$$R = G * n * k_r * k_u * \frac{1}{K_f} \text{ (m}^3\text{/h)} \dots\dots\dots \text{(VII-4)}$$

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

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

On prend T=20secondes, alors :

$n = 3600/20 = 180$;

K_r : coefficient de remplissage $K_r = (0,6 \text{ à } 0,8)$. On lui prend égal à 0,7 ;

K_u : coefficient d'utilisation de temps $K_u = (0,7 \text{ à } 0,9)$. On lui prend égal à 0,8 ;

K_f : coefficient de foisonnement $K_f = 1,2$

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

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

Pour le godet de capacité $G = 1,0\text{m}^3$, on a le rendement :

$$R = 1 * 180 * 0,7 * 0,8 * \frac{1}{1,2} = 84 \text{ (m}^3\text{/h)}$$

VII.3.6.4. Calcul du temps d'exécution :

Les excavateurs ont une durée d'exécution et se calcule de la manière

Suivante :

$$T_{ex} = \frac{V_r}{R} \dots\dots\dots (VII-5)$$

Avec :

T_{ex} : temps d'exécution (mn) ;

V_r : volume de remblai (m^3) ;

R : rendement de l'excavateur ($\text{m}^3\text{/mn}$) ;

Les calculs des rendements pour les différents tronçons sont représentés dans le tableau suivant :

❖ Tableau VII-4 : rendement et temps d'exécution pour chaque tronçon

D (mm)	Vd (m^3)	capacité du godet (m^3)	R ($\text{m}^3\text{/h}$)	Tex (j)
400	22695.4	1	84.00	11.26
350	5535.27	0.25	21.00	10.98
250	2503,25	0.25	21.00	4.97
200	1094,40	0.25	21.00	2.17

VII.4. POSE DE LA CANALISATION :

La Pose des canalisations est effectuée selon les opérations suivantes :

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

VII.5. AMENAGEMENT DU LIT DE POSE :

Le lit de pose se fera en matériau fin (sable) 0,1 à 5mm de texture, permettant le drainage du fond de la tranchée, avec une couche d'au moins 10cm.

2008

❖ Tableau VII-5 Le volume du sable dans chaque tronçon V_{li} (m³).

D (mm)	L (m)	b(m)	V_{li} (m ³)
400	13400	1	1621.10
350	4316	1.0	410.02
250	2356	0.9	200,26
200	1140	0.8	91,20
			2425,46

VII.6. INTRODUCTION DE LA CANALISATION :

La pose de canalisation doit être faite de façon à respecter certaines recommandations :

- S'assurer au préalable qu'aucun corps étranger ne se trouve à l'intérieur de la tranchée et des tuyaux ;
- Nivelier soigneusement le fond de la tranchée en évitant les contres pentes ;
- Déposer la conduite au fond de la tranchée sans la laisser tomber moyennant des engins de levage ;
- De ne pas laisser les revêtements à endommager ;
- Vérifier l'alignement ;

VII.7. EPREUVE DE JOINT ET DE CANALISATION :

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

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

VII.8. REMBLAIMENT DES TRANCHEES :

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

❖ Tableau VII-6 : calcul du volume du remblai dans chaque tronçon V_r (m³).

D (mm)	L (m)	h (m)	b(m)	S (m ²)	V_d (m ³)	capacité du godet (m ³)	V_{li} (m ³)	V cond (m ³)	V_r (m ³)
400	13400	1.4	1	1.40	22695.40	1	1621.10	2036.10	19038.20
350	4316	1.35	1.0	1.28	5535.27	0.25	410.02	542.09	4583.16
250	2356	1.25	0.9	1.06	2503,25	0.25	200,26	115,59	2187,40
200	1140	1.2	0.8	0.96	1094,40	0.25	91,20	35,80	967,40

2008

Après la pose des canalisations et l'exécution des remblais, soit on fait le remblaiage des fouilles avec tout le volume de déblai, et dans ce cas on a le volume de déblai égale au volume de remblai, il est tassé avec le temps.

C'est on a dans une région au il faut transporter le volume excédentaire on utilise des camions pour le transporter vers la zone de décharge.

Pour charger les camions on utilise le chargeur.

VII.9. Calcul du volume des travaux de la station de pompage :

❖ Tableau VII-7 : Les dimensions de la station.

Dimensions du bâtiment de la station (m)						
Longueur	Largeur	Hauteur	Epaisseur des murs	fenêtres	portes	
					secondaire	principale
8,5	5	6,5	0,3	1,4*2,2	2,2*1,2	4,2* 3,2

Poteaux : bxb =40x40.

Poutres : bxb = 40x40.

VII.10.DETERMINATION DES VOLUMES DES TRAVAUX :

Les engins utilisés pour les travaux de la station de pompage sont :

- Le bulldozer ;
- La pelle ;
- Rouleau à main pour le compactage ;

VII.10.1. Choix du bulldozer :

Le choix du bulldozer se fait en fonction de la capacité du gobet de l'excavateur. Le bulldozer est utilisé pour le remblaiement de la tranchée après la pose des conduites.

❖ Tableau VII-8 : Choix du bulldozer en fonction de la capacité du godet

capacité du godet de la pelle (m ³)	0,3-0,65	0,75-1,0	1,25-1,5	2,0-3,0
classe du bulldozer d'après la puissance du tracteur (Km)	40-60	70-118	120-140	150-300

Pour une capacité du gobet de la pelle égale à 0,6 m³ nous prenons un bulldozer ayant les caractéristiques suivantes :

- Puissance Pb = 60 KW.
- Largeur de la lame L = 2-3 m.
- Hauteur de la lame 1-1,5 m.

La station de pompage a les dimensions suivantes :

L : longueur = 8,5m

L : largeur = 5 m

C_f : Coté de fouille (carré) = 1,5 m

Poteaux $b*b = 40x40$ cm

Poutres $b*b = 40x40$ cm

1. Volumes :

a. Décapage :

$$V_d = e * l * L = 0,1 * 8,5 * 5 = 4,25 \text{ m}^3$$

$$V_d = 4,25 \text{ m}^3$$

b. Excavation (Fouilles) :

Pour une fouille $V = 1,5 * 1,5 * 1,5 = 3,375 \text{ m}^3$

Pour 15 fouilles ; $V_{exa} = 3,375 * 12 = 40,5 \text{ m}^3$

$$V_{ex} = 40,5 \text{ m}^3.$$

c. Béton de propreté :

Une épaisseur de 10 cm dans chaque fouille

$$V_{bp} = 1,5 * 1,5 * 0,1 = 0,225 \text{ m}^3$$

Pour les 25 fouilles $V_{bp} = 12 * 0,225 = 2,7 \text{ m}^3$.

$$V_{bp} = 2,7 \text{ m}^3$$

d. Béton armé :

➤ **Semelles :**

$$V = 0,4 * 1,5 * 1,5 = 0,9 \text{ m}^3, V_s = 12 * 0,9 = 10,8 \text{ m}^3$$

$$V_s = 10,8 \text{ m}^3$$

➤ **Demi – poteaux :**

$$V = 0,4 * 0,4 * 1 = 0,16 \text{ m}^3$$

On a 12 demi – poteaux, donc :

$$V_{dp} = 12 * 0,16 \Rightarrow V_{dp} = 1,92 \text{ m}^3$$

➤ **Poutre inférieure :**

$$V_{pinf} = (0,4 * 0,4 * 8,5 * 3) + (0,4 * 0,4 * 5 * 4) - (0,4 * 0,4 * 0,4 * 12) = 6,51 \text{ m}^3$$

$$V_{pinf} = 6,51 \text{ m}^3$$

➤ **Chape inférieure :**

La chape inférieure a une épaisseur de 7cm, on aura :

$$V = 0,07 * 8,5 * 5 = 3,08 \text{ m}^3$$

$$\Rightarrow V_{cinf} = 3,08 \text{ m}^3$$

➤ **Poteaux :**

$V = 6,5 * 0,4 * 0,4 = 1,04 \text{ m}^3$; donc pour 15 poteaux est :

$$V_p = 12 * 1,04 = 12,48 \text{ m}^3$$

$$V_p = 12,48 \text{ m}^3$$

➤ **Poutres supérieures :**

$$V_{ps} = 5,51 \text{ m}^3.$$

➤ **Chape supérieure :**

$$V_{cs} = 3,08 \text{ m}^3.$$

e. Remblai :

Ce volume correspond à un volume d'un remblai bien compacté.

2008

f. Fouille :

$V_0 = 3,375\text{m}^3$, est le volume d'une fouille.

$V_1 = 0,225\text{m}^3$, est le volume occupé par le béton de propreté.

$V_2 = 0,16\text{m}^3$ est le volume occupé par le demi – poteau.

$V_3 = 0,9\text{m}^3$, est le volume occupé par la semelle.

Le volume de remblai pour chaque fouille est :

$$V = V_0 - (V_1 + V_2 + V_3) = 3,375 - (0,225 + 0,9 + 0,16) = 2,09\text{m}^3$$

Donc pour 12 semelles $V = 2,09 * 12 = 25,08\text{m}^3 \Rightarrow V = 25,08\text{m}^3$

g. Remblai compacte de la dalle inférieure :

$$V_{rc} = 0,9 * 8,5 * 5 = 38,25 \text{ m}^3.$$

h. Remblai compacte total :

$$V_t = 25,08 + 38,25 = 63,33 \text{ m}^3.$$

i. Maçonnerie :

➤ **Maçonnerie mur :**

On utilise le type de briques ;

Briques (30x20x10) $S_i = 0,06 \text{ m}^2$

Surface du mur $S = 2 * 6,5 * (8,5 + 5) = 175,5 \text{ m}^2$

$N_b = 175,5 / 0,06 = 2925$ briques.

Nombre de brique qu'il faut commander est :

$$N_b + 100 = 100 + 2925 = 3025 \text{ briques}$$

➤ **Maçonnerie du niveau du demi-poteau a la poutre inférieure :**

$$S = 0,9 * 8,5 + 0,9 * 5 = 8,6 \text{ m}^2$$

$N_b = 8,6 / 0,06 = 144$ briques.

$$N_{btot} = 3025 + 144 = 3170 \text{ briques}$$

2008

❖ Tableau VII-9 : les travaux de la station de pompage.

N=°	désignation des travaux	unité	quantité
1	décapage	m ³	4,25
2	Excavation des fouilles	m ³	40,5
3	béton de propreté	m ³	2,7
4	béton armé (semelle)	m ³	10,8
5	béton armé (demi-poteau)	m ³	1,92
6	remblai des fouilles	m ³	25,08
7	béton armé (poutre inférieure)	m ³	5,51
8	remblai compacté	m ³	38,25
9	béton armé (dalle inférieure)	m ³	3,08
10	béton armé (poteau)	m ³	12,48
11	béton armé (poutre supérieure)	m ³	5,51
12	béton armé (dalle supérieure)	m ³	3,08
13	maçonnerie	unité	3170

❖ Tableau VII-10 : Volume des travaux (Station de pompage).

N =°	désignation des travaux	unité	Quantité
1	Déblai	m ³	44,75
2	Remblai compacte	m ³	63,33
3	Béton Arme	m ³	36,22
4	Béton légèrement Arme	m ³	6,16
5	gros Béton	m ³	2,7
6	Maçonnerie	unité	3170

2008

❖ Tableau VII-11 : Volume du déblai total V_d (m^3).

D (mm)	L (m)	h (m)	b(m)	S (m^2)	V_d (m^3)	capacité du godet (m^3)	V_{li} (m^3)	V_{cond} (m^3)	V_r (m^3)
400	13400	1.4	1	1.40	22695,4	1	1621,1	2036.10	19038,2
350	4316	1.35	1.0	1.28	5535,27	0.25	410,02	542.09	4583,16
250	2356	1.25	0.9	1.06	2503,25	0.25	200,26	115,59	2187,4
200	1140	1.2	0.8	0.96	1094,4	0.25	91,2	35,8	967,4
Station de pompage					44,75	-	2322,58	-	63,33
$V_t(m^3)$					31873,1				26839,49

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons calculé le volume de travaux des terrassements et génie civil de la station de pompage et de l'adduction, et enfin on a choisit les engins les plus appropriés pour le bon déroulement des différentes étapes du projet.

CONCLUSION GENERALE :

Pour améliorer l'approvisionnement en eau potable de la ville de Tipaza, une étude était faite par un dédoublement de la conduite d'adduction et la projection des ouvrages nécessaire

Après l'étude de ce projet on a projeté la nouvelle conduite d'adduction en parallèle avec la conduite existante qui prend départ au niveau de la même ressource soit du réservoir tampon de sidi Amar et nécessitera la projection des ouvrages suivants :

- Une conduite gravitaire véhiculant le débit de 132l/s du réservoir 2000m³ de sidi Amar vers la station de pompage projetée.
- Une station de pompage installée en charge refoule un débit de 132l/s, avec une HMT=165m.
- Un réservoir à coté de la station de pompage de volume de 2500 m³.
- Une conduite de refoulement vers un réservoir de 2000m³ de mise en charge.
- Un réservoir de 1000m³ à l'EST pour l'alimentation du POS AU3 alimenté par le réservoir 2000m³ projeté.
- Un autre réservoir de 1000m³ à l'OUEST pour l'alimentation du POS AU2.

Ce projet de fin d'étude nous a permis de découvrir le monde professionnel par la réalisation d'une telle étude à partir des données réelles.

Tout en espérant que cette étude permettra de résoudre le maximum de problèmes rencontrés que ce soit a court, moyen et a long terme de la ville touristique de Tipaza.

Sommaire

SMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE : 1

Chapitre I:

INTRODUCTON : 2

I. SITUATION DE LA VILLE : 2

I.1. SITUATION GEOGRAPHIQUE : 2

I.2. SITUATION TOPOGRAPHIQUE : 3

I.3. SITUATION URBANISTIQUE : 3

I.4. SITUATION CLIMATOLOGIQUE : 3

❖ Tableau N° I-1 : Le nombre moyen des jours pluvieux pour chaque mois... 4

❖ Tableau N° I-2 : précipitations moyenne mensuelles en mm (station de Cherchell)..... 4

❖ Tableau N° I-3 : précipitations mensuelles en mm..... 4

❖ Tableau N° I-4 : températures mensuelles en °C..... 4

❖ Tableau N° I-4 : humidité relative (Les données disponibles sont de Bousmail)..... 5

CONCLUSION : 5

Chapitre II:

INTRODUCTION : 6

II. POPULATION 6

II.1 POPULATION ALIMENTEES PAR LE RESEAU DE TIPAZA : 6

❖ Tableau N°II-2 : Population situe au niveau des localités secondaires..... 7

❖ Tableau N°II-3 : population du pos AU2 7

❖ Tableau N°II-4 : population du pos AU3 7

❖ Tableau N°II-5 : récapitulatif du nombre d’habitants total : 7

II.2 DEBIT MOYEN DOMESTIQUE : 7

❖ Tableau N°II-8 : débit moyen domestique pos AU3..... 8

II.3 DEBIT MOYEN JOURNALIER D’EQUIPEMENT : 8

II.3.1 CHEF LIEU ET LOCALITES SECONDAIRES : 8

❖ Tableau N°II-9 : débit moyen journalier (équipement administratif). 8

❖ Tableau N°II-10 : débit moyen journalier (équipement culturel)..... 9

❖	Tableau N°II-11 : débit moyen journalier (équipement sanitaire).	9
❖	Tableau N°II-12 : débit moyen journalier (équipement scolaire).....	9
❖	Tableau N°II-13 : débit moyen journalier (équipement sportif).....	10
❖	Tableau N°II-14 : débit moyen journalier (équipement touristique).....	10
❖	Tableau N°II-15 : récapitulatif des débits moyens journaliers des équipements.	10
	II.3.2 EQUIPEMENTS DU POS AU2 :	11
❖	Tableau N°II-16 : débit moyen journalier (équipement administratifs).....	11
❖	Tableau N°II-17 : débit moyen journalier (équipements commerciales).	11
❖	Tableau N°II-18 : débit moyen journalier (équipements socioculturels et sportifs).	11
❖	Tableau N° II-19 : tableau récapitulatif du débit moyen journalier	11
	II.3.3 EQUIPEMENTS DU POS AU3 :	12
❖	Tableau N°II-20 : débit moyen journalier d'équipements (Zone Haute).	12
❖	Tableau N°II-21 débit moyen journalier d'équipements (Zone Moyenne)..	12
❖	Tableau N°II-22 : débit moyen journalier d'équipements (Zone Basse).	13
❖	Tableau N°II-23 récapitulatif du débit d'équipement du POS AU3.	13
❖	Tableau N°II-24 : débit moyen journalier du chef lieu et les localités secondaires	13
❖	Tableau N°II-25 : débit moyen journalier du pos AU2 :	14
❖	Tableau N°II-26 : débit moyen journalier pos AU3 :	14
	II.4 VARIATION DE LA CONSOMMATION JOURNALIERE :	14
	II.4.1 COEFFICIENT D'IRREGULARITE MAXIMUM JOURNALIERE :.	14
	II.4.1.1 DEBIT MAX JOURNALIER :	14
❖	Tableau N°II-27 : débit Max journalier du chef lieu et localités secondaires. 14	
❖	Tableau N°II-29 : débit max journalier du POS AU3.	15
	II.4.2 COEFFICIENT D'IRREGULARITE MINIMUM JOURNALIER :.....	15
❖	Tableau N°II-31 : calcul de la consommation maximale et minimale journalière.	16
	II.5 VARIATION DE LA CONSOMMATION HORAIRE.....	16
	II.5.1 DETERMINATION DES DEBITS HORAIRES :	16
	II.5.1.1 DEBIT MOYEN HORAIRE :	16

❖	COEFFICIENT D'IRREGULARITE MAXIMALE HORAIRE (Kmaxh) :	
	16	
❖	Tableau N°II-32 : βmax en fonction du nombre d'habitants	16
II.5.1.2	DETERMINATION DU DEBIT MAXIMUM HORAIRE :	17
❖	COEFFICIENT D'IRREGULARITE MINIMALE HORAIRE	17
CHAPITRE 2 (Kminh) :	17
II.5.1.3	DETERMINATION DU DEBIT MINIMUM HORAIRE :	17
II.6	ÉVALUATION DE LA CONSOMMATION HORAIRE EN FONCTION DU NOMBRE D'HABITANT :	18
❖	Tableau N°II-35 consommation cumulée journalière :	19
CONCLUSION :	22
Chapitre III:		
INTRODUCTION :	23
III.	FONCTIONS DES RESERVOIRS :	23
III.1.	FONCTIONS TECHNIQUES DES RESERVOIRS :	23
III.2.	FONCTIONS ECONOMIQUES :	23
III.3.	CLASSIFICATION DES RESERVOIRS :	23
III.4.	EMPLACEMENT DES RESERVOIRS :	24
III.5.	DETERMINATION DE LA CAPACITE DES RESERVOIRS :	24
III.5.1.	CAPACITE PRATIQUE D'UN RESERVOIR :	24
❖	Tableau (III-1) : calcul de la capacité pratique du volume de stockage nécessaire.	24
III.5.2.	BALANCE RESSOURCE/ BESOINS :	25
❖	Tableau (III-3) : Balance (ressource/ besoins).....	25
III.5.3.	BESOINS EN STOCKAGE :	26
❖	Tableau (III-4) : Balance (stockage Existant/ stockage nécessaire).	26
III.6.	DETERMINATION DU VOLUME DES RESERVOIRS :	28
III.6.1.	RESERVOIRS :	28
❖	Tableau (III-8) : caractéristique du réservoir (R3) Ouest.	32
❖	Tableau (III-9) : caractéristique du réservoir (R4) Est.	32
III.7.	ÉQUIPEMENT DU RESERVOIR :	32
III.8.	SYSTEME DE MATERIALISATION DE LA RESERVE D'INCENDIE :	33

III.9. HYGIENE ET SECURITE :	34
CONCLUSION :	34
Chapitre IV :	
INTRODUCTION:	
IV. SCHEMA GENERAL ET PRINCIPE DE L'ALIMENTATION DE L'ETAT ACTUEL DU RESEAU :	35
IV.1. SYSTEME D'ALIMENTATION EXISTANT :	35
IV.1.1. RESSOURCE :	35
IV.2. OUVRAGES EXISTANTS :	35
IV.2.1. OUVRAGE DE STOCKAGE :	35
❖ Tableau IV-1 : capacité de stockage existant Zone I.....	35
❖ Tableau IV-2 : capacité de stockage existant Zone II.....	36
❖ Tableau IV-3 : capacité de stockage existant Zone III.	36
IV.2.2. STATION DE POMPAGE CENTRALE :	36
IV.2.2.1. RESERVOIR TAMPON 2000 m3 :	36
❖ Tableau IV-4 : Caractéristiques du réservoir Tampon R2000m3.....	36
IV.3. ADDUCTIONS :	36
IV.3.1. CONDUITE D'ADDUCTION GRAVITAIRE RESERVOIR TAMPON – R1000M3 STATION DE REPRISE :	37
❖ Tableau IV-5 : caractéristiques de la conduite d'adduction R Tampon-station de reprise.....	37
❖ Tableau IV-6 : Répartition du débit d'adduction Existante.....	37
❖ Tableau IV-7 : caractéristique du 1 ^{ier} tronçon de l'adduction.	38
❖ Tableau IV-8 : caractéristique du 2 ^{ème} tronçon de l'adduction.....	38
❖ Tableau IV-9 : caractéristique du 3 ^{ème} tronçon de l'adduction.....	38
❖ Tableau IV-10 : caractéristique du 4 ^{ème} tronçon de l'adduction.....	38
IV.3.2. CONDUITE DE REFOULEMENT	39
❖ Tableau IV-11 : caractéristiques des conduites d'arrivées et de départs de la station de reprise.	39
IV.4. CHOIX DU TRACE :	40
IV.5. ETUDE DE LA VARIANTE :	40
IV.5.1. VARIANTE CHOISIT :	40
IV.5.2. OUVRAGE CONSTITUANT LE SCHEMA :	41
IV.5.2.1. ADDUCTIONS :	41

IV.5.2.2. RESERVOIRS :	41
IV.5.2.3. STATION DE POMPAGE :	41
IV.5.2.4. AUTRES OUVRAGES :	41
IV.5.2.5. EQUIPEMENT :	41
IV.6. CHOIX DU TYPE DE MATERIAU DE LA TUYAUTERIE :	41
❖ Tableau IV-12 : Coefficients K, m, β pour différents types des tuyaux.....	42
IV.7. CALCUL HYDRAULIQUE DE LAVARIANTE :	42
IV.7.1. ADDUCTION :	42
IV.7.1.1. ADDUCTION GRAVITAIRE :	42
❖ Tableau IV-13 : Coefficients K, m, β pour les conduites en fonte.....	44
❖ Tableau IV-14 : de vérification des vitesses pour les deux diamètres Normalisés.	45
❖ Tableau IV-15 : Vérification des pertes de charge par les deux diamètres. .	45
❖ Tableau IV-16 : Vérification de la cote piézométrique donnée par chaque conduite.....	45
❖ Tableau IV-17: de vérification des vitesses pour les deux diamètres Normalisés.	46
❖ Tableau IV-18 : Vérification des pertes de charge par les deux diamètres. .	46
❖ Tableau IV-19 : Vérification de la cote piézométrique donnée par chaque conduite.....	46
❖ Tableau IV-20 : de vérification des vitesses pour les deux diamètres Normalisés.	47
❖ Tableau IV-21 : Vérification des pertes de charge par les deux diamètres. .	48
❖ Tableau IV-22 : Vérification de la cote piézométrique donnée par chaque conduite.....	48
IV.7.2. ADDUCTION PAR REFOULEMENT :	49
IV.7.2.1. DIAMETRE ECONOMIQUE:	49
1. PERTE DE CHARGE :	49
1.1. PERTE DE CHARGE LINEAIRE :	49
1.2. PERTE DE CHARGE SINGULIERE :	50
1.3. HAUTEUR MANOMETRIQUE TOTAL HMT :	50
2. PUISSANCE ABSORBEE PAR LA POMPE :	51
3. ENERGIE CONSOMMEE PAR LA POMPE	51
4. FRAIS D'EXPLOITATION :	51

5.	FRAIS D'AMORTISSEMENT :.....	52
6.	CALCUL DU DIAMETRE ECONOMIQUE :.....	52
❖	Tableau IV-23 : Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT).	52
❖	Tableau IV-24 : Calcul des Frais d'exploitation des conduites.....	53
❖	Tableau IV-25 : Calcul des Frais d'amortissement des conduites.....	53
❖	Tableau IV-26 : Bilan des frais des conduites.	53
❖	Tableau IV-27: Vérification de la vitesse d'écoulement dans la conduite de refoulement.	54
IV.8.	DIMENSIONNEMENT DE LA STATION DE POMPAGE :.....	55
IV.8.1.	DIMENSIONNEMENT HYDRAULIQUE :.....	55
IV.8.1.1.	LA CANALISATION D'ASPIRATION :.....	55
1.	DETERMINATION DE LA HAUTEUR ADMISSIBL D'ASPIRATION : 55	
2.	EQUIPMENT EN AMONT:	55
❖	Tableau IV-28: récapitulatif des Dimension des Equipment en amont.....	56
3.	EQUIPEMENT EN AVAL :	56
❖	Tableau IV-29 : récapitulatif des Dimension des Equipments en amont.	56
❖	Tableau IV-30 : représentation des équipements.....	57
IV.8.1.2.	CHOIX DES GROUPES ELECTROPOMPES :.....	57
IV.8.1.3.	CHOIX DU NOMBRE DE POMPE :.....	58
❖	Tableau IV-31 : caractéristique de la pompe choisie.....	58
❖	Tableau IV-32 : type de pompe choisie.	59
	Courbes caractéristiques de la pompe choisie :.....	59
❖	Tableau IV-33 : Construction des courbes caractéristiques de la pompe.....	59
	Calcul de la cote de l'axe de pompage :	60
IV.8.1.4.	CONSTRUCTION DE LA COURBE CARACTERISTIQUE DE LA CONDUITE DE REFOULEMENT :.....	61
❖	Tableau IV-34 : construction de la courbe caractéristique de la conduite de refoulement.	61
IV.8.1.5.	DETERMINATION DU POINTS DE FONCTIONNEMENT :.....	62
IV.8.1.6.	CHOIX DU MOTEUR ELECTRIQUE :	63
IV.8.1.7.	Calcul de la puissance fournie par le moteur électrique :.....	63
❖	Tableau IV-35 : Variation du coefficient K en fonction de la puissance P..	63

❖ Tableau IV-36: Les Caractéristiques du moteur électrique choisi.	64
IV.8.2. GENIE CIVIL DE LA STATION DE POMPAGE :	64
IV.8.2.1. BATIMENT DE LA STATION DE POMPAGE :	64
❖ Tableau IV-37 : Choix du type du bâtiment.	64
IV.8.2.2. CALCUL GENIE CIVIL :	65
❖ Tableau IV-38 : récapitulation des dimensions du bâtiment de la station....	67
IV.8.2.3. EQUIPEMENTS AUXILIAIRES ET MOYENS DE PROTECTION : 67	
CONCLUSION:	
Chapitre V:	
V. GENERALITE :	68
V.1. PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LES REGIMES TRANSITOIRES :	68
V.1.1. Définition :	68
V.1.2. Les risques dus aux coups de bélier :	68
1. Supression :	69
2. Dépression :	69
3. Fatigues des conduites :	69
V.1.3. Moyens de protection contre le coup de bélier :	69
1. Les volants d'inertie :	69
2. Les soupapes de décharge :	69
3. Les réservoirs d'air :	70
4. Les cheminées d'équilibre :	70
5. RESERVOIR A VESSIE :	70
V.1.4. ANALYSE PHYSIQUE DU PHENOMENE DU COUP DE BELIER : 72	
Phase 01 :	72
Phase 02 :	72
Phase03 :	72
Phase 04:	73
V.2. ARRET BRUSQUE D'UNE POMPE :	73
V.2.1. CALCUL DU VOLUME D'AIR POUR LE TRONÇON STATION DE POMPAGE R2000m3 :	73
V.2.1.1. CALCUL DE LA CELERITE D'ONDE :	73

1. La valeur du coup de bélier :.....	73
V.2.1.2. METHODE DE BERGERON :	74
V.2.1.3. Calcul de la pression dans le réservoir d'air :	74
V.2.1.4. Calcul des pertes de charge dans la conduite de refoulement:.....	75
V.2.1.5. Perte de charge singulière (réservoir d'air- conduite) :	76
V.2.1.6. Perte de charge singulière (conduite-réservoir d'air) :	76
V.2.1.7. Pression dans la conduite au droit du clapet :	76
❖ Tableau V-1:calcul du volume de réservoir d'air.	77
❖ Tableau V-2: représentation des dimensions du réservoir d'air.	79
V.2.2. Protection du tronçon gravitaire R2000m3 de sidi Amar-station de pompage contre le coup de bélier :	79
V.2.3. Protection du tronçon gravitaire R2000m3 projeté-R1000m3 Ouest contre le coup de bélier :	79
V.2.4. Protection du tronçon gravitaire R2000m3 projeté-R1000m3 EST contre le coup de bélier :	80
CONCLUSION:	
Chapitre VI:	
VI. GENERALITE :	81
VI.1. Raccordements, diamètres, longueurs :.....	82
VI.2. Tuyaux en fonte :.....	82
VI.3. Le système d'alimentation :	84
VI.3.1. Conduite d'adduction:.....	84
VI.3.2. Robinetterie et équipements divers :.....	85
VI.3.2.1. Robinets vannes :	85
1. Les robinets vannes à opercule :.....	85
2. Les vannes papillon :	85
VI.3.2.2. Clapets de retenue :.....	86
VI.3.2.3. Ventouses :	86
VI.3.2.4. Le robinet de vidange :.....	87
VI.3.2.5. By-pass :.....	88
VI.3.3. Les pièces spéciales :	88
VI.3.4. Traversé de l'Oued :.....	88
CONCLUSION:	

Chapitre VII:

INTRODUCTION:

VII.	LES DIFFERENTS TRAVAUX SUR CHANTIER :	89
VII.1.	IMPLANTATION DU TRACE DES TRANCHEES SUR LE TERRAIN :	89
VII.2.	NIVELLEMENT DE LA PLATE-FORME DE POSE :	89
VII.3.	EXCAVATION DES TRANCHEES :	89
VII.3.1.	LA PROFONDEUR (H) :	90
VII.3.2.	LARGUEUR DE LA TRANCHEE :	90
VII.3.3.	CHOIX DU COEFFICIENT DU TALUS :	90
❖	Tableau VII-1 : choix du coefficient du talus.	90
VII.3.4.	CHOIX DES MACHINES DE TERRASSEMENT :	90
VII.3.5.	SECTION DE LA TRANCHEE :	90
VII.3.6.	CHOIX DE L'EXCAVATEUR ET LE PROCEDE D'EXCAVATION :	91
VII.3.6.1.	PELLE EQUIPEE EN RETRO :	91
VII.3.6.2.	PELLE EQUIPEE EN BUTEE :	91
❖	... Tableau VII-2 : Capacité du godet en fonction du volume de terrassement.	91
❖	. Tableau VII-3 : Détermination du Capacité du godet en fonction du volume de terrassement.	91
VII.3.6.3.	Calcul du rendement d'exploitation de la pelle :	91
VII.3.6.4.	Calcul du temps d'exécution :	92

❖	Tableau VII-4 : rendement et temps d'exécution pour chaque tronçon	92
VII.4.	POSE DE LA CANALISATION :	92
VII.5.	AMENAGEMENT DU LIT DE POSE :	92
❖	Tableau VII-5 Le volume du sable dans chaque tronçon V_{li} (m ³).	93
VII.6.	INTRODUCTION DE LA CANALISATION :	93
VII.7.	EPREUVE DE JOINT ET DE CANALISATION :	93
VII.8.	REMBLAIMENT DES TRANCHEES :	93
❖ ..	Tableau VII-6 : calcul du volume du remblai dans chaque tronçon V_r (m ³).	93
VII.9.	Calcul du volume des travaux de la station de pompage :	94
❖	Tableau VII-7 : Les dimensions de la station.	94
VII.10.	DETERMINATION DES VOLUMES DES TRAVAUX :	94
VII.10.1.	Choix du bulldozer :	94
❖	Tableau VII-8 : Choix du bulldozer en fonction de la capacité du godet	94
❖	Tableau VII-9 : les travaux de la station de pompage.	97
❖	Tableau VII-10 : Volume des travaux (Station de pompage).	97
❖	Tableau VII-11 : Volume du déblai total V_d (m ³).	98
CONCLUSION:		
	CONCLUSION GENERALE :	99

BIBLIOGRAPHIE :

- [1] : HYDRAULIQUE URBAINE tome 2, par André DUPONT
EDITION EYROLLES paris 1979.
- [2] : Bureau d'études Technico-Hydro Concept (THC).
Étude du Schéma directeur des villes de Boumerdes et Corso.
- [3] : Dr B. SALAH Cours D'alimentation En Eau Potable ENSH 1993.
- [4] : CARLIER M : Hydraulique générale et appliqué.
Editions Eyrolles Paris 1972.
- [5] : Mémoire de fin d'étude présenté par Mr : KASRI Mohamed, promotion
2004/2005
Intitulé transfert des eaux du champ de captage de Chebli vers Boufarik.
- [6] : Catalogue des pompes, JEUMONT SCHNEIDER. ENSH.
- [7] : Catalogue des moteurs asynchrones triphasés de 0,1 à 450KW
(LEROY-SOMER).
- [8] : COURS Mr : B SALAH, protection des conduites de refoulement contre le coup
de bélier.
- [9] : Moteur de recherche [http:// WWW google.Com](http://WWW.google.Com) \ réservoir anti-bélier.
- [10] : Moteur de recherche [http:// WWW google.Com](http://WWW.google.Com) \ adduction d'eau.
- [11] : E .IVANOV Organisation et la construction d'un système du projet de
distribution de l'eau, ENSH 1985.